

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Numéro de série :

Numéro d'inscription :

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Comportement d'une argile expansive fortement surconsolidée

Présenté par

Lakhdar MEKKI

Soutenue le : 24/10/ 2018

Devant le jury composé de :

Dr RAHMOUNI Zine El Abidine,	Prof., Université de M'sila,	Président
Dr KHEMISSA Mohamed,	Prof., Université de M'sila,	Encadreur
Dr MELLAS Mekki,	Prof., Université de Biskra,	Examineur
Dr MABROUKI Abdelhak,	MC-A, Université de Biskra,	Examineur
Dr BENCHEIKH Mohamed,	Prof., Université de M'sila,	Invité

Année Universitaire : 2018/2019

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à mon Directeur de thèse, Dr KHEMISSA Mohamed, Professeur à l'Université de M'sila, qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de ce travail de recherche et m'a fourni un soutien constant et une aide précieuse. Il a toujours su me conseiller durant ces années, me faisant profiter ainsi de ses compétences théoriques et de son expérience.

Je tiens à remercier très vivement les membres de jury de soutenance de cette thèse :

- Dr RAHMOUNI Zine El Abidine, Professeur à l'Université de M'sila, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance,
- Dr MELLAS Mekki, Professeur à l'Université de Biskra, d'avoir accepté d'être examinateur,
- Dr MABROUKI Abdelhak, Maître de conférences -A- à l'Université de Biskra, d'avoir accepté d'être examinateur,
- Dr BENCHEIKH Mohamed, Professeur à l'Université de M'sila, Directeur du Laboratoire de Développement des Géomatériaux, de m'avoir accueilli au sein du laboratoire et pour sa participation au jury en tant qu'invité.

Enfin, que toutes les personnes qui m'ont permis, de près ou de loin, de mener à bien cette thèse, trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

ملخص

كثيراً ما تسبب الظواهر المناخية الطبيعية والنشاط البشري خسائر في كتلة التربة الناعمة التي تتميز بتفاوت كبير في الحجم بمجرد تغير شروط توازنها. للحد من هذا النوع من الكوارث، من الضروري وصف سلوك الترب الناعمة بشكل أفضل فيما يتعلق بدورات الترطيب والجفاف. تقدم هذه الأطروحة وتحلل نتائج دراسة تجريبية أجريت على غضار انتفاخي تم جلبه من الموقع الحضري لبلدية سيدي هجرس (ولاية المسيلة، الجزائر) حيث تظهر إضطرابات معتبرة وبشكل متكرر في الطرقات والشبكات المختلفة وفي المباني منخفضة الارتفاع. وتهدف هذه الدراسة إلى تعيين الخصائص الفيزيو-كيميائية والميكانيكية لهذه التربة الطبيعية الانتفاخية في الحالتين السليمة (غير مضطربة) والمعاد تشكيلها عن طريق رصها حسب شروط "بروكتور" العادية والمعدلة. تظهر نتائج التجارب التي تم الحصول عليها أن قيم الخصائص الجيوتقنية تتعلق بجوانب تجريبية معينة مثل طاقة الرص ومدة التجفيف والتشوه الأولي وتشبع التربة. ومع ذلك، تجدر الإشارة إلى أنه بالنسبة لجميع مستويات الحصر التي يتم النظر فيها، فإن سلوك الغضار السليم والمعاد تشكيله بواسطة الرص يخضع لنفس قوانين الانضغاطية والارتصاص (التشديد)، الانكماش والانتفاخ، والانهيار بالقص.

الكلمات الدالة : غضار انتفاخي، الرص، الانضغاطية، الارتصاص (التشديد)، الانكماش، الانتفاخ، الانهيار بالقص.

Résumé

Les phénomènes climatiques naturels et l'activité humaine engendrent fréquemment des sinistres dans les massifs de sols fins caractérisés par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées. Pour limiter ce type de sinistre, il est nécessaire de mieux décrire le comportement des sols fins vis-à-vis des cycles de sécheresse-humidification. Cette thèse présente et analyse les résultats d'une étude expérimentale effectuée sur une argile expansive prélevée sur le site urbain de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voiries et réseaux divers et autres constructions légères de faible hauteur. Cette étude vise à déterminer les paramètres physico-chimiques et mécaniques de cette argile naturelle expansive aux états intact et reconstitué par compactage aux optimums Proctor normal et modifié. Les résultats d'essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques déduits de ces essais dépendent de certains aspects expérimentaux tels que l'énergie de compactage, la durée de séchage, la déformabilité initiale et la saturation du sol. Cependant, on notera que, pour tous les niveaux de confinement considérés, le comportement de l'argile intacte et reconstituée par compactage est régi par les mêmes lois de compressibilité-consolidation, de retrait-gonflement et de cisaillement-rupture.

Mots clés : Argile expansive, compactage, compressibilité, consolidation, gonflement, retrait, rupture de cisaillement.

Abstract

Natural climatic phenomena and human activity frequently cause disorders in the masses of fine-grained soils characterized by very significant volume variation as soon as the conditions of their equilibrium are modified. To limit this type of disorder, it is necessary to better describe the behaviour of fine-grained soils with respect to drying-wetting cycles. This thesis presents and analyzes the results of an experimental study carried out on an expansive clay collected on the urban site of Sidi-Hadjrès (province of M'sila, Algeria), where important disorders appear frequently in road infrastructures, roads and networks, various and other light structures of low height. This study aims to determine the physico-chemical and mechanical parameters of this natural clay expansive in intact and reconstituted states by compaction to normal and modified Proctor optimums. Tests results obtained show that the values of the geotechnical parameters derived from these tests are depending on some experimental aspects such as the compaction energy, drying time, initial deformability and soil saturation. However, it should be noted that, for all the confinement levels considered, the behaviour of intact and compacted clay samples is governed by the same laws of compressibility-consolidation, shrinkage-swelling and shear-rupture.

Keywords : Expansive clay, compaction, compressibility, consolidation, swelling, shrinkage, shear failure.

NOTATIONS

P_A	Force « surfacique » d'attraction de Van der Waals
P_R	Pression osmotique de répulsion
d	Demi-distance entre deux particules argileuses
σ_g	Pression de gonflement
ε_g	Amplitude du gonflement
A_C	Activité argileuse
A_{Cor}	Activité corrigée $A_{cor} = I_p / (C_{2\mu m} - 10)$
$C_{2\mu m}$	Teneur en particules de dimensions inférieures à 2 μm
W_{nat}	Teneur en eau naturelle,
W_P	Limite de plasticité
W_L	Limite de liquidité
I_P	Indice de plasticité
W_R	Limite de retrait
W_{RE}	Limite de retrait effective
I_C	Indice de consistance,
I_R	Indice de retrait
V_{BS}	Valeur au bleu de méthylène
C_g	Coefficient de Gonflement
γ_h	Poids volumiques humide
γ_d	Poids volumiques sec
γ_{d-max}	Poids volumique sec maximum
σ'_p	Pression de préconsolidation
σ'_v	Contrainte effective verticale (poids des terres)
C_C	Indice de compression
C_S	Indice de gonflement
e_0	Indice des vides en place
e_i	Indice des vides initial
R_{OC}	Rapport de surconsolidation
C_V	Coefficient de consolidation
E_{oed}	Module œdométrique
k_v	Coefficient de perméabilité vertical
k_{v0}	Coefficient de perméabilité initial
C_k	Taux de variation de la perméabilité du sol
t_{90}	Temps correspondant à 90% de la consolidation primaire.
t_{100}	Temps correspondant à 100% de la consolidation primaire
$C_{\alpha e}$	Indice de fluage
$C_{\alpha s}$	Taux de gonflement secondaire
R_g	Rapport (ou facteur) de gonflement
R_l	Rapport (ou facteur) de retrait linéaire

ρ	Densité du sol
ν	Coefficient de Poisson
E	Module d'élasticité
τ	Contrainte de cisaillement
σ_n	Contrainte normale appliquée
c	Cohésion du sol
φ	Angle de frottement interne du sol
S_r	Degré de saturation

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	<i>Caractéristiques microscopiques des minéraux argileux (Mitchell, 1993 ; Bultel, 2001 ; Mrad, 2005 ; Chrétien 2010).</i>	9
Tableau 1.2	<i>Classification de Seed et al. (1962).</i>	22
Tableau 1.3	<i>Classification de IS: 1498 (1970) et Snethan et al. (1977), cité par Sridharan et Prakash (2016).</i>	23
Tableau 1.4	<i>Classification de Dakshanamurthy et Raman (1973).</i>	23
Tableau 1.5	<i>Classification de Building Research Establishment BRE (1980).</i>	23
Tableau 1.6	<i>Classification de Chen. (1988).</i>	23
Tableau 1.7	<i>Classification de Prian et al. (2000), cité par Chrétien (2010).</i>	24
Tableau 1.8	<i>Classification de Altemeyer (1955).</i>	26
Tableau 1.9	<i>Classification de Ranganatham et Satyanarayana (1965).</i>	26
Tableau 1.10	<i>Classification de IS:1498 (1970) cité par Sridharan et Prakash (2016).</i>	26
Tableau 1.11	<i>Classification de Holtz & Gibbs (1956).</i>	26
Tableau 1.12	<i>Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973).</i>	26
Tableau 1.13	<i>Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001).</i>	27
Tableau 1.14	<i>Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al.(1996)</i>	27
Tableau 1.15	<i>Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).</i>	28
Tableau 1.16	<i>Modèles empiriques de calcul des paramètres de gonflement.</i>	28
Tableau 1.17	<i>Risque de pathologie en fonction du coefficient de gonflement C_g d'après Chassagneux et al. (1996).</i>	30
Tableau 1.18	<i>Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988)</i>	31
Tableau 1.19	<i>Classifications des argiles d'après l'essais de gonflement à l'œdomètre.</i>	32
Tableau 3.1	<i>Liste et nombre d'essais réalisés</i>	67
Tableau 4.1	<i>Paramètres géotechniques de l'argile de Sidi-Hadjres.</i>	81
Tableau 4.2	<i>Composition chimique de l'argile de Sidi-Hadjres. (sur quatre échantillons).</i>	81
Tableau 4.3	<i>Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes</i>	84
Tableau 4.4	<i>Résultats des essais de compressibilité œdométriques. (sols intacts INT).</i>	90
Tableau 4.5	<i>Résultats des essais de compressibilité œdométriques. (Échantillons compacté à l'OPN)</i>	90
Tableau 4.6	<i>Résultats des essais de compressibilité œdométriques. (Échantillons compacté à l'OPM)</i>	91
Tableau 4.7	<i>Les caractéristiques des essais de fluage œdométrique.</i>	97
Tableau 4.8	<i>Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.</i>	102
Tableau 4.9	<i>Résultat des essais de gonflement par la méthode AFNOR. (Sol intact, INT)</i>	102
Tableau 4.10	<i>Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode AFNOR.</i>	102
Tableau 4.11	<i>Valeurs de la limite de retrait conventionnelle W_R.</i>	103
Tableau 4.12	<i>Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.</i>	109

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Tétraèdre de silice (d'après Grim., 1959).	4
Figure 1.2	Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Grim., 1959).	5
Figure 1.3	Schéma de la particule de kaolinite.	7
Figure 1.4	Schéma de la particule d'illite.	7
Figure 1.5	Schéma de la particule de montmorillonite.	8
Figure 1.6	Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).	9
Figure 1.7	Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).	11
Figure 1.8	Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).	11
Figure 1.9	Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974).	12
Figure 1.10	Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992).	13
Figure 1.11	Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse.	14
Figure 1.12	Forces agissant sur deux particules d'argile.	16
Figure 1.13	Evolution de texture des sols au cours du gonflement (Bultel, 2001).	17
Figure 1.14	Observation au M.E.B d'une texture argileuse (Troalen et al., 1984).	18
Figure 1.15	Courbe de gonflement en fonction du temps.	20
Figure 1.16	Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).	24
Figure 1.17	Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973).	24
Figure 1.18	Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).	25
Figure 1.19	Essais de gonflement libre.	33
Figure 1.20	Essais de gonflement en parallèle.	34
Figure 1.21	Essai de gonflement à volume constant.	35
Figure 1.22	Essai de gonflement selon la méthode de Huder-Amberg (1970).	36
Figure 1.23	Procédure d'essais de gonflement ISSMFE (1991).	37
Figure 1.24	Méthode AFNOR P 94-091 (1995).	38
Figure 1.25	ASTM D4546-90 (1985) Méthode A : Gonflement sous le poids des terres.	39
Figure 1.26	ASTM D4546-90 (1985) Méthode B : Gonflement sous le poids des terres.	39
Figure 1.27	La méthode D.T.U.11.1.	40
Figure 1.28	ASTM D-4546-90 (1985) Méthode C : Gonflement à volume constant à partir du poids des terres.	41
Figure 1.29	Méthode LCPC avec variation de volume.	42
Figure 1.30	Méthode L.C.P.C sans variation de volume.	42
Figure 1.31	Effet de la teneur en eau initiale sur le gonflement (Edil et Alanazy, 1992).	44
Figure 1.32	Variation de la pression de gonflement avec la densité sèche initiale (Guiras, 1996).	45
Figure 1.33	Différentes phases du retrait (Schubert, 1982).	49
Figure 1.34	Courbe de retrait classique.	50
Figure 1.35	Classification d'un sol gonflant (McKeen, 1992).	51

Figure 1.36	Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon (Cuisinier & Masrouri, 2005).	52
Figure 1.37	Formes et directions des fissurations (Mouroux et al., 1988).	54
Figure 1.38	Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des sols gonflants (Mouroux et al., 1988).	55
Figure 1.39	Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013)	57
Figure 2.1	Météorologie typique de la wilaya de M'sila.	60
Figure 2.2a	Relevé mensuel de température dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 –1982 (Kaabache, 1990 – cité par Khemissa et al., 2014).	60
Figure 2.2b	Relevé pluviométrique mensuel dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 – 1982 (Kaabache, 1990 – cité par Khemissa et al., 2014).	61
Figure 2.3	Localisation des formations argileuses dans la wilaya de M'sila.	61
Figure 2.4	Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Aissa.	62
Figure 2.5	Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Hadjrès.	63
Figure 2.6	Localisation du site Sidi-Hadjres (wilaya de M'sila).	64
Figure 2.7	Coupes des sondages effectués sur le site de Sidi-Hadjres (wilaya de M'sila).	65
Figure 3.1	Position des éprouvettes dans les quatre sondages et répartition des prises d'essais par éprouvette et par n° d'essai.	68
Figure 3.2	Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).	72
Figure 3.3	Principe d'interprétation des courbes de consolidation par la méthode de Taylor (Magnan et al., 1985).	72
Figure 3.4	Principe d'interprétation des courbes de fluage par la méthode de Casagrande (Magnan et al., 1985).	73
Figure 3.5	Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP	74
Figure 3.6	Courbes de gonflement.	75
Figure 3.7	Principe d'interprétation des courbes de gonflement à partir des essais de gonflement.	76
Figure 3.8	Principe d'interprétation des courbes de dessiccation à partir des essais de dessiccation.	77
Figure 3.9	L'appareil de l'ultrason utilisé (Ultrasonic 58-E4900, masques control).	78
Figure 3.10	Courbes caractéristiques du cisaillement des sols.	79
Figure 4.1	Fuseau granulométrique de l'argile de Sidi-Hadjrès.	82
Figure 4.2	Diffractogramme de l'argile de Sidi-Hadjrès.	82
Figure 4.3	Profil géotechnique de l'argile de Sidi-Hadjrès.	83
Figure 4.4	Classification des sols de Sidi-Hadjres en fonction de leurs paramètres d'identification.	85
Figure 4.5	Courbes typiques de compactage Proctor de l'argile de Sidi-Hadjrès.	87
Figure 4.6	Courbes de portance (CBR immédiat et CBR imbibé).	88

Figure 4.7a	Courbes de compressibilité obtenues sur un échantillon de sol intact.	91
Figure 4.7b	Courbes de consolidation obtenues sur un échantillon de sol intact.	92
Figure 4.8	Courbes de compressibilité obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés.	93
Figure 4.9	Courbes de fluage œdométrique pour deux échantillons de sol intacts prélevés à deux profondeurs différentes dans deux sondages différents	96
Figure 4.10	Courbes de fluage œdométrique obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés sous les paliers de charge de 1200 kPa et 2400 kPa.	98
Figure 4.11	Résultats d'un essai de gonflement (essai 1) suivant la méthode CEBTP.	100
Figure 4.12	Résultats d'un essai de gonflement (essai 1) suivant la méthode AFNOR.	101
Figure 4.13	Résultats des essais de dessiccation obtenus sur des échantillons de sol intacts	103
Figure 4.14	Courbes de retrait des échantillons intacts et compactés aux optimums Proctor normal et modifié.	104
Figure 4.15	Vitesses moyennes de propagation des ondes ultrasonores obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés.	107
Figure 4.16	Evolution de la célérité des ondes ultrasonores avec la profondeur.	107
Figure 4.17	Résultats des essais de cisaillement direct drainé obtenus sur des échantillons de sol intacts et compactés.	108
Figure 4.18	Effet de séchage sur la résistance à la compression de l'argile compactée à la densité Proctor normal.	110
Figure 4.19	Effet de saturation de l'échantillon de sol sur la résistance au cisaillement drainé et non drainé de l'argile compactée à la densité Proctor normal.	112

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
<hr/> Synthèse bibliographique <hr/>	
<u>CHAPITRE PREMIER</u>	
<i>ETAT DES CONNAISSANCES SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS GONFLEMENTS</i>	
1.1 INTRODUCTION	3
1.2 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS FINS	3
1.3 MECANISMES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX	12
1.4 IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS	20
1.5 RETRAIT DES SOLS GONFLANTS	48
1.6 COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GONFLANTS	50
1.7 CONSEQUENCES DU GONFLEMENT SUR LA STABILITE DES OUVRAGES	52
1.8 CONCLUSION	57
<hr/> Etude expérimentale <hr/>	
<u>CHAPITRE DEUX</u>	
LE SITE DE SIDI HADJRES (WILAYA DE M'SILA)	
2.1 INTRODUCTION	59
2.2 LOCALISATION DU SITE	64
2.3 PROFILS GEOTECHNIQUES	64
<u>CHAPITRE TROIS</u>	
PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS	
3.1 INTRODUCTION	66
3.2 PROGRAMME EXPERIMENTAL EXECUTE	67
3.3 PROCEDURE D'ESSAIS SUIVIE	68
<u>CHAPITRE QUATRE</u>	
PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS	
4.1 INTRODUCTION	80
4.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES ET DE CONSISTANCE	80
4.3 CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE	87
4.4 CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION	89
4.5 CARACTERISTIQUES DE RETRAIT ET DE GONFLEMENT	99
4.6 CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT ET DE RUPTURE	106
4.7 CONCLUSION	113
CONCLUSION GENERALE	114
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	116

INTRODUCTION GENERALE

Les sols expansifs sont présents dans le monde entier et répertoriés dans plusieurs pays (Magnan, 2013). Ces sols couvrent une partie importante des régions arides et semi-arides algériennes, délimitées par l'atlas tellien au nord et l'atlas saharien au sud et s'étendent d'est en ouest jusqu'aux pays du Maghreb limitrophe. Des études de caractérisation des sols situés dans ces zones ont été réalisés, parmi lesquels les travaux de Derriche et Kebaili (1998) sur les argiles In-Aménas, Hachichi et Fleureau (1999) sur les argiles organiques, Djedid et al. (2001) sur les argiles de Tlemcen, et Medjnoun et al. (2014) sur les argiles de Médéa. Ces études confirment le caractère expansif des sols et mesurent l'étendue des dommages causés aux structures civiles et industrielles de ces sites. En Algérie, les travaux urbains sont aujourd'hui en plein essor en raison d'une croissance démographique amplifiée par un développement économique et social considérable. C'est le cas de la wilaya de M'sila, entre autres, dont le tissu urbain s'étend vers des zones vierges souvent moins favorables que celles déjà urbanisées. Cette extension transforme les villages en villes et les cités en métropoles, ce qui nécessite la construction de nouveaux réseaux routiers et ferroviaires. Le développement rapide et la forte demande pour les gisements naturels de bonne qualité deviennent de plus en plus rares et nous avons souvent recours à des sols problématiques qui ne répondent pas toujours aux exigences réglementaires : les argiles expansives sont un exemple typique. Les normes de construction de routes existantes exigent que les propriétés physico-chimiques et mécaniques de ces sols soient identifiées. Ainsi, leur utilisation pourrait être envisagée dans la construction de remblais et de couches de forme avec une marge économique sûre (LCPC-SETRA, 2000).

Les sols expansifs intacts et compactés ont fait l'objet de nombreuses recherches expérimentales depuis plusieurs décennies. Il a été conclu que le comportement des argiles raides et des marnes naturelles ou des sols fins compactés peut être décrit par des réponses caractérisées par des allures différentes, mais les lois de comportement qui les caractérisent paraissent suffisamment semblables pour que l'on puisse extrapoler d'un sol à l'autre certains de leurs aspects. Cependant, les paramètres constitutifs des lois de comportement des sols sont tributaires des critères de validité des résultats d'essais triaxiaux et œdométriques exécutés (Khemissa 2016). Comme pour les massifs de fondation, les ouvrages géotechniques peuvent subir des désordres qui s'expliquent par le comportement mécanique des sols compactés et par les variations des conditions hydriques qu'ils subissent à leurs limites. Les déformations correspondantes sont à attribuer au fluage lié à la viscosité du matériau naturel ou compacté, au retrait-gonflement lié à la présence de minéraux argileux gonflants et à l'effet des variations hydriques qui induisent des déformations de retrait-gonflement des matériaux compactés et non saturés. Donc l'identification de ce type de sol et leur caractérisation appropriées deviennent une nécessité absolue dans la perspective de la pratique d'ingénierie géotechnique.

C'est dans ce contexte que s'inscrit la présente étude expérimentale qui a pour objet de caractériser les propriétés physiques et mécaniques de l'argile expansive surconsolidée de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila) aux états intact et compactés aux optimums Proctor normal et modifié.

Ce mémoire comporte quatre chapitres répartis en une synthèse bibliographique et une étude expérimentale traitant du comportement physico-chimique et mécanique d'une argile naturelle expansive fortement sur consolidée :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'état des connaissances sur le comportement des sols gonflants. Cette synthèse comporte une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire de l'interaction entre les particules d'argile et l'eau, ensuite la caractérisation macroscopique au moyen d'essais en laboratoire destinés à définir les paramètres de gonflement, et enfin les conséquences du gonflement sur la stabilité des ouvrages géotechniques ;
- le deuxième chapitre présente le contexte général de l'étude et donne une description sommaire de site de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila);
- le troisième chapitre présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies ;
- le quatrième chapitre présente et analyse les résultats d'essais d'identification et de caractérisation mécanique des sols testés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques exploitées.

1^{ère} Partie

Synthèse bibliographique

Cet état des connaissances s'appuie beaucoup sur les travaux de synthèse bibliographique effectués ces deux dernières décennies, notamment par des chercheurs à travers le monde Reiffsteck (1999), Bultel (2001), Bekkouche et al. (2001), Mrad (2005), Vincent et al. (2006), Nowamooz (2007), Ejjaouani (2008), Chrétien (2010), Magnan et al. (2013), Sridharan et Prakash (2016), etc. cités en référence.

CHAPITRE PREMIER

ETAT DES CONNAISSANCES SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS GONFLEMENTS

1.1 INTRODUCTION

Les sols argileux sont reconnus comme des sols sensibles aux variations hydriques subies au cours des cycles saisonniers, pouvant engendrer des désordres importants sur les constructions. Le caractère et le degré d'interaction du sol argileux avec l'eau, comme la valeur du potentiel de gonflement, dépendent de la structure du réseau cristallin, de la structure des particules argileuses et de la capacité d'échange ionique des minéraux (Lambe et Whitman, 1959 ; Deryagin et Nerpin, 1961 ; Chen, 1975 ; Filliat et al. 1981). Le gonflement des sol argileux est donc un problème très complexe. Il est le résultat de plusieurs phénomènes associés ne pouvant pas être séparés expérimentalement, en vue de l'identification de l'effet de chaque mécanisme.

L'objectif principal de ce chapitre est de faire un état des connaissances sur le comportement des sols gonflements à partir des données expérimentales sur les différents critères jouant un rôle dans les processus de retrait et de gonflement des sols argileux. Pour une meilleure compréhension du comportement macroscopique des sols argileux, nous redéfinissons au sens minéralogique les argiles en présentant leurs propriétés structurales et le système d'interactions entre les particules argileuses et le fluide interstitiel. Après avoir défini les argiles d'un point de vue minéralogique, les processus proprement dit de retrait et de gonflement sont analysés, en considérant leurs origines (physiques, chimiques et mécaniques) et en précisant les facteurs extérieurs pouvant les influencer. Les caractérisations directes et indirectes du potentiel de retrait et de gonflement des sols argileux sont également exposées.

1.2 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS FINS

1.2.1 Minéraux argileux

Du point de vue géologique, le terme « argile » désigne un groupe de minéraux appartenant à la famille des alumino-silicates plus ou moins hydratés, contenant plus de 50 % de particules fines de taille généralement inférieure à 2 μm , avec une texture phylliteuse ou fibreuse, où peuvent s'ajouter d'autres minéraux (Foucault et Raoult, 2001).

Du point de vue géotechnique, nous retiendrons qu'un sol argileux est un sol contenant plus de 30 % de particules fines inférieures à 2 μm et qui présente des variations de consistance en fonction de sa teneur en eau (Mouroux et al. 1988). D'après Caillère et Hénin (1959), cité par Chrétien (2010), à l'échelle microscopique, les minéraux argileux appartiennent à la famille des phyllosilicates et sont le produit de la décomposition de roches siliceuses par désagrégation physique et chimique, puis par altération chimique. Les phyllosilicates sont formés d'un assemblage de particules fines dont les unités de base sont des feuilletts bidimensionnels élémentaires et organisés en plusieurs couches superposées. Les deux unités structurales de base sont le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine et éventuellement de magnésium.

1.2.1.1 Le tétraèdre de silice (SiO_4)

Dans l'élément tétraédrique de formule générale SiO_4 , les quatre anions O^{2-} aux sommets de chaque tétraèdre enserrant au centre un cation Si^{4+} (Figure 1.1a et b), Ce cation peut être substitué par un cation Al^{3+} . Les tétraèdres sont disposés suivant un réseau plan, couche Tétraédrique (T), à maille hexagonale dont l'épaisseur est de 3 Å (Figure 1.1d). La formule générale de cet ensemble est $n [(\text{Si}_2\text{O}_5)^{-2}]$.

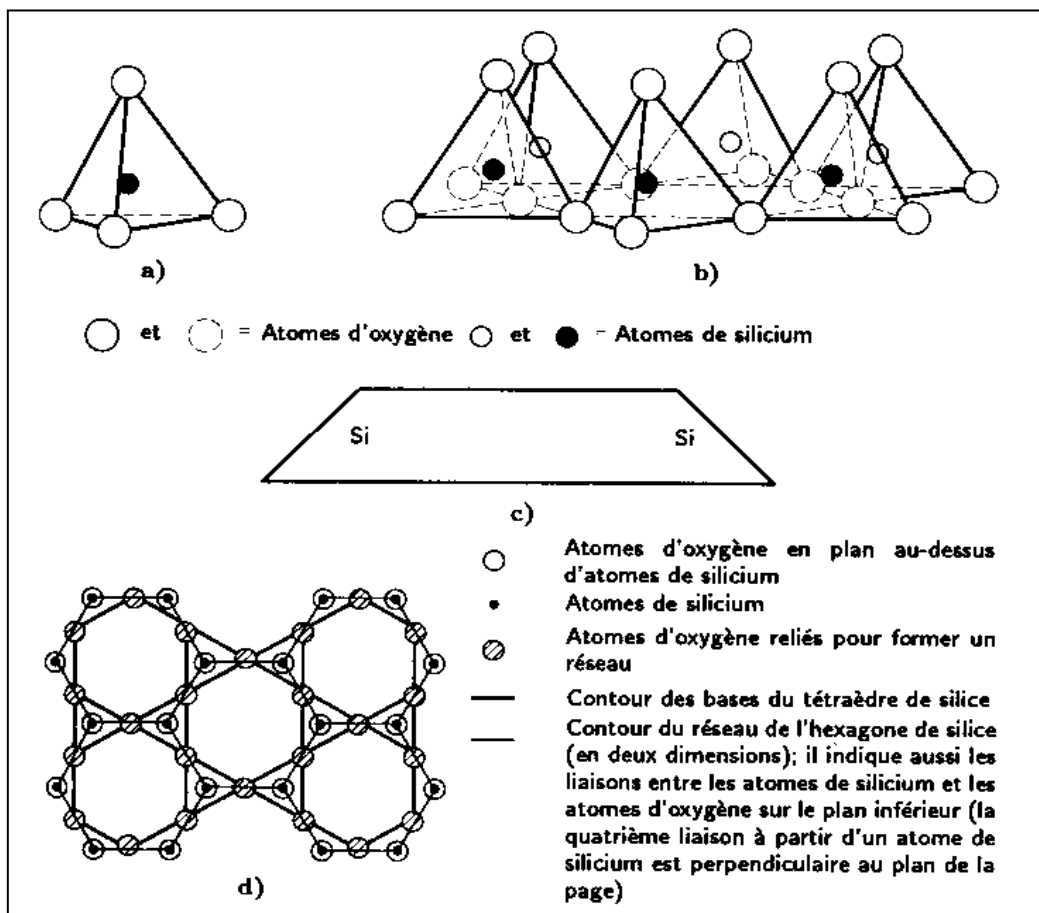


Figure 1.1 a) Tétraèdre de silice (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet de silice (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet de silice (d'après Warsaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

1.2.1.2 L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)_6$

Dans l'élément octaédrique, l'ion central est soit un ion d'aluminium (Al^{+3}), soit un ion de magnésium (Mg^{+2}) tandis que les sommets sont occupés par des ions d'oxygène (O^{2-}) et des ions hydroxyle (OH^-) (figure 1.2 a et b). Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre 3 unités octaédriques. La formule générale de ce groupement est $n[Al_2(OH)_6]$ ou $n[Mg_3(OH)_6]$.

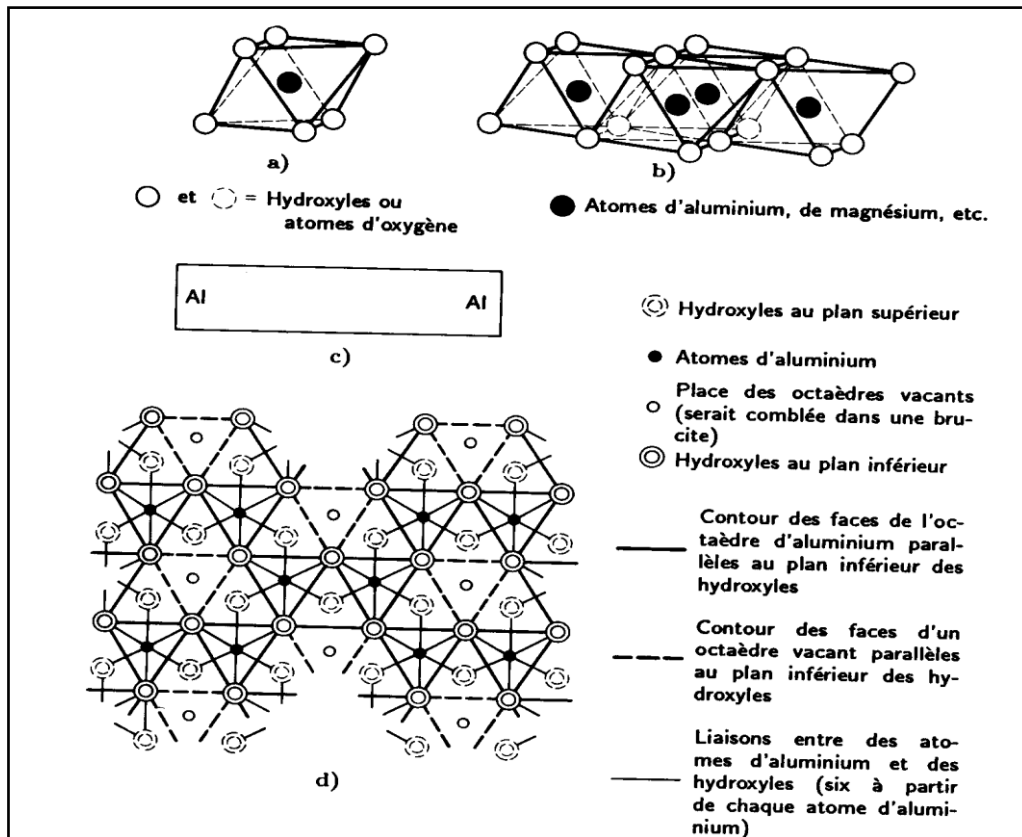


Figure 1.2 **a)** Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Grim., 1959) ; **b)** vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim., 1959) ; **c)** schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Lambe., 1953) ; **d)** vue en plan du feuillet en octaèdre (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

1.2.2 Structure moléculaire des argiles

En se basant sur la combinaison des couches d'octaèdres (O) et de tétraèdres (T) dans un feuillet élémentaire on peut distinguer différentes familles de minéraux argileux disposant de caractéristiques structurales, morphologiques et microscopiques spécifiques (Brindley, 1951 ; Caillère et Hénin, 1959, cité par Chretien, 2010). La combinaison périodique des éléments ou feuillets tétraédriques et octaédriques conduit à la formation d'une unité structurale (ou couche), suivant deux cas possibles : soit à une unité structurale 1:1 (ou T-O) dont l'épaisseur est de l'ordre de 7,2 Å, soit à une unité structurale 2:1 (ou T-O-T), dont l'épaisseur est estimée à 9,6 Å environ.

Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent les liaisons rigides du feuillet élémentaire. Des liaisons moins fortes, mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires pour former les particules d'argile. Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- les forces d'attraction moléculaire de Van Der Waals qui sont des liaisons faibles ;
- les liaisons hydrogènes qui se forment avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ;
- les substitutions isomorphes constituées dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence, ce qui crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un ion (Si^{4+}) par un ion (Al^{3+}) dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion (Al^{3+}) par un ion (Mg^{2+}) dans la couche octaédrique d'aluminium, etc.). Les particules acquièrent ainsi une charge négative et peuvent absorber de façon réversible des cations et des dipôles d'eau pour atteindre l'électroneutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents /100 g d'argile sèche).

Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation du sol. Les trois familles d'argile les plus couramment rencontrées sont la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

1.2.2.1 La kaolinite $n [(\text{Si}_2\text{O}_5)_2 \text{Al}_2 (\text{OH})_4]$

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre) (figure 1.3). Son nom vient de Kao ling, lieu géographique en Chine. Chaque couche élémentaire a une épaisseur de 7 Å. Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O^- présents sur la surface supérieure et les H^+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau (figure 1.3). Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite de 100 à 150 feuillets, qui lui donnent une épaisseur de 0,1 mm et une largeur de 1 mm, et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas 45 m²/g.

Si on la compare à celle des autres minéraux argileux, l'activité électrochimique de la kaolinite est une des moins importantes. En effet, à cause du nombre limité de ses substitutions isomorphes et de la petite surface spécifique de ses particules, la quantité de charges électriques disponibles y est relativement faible.

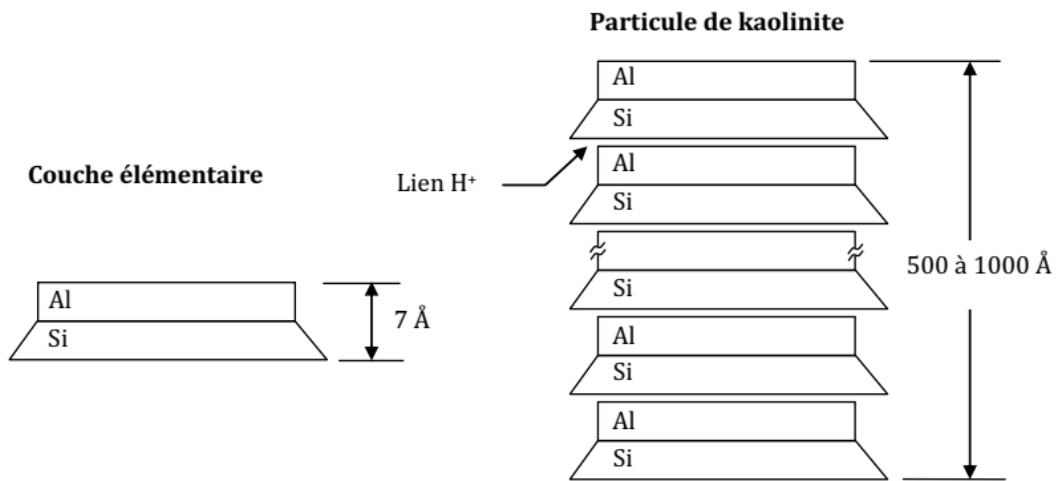


Figure 1.3 Schéma de la particule de kaolinite.

1.2.2.2 L'illite $n [(Si_{4-n} Al_n O_{10}) Al_2 K_n (OH)_4]$

Le nom Illite vient de l'État américain de l'Illinois, où l'illite a été décrite pour la première fois en 1937. Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine (octaèdre) entre deux couches de silice (tétraèdre) (figure 1.4). Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions K^+ qui ont la particularité de posséder exactement la même dimension que les cavités de surface où ils sont piégés. Cette liaison des feuillets par les ions potassium anhydre est très forte et empêche que les molécules d'eau ne parviennent à entrer entre les feuillets, rendant ces ions non échangeables et hydratables (Chrétien, 2010). On peut aussi rencontrer dans le feuillet de silice certaines substitutions isomorphes partielles de Al^{3+} par Mg^{2+} et F^{2+} ainsi que de silicium par l'aluminium. Les particules d'illite sont plates de forme moins régulière que celle des particules de kaolinite. Elles ont diamètre moyen variant entre 0,1 μm et 3 μm et une épaisseur de l'ordre de 0,01 μm à 0,3 μm . L'illite a une surface spécifique totale de l'ordre de 65 à 100 m^2/g .

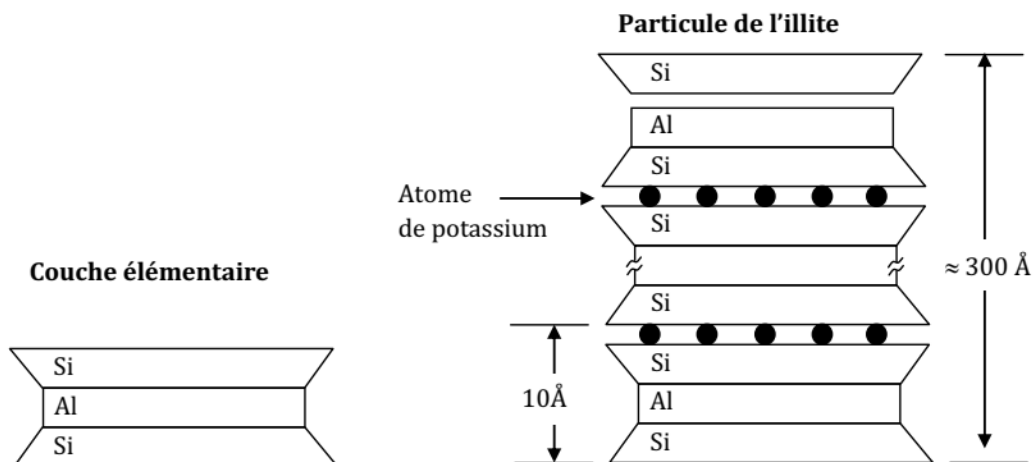


Figure 1.4 Schéma de la particule d'illite.

1.2.2.3 La montmorillonite $n[(Si_4O_{10})(Al_{5/3}Mg_{1/3})Na_{1/3}(OH)_2]$

Le terme de montmorillonite a été proposé par Damour et Salvétat (1847) d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France). La montmorillonite, appelée aussi smectite, est un minéral argileux de type 2:1 (TOT) dont le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine (octaèdre) comprise entre deux couches de silice (tétraèdre). Les substitutions isomorphes de Al^{3+} par Mg^{2+} à la surface des feuillets entraînent un excès de charge négative. Pour assurer l'électron neutralité, ce déficit de charge est compensé par des cations Ca^{2+} ou Na^+ . Les montmorillonites compensées par des cations Ca^{2+} sont appelées des montmorillonites calciques (sont les plus fréquents). Lorsqu'elles sont compensées par des cations Na^+ , elles sont appelées des montmorillonites sodiques (sont rares). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996).

À l'instar de la kaolinite, les couches peuvent se prolonger indéfiniment dans les deux autres directions. L'empilement des feuillets est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement importante par rapport à son épaisseur. Ce désordre de feuillets et la constitution des faces inférieures/supérieures de ces argiles ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets (Chrétien, 2010). Seules les forces de Van der Waals, dues principalement au moment électrique, qui règne entre les feuillets et qui soudent les sommets de feuillets de silice, mais sont faibles par rapport aux autres forces de liaison. Cela se traduit par une déficience en charge négative nette dans les feuillets en octaèdre. Pour cette raison les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La montmorillonite est donc caractérisée par une structure instable qui est affectée par la présence d'eau. Les plaquettes de montmorillonite ont une forme quelconque et de taille très petite, un diamètre moyen entre $0,1 \mu m$ et $1 \mu m$ et une épaisseur moyenne entre $0,001 \mu m$ et $0,01 \mu m$. La montmorillonite possède une surface spécifique totale entre 700 et $900 m^2/g$ et un espace inter-feuillets de $9,6 \text{ \AA}$ à 15 \AA , voire plus selon la nature du cation compensateur et l'hydratation de l'espace interfoliaire.

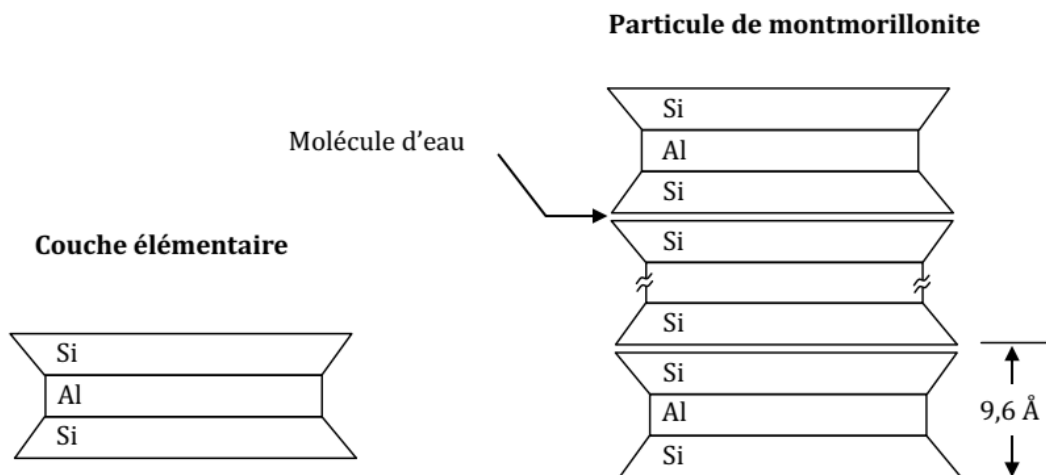
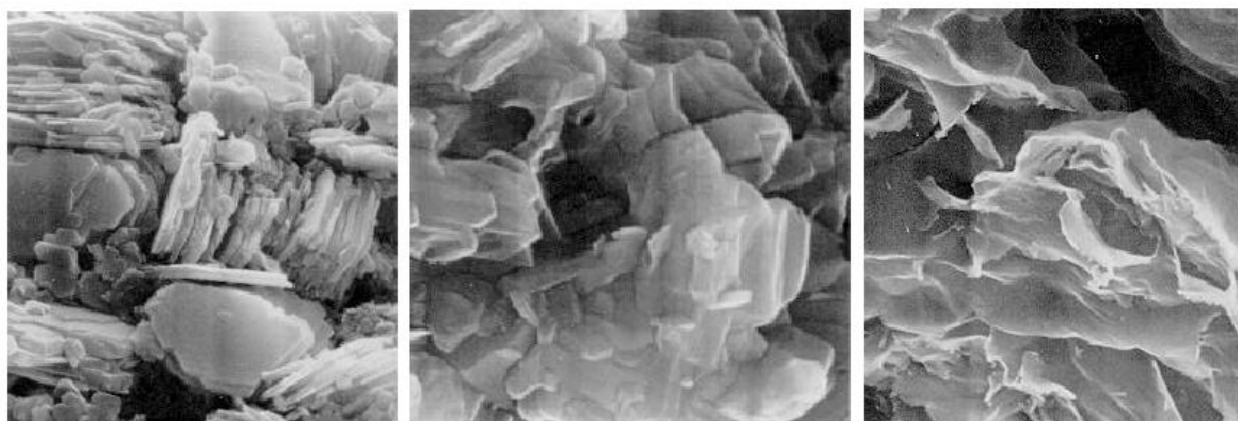


Figure 1.5 Schéma de la particule de montmorillonite.

Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1.1. La figure 1.6 présente leurs photographies prises au microscope électronique à balayage (M.E.B).

Tableau 1.1 Caractéristiques microscopiques des minéraux argileux (Mitchell, 1993 ; Bultel, 2001 ; Mrad, 2005 ; Chrétien 2010).

Argile	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Type de feuillets	1 : 1	2 : 1	2 : 1
Epaisseur de feuillets (Å)	7	10	9.6
Taille d'une particule (µm)	0.1 - 10	0.1 - 1	0.1
Nombre de feuillets par particule	10 - 150	5 - 20	1 - 10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
Surface spécifique (m ² /g)	10 - 45	65 - 100	700 - 900
Capacité d'Echange Cationique (méq/100g)	3 - 15	10 - 40	80 - 150
Charge (méq/100g)	5 - 15	20 - 40	80 - 100
Matériau interfoliaire	-	K ⁺	H ₂ O, Na ⁺ , Ca ²⁺
Comportement dans l'eau	Non gonflant	Peu gonflant	Gonflant



Kaolinite

Illite

Montmorillonite

Figure 1.6 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

Dans le cas des illites et des smectites, la structure du feuillet est la même alors que les CEC sont différentes. La différence provient du mode de formation des argiles. Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes. Les kaolinites ont une surface spécifique et un pouvoir d'échange cationique faibles, cela est dû à leur

constitution rend l'accès entre les couches minérales presque impossible à cause des fortes liaisons qui sont établies entre elles. Au contraire, les smectites montrent une très grande facilité de séparation de leurs couches, ce qui explique l'importance de leur surface spécifique et du pouvoir d'échange cationique (Chrétien, 2010). On note que la présence d'éléments non argileux réduit considérablement la surface spécifique d'une argile (Saiyouri, 1996)

1.2.3 Texture microscopique des particules d'argile

Au sens pédologique, la texture est liée à la granulométrie, alors que la structure désigne d'une part l'assemblage de plusieurs minéraux sous forme d'agrégats et d'autre part l'arrangement de ces agrégats au sein du matériau (Audiguier, 1979). D'après le dictionnaire de géologie (Foucault et Raoult, 2001) et l'étymologie du mot en français, la texture regroupe ces deux notions.

La phase solide des argiles est structurée suivant une organisation spatiale particulière: le feuillet, la particule et l'agrégat (Jackson & Sherman, 1953 ; Caillere & Hénin, 1959 ; Grim, 1962; Millot, 1964 ; Voïnovitch, 1971 ; Mitchell, 1976, 1993, ...), cité par Vincent et al (2006):

- a) **Le feuillet** est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches : les couches tétraédriques et les couches octaédriques.
- b) **La particule** (appelée aussi cristallite ou tactoïde) est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2 μm . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique (Ben Rhaeim et al., 1986 ; Saiyouri, 1996) cité par Mrad (2005).
- c) **L'agrégat** (appelé aussi grain) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée sur la figure 1.7 L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux (Gens et Alonso, 1992)

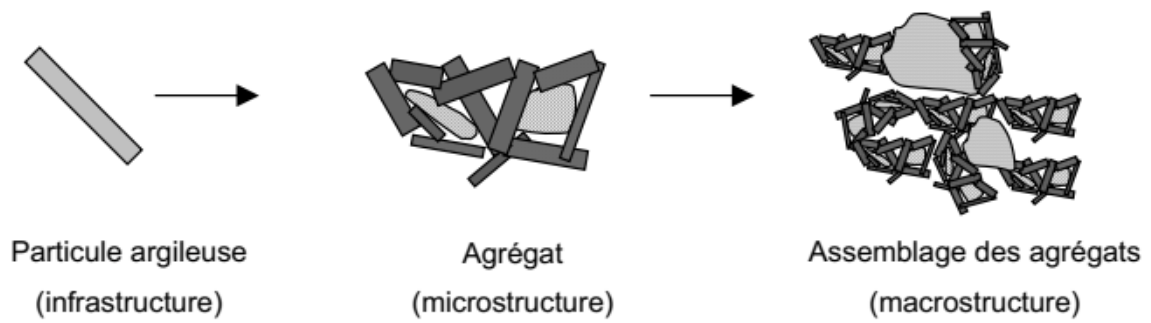


Figure 1.7 Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)

L'étude systématique de matériaux argileux au M.E.B a permis de cerner l'organisation des particules d'argile qui sont plus ou moins dispersées et orientées de façon privilégiée dans une direction. Van Olphen (1963), cité par Bultel (2001), a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre, face en agrégats), floclulé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloclulé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique. La figure 1.8 présente les différents modes d'arrangement des particules d'argile.

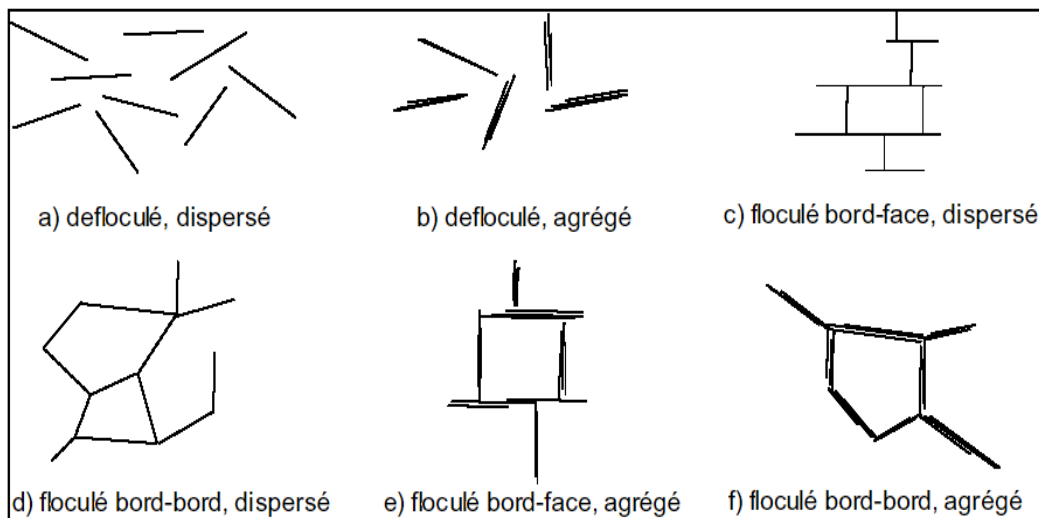


Figure 1.8 Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).

Collins et McGown (1974) ont repris et complétée la classification de Van Olphen en étudiant des sols naturels avec une concentration en particules non argileuses non négligeable, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (figure 1.9). On en distingue : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d'abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j) et matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).

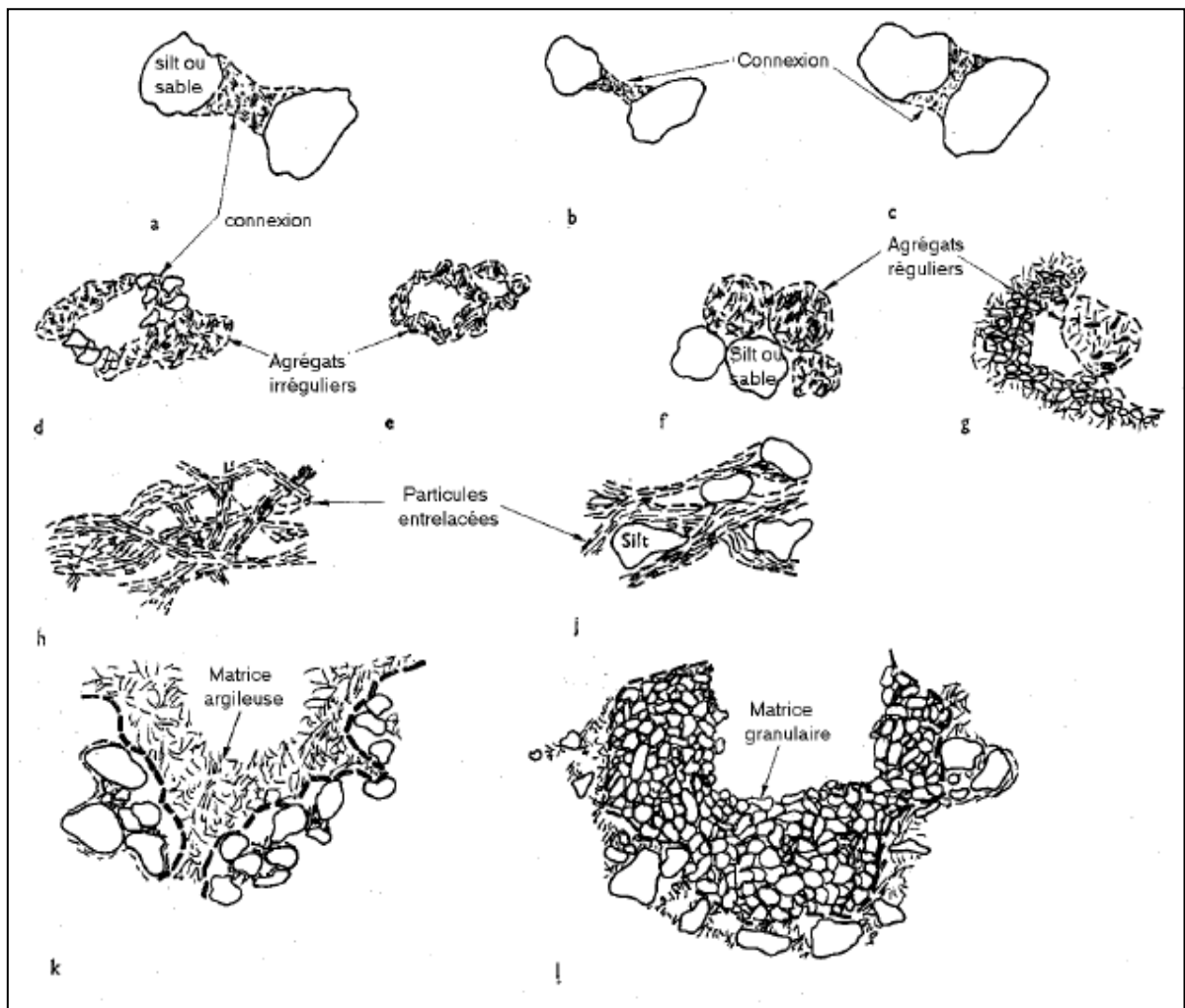


Figure 1.9 Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974).

Le Roux (1972) distingue, à partir d'observations au MEB sur les marnes, trois classes principales de textures :

- la texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n'est privilégiée ;
- la texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains ;
- la texture floconneuse où la phase argileuse se présente sous forme grossièrement sphérique soit seule, soit associée aux carbonates.

1.3 MECANISMES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

Le processus de gonflement des sols argileux au contact de l'eau et des sels dissous met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Ces phénomènes sont décrits ci-après.

1.3.1 Gonflement interfoliaire et gonflement interparticulaire

Certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillettes sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de la montmorillonite et de certaines chlorites). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires. Il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire, qui intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse, mais peut présenter une ampleur très importante (Didier, 1972). En dehors de ce cas particulier qui définit les argiles dites « gonflantes », le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argile mais lié à son état de saturation. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

Plusieurs auteurs ont étudié la relation entre la micro et la macrostructure de ce type de sol et les paramètres hydromécaniques (Pusch 1982, Wan et al. 1995, Pusch et al. 1999, Cui et al. 2002, Pusch & Yong 2003, Lloret et al. 2003). Gens & Alonso (1992) et Alonso et al. (1999) ont considéré le schéma d'organisation comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies la macro- et la microstructure (figure 1.10) (Nowamooz, 2007),

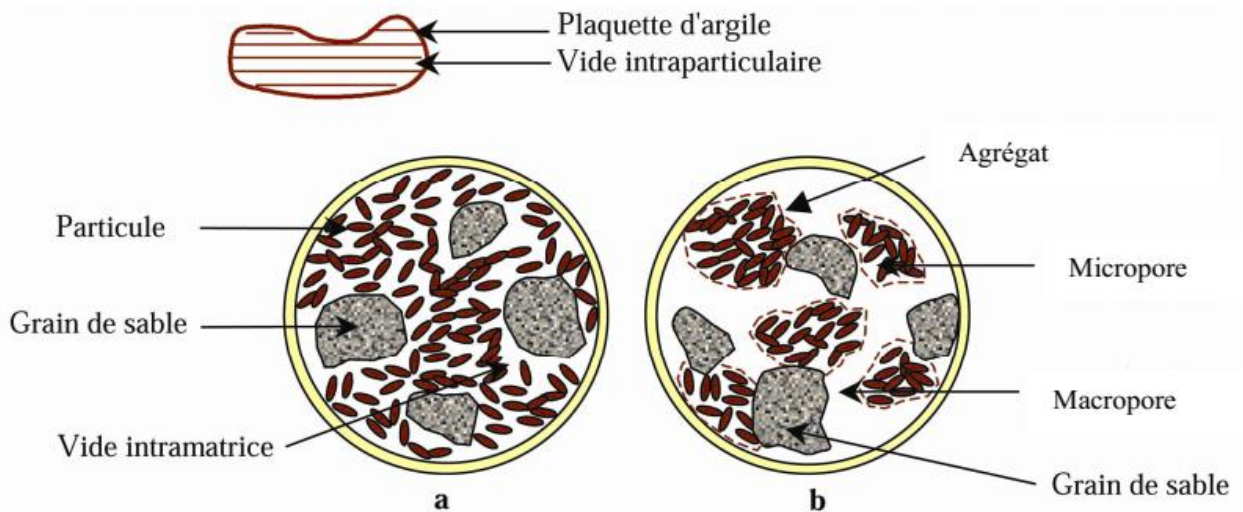


Figure 1.10 Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992)

Remarque : le « micropore » est aussi appelé « pore intra-agrégat », « vide intraparticulaire », « vide interfoliaire » et le « macropore » peut être appelé « pore inter-agrégat » et « pore interparticulaire ».

1.3.2 Aspects phénoménologiques du gonflement (Théorie de la double couche)

La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens, de la surface des particules vers la solution et inversement, appelé échange cationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de **double couche diffuse** (ou électrique) ou **DDL** (Diffuse Double Layer) (Gouy, 1910 ; Chapman, 1913 ; Mitchell, 1993 ; Saiyouri, 1996 ; Lambe (1960). Le modèle de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des ions adjacents à la surface de la particule argileuse (Mitchell, 1976). Il est développé pour des surfaces planes ou sphériques. La surface de la particule d'argile est assimilée à un plan uniformément chargé négativement, le nombre de cations diminue exponentiellement lorsqu'on s'éloigne de la surface de la particule et, au contraire, le nombre d'anions s'accroît. Ces deux nombres étant égaux dans la solution interparticulaire.

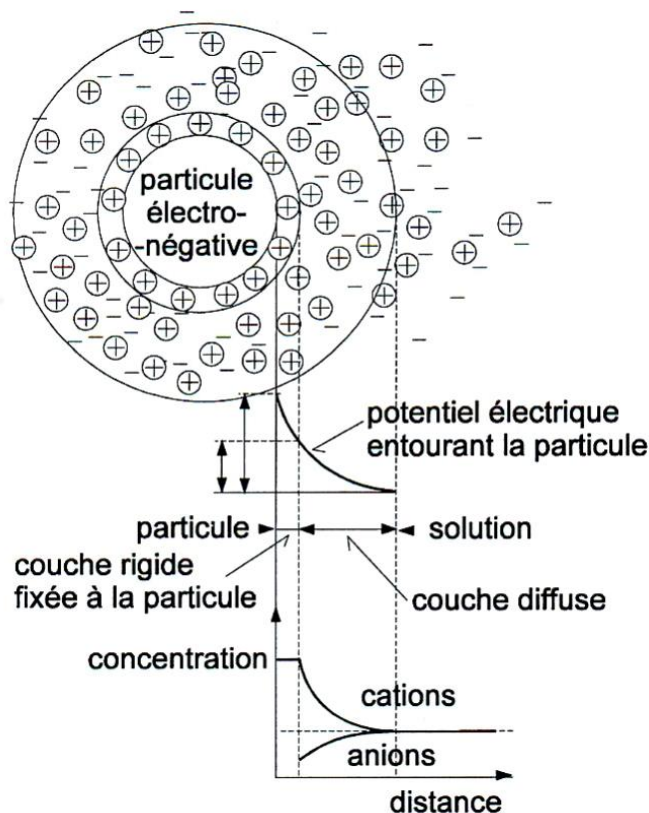


Figure 1.11 Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse.

La théorie de la double couche développée par Bolt (1956) et Van Olphen (1963) se base sur l'étude de l'interaction de deux "plaquettes" d'argile parallèles. Dans un sol saturé, l'épaisseur de la double couche associée à une particule correspond à la distance nécessaire

à partir de la surface pour neutraliser la charge nette sur la particule ; le potentiel électrique à l'extérieur de la double couche étant ainsi nul.

De nombreux auteurs se sont intéressés à la validité et aux limites de cette théorie. Des études expérimentales en laboratoire (Didier, 1972 et Wong, 1998, cité par Bultel, 2001), ont mis en évidence l'influence notable de la salinité du liquide interstitiel sur le potentiel de gonflement des terrains argileux. Leurs auteurs ont, en effet, constaté que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible et plus les déformations de gonflement sont élevées. Ainsi Yong et Warkentin (1975) et Abudullah *et al.* (1999) montrent un très bon accord entre des mesures expérimentales et la théorie, en se basant sur l'étude de la distance interfoliaire et de la pression de gonflement. Cette théorie a aussi été utilisée avec succès dans le calcul de la compressibilité mécanique des matériaux gonflants (Sridharan & Venkatappa Rao 1973 ; Sridharan & Jayaveda 1982). Ces résultats expérimentaux confirment bien l'analyse qualitative fournie par la théorie de la double couche. Cette théorie reste toutefois évidemment limitée, à cause des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, etc.). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est-à-dire quand on a affaire à des sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique. Sposito (1973), cité par Nowamooz (2007), indique que la théorie de la double couche ne prédit pas de manière satisfaisante le gonflement lorsque la solution contient des cations bivalents. Low (1980), à partir d'une série d'expériences menées sur 35 montmorillonites sodiques, montre que la théorie de la double couche est, soit fautive, soit inapplicable pour prédire le gonflement des montmorillonites, car leurs doubles couches ne sont que faiblement développées. Le gonflement est alors expliqué par l'interaction entre les feuillets argileux et l'eau, c'est-à-dire le gonflement intraparticulaire.

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de montrer rapidement qu'une diminution des contraintes effectives entraîne un gonflement interparticulaire. Considérons deux particules argileuses que l'on peut représenter comme plates et parallèles (figure 1.12). Quand elles sont immergées dans une solution électrolytique, elles sont soumises, d'une part, à une pression extérieure sous forme de contrainte effective σ' et, d'autre part, aux forces électriques. Les forces électriques se composent de la pression osmotique de répulsion P_R et de la force "surfactive" d'attraction P_A de Van der Waals, qui dépend de la distance $2d$ entre les particules et décroît très rapidement avec cette distance. Pour maintenir les particules à la distance $2d$, il faut que la contrainte nette ($P_R - P_A$) équilibre la contrainte de compression σ' et donc qu'elle soit répulsive : $\sigma' = P_R - P_A$.

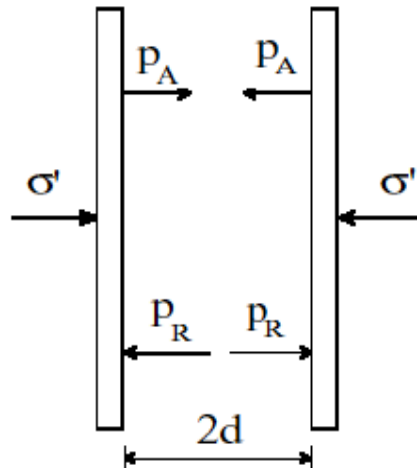


Figure 1.12 Forces agissant sur deux particules d'argile.

Sridharan et Jayadeva (1982), cité par Bultel (2001), ont constaté que, pour les matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite, la force d'attraction de Van der Waals est négligeable devant la pression osmotique de répulsion, pour l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique. Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante : supposons que la contrainte effective vienne à baisser, l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire, pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel données, par un écartement des deux particules ; ceci tend par ailleurs à diminuer légèrement la force de Van der Waals. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif, mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à une masse de matériau argileux car les hypothèses utilisées ne caractérisent pas toujours la texture d'un terrain naturel qui peut être très variée.

1.3.3 Relation entre la texture et le gonflement des sols

Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique. Il consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'attache à décrire l'évolution de sa texture au cours du gonflement.

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la

texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux, etc.). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

Grâce à ces deux techniques, Vayassade (1978) et Parcevaux (1980) ont obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un interstratifié illite-smectite : (argile verte de Villejuif et argile plastique de Provins en France). Leurs observations au M.E.B ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle, la taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement (figure 1.13).

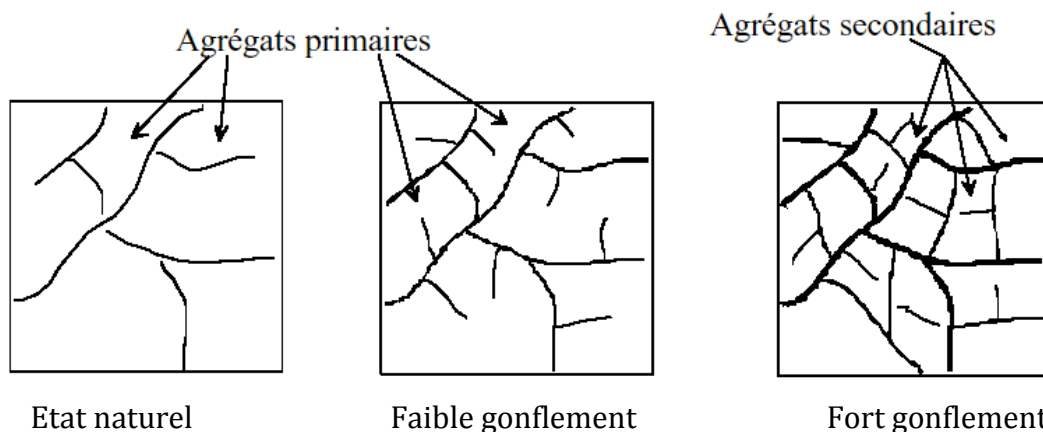


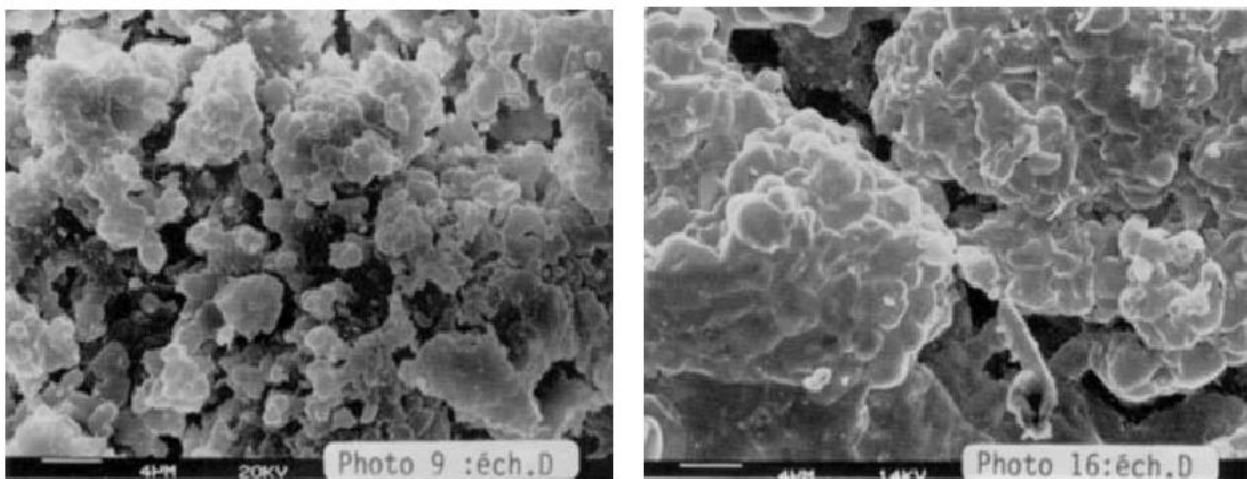
Figure 1.13 Evolution de texture des sols au cours du gonflement (Bultel, 2001).

Par injection de mercure, deux classes de pores ont été mises en évidence pour l'essentiel des sols étudiés :

- une classe de pores intra-agrégats (rayon de pores inférieur à 0,05 mm),
- une classe de pores inter-agrégats (rayon de pores supérieur à 0,05 mm).

Il apparaît que la classe de pores intra-agrégats ne varie pas au cours du gonflement. L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité inter-agrégats ; elle correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement. Ces résultats montrent que le gonflement des sols argileux saturés ne contenant pas de grande quantité de minéraux dits "gonflants" (montmorillonite) est un phénomène qui se produit au niveau des zones de faible résistance, analogues à des fissures (pores bidimensionnels) individualisant un réseau tridimensionnel d'agrégats.

Troalen et al. (1984), cité par Bultel (2001), ont aussi utilisé le M.E.B pour analyser les mécanismes du gonflement des sols argileux. Une étude sur des matériaux argileux gonflants de la région du Caire (argilites massives et argilites litées), de la fraction argileuse essentiellement composée de montmorillonite, a montré que les résultats obtenus sur des essais de gonflement ne pouvaient s'expliquer uniquement à partir des analyses chimiques, minéralogiques et physiques. En effet, un échantillon d'argilite massive a révélé une microtexture finale serrée dans une direction et plus lâche dans une autre, ce qui caractérise le comportement anisotrope observé alors que les autres échantillons ont fait apparaître un réarrangement des agrégats argileux (diminution de taille), avec fermeture plus ou moins marquée des discontinuités. Dans le cas des argilites litées, pour lesquelles les paramètres physiques, chimiques, minéralogiques et les courbes de gonflement sont voisins, les microtextures initiales sont relativement serrées et denses (figure 1.14.a) ; le gonflement se traduit par des ouvertures entre feuillets argileux composant les agrégats. Ce phénomène d'expansion est compensé par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales, c'est-à-dire des espaces inter-agrégats (figure 1.14.b). Finalement, ces observations confirment bien que, pour la montmorillonite, le gonflement interfoliaire a une ampleur importante.



a) avant gonflement

b) après gonflement

Figure 1.14 Observation au M.E.B d'une texture argileuse (Troalen et al., 1984).

Les exemples précédents montrent que les techniques d'analyse, M.E.B. et porosimétrie, permettent de donner une explication des mécanismes du gonflement de divers matériaux argileux. Le rôle essentiel joué par les microtextures lors du gonflement est bien mis en évidence et il est possible d'obtenir une meilleure interprétation des différents résultats obtenus lors d'essais de gonflement. L'évolution de texture est d'autant plus nette et significative que le matériau est plus fin et plus riche en minéraux argileux.

1.3.4 Aspects macroscopiques : cinétique du gonflement

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent, en raison de la faible perméabilité des argiles. Il est donc fondamental de commencer l'étude du gonflement par l'étude de la cinétique, c'est-à-dire la relation existante entre la déformation de gonflement et le temps. Dans le cas des sols argileux gonflants, l'évolution du gonflement avec le temps dépend, d'une part, de la répartition entre gonflement interparticulaire et gonflement interfoliaire, d'autre part, de l'évolution de l'hydratation (Mouroux et al, 1988) :

- le gonflement interparticulaire est une réaction pseudo-élastique au déchargement (une diminution de contrainte facilite l'introduction de l'eau entre les particules argileuses). Il est lent et peut durer plusieurs années ;
- le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelques mois, voire quelques semaines ;
- mais l'évolution de l'hydratation qui gouverne les deux phénomènes et souvent lente et progresse de façon variable. Elle peut donc alimenter le gonflement interfoliaire pendant une longue période. En conséquence, dans des cas similaires, il faudrait 5 à 10 ans pour voir se stabiliser les mouvements de gonflement au centre d'un bâtiment.

Les courbes d'évolution du gonflement en fonction du temps obtenues, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement au laboratoire, sont similaires à celles de la consolidation, mais dans une direction opposée. Ceci est clairement visible sur la courbe de la figure 1.15 où il est facile de repérer le gonflement primaire et le gonflement secondaire. De très nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique (Seed et al. 1962 ; Parcher et Liu, 1965 ; Komornik et Zeitlen, 1970 ; Alonso et al., 1989 ; Serratrice et Soyez, 1996 etc.)

Le gonflement primaire est une phase relativement rapide, qui est dû à la dissipation de la succion dans les macropores du sol par migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités. Cette phase est contrôlée par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Elle dure en général quelques heures à quelques jours suivant le type et l'état de consolidation initiale du sol argileux. La phase de gonflement secondaire est quant à elle liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux de la structure et correspond à un processus de cinétique très lent d'après Alonso et al. (1989, 1991). Ces faibles vitesses de déformation sont en accord avec des observations faites dans des massifs de roche autour de tunnels notamment, où le processus de gonflement peut se dérouler pendant plusieurs années, voire plusieurs décennies (Steiner et al., 1993).

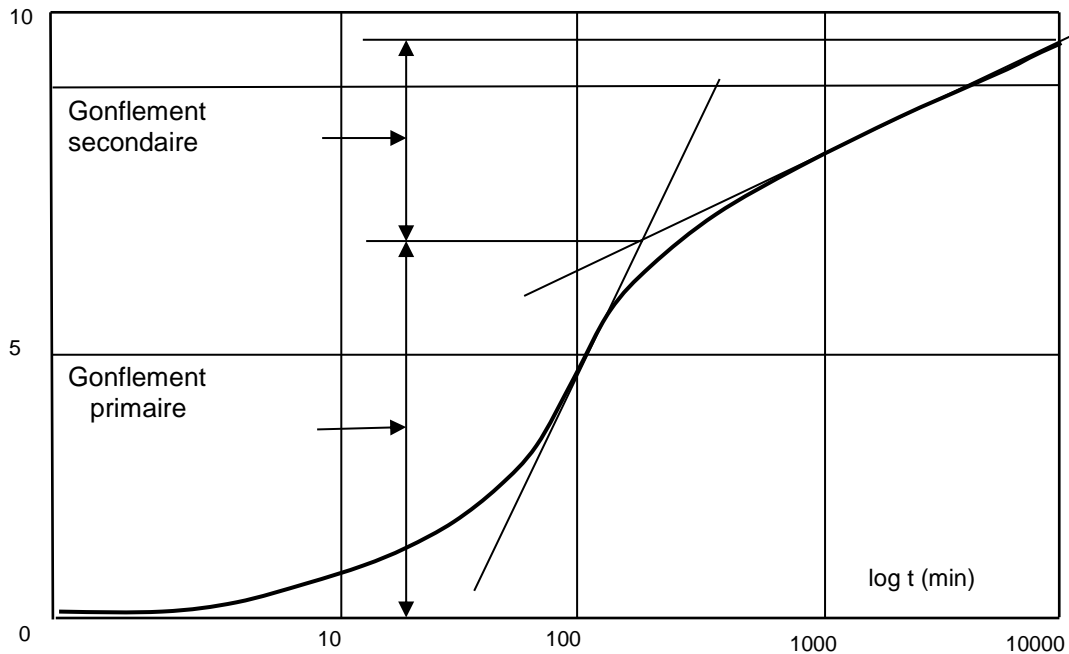


Figure 1.15 Courbe de gonflement en fonction du temps.

1.4 IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS

Les sols argileux gonflants se caractérisent par deux paramètres la pression de gonflement σ_g et l'amplitude du gonflement ε_g . La littérature mentionne que ces paramètres ne sont pas considérés comme des caractéristiques intrinsèques du sol gonflant (Serratrice et Soyez, 1996 ; Seed et al, 1962 ; Holtz et Gibbs, 1956), car ils dépendent de l'état initial du matériau et des conditions dans lesquelles se déroulent le gonflement et le retrait. Ils sont néanmoins très largement utilisés pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement et ont largement influencés les procédures d'essais en laboratoire :

- **La pression de gonflement σ_g** définie par la contrainte à exercer sur le sol pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion. Cette définition de la pression de gonflement est la plus utilisée, mais elle n'est pas la seule ;
- **L'amplitude du gonflement ε_g (ou le taux de gonflement)** défini par la déformation maximale que provoque l'imbibition du sol soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

Les paramètres d'identification des sols gonflants sont nombreux et dépendent surtout de leur minéralogie. Cependant, l'analyse minéralogique seule n'informe pas sur les paramètres quantitatifs caractérisant le phénomène de gonflement. Il est par contre possible de définir dès la phase de reconnaissance préliminaire un certain nombre de paramètres géotechniques simples qui sont en relation avec le caractère expansif des sols. Ainsi, on peut soupçonner le caractère expansif d'un sol à travers sa granulométrie, ses limites d'Atterberg

et son activité. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement aux paramètres géotechniques, permettent d'identifier les sols gonflants ; alors que les méthodes directes comportant des essais de gonflement en caractérisent plus précisément le comportement gonflant.

1.4.1 Méthodes indirectes d'identification

Ces méthodes utilisent les propriétés de l'indice du sol telles que la limite de liquidité, la limite de retrait, la proportion de la composition de la taille de l'argile des sols et aussi certains indices tels que l'indice de plasticité, l'indice de retrait pour estimer le potentiel de gonflement des sols.

1.4.1.1 Identification qualitative

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique. Les formes et les assemblages de la structure de ces matériaux sont très particuliers. Seulement, cette reconnaissance est très coûteuse et n'informe pas quantitativement sur les paramètres du retrait-gonflement. Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être expansif permet de recommander la réalisation d'une campagne de reconnaissance appropriée et conduit à concevoir une infrastructure adaptée (Bekkouche et al., 2001). Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement des sols à leurs paramètres géotechniques sont décrites ci-après.

a/ Analyse minéralogique

La diffraction des rayons X utilisée pour déterminer la proportion des divers minéraux présents dans une argile colloïdale (particules très petites) consiste essentiellement à comparer les rapports des intensités des raies de diffraction des différents minéraux avec les intensités des raies de la substance étalon (G. W. Brindley, 1961). La diffraction des rayons X peut déterminer le pourcentage d'un minéral dans un échantillon de sol dans une fourchette de $\pm 2\%$ (Moore et Reynolds, 1989). Elle permet de déceler la présence de minéraux gonflants dans les échantillons testés.

Chen (1988), cité par Sridharan et Prakash (2016), a estimé que ces techniques devraient être utilisées en combinaison pour des résultats meilleurs et fiables. Cependant, ces techniques ont une utilisation restreinte et se limitent aux laboratoires de recherche uniquement en raison de leur exigence d'instrumentation sophistiquée et spécialisée, qui sont coûteuses et aussi une interprétation experte des données résultantes.

b/ Analyse chimique

Selon Kelley (1973), cité par Chen (1988), L'analyse chimique peut être un complément précieux à d'autres méthodes telles que l'analyse par rayons X dans l'identification des argiles.

c/ Limites d'Atterberg

Les propriétés plastiques d'un sol sont des paramètres importants dans l'estimation de la capacité de gonflement des sols expansifs. Cela a été montré dans plusieurs travaux publiés dans la littérature qui ont mis en corrélation le gonflement des sols et leurs caractéristiques plastiques, on cite à cet effet les travaux de Holtz & Gibbs, 1956 ; Seed et al., 1962, Komornik & David, 1969 ; Dakshanamurthy & Raman, 1973, Vijayvergiya & Ghazzaly, 1973 ; Didier et al. 1973 ; le BRE, 1980 ; Williams et Donaldson, 1980 ; Nagaraj & Srinivasa, 1983 ; Chen 1988 ; Yahia-Aissa 1999 ; Bigot et Zerhouni, 2000.

Les propriétés de plasticité des argiles sont dues presque exclusivement à l'interaction des particules de dimension "argileuse ($\% < 2\mu\text{m}$) avec l'eau. La limite de liquidité d'un sol est considérée comme la capacité de retenue de l'eau du sol, qui à son tour a été prise comme mesure du potentiel de gonflement du sol. L'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol, plus l'indice de plasticité est haut, plus le sol est plastique et plus sera le potentiel de gonflement du sol. L'activité A_c , définie par Skempton (1948) comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses $A_c = I_p / (\% < 2\mu\text{m})$, est donc une caractéristique du sol, qui dépend principalement de sa nature minéralogique. Cette définition montre également que I_p est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du terrain et donc de gonflement. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de corrélations ont rapidement été recherchées entre les limites d'Atterberg et les propriétés de gonflement des sols.

De nombreuses classifications sont disponibles dans la littérature d'ingénierie géotechnique pour reconnaître le degré du potentiel de gonflement des sols fins basés sur les limites d'Atterberg (la limite de liquidité et l'indice de plasticité) et le pourcentage de fraction argileuse ($\% < 2\mu\text{m}$) ou la teneur en colloïde (la teneur en particules de taille inférieure à $1\mu\text{m}$).

Tableau 1.2 Classification de Seed et al. (1962).

I_p (%)	ϵ_g (%)	Potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1.5	Faible
10 - 20	1.5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

Tableau 1.3 Classification de IS: 1498 (1970) et Snethan et al. (1977), cité par Sridharan et Prakash (2016).

W _L (%)		Potentiel de gonflement
IS: 1498 (1970)*	Snethan et al. (1977)	
20 - 35	< 50	faible
35 - 50	50 - 60	moyen
50 - 70	> 60	élevé
70 - 90	-	très élevé

IS: 1498 (1970)*:(reaffirmed 1987) Indian standard classification and identification of soils for general engineering purposes. BIS, New Delhi

Tableau 1.4 Classification de Dakshanamurthy et Raman (1973).

W _L (%)	Potentiel de gonflement
0 - 20	non gonflant
20 - 35	faible
35 - 50	moyen
50 - 70	élevé
70 - 90	très élevé
> 90	critique

Tableau 1.5 Classification de Building Research Establishment BRE (1980).

I _p (%)	% < 2μm	Potentiel de retrait
> 35	> 95	Très élevé
22 - 35	60 - 95	Elevé
18 - 22	30 - 60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Tableau 1.6 Classification de Chen. (1988).

% < 74 μm	W _L (%)	Pression de gonflement MPa	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5-5	Elevé
30-60	30-40	1.5-2.5	Moyen
< 30	< 30	< 0.5	Faible

Tableau 1.7 Classification de Prian et al. (2000), cité par Chrétien (2010)

I_p (%)	Potentiel de gonflement
< 12	Faible
12 - 25	Moyen
25 - 40	Elevé
> 40	Très élevé

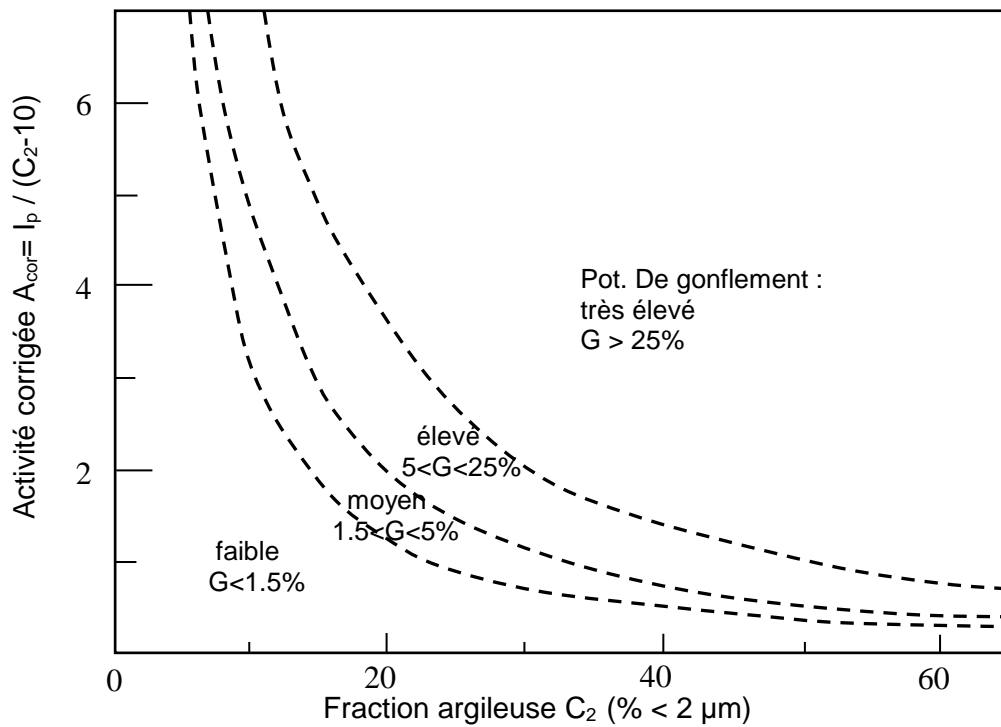


Figure 1.16 Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

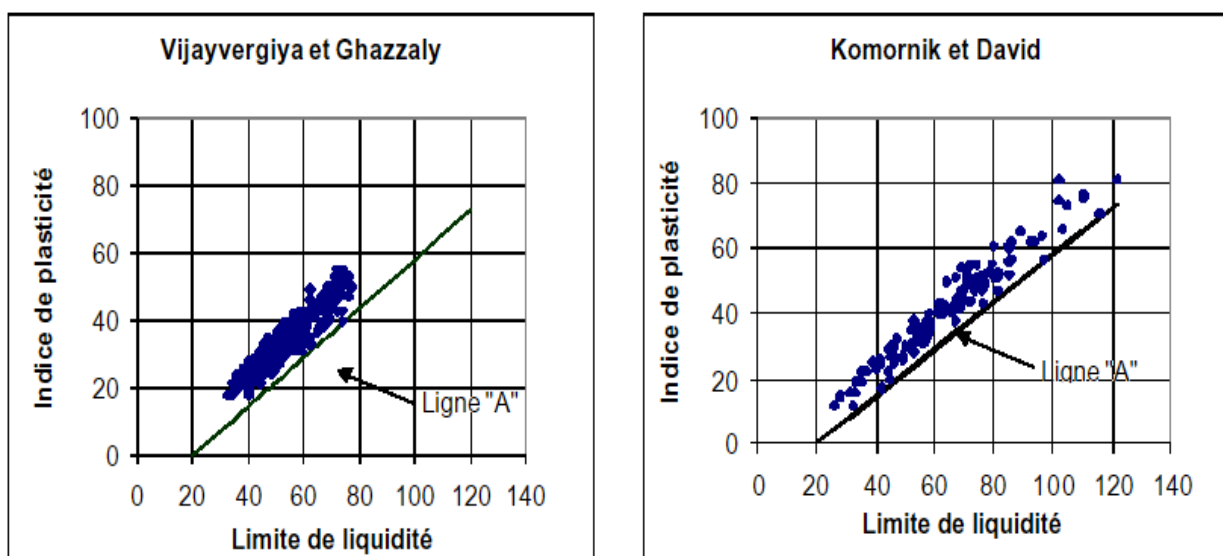


Figure 1.17 Caractérisation des sols gonflants (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973).

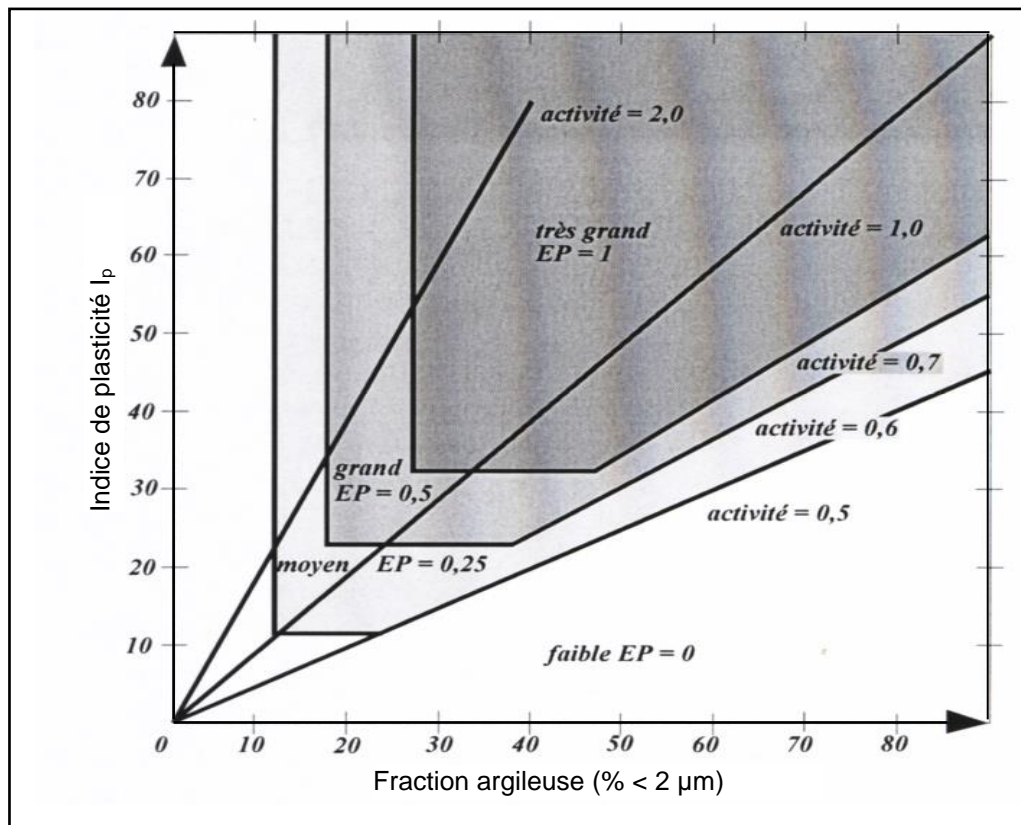


Figure 1.18 Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

Remarque : pour la classification Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) basé sur la ligne "A", définie par Casagrande dans le diagramme de plasticité et d'équation : $I_p = 0.73 (W_L - 20)$. Mais une argile se situant au-dessus de la ligne "A" n'est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

d/ Limite de retrait

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau W jusqu'à une teneur en eau W_R définie comme la limite de retrait. A partir de cette limite W_R , le sol perd de l'eau sans grande variation de volume et, par conséquent, considérée comme une mesure de la stabilité volumique du sol in situ. La limite de retrait et l'indice de retrait $I_R = W_L - W_R$ apparaissent aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols.

Les tableaux de 1.8 à 1.12 présentent les classifications du potentiel de gonflement des sols fins en fonction de leur limite de retrait ou l'indice de retrait, et par le facteur de retrait linéaire RI , qui correspond à la pente de la droite de l'essai de dessiccation (norme XP P 94-060-2) (tableau 1.13).

Tableau 1.8 Classification de Altemeyer (1955).

W _R (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	Faible

Tableau 1.9 Classification de Ranganatham et Satyanarayana (1965).

I _R (%)	Potentiel de gonflement
0 - 20	Faible
20 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
> 60	Très fort

Tableau 1.10 Classification de IS:1498 (1970) cité par Sridharan et Prakash (2016).

I _R (%)	Potentiel de gonflement
< 15	Faible
15 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
> 60	Très fort

Tableau 1.11 Classification de Holtz & Gibbs (1956)

% < 2 μm	I _p (%)	w _R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
>28	>35	<10	> 30	Très élevé
20 - 13	25 - 40	7 - 10	20-30	Elevé
13 - 23	15 - 30	10 - 15	10-30	Modéré

Tableau 1.12 Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973)

w _L (%)	w _R (%)	I _p (%)	Potentiel de gonflement
20 - 35	> 15	< 18	Faible
35 - 50	10 - 15	15 - 25	Modéré
50 - 70	7 - 12	25 - 35	Fort

Tableau 1.13 Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001), cité par Vincent et al. (2006)

RI	Sensibilité
< 0.40	Faible
0.40 – 0.65	Moyen
0.65 – 0.75	Forte
> 0.75	Très forte

e/ L'essai au bleu de méthylène

Cet essai est fait systématiquement pour tout sol dont la fraction argileuse dépasse 15 à 20%. Il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour adsorber les particules argileuses. Suivant la surface spécifique des grains, la quantité sera plus ou moins grande. En effet, une argile de la famille des montmorillonites (qui a un potentiel de gonflement élevé) a une surface spécifique de 150 à 800 m²/g, tandis qu'une kaolinite (dont le potentiel de gonflement est quasi-nul) a une surface spécifique de 10 à 20 m²/g (Mouroux et al, 1988).

Une relation entre la surface spécifique totale S_{st} et la valeur de bleu de la phase argileuse V_{BS} (0/2 μ m) a été mise en évidence (Tran Ngoc Lan, 1977) : $S_{st} = 21 V_B$ (0/2 μ m)

Grim (1962) a constaté que lorsque la surface des particules décroît, la surface spécifique croît, ce qui fait monter l'indice de plasticité.

Bigot et Zerhouni (2000) ont cité une classification d'estimation du taux de gonflement des sols en fonction de V_{BS} la valeur au bleu de méthylène, le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 80 μ m et l'indice de plasticité I_p . (tableau 1.14).

Tableau 1.14 Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al.(1996)

V_{BS}	Sensibilité
< 2.5	Faible
2.5 – 6	Moyen
6 – 8	Forte
> 8	Très forte

Tableau 1.15 Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

I_p (%)	% < 80 μm	V_{BS}	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < I_p < 30	> 50	2 > V_{BS} > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Nous avons retenu ces classifications indiquées pour l'évaluation de potentiel du gonflement des matériaux étudiés même si elles n'aboutissent parfois pas aux mêmes conclusions quant au caractère gonflant d'un sol, en partie à cause du fait que ces modèles ne sont pas basés sur les mêmes paramètres.

1.4.1.2 Identification quantitative

L'estimation quantitative consiste à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et/ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et/ou mécaniques et de juger ainsi si le phénomène est à prendre en compte ou non. Quelques approches sont présentées ci-dessous.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement (σ_g), ou le potentiel de gonflement (ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols, Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau 1.16.

Tableau 1.16 Modèles empiriques de calcul des paramètres de gonflement.

Auteur (s)	Expressions mathématiques	Paramètres
Seed et al, (1962)	$\varepsilon_g = 21.6 \times 10^{-5} (I_p)^{2.44}$	I_p (%)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41.13 \times 10^{-5} (I_R)^{2.67}$	I_R (%)
Komornik et David (1969)	pour la marne : $\varepsilon_g = 6.7 + 2.4 I_p$ pour l'argile : $\varepsilon_g = 0.9 + 2.1 I_p$ $\log \sigma_g = - 2.132 + 0.0208W_L + 0.000666 \gamma_{d0} - 0.0269W_i$	I_p, W_L , et W_i (%) γ_{d0} (kg/m ³)

Nayak et Christensen (1971)	$\varepsilon_g = 0.0229(I_p)^{1.45} \frac{C_{2\mu m}}{W_n} + 6.38$	I_p , W_n et $C_{2\mu m}$ (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0.033 W_L + 0.00321 \gamma_{d0} - 6.692$ $\log \sigma_g = 0.0033 W_L + 0.00321 \gamma_{d0} - 5.154$	W_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0.033 W_L - 0.083 W_n + 0.458$ $\log \sigma_g = 0.033 W_L + 0.083 W_n - 1.967$	W_L et W_n (%)
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = U.W_L + v.\gamma_{d0} - tw + k$ $\log \sigma_g = 2.55 \gamma_{d0}/\gamma_w - 1.705$	u, v, t et k sont des constantes, W_L (%) γ_{d0} (g/cm ³), σ_g (bars)
Nayak et Christensen (1974)	$\sigma_g = 0.25(I_p)^{1.12} \left(\frac{C_{2\mu m}}{W_n} \right)^2 + 25$	I_p , W_n et $C_{2\mu m}$ (%)
Schneider et Poor (1974)	$\log \varepsilon_g = (0.9 I_p / W_n) - 1.19$	I_p et W_n (%)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\sigma_g = 2.77 + 0.131 W_L - 0.27 W_n$	W_L et W_n (%)
Johnson (1978)	Pour $I_p < 40$: $\varepsilon_g = -9.18 + 1.5546.I_p + 0.0824.Z + 0.1.W_n - 0.0432.W_n.I_p - 0.01215.Z.I_p$ Pour $I_p > 40$: $\varepsilon_g = 23.82 + 0.7346.I_p - 0.1458.Z - 1.7 W_n + 0.0025 W_n.I_p - 0.0084.Z.I_p$	Z (m) W_n et I_p (%)
Weston (1980)	$\sigma_g = 0.000411 (W_L)^{4.17} (\sigma_v)^{-0.386} (W_n)^{-2.33}$	W_L et W_n (%)
David et Komornik (1980)	$\log p_s = 2.08 W_L + 0.06688 \gamma_d - 2.69 W_n - 1.868$	W_L et W_n (%) γ_d (kg/m ³)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5.3 - 1.47e/I_p - \log \sigma) (0.525 I_p + 4.1 - 0.85 W_i)$ $\log \sigma_g = 5.3 - 1.47e/I_p \text{ pour } (\varepsilon_g = 0)$	σ : surcharge appliquée (kPa), W_i (%)
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17.86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_l}}{4 - \log P_c}$	e_l : correspondant à W_L P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Chen (1988)	$\varepsilon_g = 0.2558 e^{0.0838 I_p}$	I_p (%)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	K est un constant γ_{d0} (g/cm ³)
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117.59 + 3.0571 W_i$	W_i (%)

Mrad (2005)	$\log P_s = 0.0208 W_L + 0.000665 \gamma_{\text{dopt}} - 0.0269 W_n - 2.132$	W_L et W_n (%) γ_{dopt} (kg/m ³)
Bekkouche et Aissa Mamoune (2007)	$\log S_p = 4.06 - 0.033 W_n - 0.013 T_{ca} - 1.29 \gamma_{\text{dopt}} - 0.12 M$ $\log P_s = -0.37 + 0.004 I_p + 0.003 T_{ca} + 0.22 \gamma_{\text{dopt}} - 0.07 M$	M=1 gonflement libre M=2 volume constant M=3 Afnor, M=4 LCPC à volume constant M=5 LCPC avec variation de volume Tca: teneur en CaCO ₃
Turköz et Tosun (2011)	$\sigma_g = 290.015 \gamma_d - 5.178 VBS - 457.817$ $\varepsilon_g = 37.076 \gamma_d + 0.524 VBS - 57.967$	γ_d (kg/m ³) VBS (-)

On peut ainsi relativement bien corrélérer la valeur de C_g vis-à-vis du risque pathologique sur les fondations (Philipponat, 1978 ; Chassagneux *et al.*, 1996), comme suit indiqué dans le tableau 1.17.

Tableau 1.17 Risque de pathologie en fonction du coefficient de gonflement C_g d'après Chassagneux *et al.* (1996) (cité par Vincent *et al.*, 2006)

Coefficient de Gonflement (C_g)	Sensibilité
< 0.025	Peu probable
0.025 – 0.05	Grand
0.05 – 0.09	Très grand
> 0.09	Certain

1.4.1.3 Comparaison des méthodes de classification des sols gonflants

Afin de voir si ces différentes méthodes permettent d'obtenir des résultats compatibles entre eux et surtout avec les observations du terrain, Johnson et Sneath (1978) ont testé, sur 20 sols différents et gonflants, plusieurs méthodes présentées ci-dessus, avec leurs paramètres de définition (tableau 1.18). Les résultats obtenus sont alors classés en trois grandes catégories :

- les résultats où les prévisions coïncident avec les résultats observés,
- ceux qui ne coïncident pas mais ou qui vont dans le sens de la sécurité,
- ceux qui ne coïncident pas avec des divergences non sécurisantes.

Tableau 1.18 Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988) (cité par Bultel, 2001).

Paramètres utilisés	Méthode	Nombre de cas		
		qui coïncident	divergents mais favorables	totalemment défavorables
I_p	Seed et al (1962)	3	13	4
W_L, I_p	Dakshanamurthy & Raman (1973)	5	13	2
W_s	Altemeyer (1955)	9	7	4
I_s	Ranganatham & Satyanarayana (1965)	5	13	2
W, W_L	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	9	8	3
W, W_L, γ_d	Komornik & David (1969)	2	3	15

On s'aperçoit très vite que la fiabilité des méthodes présentées varie beaucoup mais qu'aucune ne donne de coïncidence générale avec l'ensemble des sites testés. De fait, une méthode comme celle de Komornik et David (1969) semble à proscrire car elle sous-estime le gonflement à venir. Il apparaît que celles basées sur des valeurs tirées des limites d'Atterberg sont celles qui donnent les valeurs les moins incohérentes.

En conclusion, Josa *et al.* (1988) et Duc *et al.* (2008) indiquent qu'il apparaît difficile de prétendre classer les sols gonflants uniquement à partir d'une valeur d'un indice tiré d'une mesure indirecte réalisée le plus souvent sur un échantillon remanié. La texture et la cimentation des grains resteront ignorées alors qu'il s'agit de deux paramètres importants, non reproductibles en laboratoire et intimement liés à l'histoire géologique du sol.

Il reste cependant indispensable de réaliser des essais mécaniques de retrait et de gonflement pour caractériser les sols sensibles de façon plus fiable (méthodes directes).

1.4.2 Méthodes directes d'identification

On relève dans la littérature une multitude de procédures permettant de mesurer les paramètres de gonflement des sols, ce qui traduit en partie la complexité du phénomène. La façon de procéder à la mesure de ces paramètres dépend du problème posé, du but recherché et des moyens mis en œuvre. L'œdomètre est pratiquement le seul appareillage préconisé pour la réalisation des essais de gonflement. Selon Winterkorn et Fang (1986), cité par

Sridharan et Prakash (2016), l'évaluation la plus utile et la plus sûre du potentiel de gonflement d'un sol pourrait être obtenue à partir des essais œdométriques. Ceci pour deux raisons essentielles : la première est que l'état qui règne dans le moule œdométrique est proche de celui du sol en place, la seconde est sa grande diffusion. Mais, ces procédures doivent pouvoir être transposées, au moins dans leur principe, au cas de l'appareillage triaxial. Elles ont donné lieu à de nombreuses variantes d'essais, avec l'utilisation d'appareillages et de méthodologies spécifiques, voire de combinaisons de procédures. Aussi, avant d'évoquer ci-dessous les techniques utilisées en laboratoire pour caractériser les matériaux gonflants, on propose de décrire ci-après chacune des quatre méthodes de base d'essais de gonflement, dont sont issues les procédures normalisées présentées plus loin.

Selon Holtz et Gibbs (1956), le critère de classification du degré d'expansivité du sol est le changement total de volume d'un sol de l'état sec à un état saturé sous une surcharge de 7 kPa dans un œdomètre. Selon Seed et al. (1962), le critère pour la classification du degré de gonflement d'un sol est le pourcentage d'expansion exposé par le sol compacté à la densité sèche maximale sous une surcharge de 7 kPa (tableau 1.19).

Tableau 1.19 Classifications des argiles d'après l'essai de gonflement à l'œdomètre.

Chen (1975)		Seed et al. (1962)	Holtz et Gibbs (1956)	Potentiel de gonflement
Pression de gonflement (kPa)	Gonflement à l'œdomètre (%)	Gonflement à l'œdomètre (%)	Gonflement à l'œdomètre (%)	
< 50	< 1	< 1.5	< 10	faible
50 - 250	1 - 3	1.5 - 5	10 - 20	moyen
250 - 1000	3 - 10	5 - 25	20 - 30	élevé
> 1000	> 10	> 25	> 30	très élevé

La comparaison de ces classifications montre que le potentiel de gonflement du sol dans la classification de Chen est sensiblement plus faible et correspond mieux au gonflement réel des sols rencontrés dans la nature par suite de la modification de la limite des dimensions des particules argileuses (76 μm au lieu de 1 μm pour Holtz et Gibbs et de 2 μm pour Seed et al.). On trouve à peu près le même intervalle de variation du gonflement potentiel des sols dans les travaux de Jennings et Evans (1962), Sorochan (1989), El Gamali et al. (1994), Magnan et al. (1995), Al-Shamrani et Al-Mhaidib (2000), etc.. (Ejjaaouani, 2008)

Il faut aussi noter que l'amplitude du gonflement du sol sur le terrain est plus faible que celle du gonflement mesuré en laboratoire. Il faut pour cette raison appliquer un coefficient

réducteur lors de l'application à des ouvrages réels des résultats des essais de laboratoire (Sorochan, 1989, Magnan et al., 1995).

1.4.2.1 Les quatre catégories d'essais de gonflement

a/ Essai de gonflement libre

L'essai de gonflement libre est issu directement des procédures traditionnelles de l'essai œdométrique. Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, le chargement s'effectue par paliers selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (figure 1.19).

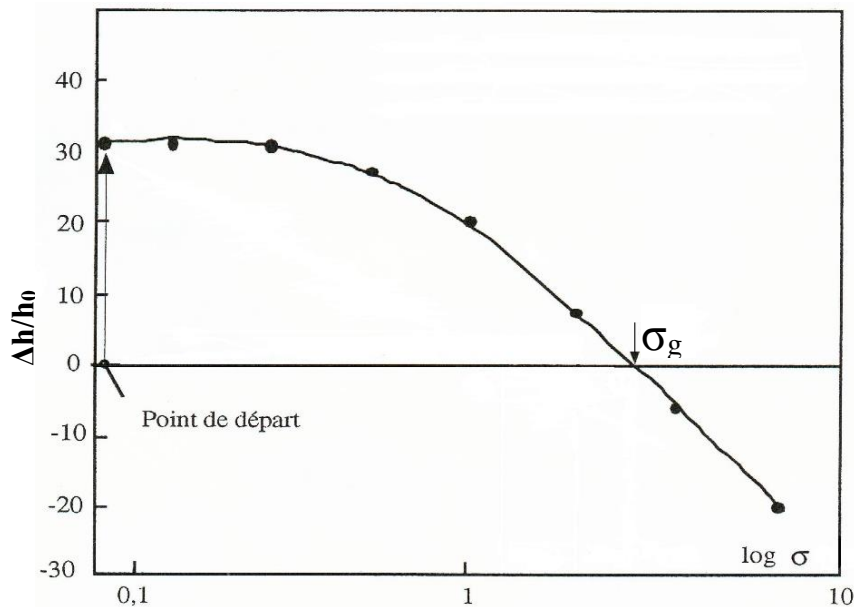


Figure 1.19 Essais de gonflement libre.

Dans le cas des sols moyennement à fortement gonflants, l'essai de gonflement libre peut entraîner une modification de structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle. C'est pourquoi il a tendance à surestimer la pression de gonflement.

b/ Essais de gonflement en parallèle

Pour éviter les problèmes de stabilisation de chaque palier de charge, on peut utiliser une méthode, dite des essais de gonflement en parallèle, qui consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale convenablement

choisie suivant un taux d'accroissement des charges préalablement défini (figure 1.20). Le gonflement de chaque éprouvette est obtenu en procédant à son imbibition sous contrainte jusqu'à stabilisation des déformations.

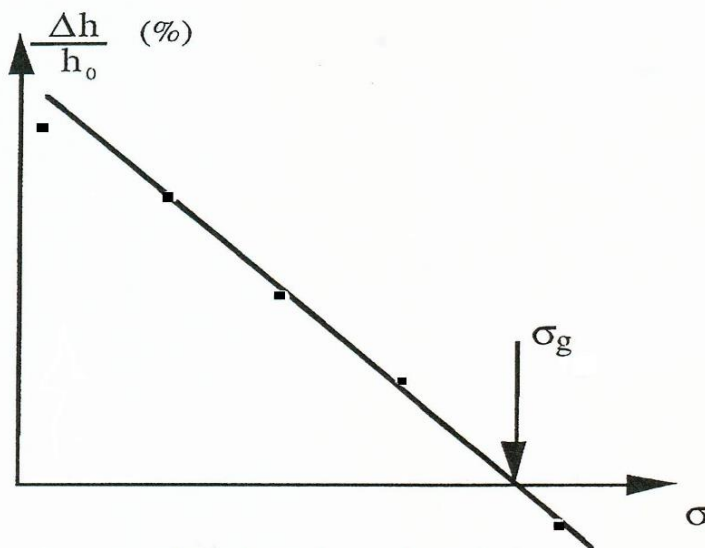


Figure 1.20 Essais de gonflement en parallèle.

Cette technique, présente toutefois l'inconvénient d'avoir à tester simultanément des éprouvettes de matériaux parfois hétérogènes. Elle est principalement utilisée dans le cas des matériaux compactés, pour lesquels il est plus facile de préparer des éprouvettes semblables. Le potentiel de gonflement du sol est obtenu en mesurant les déformations des éprouvettes résultant du chargement et de l'imbibition en fonction des contraintes axiales qui leurs sont appliquées.

c/ Essai à volume constant

La méthode de gonflement à volume constant consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, puis à la charger par petits paliers successifs de façon à maintenir au mieux sa hauteur à une valeur constante (figure 1.21). Dans ces conditions, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer pendant l'essai, contrairement à ce qui se passe avec la procédure du gonflement libre. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement). De plus, l'appareillage d'essais doit posséder une forte rigidité et le rattrapage du gonflement par des poids supplémentaires induit de petites oscillations, assimilables à des cycles de chargement-déchargement.

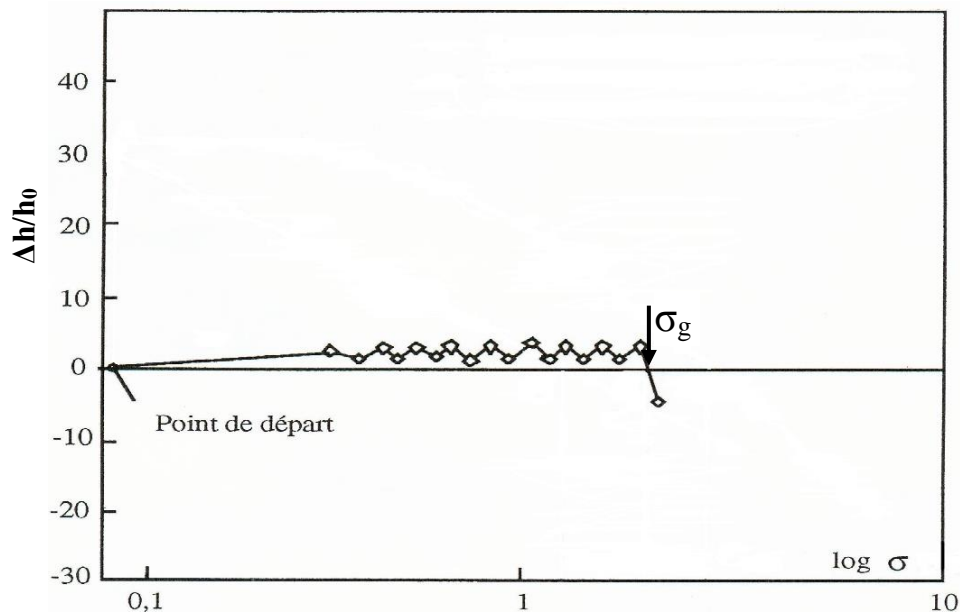


Figure 1.21 Essai de gonflement à volume constant.

d/ Essai d'Huder - Amberg

Huder et Amberg (1970) ont proposé une procédure qui a été adoptée par la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM, 1989). Elle consiste à placer l'éprouvette dans son état naturel à l'intérieur d'une bague œdométrique flottante fermée par deux pierres poreuses. Pour effacer les effets du remaniement dû au prélèvement du sol et à sa mise en place dans l'œdomètre, l'éprouvette est d'abord soumise à un premier chemin de contraintes de quatre à cinq paliers, jusqu'à une contrainte axiale σ_{v0} (chemin a), elle est ensuite soumise à un cycle de déchargement-rechargement jusqu'à la contrainte σ_{v0} (chemins b et c). Sous cette contrainte, elle est alors mise en présence d'eau par saturation de la cellule œdométrique, ce qui provoque le gonflement du sol ou son effondrement (chemin D'D). Plusieurs semaines, voire plusieurs mois, peuvent s'écouler avant la stabilisation du gonflement. Ce stade étant dépassé, l'éprouvette est déchargée au palier précédent et son gonflement est observé jusqu'à stabilisation, avant de procéder à un nouveau déchargement, ce qui se traduit par le chemin (s) de la figure 1.22. La *pression de gonflement* σ_g est définie comme la contrainte axiale minimale qu'il faut appliquer à l'éprouvette pour que lors de l'hydratation, il ne se développe pas de gonflement. Cette pression, notée σ_A , est déterminée à partir de l'intersection de la droite S et du prolongement de la courbe c : courbe de rechargement à partir du points Q.

Cette méthode présente deux difficultés :

- la détermination de point A : en effet, le prolongement de la courbe C est souvent présenté comme si cette courbe était une droite, correspondant au dernier palier de chargement. Or, il est bien évident que dans un repère semi-logarithmique, la forme de la courbe C ne peut-être approchée par une droite. Il faut donc, construire la courbe

C point par point pour que l'intersection soit bien définie. L'erreur introduite est d'autant plus grande que le gonflement D'D est trop important. Cela peut conduire à une extrapolation arbitraire, ce qui se produit lorsque la contrainte σ_{v0} est trop éloignée de la pression de gonflement σ_g ;

- les durées des paliers de gonflement peuvent conduire à une durée d'essai excessive.

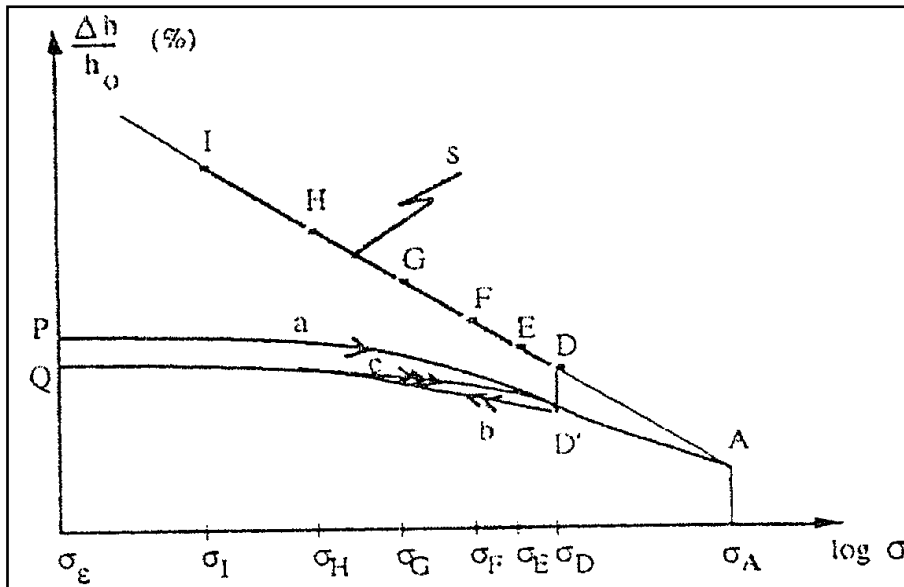


Figure 1.22 Essai de gonflement selon la méthode de Huder-Amberg (1970).

La relation de Huder-Amberg reliant les variations de volume et de contrainte entre σ_{v0}

$$\varepsilon_v \text{ et } \sigma_g \text{ s'écrit : } \quad \varepsilon_v = -\frac{\Delta h}{h} = C_g \lg \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_g} \right) \quad (1.21)$$

1.4.2.2 Procédures d'essais normalisées

a/ Procédures permettant à l'échantillon de gonfler

a1/ Norme ISSMFE (1991)

La Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations propose une méthode d'essais basée sur l'œdomètre. Plusieurs éprouvettes d'un même sol sont imbibées dans des cellules œdométriques (essais en parallèle) et sous différentes charges, ce qui permet de déterminer une pression de gonflement σ_g et un coefficient C_g (figure 1.23) ; la déformation étant mesurée directement à partir du début du gonflement et le potentiel de gonflement directement calculé.

Essais de gonflement en parallèle sur trois éprouvettes. Les déformations de gonflement commencent aux points 1, 2 et 3, après imbibition de chacune des éprouvettes.

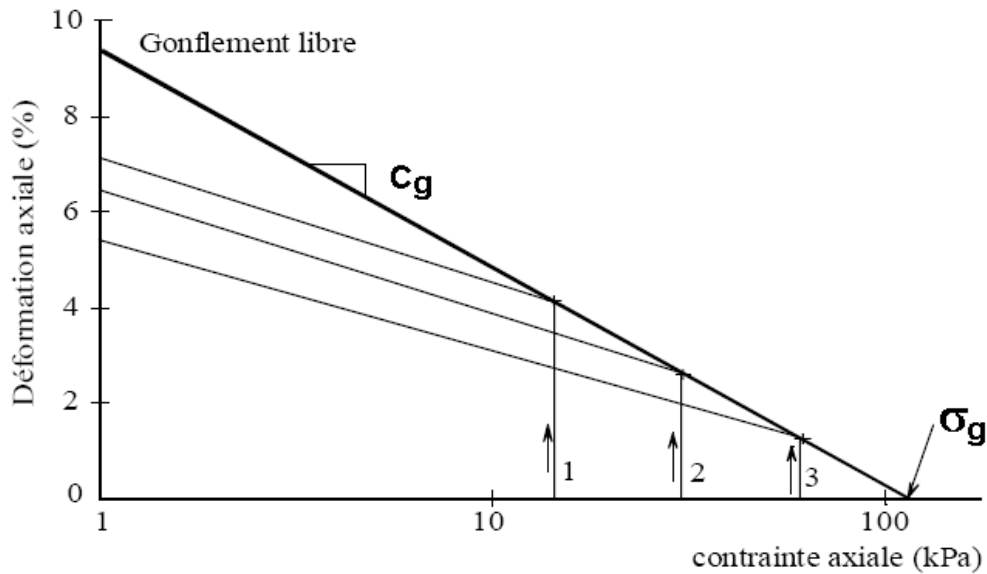


Figure 1.23 Procédure d'essais de gonflement ISSMFE (1991).

a2/ Norme française NF P 94-091 (AFNOR, 1995)

C'est la loi de variation du gonflement avec les contraintes appliquées qui est recherchée. La procédure suivant cette norme permet de déterminer la pression de gonflement σ_g et le potentiel de gonflement d'un sol en présence d'eau sous différentes charges. L'essai s'effectue à l'œdomètre sur plusieurs éprouvettes semblables provenant d'un même échantillon et découpées sensiblement au même niveau (essais en parallèle). On applique sur chaque éprouvette une charge maintenue constante et on mesure la déformation axiale correspondante et ce durant deux phases successives:

- 1^{ère} phase : sans ajouter l'eau.
- 2^{ème} phase : en présence d'eau.

Par définition, la contrainte de gonflement est celle qui correspond à une déformation nulle (figure 1.24). La norme précise les conditions d'essai, le choix des charges à appliquer aux éprouvettes et la méthode d'exploitation des résultats.

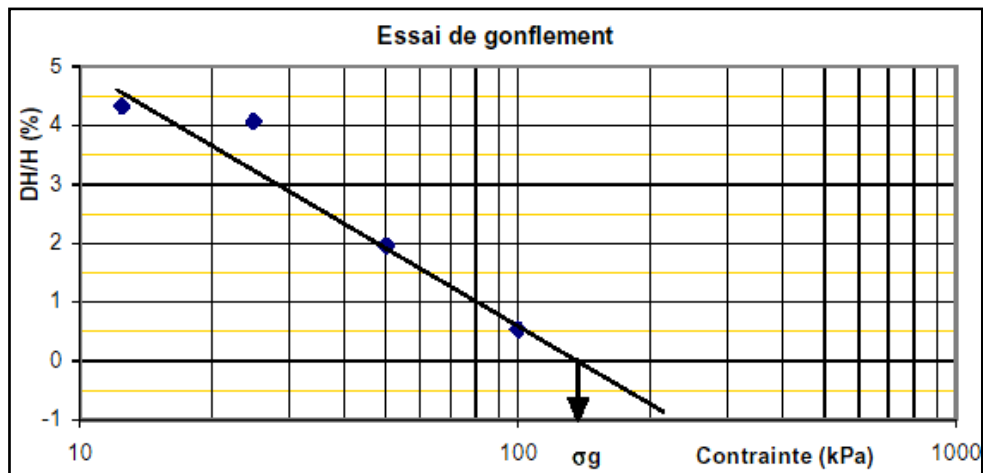


Figure 1.24 Méthode AFNOR P 94-091 (1995).

a3/ Norme ASTM D-4546-90 (1985)

L'American Society for Testing and Materials préconise trois procédures d'essais à l'œdomètre : deux procédures permettant à l'échantillon de gonfler et l'autre empêchant le gonflement.

Dans la première procédure deux méthodes sont proposées : la première corrige l'effet du remaniement (méthode A), alors que la seconde ne le corrige pas (méthode B).

- **Méthode A** : elle propose d'adopter la correction de l'effet du remaniement par l'application d'un cycle de chargement-déchargement (figure 1.25), la contrainte finale de ce cycle étant l'équivalent du poids des terres avant l'extraction de l'échantillon. Le gonflement du sol, obtenu par imbibition, est suivi jusqu'à stabilisation des déformations. La pression de gonflement est égale à la pression qui aurait remis l'éprouvette à sa hauteur initiale. L'amplitude du gonflement correspond à la déformation maximale entre le début et la fin de la phase de gonflement ;

- **Méthode B** : dans laquelle l'éprouvette est soumise dès le départ à la contrainte de service (figure 1.26). Ensuite, elle est mise en contact avec l'eau, ce qui provoquera le gonflement. Ce dernier sera suivi jusqu'à la stabilisation. Un chargement selon la procédure de l'essai œdométrique est ensuite appliqué. La pression de gonflement et l'amplitude de gonflement sont obtenues suivant la même démarche que celle de la méthode A.

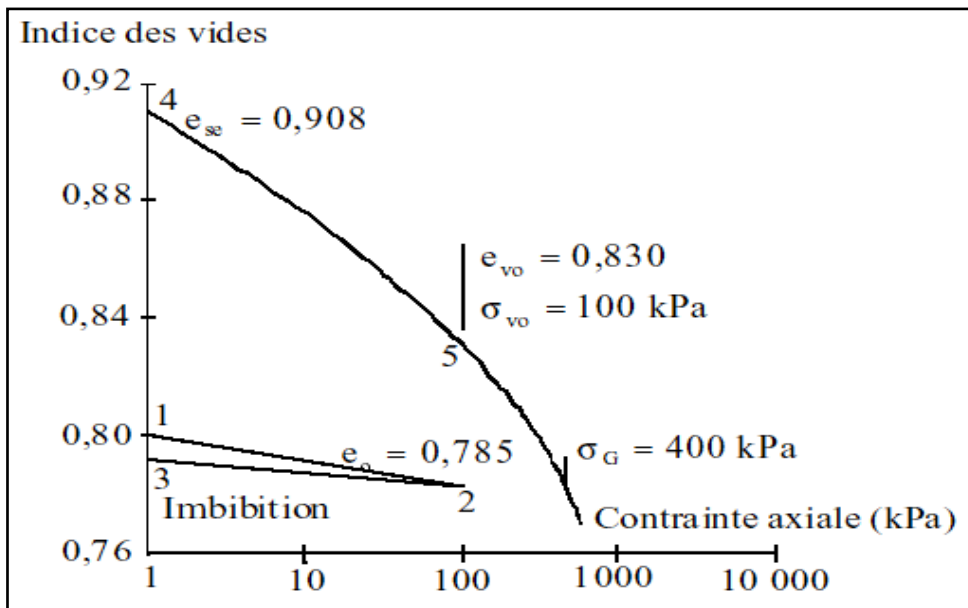


Figure 1.25 ASTM D4546-90 (1985) Méthode A : Gonflement sous le poids des terres.

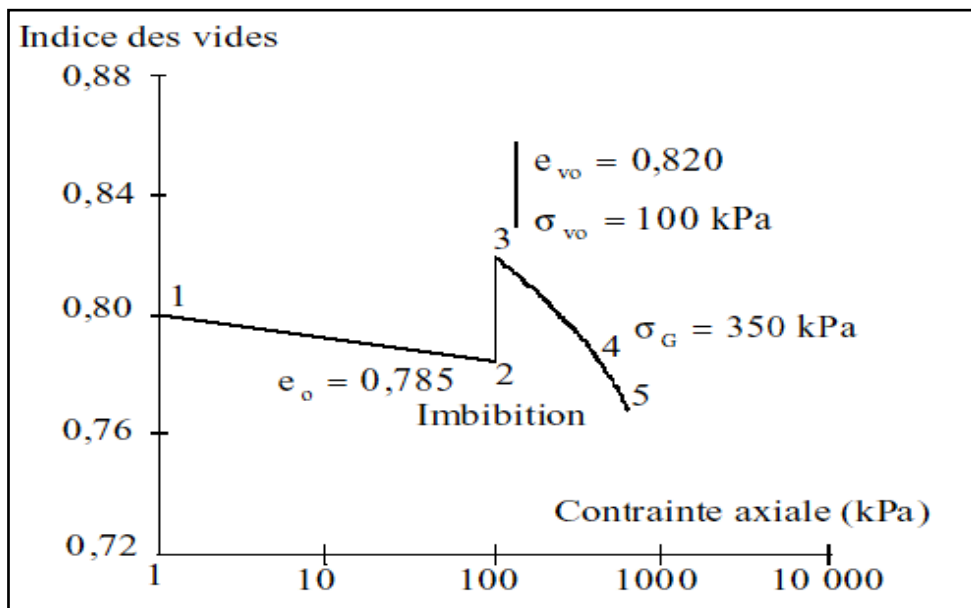


Figure 1.26 ASTM D4546-90 (1985) Méthode B : Gonflement sous le poids des terres.

b/ Procédures empêchant le gonflement

Contrairement aux méthodes décrites plus haut, les essais décrits ci-après ne permettent pas à l'éprouvette mise en contact avec l'eau de changer de volume. Le principe consiste à bloquer le piston de l'œdomètre sur le bâti afin d'empêcher la déformation de l'échantillon ; la contrainte de gonflement étant mesurée à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti.

b1/ Méthode du D.T.U.11.1 (France)

Le principe de cette méthode est de reconsolider l'éprouvette sous une contrainte égale à celle du poids des terres, puis amener à la contrainte de service ; la contrainte de service étant celle que va subir le sol une fois le projet réalisé. C'est à partir de cette contrainte qu'on mesure la pression de gonflement. Après stabilisation, on humidifie l'éprouvette en empêchant le gonflement par chargement au fur et à mesure jusqu'à la nouvelle stabilisation (figure 1.27). La pression de gonflement est donnée par la différence entre la pression obtenue lorsque l'éprouvette ne gonfle plus et la contrainte de service.

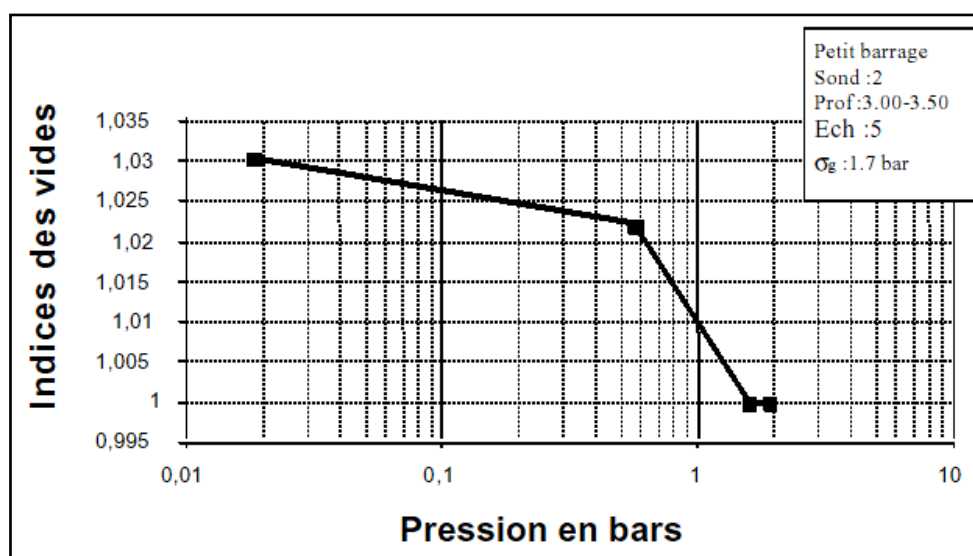


Figure 1.27 La méthode D.T.U.11.1.

b2/ Norme ASTM D-4546-90 (méthode C)

En plus des méthodes A et B de la norme ASTM décrites ci-avant qui permettent à l'éprouvette de gonfler, cette norme propose une troisième procédure où l'éprouvette est empêchée de gonfler. Une contrainte initiale lui est appliquée. Cette contrainte est prise égale soit au poids des terres, soit à la pression de gonflement estimée par ailleurs. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes, puis l'éprouvette est humidifiée. Le gonflement est empêché par application de faible charge. Les déformations maximales tolérées entre deux paliers de chargement consécutifs doivent être comprises entre 0,005 mm et 0,01 mm. Une fois le gonflement stabilisé, un cycle de chargement-déchargement selon le chemin œdométrique (norme ASTM-D-2435-90) est appliqué. La pression de gonflement correspond au point d'intersection de l'horizontale correspondant à l'indice des vides du point de courbure maximal et de la tangente à la courbe de consolidation (figure 1.28).

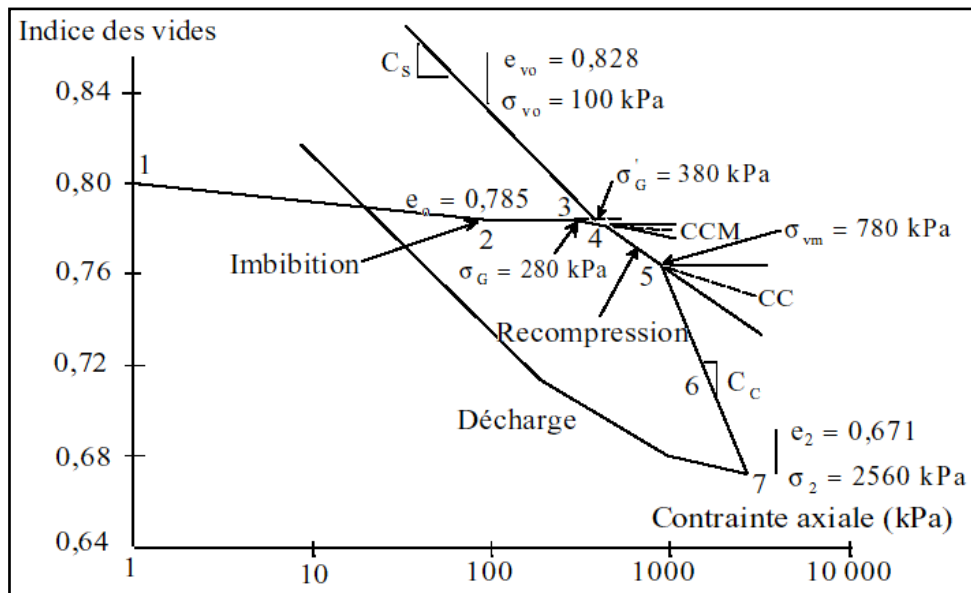


Figure 1.28 ASTM D-4546-90 (1985) Méthode C : Gonflement à volume constant à partir du poids des terres.

b3/ Procédures du LCPC (France)

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France) propose deux méthodes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols : la première avec variation de volume, la seconde sans variation de volume :

- **Méthode du LCPC avec variation de volume** : elle comporte deux variantes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols avec variation de volume (figure 1.29) :
 - si la contrainte de service σ_s est inférieure au poids des terres σ_{v0} ($\sigma_s < \sigma_{v0}$), la variante adoptée consiste à charger l'éprouvette avec un taux de chargement de 0.2 jusqu'à ce qu'elle retrouve sa hauteur initiale, puis la laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'éprouvette est déchargée par palier régulier. La pression de gonflement est déterminée par extrapolation ;
 - si la contrainte de service σ_s est supérieure au poids des terres, la variante adoptée consiste à charger l'éprouvette toujours avec le taux de 0.2 jusqu'à ce qu'elle retrouve sa hauteur initiale, puis la laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'éprouvette est chargée pour la remettre aux dimensions qu'elle avait sous la contrainte σ_{v0} . La pression de gonflement est la contrainte qui permet ce retour ;
- **Méthode du LCPC sans variation de volume** : dans laquelle l'éprouvette est humidifiée en bloquant son gonflement par application des charges verticales. Une fois la contrainte maximale atteinte, l'éprouvette est déchargée pour la remettre sous le poids des terres σ_{v0} en respectant au moins trois valeurs intermédiaires de manière à diviser le chemin de chargement en quatre paliers égaux. La pression de gonflement est donnée par la

contrainte appliquée à l'éprouvette lorsque cette dernière ne présente plus de tendance au gonflement (figure 1.30).

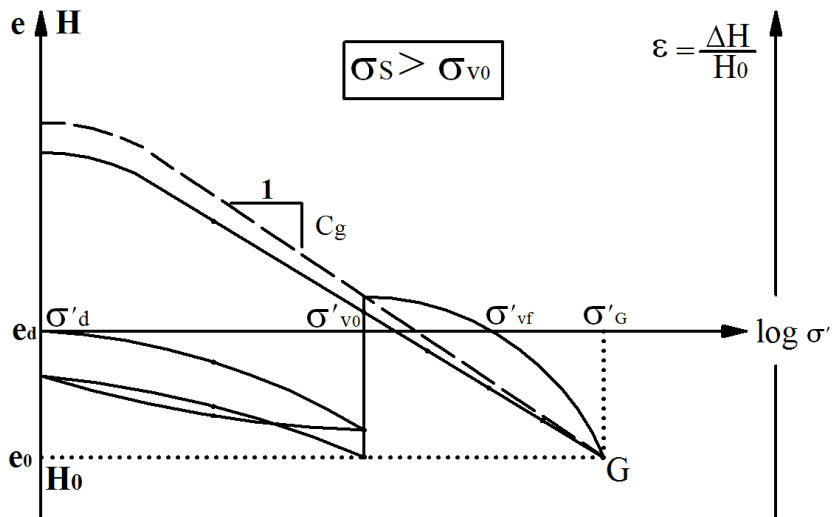
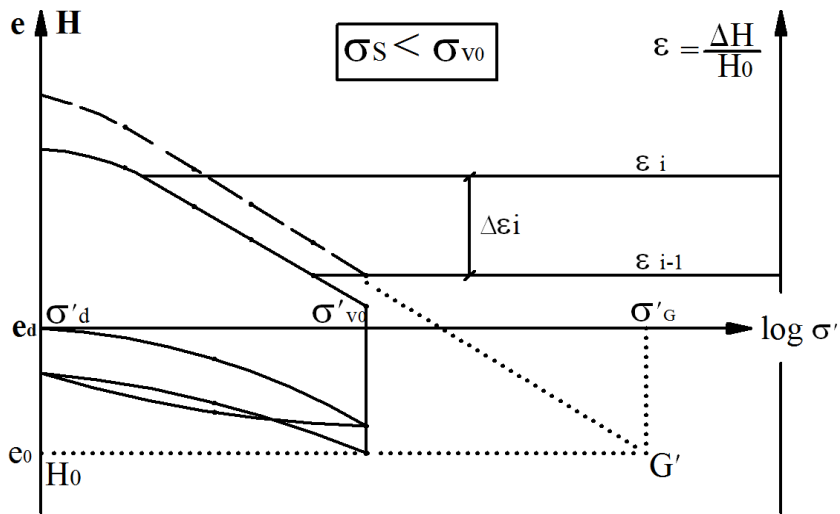


Figure 1.29 Méthode LCPC avec variation de volume.

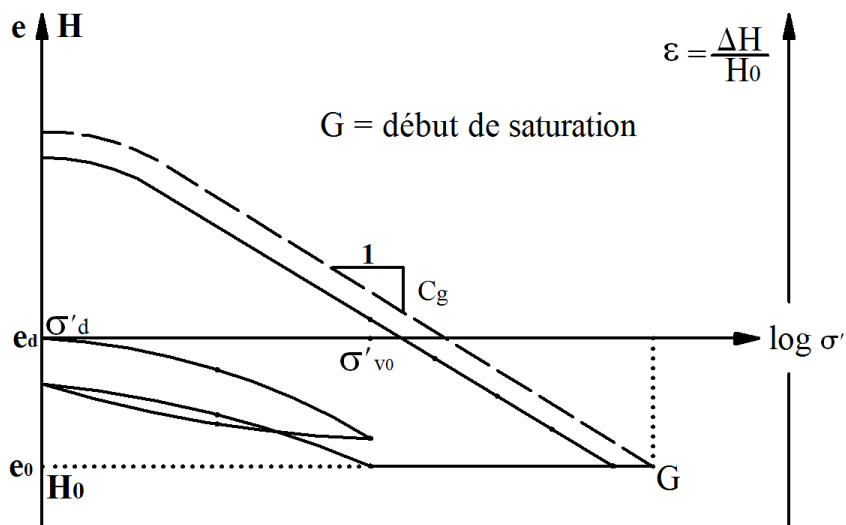


Figure 1.30 Méthode L.C.P.C sans variation de volume.

1.4.2.3 Comparaison des différentes procédures d'essais

Hormis l'essai d'Huder-Amberg qui semble convenir beaucoup plus aux sols rocheux, trois techniques (essai de gonflement libre, essais de gonflement en parallèle, essai à volume constant) peuvent être mises en œuvre pour déterminer la pression et l'amplitude de gonflement des sols fins. Cependant, même avec ces techniques, les valeurs trouvées peuvent varier dans une assez grande échelle. La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement à volume constant est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). Cependant, la méthode de gonflement sous charges constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux.

D'après Vincent et al. (2006), selon les comparaisons réalisées par Gilchrist (1963), Brackley (1975), Sridharan et al., (1986), Abduljawad & Al-Sulaimani (1993) et Guiras-Skandaji (1996), la méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux méthodes précédentes.

L'étude faite par Sridharan et al. (1986) a par ailleurs montré qu'à partir de modes opératoires combinés, on peut obtenir des valeurs encore différentes de pression de gonflement. Par exemple, si on réalise un essai à volume constant avec déchargement par paliers successifs suivi d'un essai de gonflement libre avec rechargement, la pression de gonflement obtenue est alors inférieure à la pression de gonflement donnée par la seule méthode du gonflement libre. On se rend compte de l'importance énorme du chemin de contraintes suivi au cours du gonflement (*la pression de gonflement σ_g n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement*).

En comparant les déformations de gonflement mesurées in-situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al, 1987), soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) arrive aux mêmes conclusions et préconise l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais en parallèle) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de

mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre (Bultel, 2001).

1.4.3 Paramètres affectant le gonflement

1.4.3.1 Influence de la teneur en eau initiale

Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence de la teneur en eau sur le taux de gonflement. Certains insistent sur le fait que la pression de gonflement est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible et que l'amplitude de gonflement maximale est obtenue pour une teneur en eau $W = W_{opt} - 2\%$ (Guiras, 1996). D'autres pensent que la teneur en eau initiale détermine la structure initiale du sol. Par conséquent, des échantillons à la même teneur en eau initiale aboutissent à la même variation de volume indépendamment du chemin de contrainte suivi, alors qu'une faible différence de teneur en eau de 0,5% à 1% donne des variations de volume différentes pour le même chemin de contrainte suivi (Barden et al, 1969). Edil et Alanazy, cité par Guiras (1996), trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les paramètres de gonflement, les pressions latérale et verticale de gonflement augmentent lorsque la teneur en eau diminue (figure 1.31).

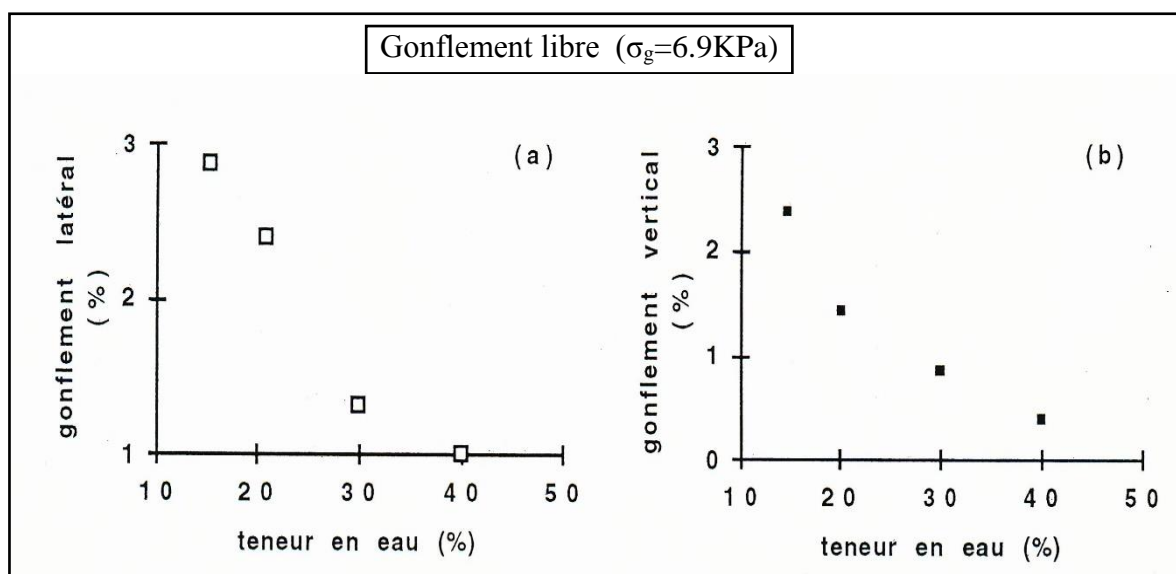


Figure 1.31 Effet de la teneur en eau initiale sur le gonflement (Edil et Alanazy, 1992).

1.4.3.2 Influence de la densité sèche

Tous les auteurs indiquent que les paramètres du gonflement sont proportionnels à la densité sèche du sol. La pression de gonflement et l'amplitude de gonflement augmentent pour des densités sèches importantes quelle que soit la condition d'essai.

Shridharan et al, (1987) ont mené 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau et différentes densités sèches initiales. Les résultats sont regroupés sur la figure 1.32. On peut observer sur cette figure que la pression de gonflement croît progressivement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. Ces résultats semblent être confirmés par Biarez et al. (1990).

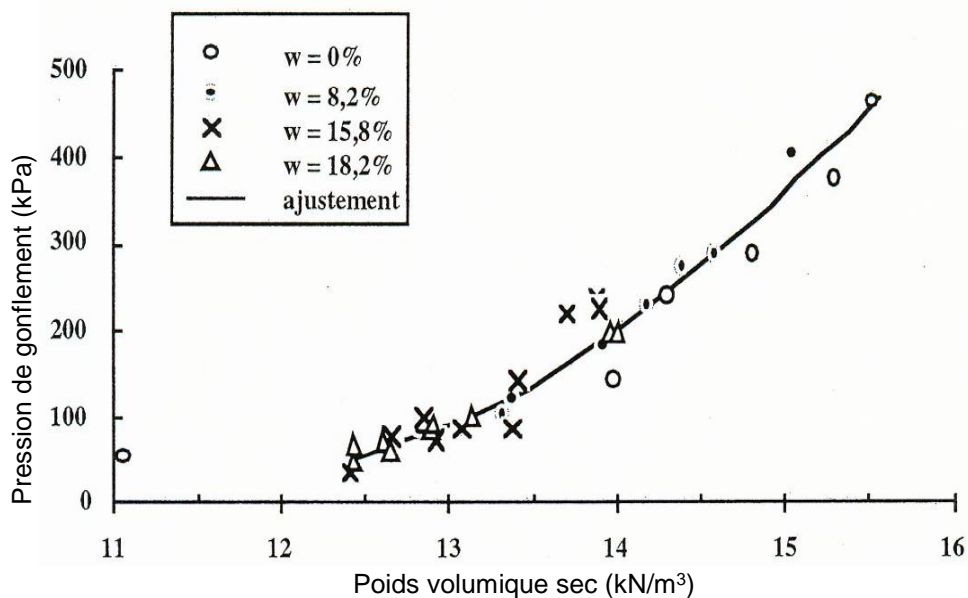


Figure 1.32 Variation de la pression de gonflement avec la densité sèche initiale (Guiras, 1996).

1.4.3.3 Influence du fluide hydratant

L'influence du fluide hydratant sur les paramètres du gonflement s'exerce par le type d'ions présents dans le fluide hydratant. L'hydratation avec de l'eau pure donne un gonflement plus important tandis que l'hydratation avec une eau déminéralisée conduit à surestimer l'activité de gonflement et à sous-estimer son taux de gonflement (Didier, 1973). Bouroukba et al. (2001) ont montré l'efficacité de diverses solutions salines pour réduire le gonflement d'un sol avec des concentrations différentes.

1.4.3.4 Influence du mode de compactage (cas des sols compactés)

Edil et Alanazy, cité par Guiras (1996), ont étudié l'influence du mode de compactage (statique et par malaxage) sur les pressions latérale et verticale d'un échantillon de sol compacté. Les résultats obtenus montrent que les paramètres mesurés sont beaucoup plus importants pour le cas du compactage statique que celui par malaxage. Ce résultat semble dû au fait que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et donc aboutit à un gonflement plus important.

1.4.3.5 Influence de la succion (cas des sols non saturés)

La vitesse d'absorption d'eau dépend essentiellement de la succion et de la perméabilité du sol. Ces deux paramètres dépendent à leur tour de la densité sèche initiale et de la teneur en eau initiale. En conséquence, la pression et l'amplitude de gonflement dépendent de la succion initiale du sol et de sa perméabilité.

1.4.4 Aspect tridimensionnel du gonflement

À l'évidence et parce qu'il intéresse le massif de sol dans sa masse, le gonflement est un mécanisme tridimensionnel. La pratique courante des essais à l'œdomètre dissimule cet aspect du phénomène. Il n'existe, à l'heure actuelle, que des résultats partiels sur l'aspect tridimensionnel du gonflement des matériaux intacts et quelques résultats pour les matériaux compactés (Bultel, 2001). Deux techniques expérimentales peuvent être utilisées : l'essai à l'œdomètre « K_0 » et l'essai à l'appareil triaxial.

1.4.4.1 Essai à l'œdomètre « K_0 »

Komornik et Zeitlen (1965) ont étudié la pression latérale développée pendant la saturation en condition œdométrique d'une argile gonflante compactée. L'œdomètre « K_0 » permet de suivre l'évolution du chemin de contraintes totales pendant le gonflement. Sous fortes charges axiales, l'imbibition provoque soit un faible gonflement, soit l'effondrement du sol compacté ou un faible gonflement et le déviateur $q = \sigma_v - \sigma_h$ reste positif (la contrainte radiale reste inférieure à la contrainte verticale, $\sigma_v > \sigma_h$). Par contre, sous faible charge axiale, la déformation de gonflement est forte et q devient négatif (la contrainte radiale dépasse la contrainte verticale $\sigma_v < \sigma_h$). Dans ce cas, le gonflement sous charge axiale constante provoque la rupture en extension de l'argile compactée (Serratrice et al., 1996).

Ofer (1983) a présenté un appareillage œdométrique modifié proche de celui de Komornik et Zeitlen (1965) qui permet de connaître la pression latérale de gonflement d'un sol lors de sa saturation. Cette cellule possède une membrane latérale instrumentée qui permet d'enregistrer latéralement les pressions exercées par le sol. Il a pu, grâce à cet essai, montrer l'influence des différents facteurs tels que la masse volumique sèche de l'échantillon ou la contrainte verticale qui lui est exercée.

De nombreux auteurs ont insisté sur l'importance de la contrainte verticale appliquée sur la valeur de la pression de gonflement latérale mesurée (Katti et al., 1984 ; Edil et al., 1992). En effet, il semble que plus la contrainte exercée sur l'échantillon est importante, plus la pression latérale développée par celui-ci est forte. Cependant Joshi et Katti (1980) ont différencié deux zones importantes lors du développement de la pression de gonflement latérale, selon que la contrainte verticale exercée est supérieure ou inférieure à la pression de gonflement :

- si $0 < \sigma_v < \sigma_g$, la pression latérale exercée sur les parois de l'œdomètre par l'échantillon peut être très importante et augmente fortement avec l'augmentation de σ_v ;
- si $\sigma_v > \sigma_g$, il n'y a pas d'augmentation de la pression latérale lors de la saturation de l'échantillon mais au contraire apparition d'un tassement vertical. On se ramène alors au cadre œdométrique avec des courbes σ_h / σ_v œdométriques classiques.

Il convient d'insister sur le fait que la méthodologie d'essai n'est pas indifférente puisque l'on remarque que les essais à volume constant donnent des contraintes horizontales beaucoup plus fortes que les essais à contrainte verticale constante. Le problème le plus important reste à savoir si l'on peut considérer la pression de gonflement comme un phénomène isotrope ou non (Bultel, 2001).

Katti et al (1984) ont étudié, sur différents échantillons compactés de grandes dimensions, la contrainte latérale exercée sur les parois d'un œdomètre lors de la saturation du sol. Cette pression de gonflement latérale passe d'abord par un pic très marqué avant de chuter jusqu'à une valeur de palier. Ce palier correspond approximativement à la pression de gonflement verticale (Chen, 1975). Différents facteurs influent sur cette pression latérale : la masse volumique sèche du matériau, le degré de saturation initial, ainsi que la surcharge verticale exercée. Les relations entre la masse volumique sèche et les pressions de gonflement horizontales et verticales $\gamma_d = f(\sigma_{hg})$ et $\gamma_d = g(\sigma_{vg})$ sont comparables et varient de manière analogue (Bultel, 2001).

L'étude de l'anisotropie éventuelle de la pression de gonflement effectuée par Kabbaj (1981) sur une bentonite compactée, montre une forte anisotropie de la contrainte exercée par le sol pour de faibles degrés de saturation. Cette anisotropie s'annule progressivement lorsque l'on se rapproche de la saturation totale de l'échantillon. L'auteur conclut que la pression de gonflement d'un sol n'est pas anisotrope. Selon ses observations, la saturation du sol permet le réarrangement progressif des particules argileuses ; celles-ci présentent toujours une nouvelle anisotropie structurelle en fin d'essai avec une direction privilégiée des feuillets argileux perpendiculairement à la charge. Kabbaj a également formulé l'hypothèse que l'anisotropie structurelle de la bentonite (comme de tous les sols argileux) exerce une influence sur ses caractéristiques de gonflement. Cependant, lors d'une humidification sous charge, la structure interne du matériau se modifie en entraînant une diminution de l'anisotropie de ces caractéristiques. Il a insisté cependant sur l'anisotropie très forte du gonflement sous faibles charges et sur l'importance des risques que peut présenter l'utilisation des matériaux gonflants compactés dans des projets de génie civil.

Shanker et al. (1987) (cité par Bultel, 2001), dans une étude générale du comportement anisotrope des sols gonflants, ont conclu à l'isotropie de ce type de sol en se basant uniquement sur les déformations volumiques de gonflement mesurées en fonction du mode de drainage utilisé (1, 2 ou 3 axes de drainage).

1.4.4.2 Essai à l'appareil triaxial

Kassif et Baker (1969) ont vérifié que les résultats expérimentaux obtenus par Komornik (1965) s'accordaient bien avec les relations de Skempton et Bishop (1954) sur les contraintes uniaxiales et triaxiales. Ils ont en particulier montré que le rapport des contraintes axiale et radiale est compris entre 0,8 et 1,1 et que la valeur moyenne vaut quasiment 1, ce qui correspond à une pression de gonflement isotrope.

Dakshanamurthy (1979), cité par Bultel (2001), a étudié le comportement d'une argile compactée susceptible de gonfler dans les trois directions à partir d'un chemin de contraintes donné. Il a montré que, quel que soit le chemin de contraintes suivi, il y a une relation unique entre la déformation volumique ε_{vol} et la contrainte moyenne p . D'autre part, il a constaté que les déformations de gonflement sont anisotropes même pour un chemin de contraintes isotrope.

Tisot et al. (1983) ont comparé, sur une bentonite compactée, les différentes méthodes d'essais à l'œdomètre et à l'appareil triaxial. Pour l'essai de gonflement libre, les résultats œdométriques sont fortement supérieurs aux résultats triaxiaux, peut-être en raison des frottements latéraux le long de l'œdomètre. Toutes les méthodes à l'appareil triaxial donnent une contrainte moyenne comparable. Pour l'essai à volume constant, on constate que la pression de gonflement œdométrique et la pression de gonflement verticale au triaxial sont comparables et que la pression de gonflement est anisotrope, le rapport σ_h / σ_v dépendent des caractéristiques initiales du matériau (γ_d, W). Compte tenu de la rapidité de l'essai à volume constant, il est préconisé d'utiliser ce mode opératoire avec l'appareil triaxial afin de connaître aussi la pression de gonflement radiale, sachant que les mêmes résultats sont obtenus à l'œdomètre en termes de pression de gonflement.

Johnson (1989), cité par Bultel (2001), a constaté, sur des essais à volume constant sur des échantillons intacts, que la pression de gonflement est a priori isotrope, même si le matériau avait une structure anisotrope. Ceci est en accord avec la relation possible entre la pression de gonflement et la succion initiale.

1.5 RETRAIT DES SOLS GONFLANTS

Le retrait consiste en une diminution du volume du sol due à l'évaporation de l'eau présente dans ses pores. L'assèchement progressif du sol provoque des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol. Les tensions capillaires sont à l'origine de contraintes de cisaillement. Parallèlement, la résistance à la traction du sol augmente. La teneur en eau pour laquelle le retrait cesse correspond à la limite de retrait (Nowamooz, 2007). Pendant le drainage d'un sol on peut observer trois phases successives

(Schubert, 1982). Dans la première phase, (figure 1.33-a) le sol est saturé. La deuxième phase (phase transitionnelle) le sol commence à se désaturer et l'air entre dans les pores (figure 1.33-b). Dans la dernière phase le sol est presque à l'état sec et ne perd plus de volume (figure 1.33-c).

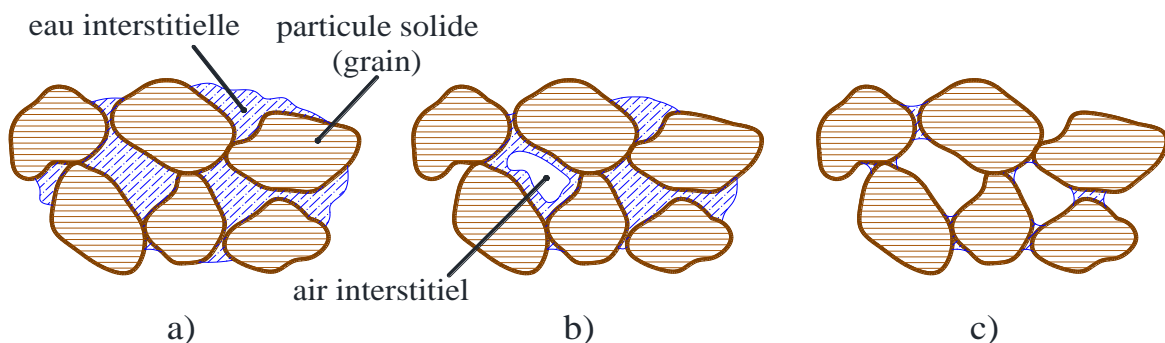


Figure 1.33 Différentes phases du retrait (Schubert, 1982).

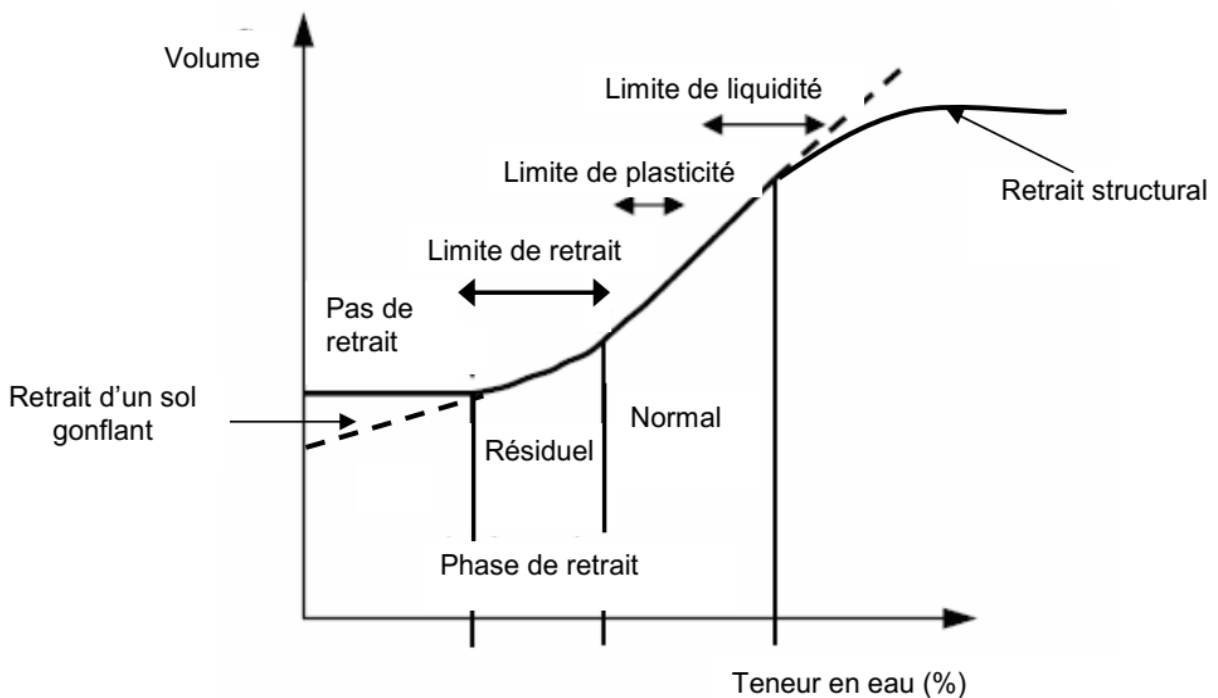
Le déroulement du retrait peut être décrit en trois phases, en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait qui sont montrés sur la courbe de retrait (Figure 1.34) (Haines 1923 ; Sposito 1973 ; Mc Garry & Daniells, 1987 ; Coughlan et al., 1991 ; Kim et al., 1992 ; Tripathy et al., 2002). (Cité par Nowamooz 2007)

- **Retrait normal** : La diminution de la teneur en eau est compensée par une diminution du volume des vides. Cette variation se fait dans le domaine saturé. Au début du processus de séchage, le départ de l'eau contenue dans les macropores conduit à la création d'une interface air-eau dans les vides à la surface du sol. Cette interface déclenche instantanément une différence de pression dans l'eau contenue dans les pores (la pression capillaire qui est l'inverse de la succion en géotechnique) qui conduit à un transfert d'eau de l'intérieur vers la surface du sol. Ce transfert correspond au début du mécanisme de séchage dans le sol. Tant que la pression dans le liquide est supérieure à la résistance qu'opposent les particules du sol à leur rapprochement, le sol se déforme. Au début, la variation du volume des vides créée par la dessiccation est proportionnelle à la quantité d'eau extraite et on observe une droite parallèle à la droite de saturation.

- **Retrait résiduel** : La quantité d'eau expulsée conduit à un moment donné à une pénétration de l'air dans la porosité. Ce moment correspond au point d'inflexion de la courbe de retrait et à ce que l'on appelle le point d'entrée d'air dans le sol. A partir de ce point, la résistance exercée par les particules entre elles devient suffisamment élevée pour que le sol ne se déforme plus de manière significative. L'eau contenue dans la porosité n'est plus continue mais a tendance à se localiser aux points de contacts entre les grains solides. Lorsque la teneur en eau continue à décroître, la diminution du volume (ou retrait) se poursuit mais de manière non linéaire. Les particules argileuses se réorganisent avec, dans certains cas, flexion des particules, mais avec une amplitude de plus en plus faible sans être proportionnelle à la variation de teneur en eau, jusqu'à atteindre une variation de volume nulle.

- **L'absence de retrait** : Les points de contact entre particules sont maximums et le volume du sol ne varie plus malgré le départ d'eau. A partir de ce point, le sol présente souvent des fissures et des fentes de dessiccation.

Le retrait évolue de manière linéaire jusqu'à une teneur en eau définie comme la limite de retrait (W_R). A partir de cette limite, le sol ne présente plus de variation géométrique notable au cours de sa dessiccation. Par définition la limite de retrait est l'intersection de deux segments présentant le retrait normal et l'absence de retrait. Le coefficient de retrait (I_R) est égal à la pente de la droite dans le domaine quasi saturé (figure 1.34).



Dans les sols naturellement structurés, il y a aussi une quatrième phase appelée retrait structural (figure 1.34). Le volume d'eau perdu est supérieur à la diminution du volume de sol (Yule & Richie, 1990). Les sols restructurés n'ont pas cette étape (Bronswijk, 1988). Pour les sols gonflants, les variations de volume continuent même pour les teneurs en eau inférieures à celles de limite de retrait (figure 1.34).

Différents types d'essais de dessiccation (Philipponnat 1991, Biarez et al. 1988, AFNOR XP P94-060 parties 1 et 2) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux. Toutefois, ces essais ne conduisent pas toujours aux mêmes caractéristiques. En outre, certains essais tendent à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure) (Nowamooz, 2007).

1.6 COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GONFLANTS

1.6.1 Cas des sols gonflants saturés

La compressibilité d'un matériau argileux est extrêmement dépendante du type d'argile qu'il contient, par exemple, la kaolinite est moins compressible que la montmorillonite. De même, les paramètres physico-chimiques ont un rôle important : une montmorillonite calcique est moins compressible qu'une montmorillonite sodique. Olson & Mesri (1971) et Sridharan & Venkatappa Rao (1973) ont montré l'existence de deux phénomènes déterminant la compressibilité d'une argile à l'état saturé. Il existe un mécanisme contrôlé par les résistances au cisaillement entre les différents feuillets, que l'on qualifie de modèle mécanique, et un mécanisme physico-chimique où le comportement est gouverné par les forces électrochimiques. Les argiles de type kaolinite sont plutôt gouvernées par les phénomènes mécaniques tandis que les montmorillonites sont régies par les aspects physico-chimiques, ce qui explique que la compressibilité d'une smectite sodique diffère de celle d'une smectite calcique.

Le rôle des phénomènes physico-chimiques sur la compressibilité semble être limité à une certaine gamme de contrainte. Marcial et al. (2001) ont réalisé deux essais de compression œdométrique sur deux types de montmorillonite sodique et calcique. Leurs résultats (figure 1.35) montrent qu'au-delà d'une contrainte effective d'environ 2 000 kPa, les indices de compression des deux montmorillonites deviennent égaux. Les auteurs de cette étude expliquent ce résultat par le fait que sous de faibles contraintes, la double couche peut se développer avec une prédominance des phénomènes physico-chimiques, tandis que sous de fortes contraintes, la double couche disparaît.

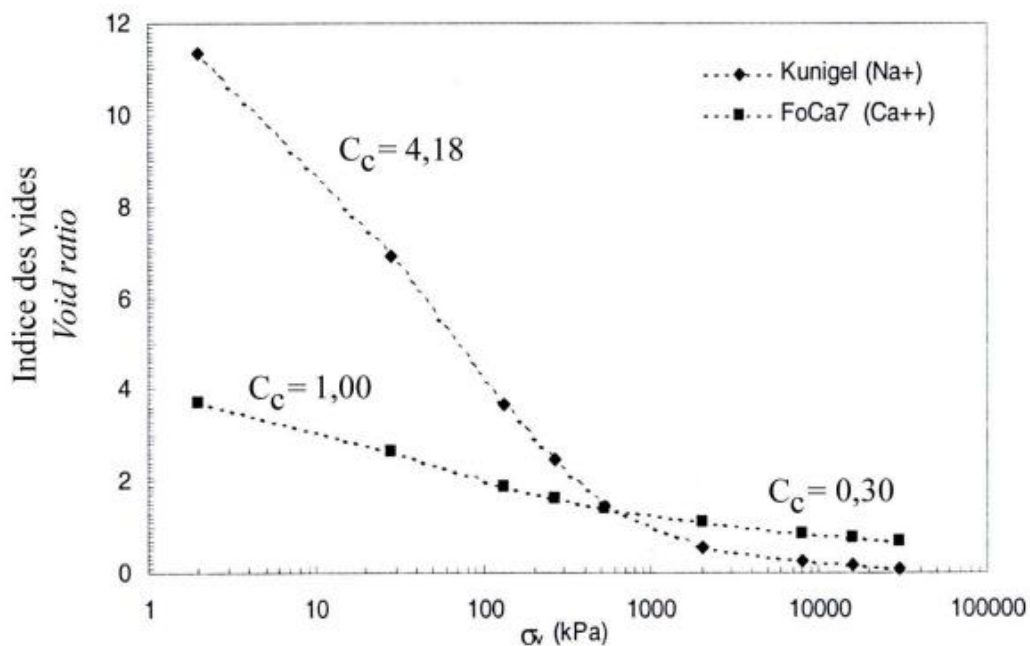


Figure 1.35 Classification d'un sol gonflant (McKee, 1992).

1.6.2 Cas des sols gonflants non saturés

La plupart des résultats disponibles dans la littérature sur le comportement des sols gonflants non saturés s'accordent sur le fait que la pente de déchargement, κ , pourrait être considérée comme étant indépendante de la succion (Alonso et al., 1990). Certains auteurs notent cependant une augmentation de κ , (Vicol, 1990 ; Cui et al., 1996 ; Rampino et al., 2000), ou sa diminution (Futai et al., 2002) avec la succion. Néanmoins, le comportement élastique des sols non saturés n'a fait l'objet que de rares études spécifiques (Wheeler 1997; Di Mariano et al., 2002).

Dans le cas des sols non saturés la notion de pression de préconsolidation doit être précisée. En effet, la pression de préconsolidation correspond, par définition, à la plus grande pression que le matériau a connue au cours de son histoire. Cette définition ne s'applique plus ici et, afin de lever la confusion entre la pression maximale réellement connue par le sol et l'influence de la succion sur ce paramètre. La pression $p_0(s)$ augmente avec la succion, ce point ayant été mis en évidence par de nombreux auteurs (Alonso et al., 1987 et 1990).

Cuisinier & Masrouri (2005) ont étudié le comportement hydromécanique d'un sol gonflant (mélange de 40% d'un limon et de 60% de bentonite) soumis à des succions différentes comprise entre 0 et 287,9 MPa sous une faible contrainte verticale constante (10 kPa) en chargement/déchargement (figure 1.36).

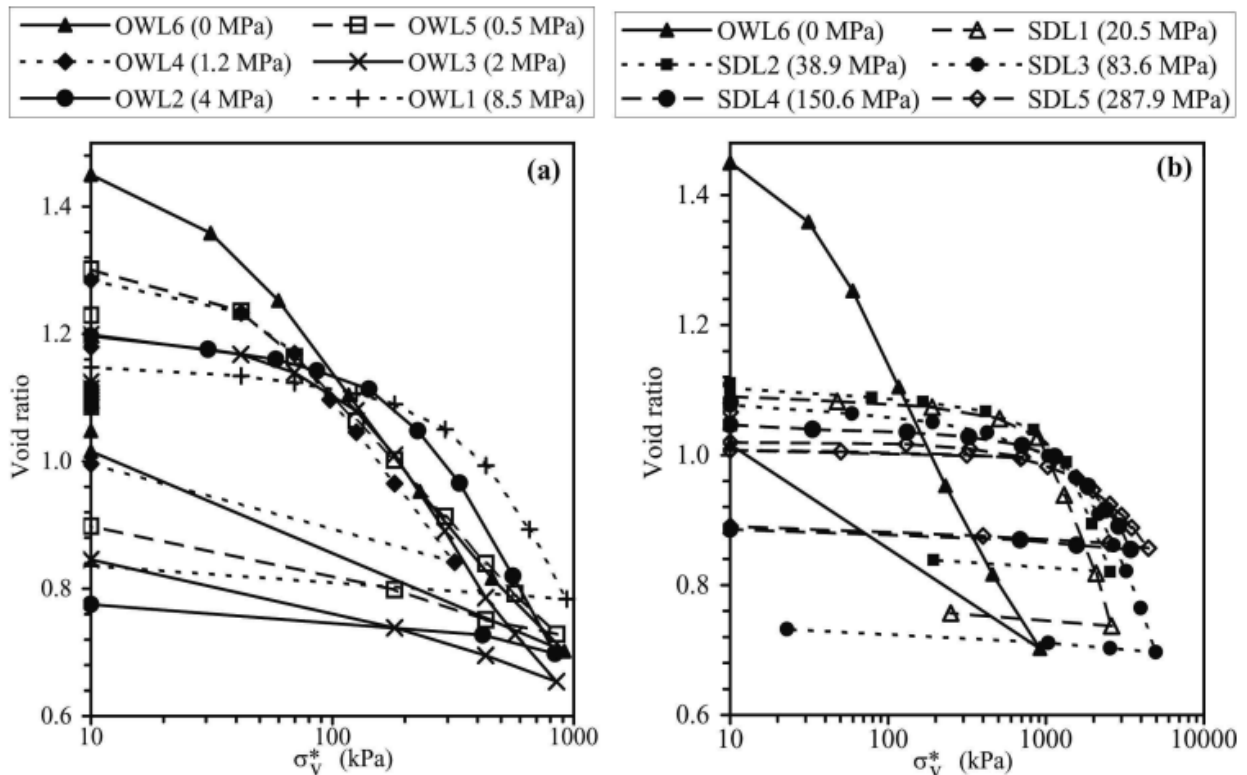


Figure 1.36 Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon (Cuisinier & Masrouri, 2005).

1.7 CONSEQUENCES DU GONFLEMENT SUR LA STABILITE DES OUVRAGES

Aux Etats-Unis, dès les années 1990, suite à des sinistres importants liées à la sécheresse, dont le coût annuel a été estimé à deux milliards de dollars (Source NRCS, Naturel Ressources Conservation Service, U.S. Department of Agriculture). Il en ressort que les dégradations liées à la sécheresse viennent de l'absence d'une reconnaissance géotechnique des terrains associée à des défauts de construction. En France, les sinistres sur habitations consécutifs au retrait-gonflement des argiles ont été reconnus en état de catastrophe naturelle et indemnisés au titre du régime des catastrophes naturelles de la loi de 1982. Le montant des indemnités entre 1990, 2003 et 2008 a été évalué à environ 3,3 milliards d'euros, ce qui en fait la deuxième cause d'indemnisation après les inondations (Chrétien, 2010).

Les sols expansifs causent des dégâts aux structures civiles et aux chaussées. Les dégradations causées par le gonflement du sol sont plus spectaculaires que celles de tout autre risque naturel tel que le tremblement de terre et l'inondation (Jones et Holtz, 1973).

Les désordres causés par le gonflement du sol sont amplifiés lorsque l'expansion est différentielle. L'analyse pathologique des désordres occasionnés par le gonflement du sol atteste que ces derniers sont dus à la température, à l'humidité, à l'évaporation, au degré de saturation, à la distribution irrégulière de l'eau dans le sol et à l'hétérogénéité structurelle du sol (Nelson et al., 1992).

Une étude menée par Fondasol (2009) sur les trois régions Midi-Pyrénées, PACA et Bourgogne montre que les bâtiments légers de type RDC, R+1 et R+1 partiel représentent entre 76% et 93% des maisons sinistrées.

D'après Mouroux et al. (1988), en gonflement ou en tassement, la déformation d'un sol d'assise de fondation, en fonction principalement de la rigidité de la structure supportée, peut prendre deux aspects : déformation par flexion, ou déformation par cisaillement (figure 1.37). En effet, les différences de mouvements le long du périmètre de la construction conduisent à des moments fléchissant parasites dans les fondations, qui amèneront eux-mêmes des contraintes de cisaillement dans la structure aboutissant à sa fissuration. La forme que prendra la fissuration résultante diffèrera principalement suivant le mode de fondation de l'habitation et évoluera avec le temps. Les figure 1.38a à 1.38c présentent des exemples d'action de gonflement ou de tassement différentiel sur un bâtiment de plain-pied (en l'absence de précautions constructives vis-à-vis du retrait gonflement des sols), selon les quatre types de fondations les plus préconisées (Mouroux et al., 1988).

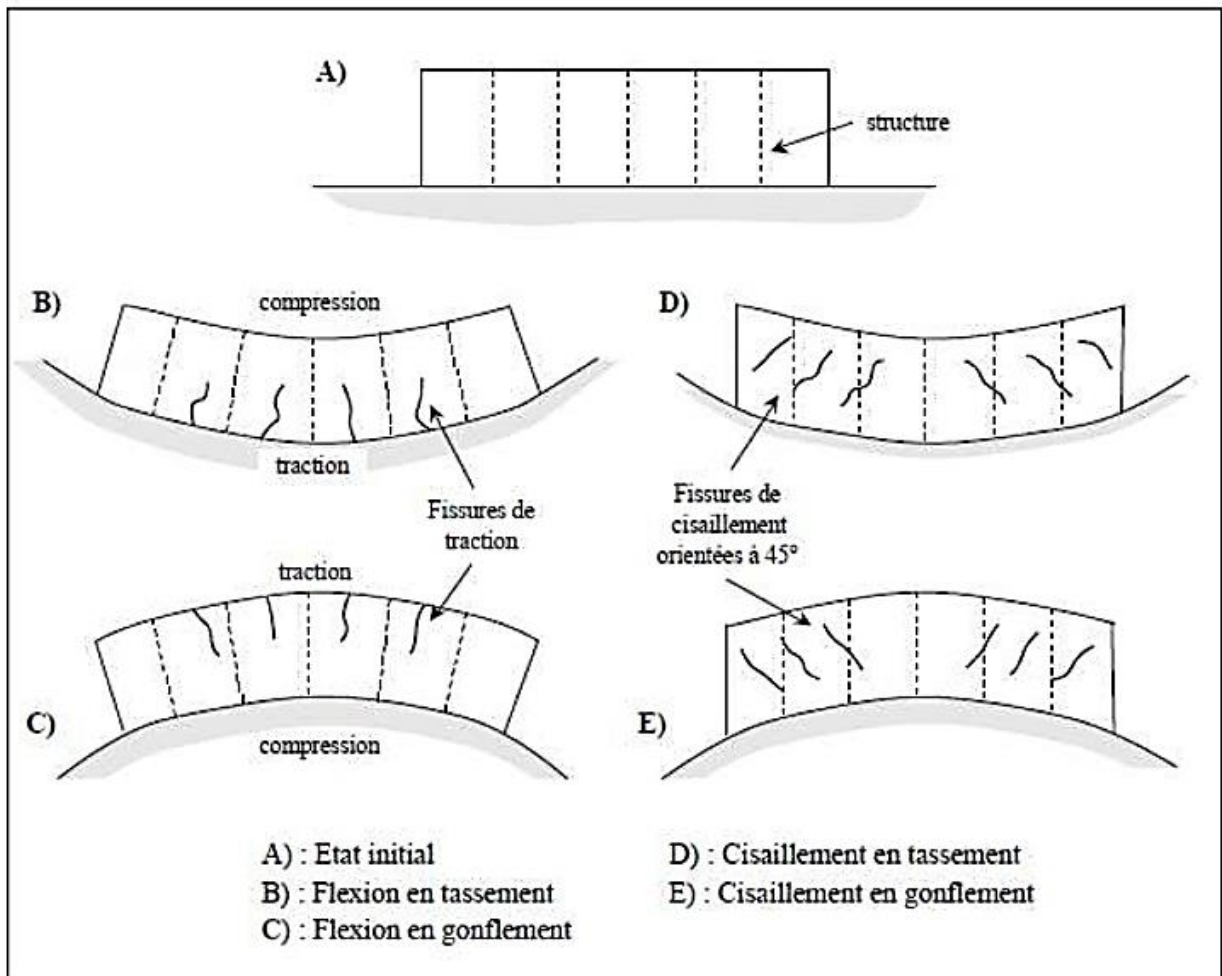
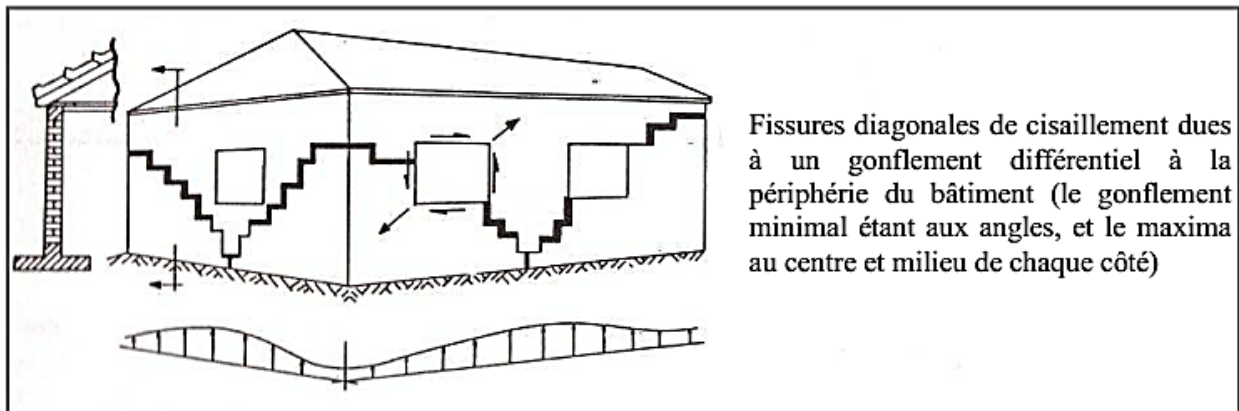
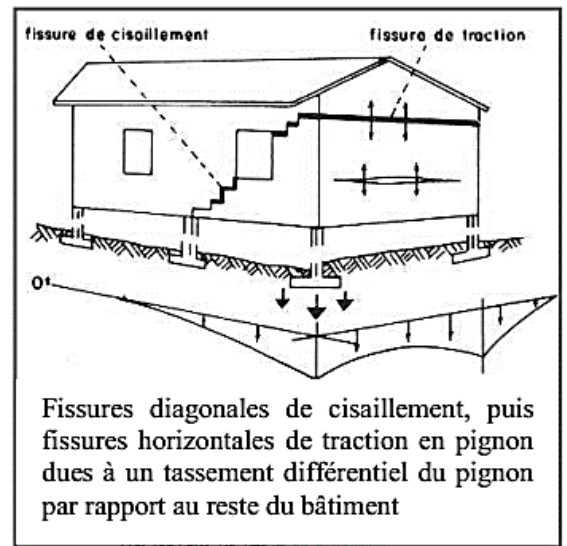
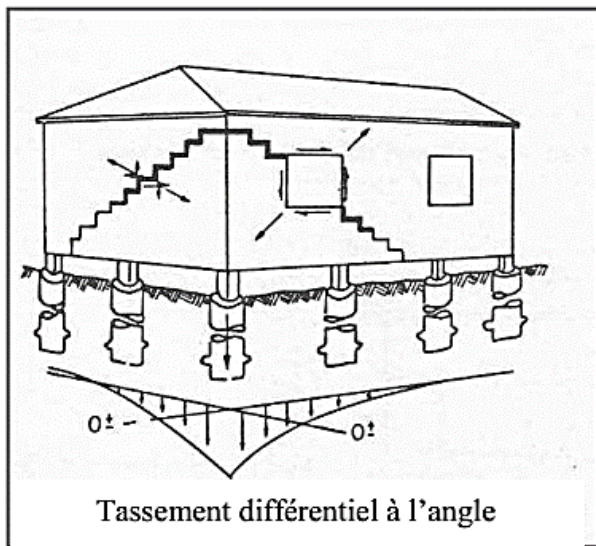
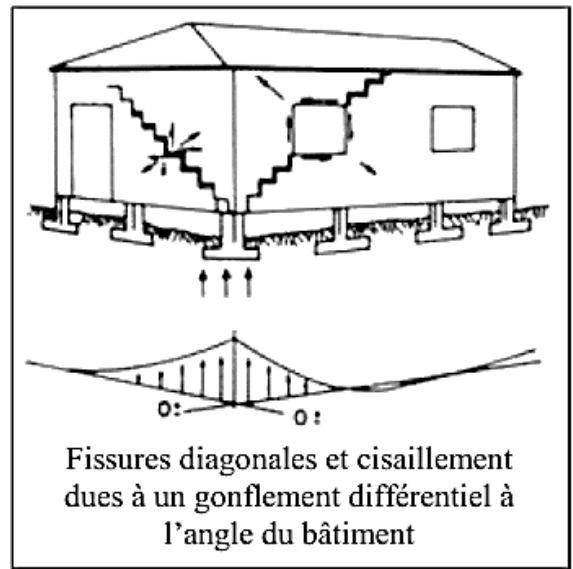
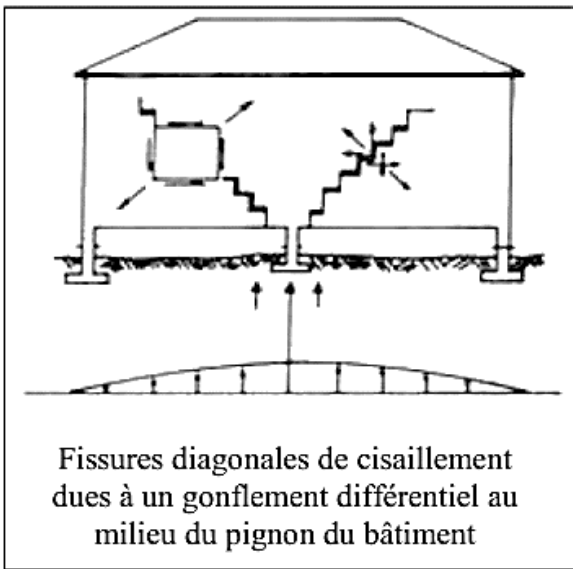


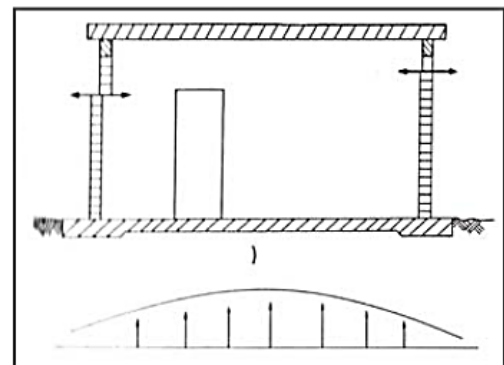
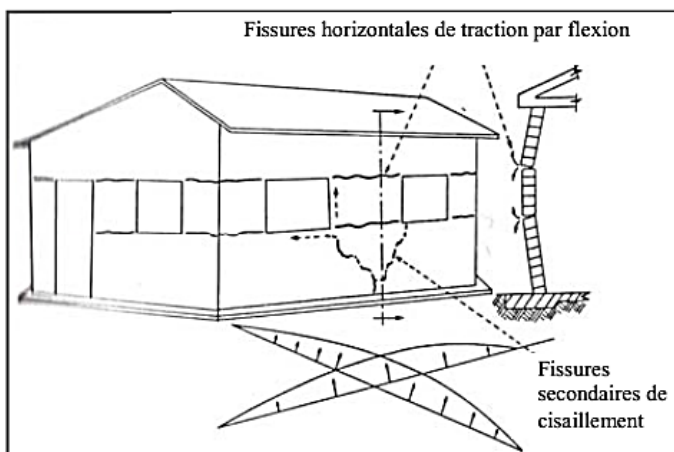
Figure 1.37 Formes et directions des fissurations (Mouroux et al., 1988).



a : Formes et direction des fissures pour des semelles filantes continues sous murs porteurs.



b : Formes et directions des fissures pour des semelles isolées



c : Types de déformations pour un radier général

Figure 1.38 Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des sols gonflants (Mouroux et al., 1988).

L'utilisation des sols expansifs dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de forme routières ou comme support de fondation des ouvrages géotechniques ne peut être envisagé. Cependant, leur emploi peut être décidé sur la base d'un traitement spécifique à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (LCPC-SETRA, 2000a). La figure 1.39 représente les stades successifs d'évolution d'une route construite sur des sols argileux soumis à des phénomènes de retrait et gonflement (a). La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements, vers le centre de la chaussée. La surface du terrain se fissure et le retrait du sol sous la chaussée peut aussi créer des fissures dans le revêtement (b). À la saison des pluies suivante, le sol se réhumidifie et re-gonfle, mais il devient plus mou et le trafic peut déformer et fissurer encore plus la chaussée (c). La sécheresse suivante réactive tassement et fissures, ce qui dégrade progressivement la route (d). Ce processus se produit dans les régions argileuses de beaucoup de pays, notamment en Afrique (Magnan, 2013)

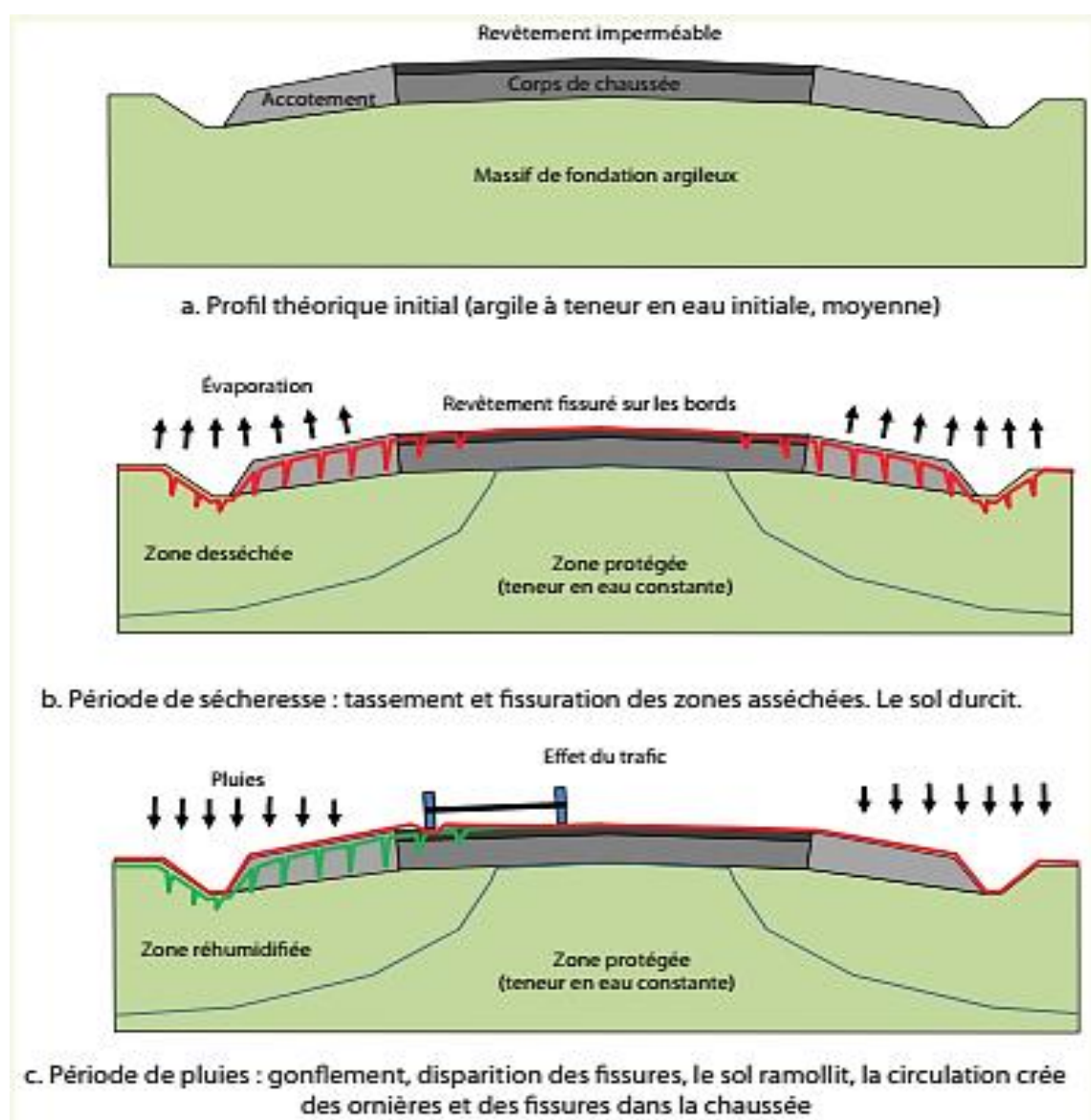


Figure 1.39 Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013).

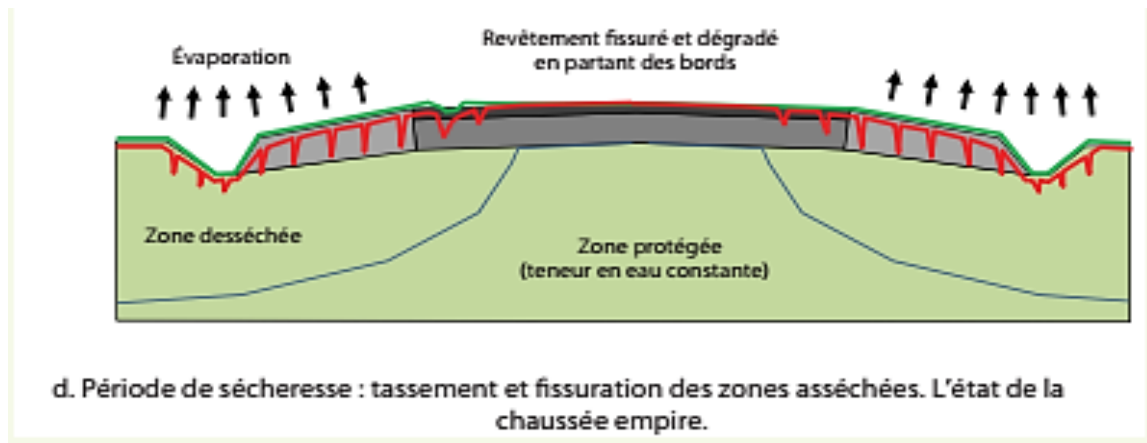


Figure 1.39 Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013).

1.8 CONCLUSION

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et expérimentales d'identification des sols gonflants. Ces méthodes permettent d'estimer le gonflement des sols de façon indirecte, en utilisant les essais de laboratoire les plus simples et des relations empiriques élémentaires. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

D'un point de vue expérimental, il paraît raisonnable de retenir l'œdomètre classique recommandé par les normes ou l'œdomètre modifié « K_0 » qui permet d'étudier le comportement tridimensionnel des sols de façon simplifiée. Dans tous les cas, il paraît prétentieux de pouvoir caractériser véritablement le comportement réel d'un sol gonflant mais les recommandations générales pour l'étude du gonflement en laboratoire (prélèvement, identification, procédure d'essai) doivent être respectées autant que possible

pour assurer des résultats et des informations fiables sur le comportement déterminé expérimentalement. Il faut noter que toutes ces procédures d'essai à l'œdomètre classique ne permettent que l'évaluation des paramètres du gonflement unidimensionnel, alors qu'en réalité la mesure est très influencée par le jeu radial de l'échantillon dont il faut le réduire le maximum possible.

La maîtrise du phénomène de gonflement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations argileuses.

2^{ème} Partie

Etude expérimentale

Cette étude expérimentale a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi-Hadjrès et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Cette caractérisation a été faite au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques (essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, essais de fluage, essais de cisaillement direct, essais de compactage, essais de portance, essais ultrasoniques, essais de gonflement à l'œdomètre et essais de dessiccation). Elle vise à établir un modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

CHAPITRE DEUX

LE SITE DE SIDI HADJRES (WILAYA DE M'SILA)

2.1 INTRODUCTION

La wilaya de M'sila connaît de nos jours une urbanisation croissante dictée par une démographie galopante, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone à climat semi-aride caractérisée par de faibles taux de précipitations et une variation significative de la température entre l'hiver et l'été (hiver froid et humide et été chaud et sec). La figure 2.1 présente la météorologie typique (relevés mensuels de la température et précipitations) de la wilaya de M'sila. La figure 2.2 présente les relevés mensuels effectifs de température et des précipitations effectués dans cette wilaya à des périodes différentes au cours du siècle dernier. On notera une bonne concordance entre les valeurs mesurées sur place et des valeurs calculées par recoupement de plusieurs mesures. La géologie de cette zone comprend des formations argileuses caractérisées par un fort changement de volume lorsque les conditions de leur équilibre sont modifiées (phénomènes climatiques naturels dus à une période de sécheresse prolongée, activité humaine par modification du niveau des eaux souterraines due à un pompage excessif). Des désordres importants y apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières et autoroutières, dans les voiries et réseaux divers, ainsi que dans les constructions civiles et industrielles de faible hauteur, édifiées notamment dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou Saâda et Sidi Aissa. La figure 2.3 montre les lieux où les formations argileuses sont potentiellement gonflantes dans la wilaya de M'sila. Les figures 2.4 et 2.5 montrent des photos présentant l'ampleur des dommages typiques occasionnés aux constructions situées à ces endroits à cause du gonflement du sol.

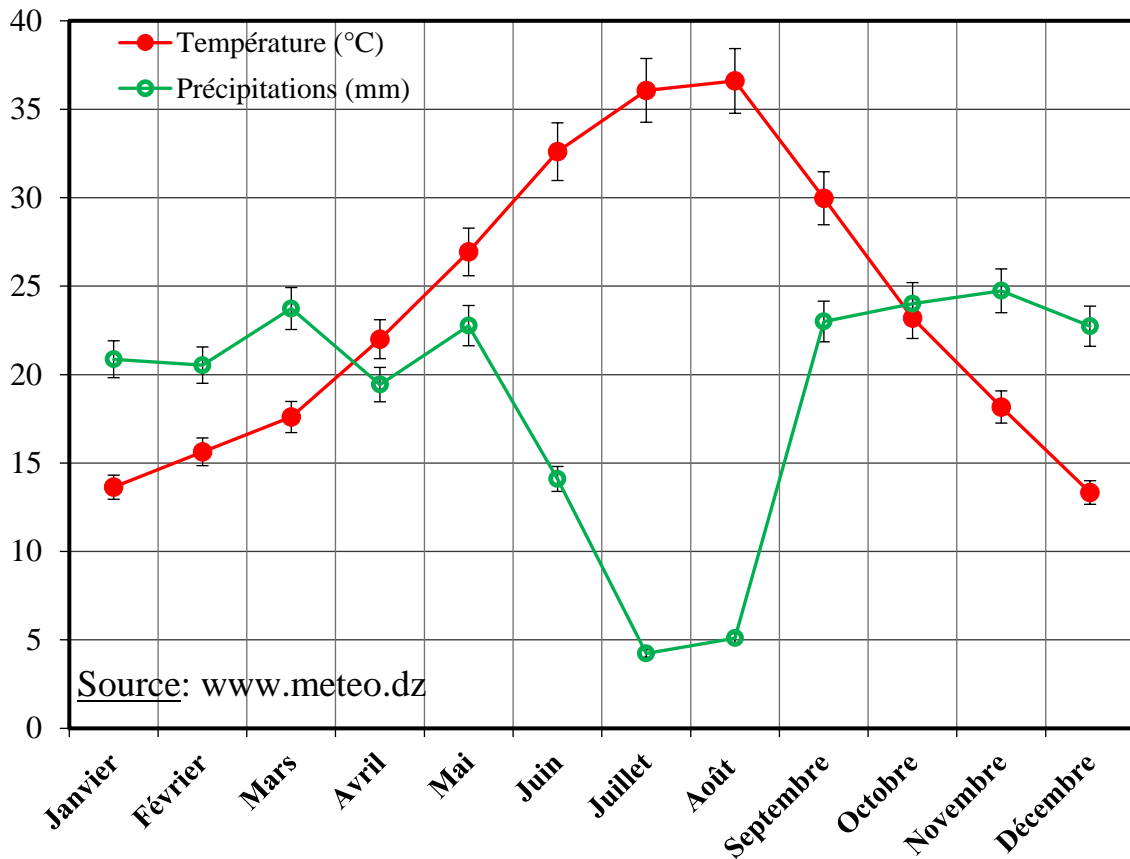


Figure 2.1 Météorologie typique de la wilaya de M'sila (données acquises en 2014 sur le site météorologique de l'Algérie).

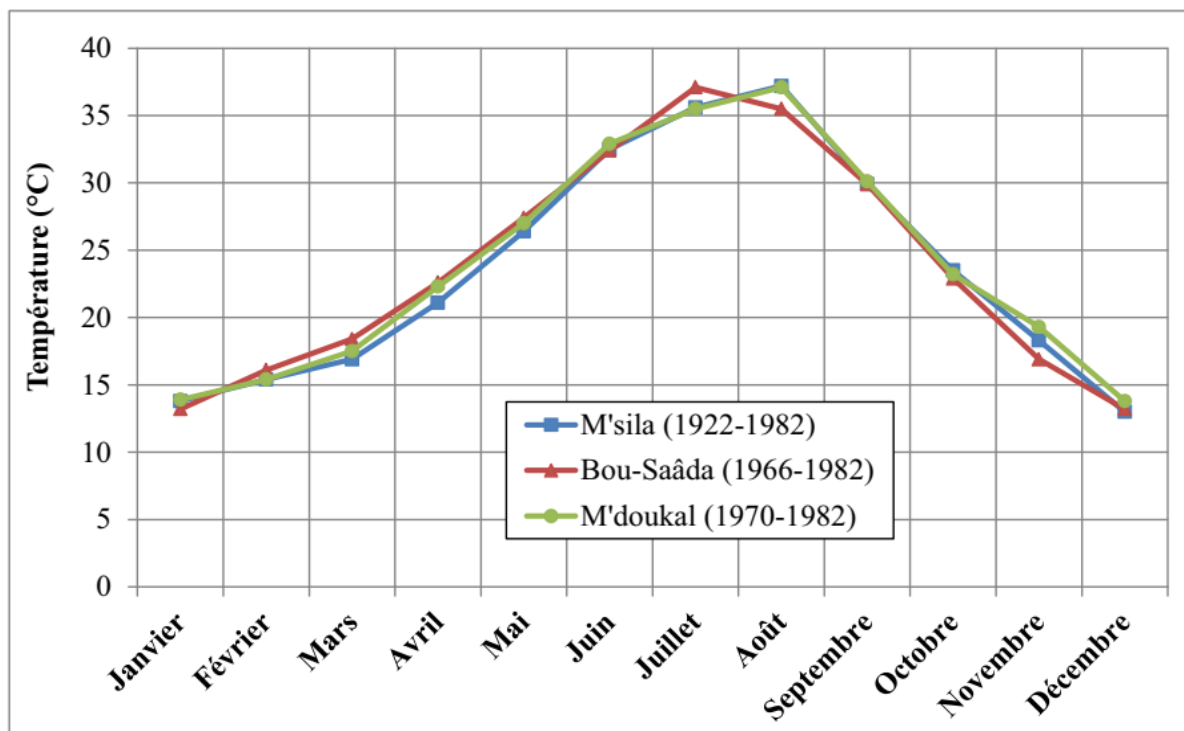


Figure 2.2a Relevé mensuel de température dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 -1982 (Kaabache, 1990 - cité par Khemissa et al., 2014).

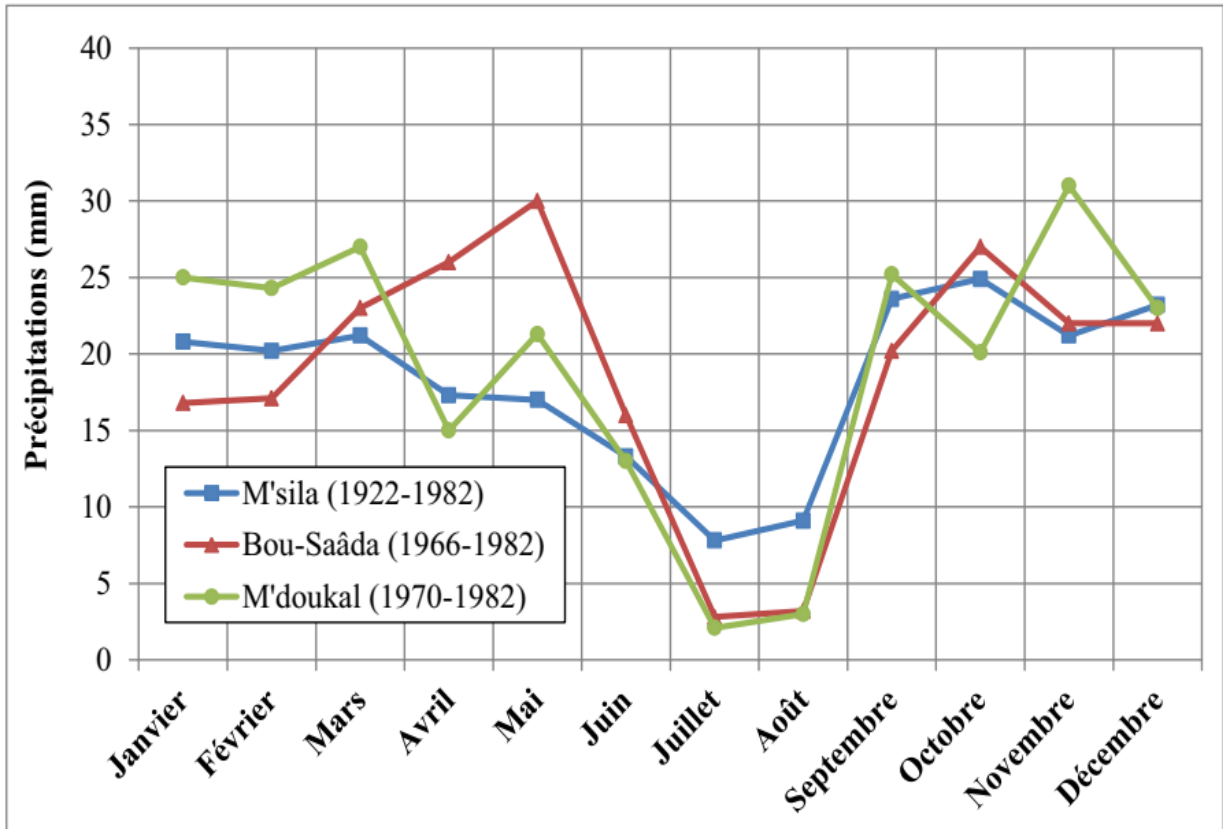


Figure 2.2b Relevé pluviométrique mensuel dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 – 1982 (Kaabache, 1990 – cité par Khemissa et al., 2014)

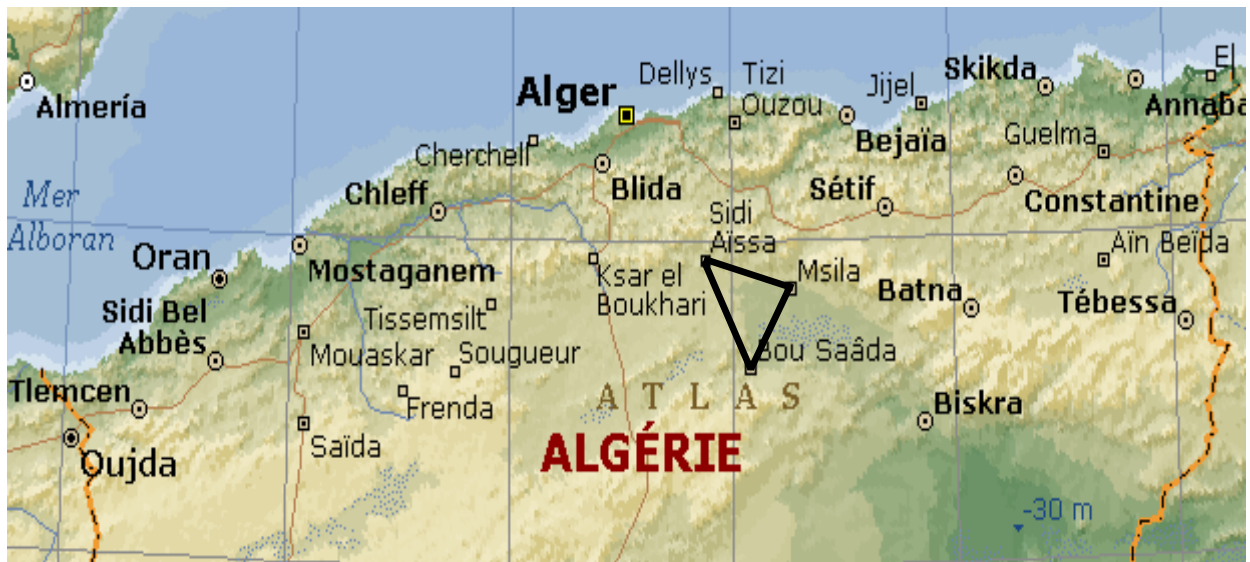


Figure 2.3 Localisation des formations argileuses dans la wilaya de M'sila.



Figure 2.4 Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Aissa
a), b) et c) fissuration dans les murs en maçonnerie,
d) soulèvement et rupture du carrelage,
e) ouverture du joint de dilatation, **f)** détachement de mur



Figure 2.5 Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Hadjrès

a), b) et c) fissuration dans les murs en maçonnerie,
d) ouverture du joint de dilatation.

2.2 LOCALISATION DU SITE

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2.6). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC), la Garde Communale (GC) et un centre culturel (CC). Ce site est situé sur un terrain plus au moins plat, dont le choix a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.



Figure 2.6 Localisation du site Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).

2.3 PROFILS GEOTECHNIQUES

Le prélèvement des échantillons a été effectué à partir de quatre sondages au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre pour les échantillons intacts et au moyen de la pelle mécanique pour les échantillons remaniés allant jusqu'à 3 m de profondeur.

L'examen visuel des carottes prélevées et l'analyse de leurs propriétés physiques a permis d'établir une coupe géotechnique dans laquelle on rencontre à partir de la surface une croûte de terre végétale de 40 cm d'épaisseur surmontant une épaisse couche d'argile marneuse plus ou moins altérée en profondeur avec des passages de gypse. Les sondages effectués sur le site n'ont pas indiqué la présence de nappe phréatique. La figure 2.7 présente les quatre coupes des sondages effectués.

Sondage S1 CC		
Centre culturel		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marne argileuse gypseuse jaunâtre à brunâtre.
02		Marne argileuse fissurée verdâtre.
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		
11		

Sondage S2 CC		
Centre culturel		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marne argileuse gypseuse jaunâtre à brunâtre.
02		Marne argileuse fissurée verdâtre.
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		
11		

Sondage S1 GC		
Siège de la garde communale		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marne argileuse altérée consistante gypseuse de couleur verdâtre à jaunâtre.
02		
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		Fin de sondage
11		

Sondages S1 & S2 APC		
Le nouveau siège de l'A.P.C		
Prof (m)	Coupe	Description
01		Marne argileuse altérée consistante de couleur verdâtre avec des passages du gypse.
02		
03		
04		
05		
06		
07		
08		
09		
10		Fin de sondage
11		

Figure 2.7 Coupes des sondages effectués sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).

CHAPITRE TROIS

PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS

3.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente le programme d'essais d'identification et d'essais de caractérisation réalisés, suivi d'une description sommaire des procédures expérimentales correspondantes en vigueur en Algérie et des paramètres d'interprétation des propriétés physico-chimiques et mécaniques des échantillons de sol intacts et compactés prélevés sur le site de Sidi Hadjrès décrit dans le chapitre 2. Les méthodes d'interprétation des résultats d'essais s'inspirent beaucoup des connaissances acquises à travers le monde sur ce type de sols.

Le tableau 3.1 donne la liste et le nombre d'essais réalisés sur échantillons intacts et reconstitués par compactage.

3.2 PROGRAMME EXPERIMENTAL EXECUTE





























La figure 3.1 présente la position des éprouvettes soumises aux essais dans les cinq sondages effectués et la répartition des prises d'essais par éprouvette et par numéro d'essai.

Les éprouvettes soumises aux essais ont été découpées dans les carottes prélevées par carottage pour l'argile intacte (INT) et dans les échantillons reconstitués par compactage Proctor normal (OPN) et modifié (OPM) pour l'argile compactée.

Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugé nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité.

Tableau 3.1 Liste et nombre d'essais réalisés

Essais	Nombre d'essais		
	Échantillons intacts (INT)	Échantillons compactés à l'OPN	Échantillons compactés à l'OPM
Analyse granulométrique par tamisage	12		
Essais granulométriques par sédimentométrie	5		
Limites d'Atterberg	10		
Valeur au bleu de méthylène	7		
Essai de compactage	-	3	3
Essai C.B.R immédiat		2	3
Essai C.B.R après imbibition		2	2
Essai compressibilité	4	2	3
Essais de fluage œdométriques	12	12	12
Essais de gonflement (CEBTP)	2	3	3
Essais de gonflement (AFNOR)	4	-	-
Essai de cisaillement direct	5	4	3
Essais de dessiccation sur échantillon remanié	5		
Essais de dessiccation sur échantillon intact	2	1	1
Essais ultrasoniques	12	12	12

Prof (m)	SONDAGES (Echantillons intacts)					Echantillons compactés
	S1 CC	S2 CC	S1 GC	S1 APC	S2 APC	APC
01						
02	E1 	E1 	E1 	E1 	E1  1	E1    
03		E2  2  2		E2  4	E2  2	
04	E2  3	E3 	E2 	E3 		
05	E3 		E3 	E4  1  1	E3  3	
06		E4  3		E5 		
07			E4  4		E4  4	
08						
09	E4  2					
10	E5  1					

 Essais de compressibilité  Essais de gonflement CEBTP
 Essais de gonflement AFNOR  Essais de fluage

Figure 3.1 Position des éprouvettes dans les quatre sondages et répartition des prises d'essais par éprouvette et par n° d'essai.

3.3 PROCEDURE D'ESSAIS SUIVIE

Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai sont décrites en détail dans la norme spécifique. On se limitera donc ci-après aux principes et à la définition des paramètres caractéristiques intéressant l'objet de cette thèse.

3.3.1 Essais d'identification

Ils comportent les essais d'identification physique, chimique et minéralogique permettant de déterminer les paramètres décrits ci-après.

3.3.1.1 Paramètres d'état

Les paramètres d'état comportent :

- La teneur en eau (w) a été déterminée conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5209) compatible à la norme française (NF P94-050).
- Les poids volumiques humide γ_h et sec γ_d ont été déterminés conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5210) compatible à la norme française (NF P94-053).

3.3.1.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification, dont leur teneur en argile (pourcentage des éléments inférieurs à $2 \mu m$). Elle a été effectuée par tamisage à sec après lavage au tamis de 0.08 mm et par sédimentométrie, sur les passants à 0.08 mm, conformément aux normes algériennes en vigueur (NA 5232 et NA 5251) respectivement qui sont compatibles aux normes françaises (NF P94-041 et NF P94-57) respectivement.

3.3.1.3 Limites d'Atterberg

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limites de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer, ont été déterminées conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 16213) compatible avec la norme française (NF P94-051).

3.3.1.4 Analyse chimique

L'analyse chimique a pour but de déterminer la composition chimique du sol et permettre, de ce fait, de déceler d'éventuels éléments agressifs aux ouvrages.

3.3.1.5 Analyse minéralogique

L'analyse minéralogique vise à déterminer par rayons X la proportion des éléments minéraux contenus dans le sol.

3.3.1.6 Valeur au bleu de méthylène

La valeur au bleu de méthylène constitue un paramètre d'identification permettant de mesurer la surface spécifique des particules solides contenues dans les sols fins et de

déterminer l'activité de leur fraction argileuse. Cet essai a été réalisé conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5288) compatible avec la norme française (NF P94-068).

3.3.2 Essais de Caractérisation

3.3.2.1 Essai de compactage

Les essais de compactage aux optimums Proctor normal (OPN) et modifié (OPM) visent à déterminer la teneur en eau optimale W_{opt} et la densité sèche maximale $\gamma_{d\ Max}$ du sol reconstitué et examiner l'impact de l'énergie de compactage sur les propriétés mécaniques et, par conséquent, choisir l'énergie qui lui convient le mieux.

Ces essais ont été réalisés conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5262) compatible avec la norme française (NF P94-093).

3.3.2.2 Essai de portance

Les essais de poinçonnement de type CBR ont été réalisés avant imbibition (CBR immédiat) et après imbibition (CBR imbibé) d'échantillons de sol afin de connaître la capacité portante à court et long terme de l'argile reconstituée par compactage et, par conséquent, vérifier la durabilité du matériau en cycles de séchage-mouillage résultant d'une variation probable de la nappe phréatique.

Ces essais ont été réalisés conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5252) compatible avec la norme française (NF P94-078).

3.3.2.3 Essais de compressibilité et de consolidation œdométriques

Les essais de compressibilité et de consolidation œdométriques visent à déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation de l'argile intacte et compactée et, par conséquent, déduire les valeurs de son rapport de surconsolidation afin de contrôler l'énergie de compactage la mieux appropriée permettant de reconstituer le sol par compactage avec des performances comparables à celles du sol intact.

Ces essais ont été réalisés conformément aux méthodes d'essais LPC (Magnan et al. 1985). Ces méthodes d'essais ont été choisies en raison de leur facilité de mise en œuvre et de l'expérience acquise dans les laboratoires algériens de mécanique des sols au cours de plusieurs décennies. De plus, une analyse de la variabilité des résultats des essais œdométriques sur une série homogène d'échantillons d'argile naturelle a confirmé la validité de ces méthodes d'essai (Khemissa et Magnan, 2000). Le principe de l'essai de compressibilité et de consolidation œdométriques consiste à soumettre un échantillon de sol préalablement saturé à un système de charges appliquées successivement par incréments de 24 heures en fonction des taux de chargement et de déchargement qui dépendent de l'état de préconsolidation du sol in situ. La saturation du sol est obtenue en

fournissant de l'eau dont le niveau sera maintenu à peu près constant tout au long de l'essai. Si le sol gonfle pendant sa saturation, il sera graduellement chargé de sorte qu'aucun mouvement ne puisse se produire. L'interprétation des résultats d'essais est basée sur l'exploitation des courbes de compressibilité, de perméabilité et de consolidation.

La courbe de compressibilité (figure 3.2) représente la variation de l'indice des vides du sol mesurée à la fin de chaque palier de charge en fonction du logarithme de la contrainte verticale effective, dont sont issus les paramètres de compressibilité suivants : pression de préconsolidation σ'_p , indice de compression C_c , indice de gonflement C_s , l'indice des vides en place e_0 , taux de compression $C_c / (1 + e_0)$ et rapport de surconsolidation $R_{OC} = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$; où σ'_{v0} est la contrainte effective verticale.

La courbe de consolidation (figure 3.3) représente, pour un palier de charge donné, les variations de la hauteur du spécimen de sol en fonction de la racine carrée du temps (méthode de Taylor), dont dérivent les paramètres de consolidation suivants : coefficient de consolidation C_v , coefficient de perméabilité vertical k_v , temps t_{90} correspondant à 90% de la consolidation primaire.

La courbe de perméabilité représente les variations du coefficient de perméabilité verticale du sol en fonction du logarithme de la contrainte verticale effective correspondant aux contraintes supérieures à la pression de préconsolidation du sol, dont dérivent les paramètres de perméabilité suivants : taux de variation de la perméabilité du sol C_k , coefficient de perméabilité initial k_{v0} et l'indice de vide e_k correspondant au coefficient de perméabilité verticale $k_v = 1$ m/s.

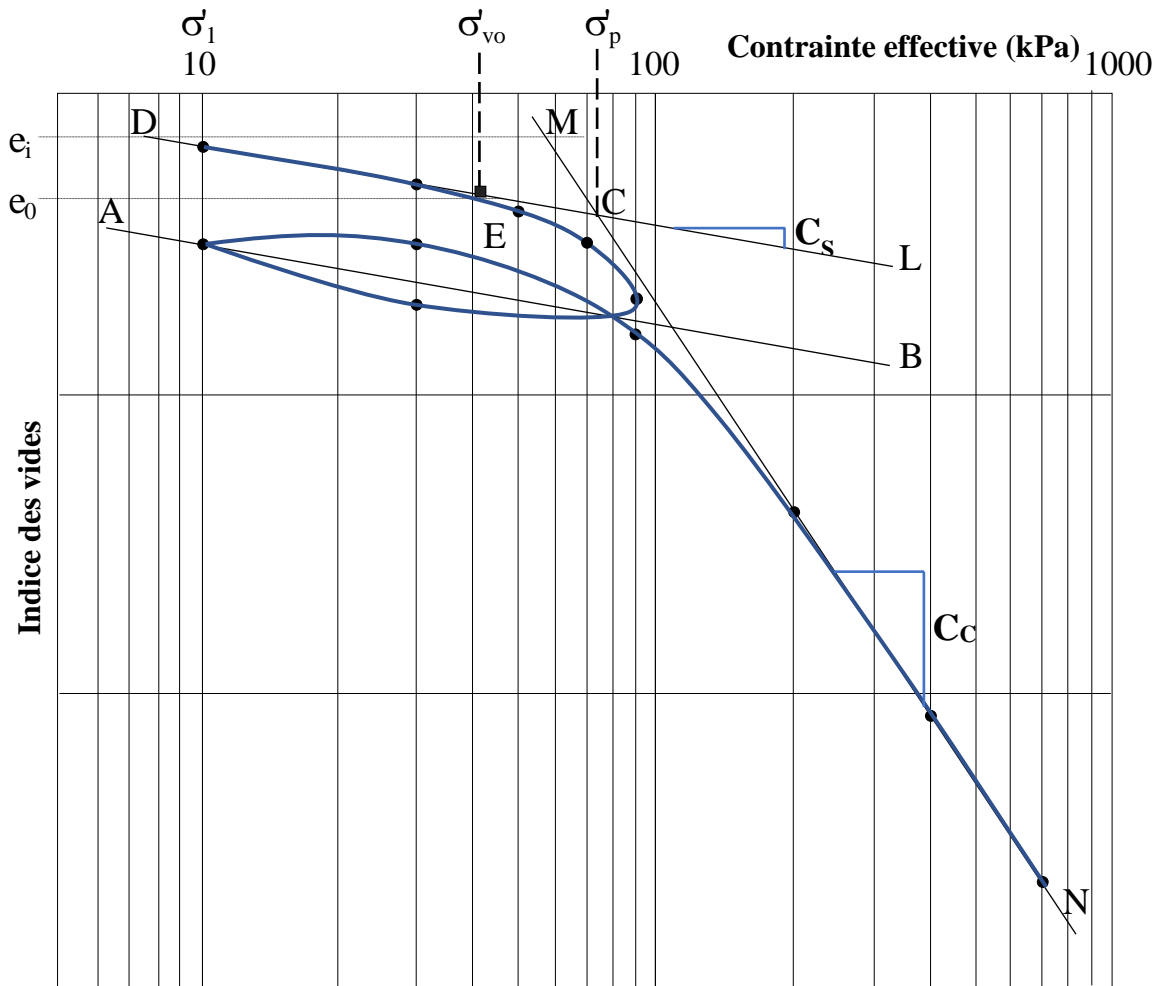


Figure 3.2 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité œdométrique selon les méthodes d'essais LPC (Mieussens et al., 1985).

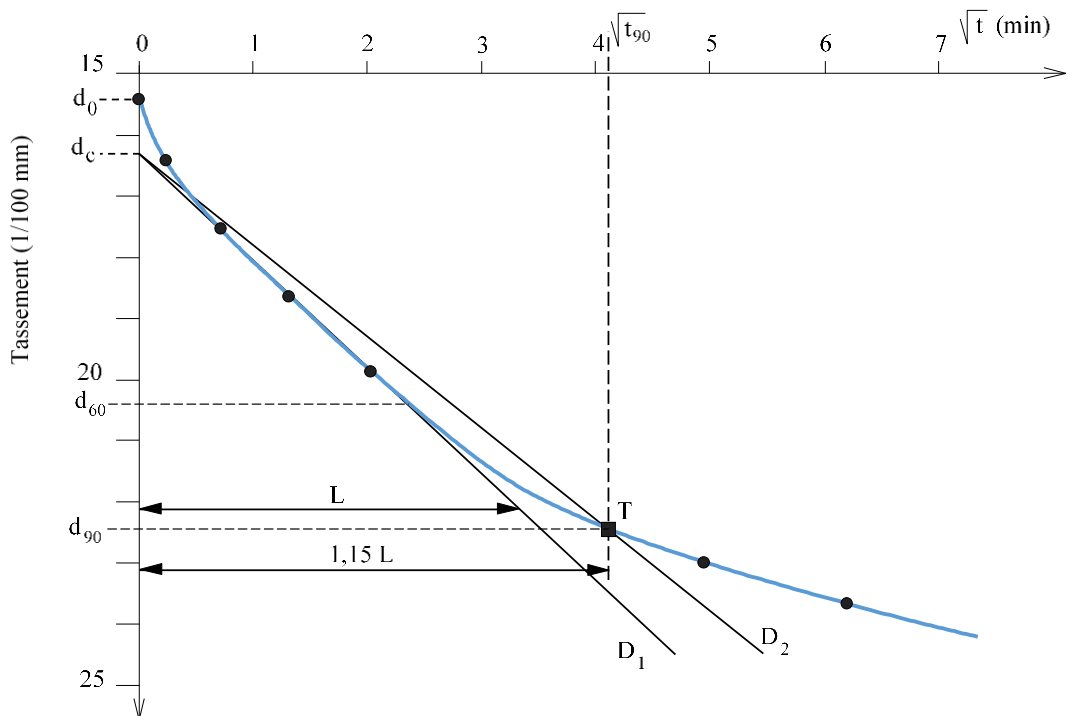


Figure 3.3 Principe d'interprétation des courbes de consolidation œdométrique par la méthode de Taylor selon les méthodes d'essais LPC (Mieussens et al., 1985).

3.3.2.4 Essais de fluage œdométriques

Les essais de fluage suivent la même procédure que l'essai de compressibilité décrit ci-dessus, mais l'éprouvette est soumise à une seule charge maintenue constante jusqu'à la stabilisation des déformations. Il faut autant d'essais de fluage que de niveaux de charge correspondant à des contraintes supérieures à la pression de préconsolidation.

L'interprétation des résultats d'essais de fluage est basée sur l'exploitation des courbes de fluage (figure 3.4) représentant les variations de hauteur de l'éprouvette sous charges appliquées en fonction du logarithme du temps (méthode de Casagrande), à partir de laquelle le temps t_{100} correspondant à 100% de la consolidation primaire et de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ sera dérivé.

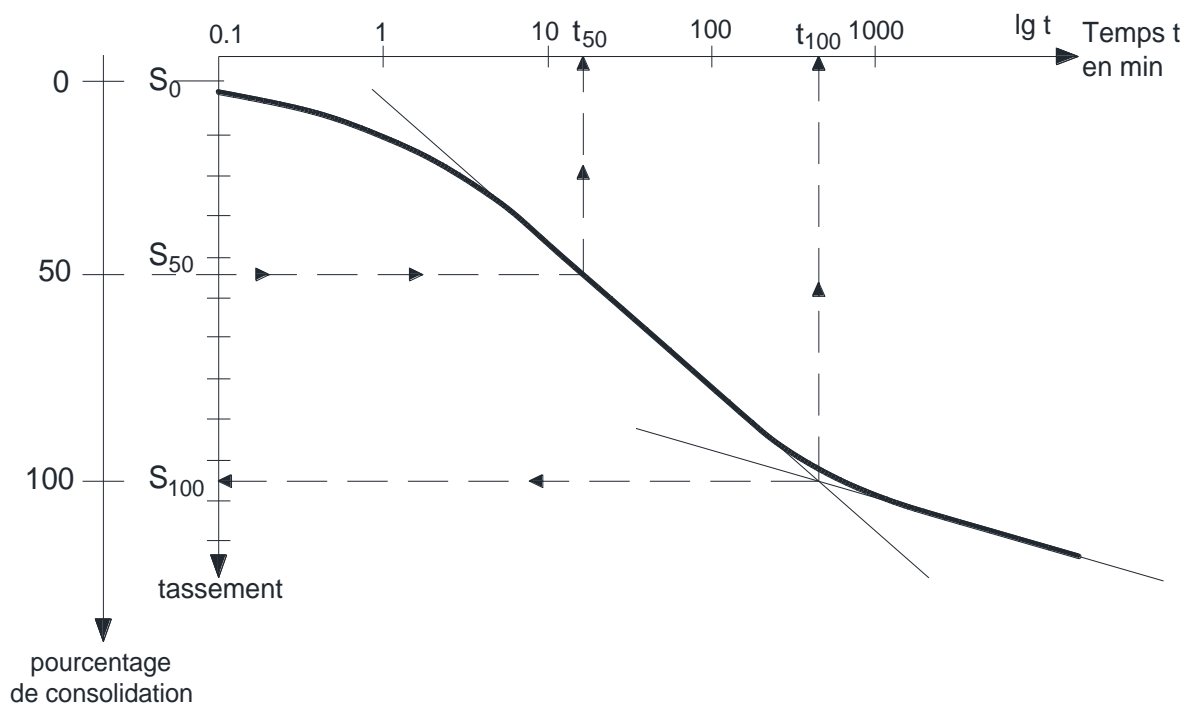


Figure 3.4 Principe d'interprétation des courbes de fluage par la méthode de Casagrande selon les méthodes d'essais LPC (Mieussens et al., 1985).

3.3.2.5 Essais de gonflement à l'œdomètre

Les essais de gonflement visent à déterminer les paramètres de gonflement (la pression de gonflement σ_g , l'amplitude du gonflement libre ε_g et le taux de gonflement secondaire $C_{\alpha s}$) de l'argile intacte et compactée et, par conséquent, à vérifier l'effet de compactage sur le potentiel de gonflement correspondant. Ces essais ont été réalisés selon la méthode française CEBTP et la norme française AFNOR (XP P94-091) au moyen d'œdomètres conventionnels à chargement par poids.

Le mode d'exécution des essais de gonflement et leur interprétation sont expliqués dans la littérature spécialisée (Didier et al. 1987, Serratrice et Soyez 1996, Reiffsteck 1999, Bigot et Zerhouni 2000, Zerhouni et al. 2002).

a) Essais de gonflement par la méthode du CEBTP

Un essai de gonflement selon la méthode CEBTP, appelé « essai de gonflement libre », est un résultat direct de la procédure d'essai œdométrique traditionnelle. Il est effectué en chargeant un seul échantillon d'essai avec plusieurs paliers de chargement. L'éprouvette est d'abord soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, le chargement est effectué dans des paliers à un taux de chargement approprié jusqu'à ce que la déformation soit stabilisée à chaque étape. La pression de gonflement correspond à la charge à laquelle il est nécessaire de ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale.

Par analogie avec la construction d'un diagramme œdométrique, l'interprétation des résultats de l'essai de gonflement libre est basée sur l'exploitation de la courbe représentant les variations de l'indice de vides en fonction du logarithme de la contrainte effective appliquée, dont la pression de gonflement σ_g est définie par la contrainte normale appliquée à l'éprouvette qui lui permet de retrouver ses dimensions initiales (figure 3.5), c'est-à-dire la contrainte correspondant à l'indice des vides initial e_i déterminé au début de l'essai.

Elle repose également sur l'exploitation des courbes de gonflement représentant les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction du logarithme du temps, à partir de laquelle le taux de gonflement secondaire $C_{\alpha s}$ et l'instant t_{100} correspondant à 100% du gonflement primaire. Ces courbes caractérisent la cinétique du gonflement (figure 3.6). Elles montrent des formes similaires aux courbes de consolidation, mais en sens inverse. Elles comprennent une phase de gonflement primaire suivie d'une phase de gonflement secondaire. Notons simplement que l'amplitude de gonflement, dite gonflement libre, est la déformation maximale subie par l'éprouvette sans chargement (une charge initiale de 5 à 10 kPa selon la consistance du sol est appliquée à l'éprouvette pour rétablir son état initial in-situ). Dans le cas des sols à gonflement moyen à élevé, l'essai de gonflement libre peut provoquer un changement structural pendant le gonflement avant de revenir à une déformation nulle. C'est pourquoi il a tendance à surestimer la pression de gonflement.

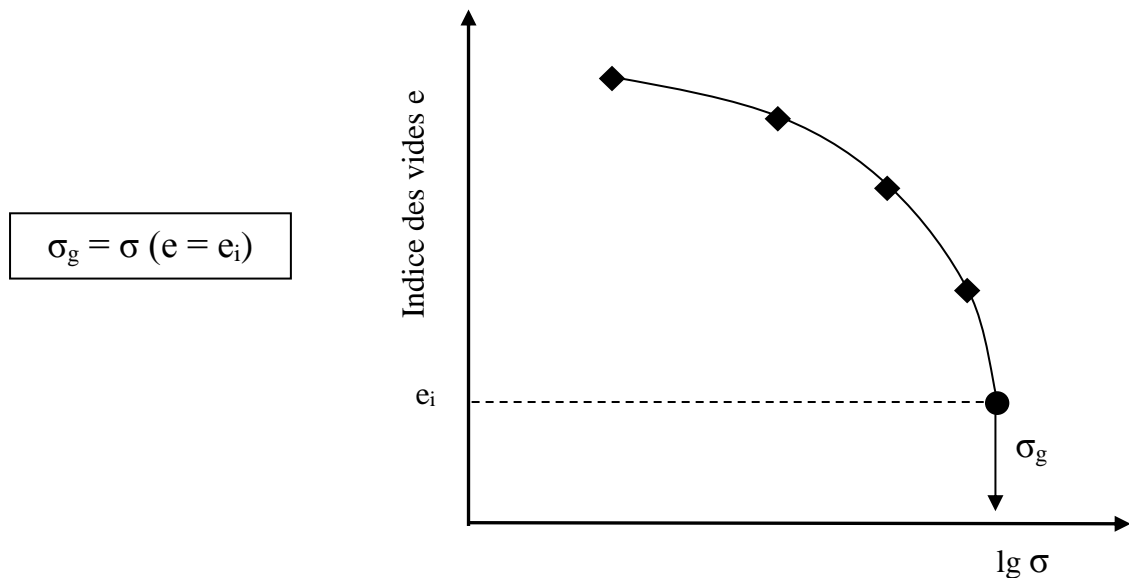


Figure 3.5 Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.

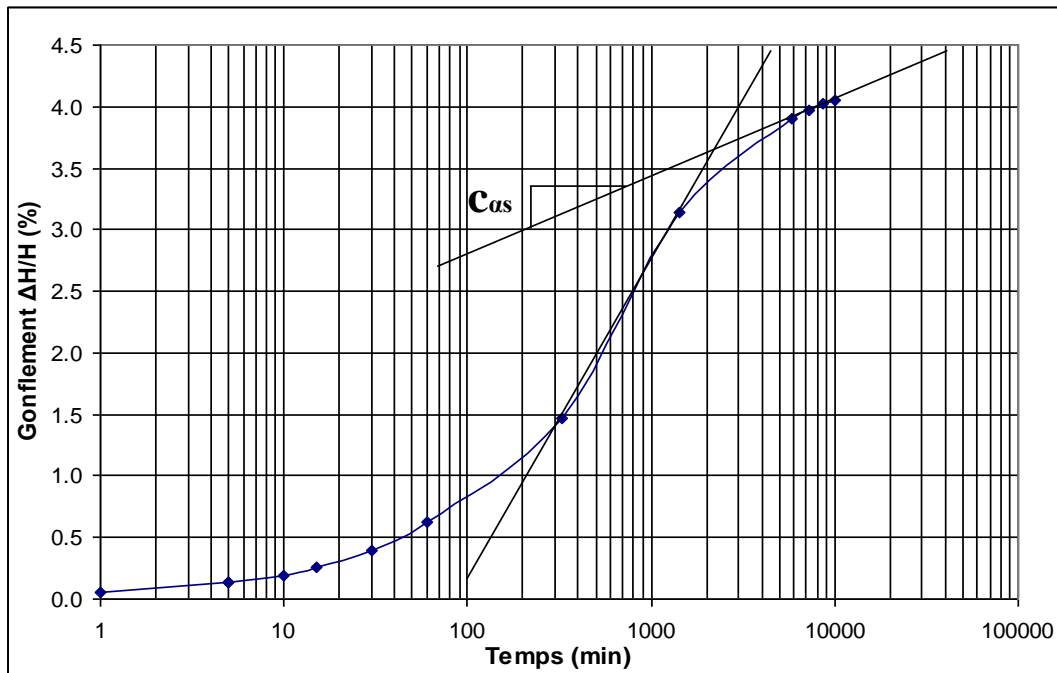


Figure 3.6 Courbes de gonflement.

b) Essais de gonflement conformes à la norme AFNOR

Les essais de gonflement selon la norme AFNOR, appelé essai de gonflement en parallèle, consiste à utiliser plusieurs éprouvettes du même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale choisie de manière appropriée selon une vitesse prédéterminée d'augmentation de la charge. Le gonflement de chaque éprouvette est obtenu en effectuant son imbibition sous contrainte jusqu'à stabilisation des déformations. Une charge maintenue constante est donc appliquée à chaque éprouvette. La déformation axiale correspondant à chacun d'eux est d'abord mesurée sans ajout d'eau puis avec de l'eau ajoutée. Par définition, la pression de gonflement est celle correspondant à la déformation nulle. Cependant, cette technique présente l'inconvénient de tester simultanément des éprouvettes de matériaux éventuellement hétérogènes. Il est principalement utilisé dans le cas de matériaux compactés, pour lesquels il est plus facile de préparer des échantillons similaires.

L'interprétation des résultats des essais de gonflement en parallèle est basée sur l'exploitation de la courbe représentant les variations de l'indice de vide du sol en fonction du logarithme de la contrainte effective appliquée, à partir de laquelle la pression de gonflement σ_g correspondant à une déformation nulle et le facteur (ou rapport) de gonflement R_g sont dérivés.

Ces essais sont également basés sur l'exploitation des courbes de gonflement identiques à celles correspondant aux essais de gonflement libre décrits ci-dessus.

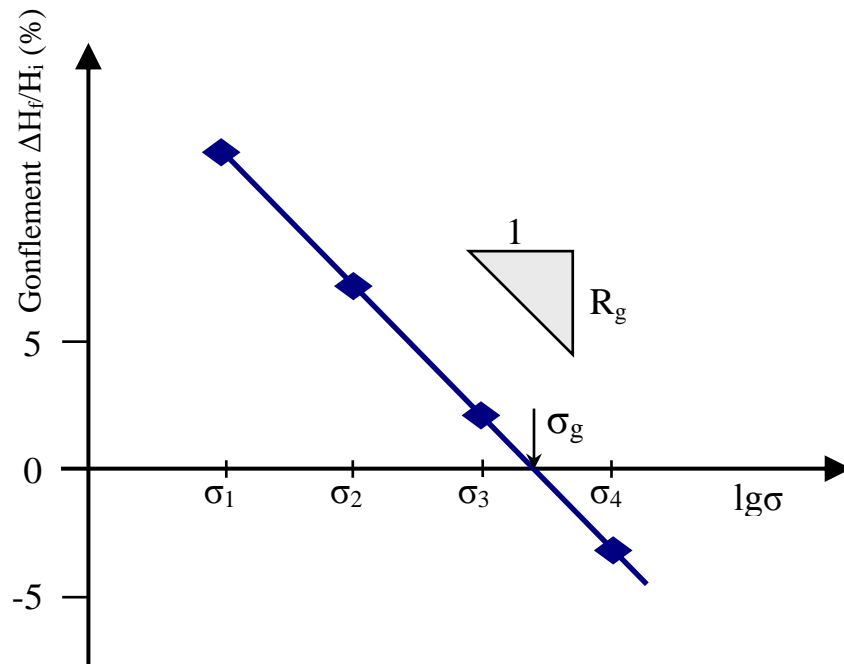


Figure 3.7 Principe d'interprétation des courbes de gonflement à partir des essais de gonflement.

3.3.2.6 Essais de dessiccation

Les essais de dessiccation visent à déterminer les paramètres de retrait (limite de retrait effective W_{RE} et facteur de retrait linéaire R_l) de l'argile intacte et compactée et, par conséquent, vérifier l'effet du compactage sur les potentiels de retrait correspondants. Ces essais ont été réalisés conformément à la norme française "NF P 94-060-1" pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle w_R sur le passant à 400 μm et à la norme française "NF P 94-060-2" pour la détermination de la limite de retrait effective w_{RE} sur un prélèvement non remanié.

a) Essais de dessiccation sur échantillon remanié

Cet essai complète l'essai de détermination des limites d'Atterberg. Il est surtout utilisé pour évaluer le potentiel de gonflement des sols argileux. Le principe de cet essai consiste à déterminer sur une prise d'essai, de volume et de masse initiales connus, son poids et son volume après séchage à l'air libre pendant au moins 12 h, puis à l'étuve jusqu'à dessiccation. La préparation de l'échantillon se fait comme pour les limites d'Atterberg (imbibition, tamisage, siphonage, etc.). On prépare un échantillon à une teneur en eau proche de la limite de liquidité. L'essai se fait sur au moins trois prises d'essai.

b) Essais de dessiccation sur prélèvement non remanié

Cet essai consiste à laisser se dessécher librement et progressivement une éprouvette de sol et à mesurer périodiquement sa variation de hauteur et sa masse au moyen d'un appareillage spécifique composé d'un socle rigide muni d'un comparateur au 1/100 mm et

d'une plaque métallique servant de plateau centreur. La limite de retrait effective w_{RE} est définie par l'intersection des deux segments de droite représentant les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction de la teneur en eau du sol (figure 3.8). Elle correspond à la teneur en eau au-delà de laquelle le sol ne présente plus de variation géométrique notable au cours de sa dessiccation ; la pente du segment de droite situé dans le domaine quasi saturé (à droite de w_{RE}) définit le facteur de retrait effectif linéaire R_l .

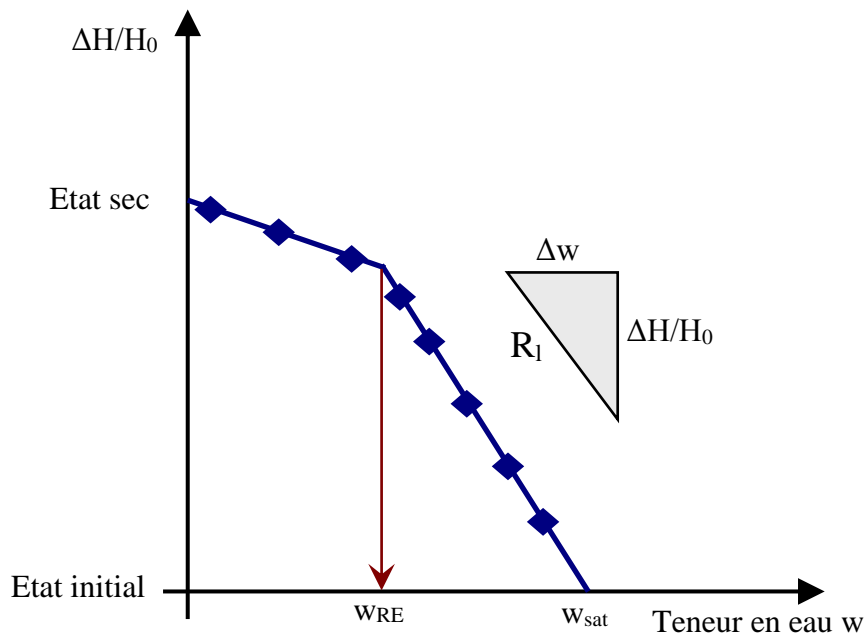


Figure 3.8 Principe d'interprétation des courbes de dessiccation à partir des essais de dessiccation

3.3.2.7 Essais de compression simple

Des essais de compression non confinés ont été effectués sur des échantillons de sol cylindriques (10 cm de diamètre et 11 cm de hauteur) en utilisant une presse hydraulique, où des charges croissantes continues sont appliquées jusqu'au point de rupture du matériau. La vitesse de déformation a été choisie suffisamment élevée et égale à 1,6 mm / min pour s'assurer qu'aucun drainage ne peut se produire pendant les essais.

3.3.2.8 Essais ultrasoniques

Les essais ultrasoniques permettent de déterminer la vitesse de propagation des ondes ultrasonores dans les échantillons d'argile intacte et compactée et, par conséquent déduire ses modules de déformations élastiques à l'aide d'une corrélation bien connue en physique. Ils donnent donc une indication importante sur leur déformabilité et vérifient les performances de compactage sur leurs modules d'élasticité. Ils ne peuvent pas représenter le comportement réel des sols intacts ou compactés considérés comme des matériaux macroporeux et microfissurés (c'est-à-dire des matériaux discontinus, hétérogènes et anisotropes).

L'essai consiste à placer une éprouvette cylindrique de sol entre deux sondes, l'une émettrice et l'autre réceptrice, et en mesure le temps de parcours de l'onde appliquée, d'où le calcul de la vitesse V de l'onde correspondante (figure 3.9)

Le module d'élasticité du sol est défini par la relation suivante :

$$E = \frac{V^2 \rho (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (MPa) \quad (3.1)$$

V : vitesse en km/s

ρ : densité d'argile kg/m^3 (2700 kg/m^3)

ν : coefficient de Poisson

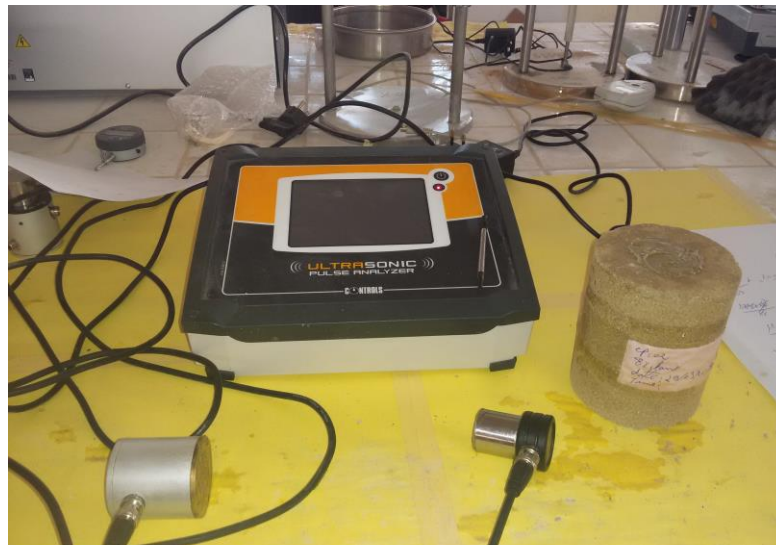


Figure 3.9 L'appareil de mesure à ultrasons utilisé
(Ultrasonic 58-E4900, masques control)

3.3.2.9 Essais de cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct ont été effectués sur des échantillons de sol intact et compactée conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 16218) compatible avec la norme française (NF P94-071-1).

Ces essais ont été effectués sur des échantillons de sol saturés et non saturés en utilisant une boîte de cisaillement semblable à la boîte de cisaillement Casagrande. Après une éventuelle phase de saturation, les éprouvettes ont été consolidées isotropiquement à différentes pressions de confinement (100, 200 et 400 kPa), puis cisillées jusqu'à rupture du sol. La vitesse de cisaillement a été choisie égale à 1 mm / min pour les essais non drainés (essai UU) et à 0,6 mm/min pour les essais drainés (essais CD). Il est à noter que la saturation des éprouvettes a été réalisée par immersion dans l'eau pendant 24 h sous la seule pression du piston de la boîte de cisaillement.

On notera que, d'après la norme utilisée, il est recommandé d'arrêter l'essai de cisaillement direct lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante, ou si elle continue de croître lorsqu'une déformation relative d'environ 10% a été atteinte. À ce niveau de déformation, la rupture du sol est donc survenue.

Au cours du cisaillement, le sol subit des déformations irréversibles qui se manifestent par le glissement des grains les uns sur les autres. A la rupture, sous les contrainte normale σ_n appliquée, la contrainte de cisaillement τ du sol (en fait du squelette) est appelée résistance ultime ou de rupture par cisaillement (figure 3.10 a). Son expression est donnée par la relation de Coulomb suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (3.2)$$

où c désigne la cohésion et φ l'angle de frottement interne du sol (figure 3.10 b)

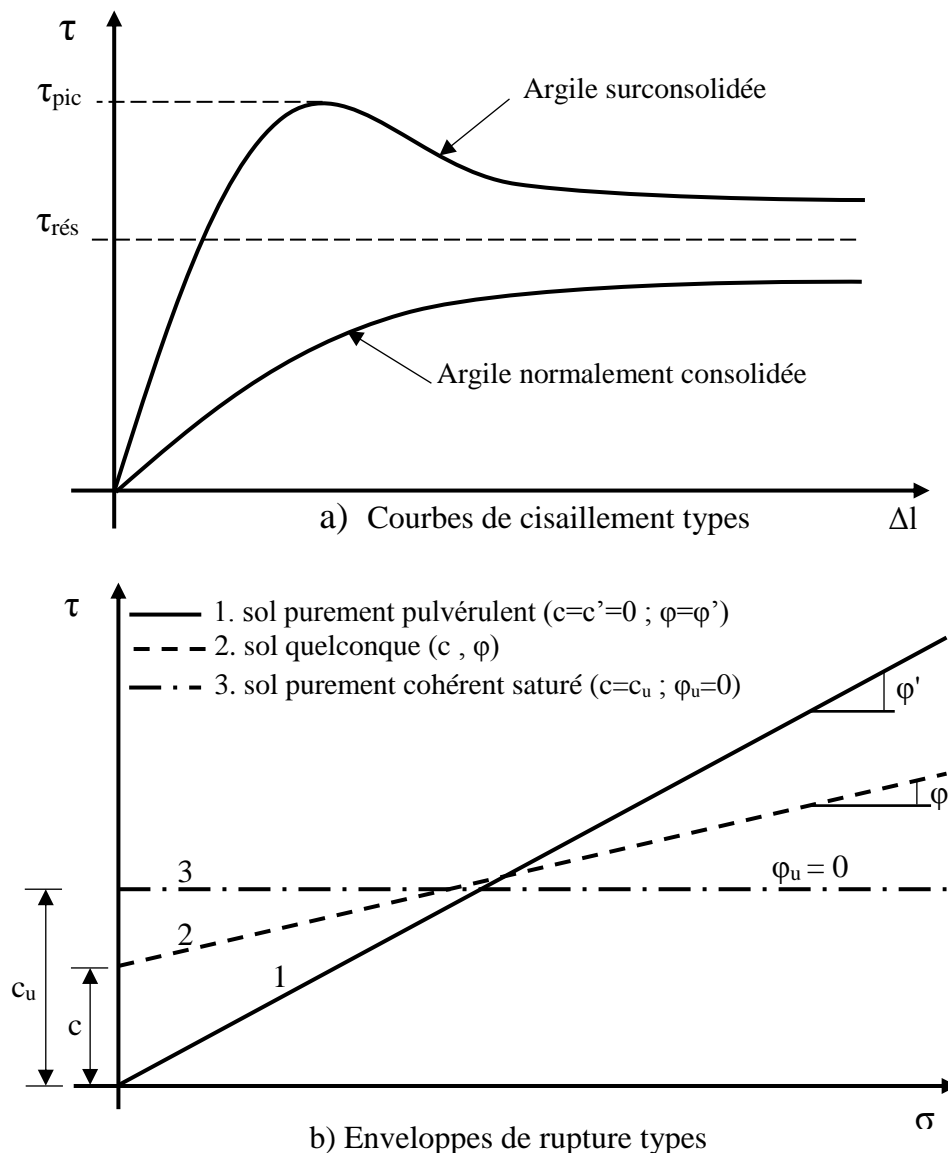


Figure 3.10 Courbes caractéristiques du cisaillement des sols.

CHAPITRE QUATRE

PRESENTATION ET ANALYSE

DES RESULTATS D'ESSAIS

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente et analyse les résultats de essais décrits dans le chapitre trois. Outre les paramètres d'identification de l'argile, l'analyse porte sur les caractéristiques physico-chimiques et de consistance, les caractéristiques de compactage et de portance, les caractéristiques de retrait et de gonflement et les caractéristiques de cisaillement et de rupture. On établira ensuite le modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

Pour limiter la discussion aux données expérimentales représentatives et significatives traitant des paramètres de caractérisation des argiles intactes et compactées, une analyse qualitative préliminaire de tous les résultats d'essais obtenus sur des échantillons de sol utilisés est nécessaire.

4.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES ET DE CONSISTANCE

Le tableau 4.1 donne les plages de variation et les valeurs moyennes des principaux paramètres géotechniques des échantillons de sol testés. Le tableau 4.2 donne leur composition chimique. La figure 4.1 présente le fuseau granulométrique de cette argile et la figure 4.2 son diffractogramme aux rayons X. La figure 4.3 présente le profil géotechnique correspondant aux principales caractéristiques d'identification des échantillons testés.

Tableau 4.1 Paramètres géotechniques de l'argile de Sidi-Hadjres.

Paramètres	Plages de variation	Moyennes
Teneur en eau naturelle, w_{nat} (%)	18.00 - 23.00	22.51
Poids volumique humide, γ_h (kN/m ³)	17.20 - 21.40	19.85
Poids volumique sec, γ_d (kN/m ³)	14.40 - 18.60	15.67
Degré de saturation, S_r (%)	57.40 - 91.10	80.90
Limite de liquidité, W_L (%)	67.20 - 86.7	73.14
Limite de plasticité, W_p (%)	25.30 - 36.60	30.40
Indice de plasticité, I_p (%)	34.20 - 65.30	42.28
Indice de consistance, I_c (%)	1.16 - 1.28	1.21
Valeur de bleu de méthylène, VBS	7.40 - 12.00	9.50
Surface spécifique totale SST (m ² /g)	170.91 - 226.80	202.61
Passant à 0,080 mm (%)	79.67 - 88,68	84.18
Teneur en argile, $C_{2\mu m}$ (%)	37.70 - 71.90	49.60
Activité de l'argile, A_c	0.60 - 5.95	1.65

Tableau 4.2 Composition chimique de l'argile de Sidi-Hadjres.

Constituents	Plages de variation (%)	Moyennes (%)
Silice (SiO ₂)	41.24 - 51.84	46.63
Alumine (Al ₂ O ₃)	11.06 - 15.12	13.92
Chaux (CaO)	9.56 - 14.66	11.35
Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃)	4.02 - 6.22	5.66
Magnésie (MgO)	2.14 - 3.69	2.81
Oxyde de potassium (K ₂ O)	1.45 - 2.81	1.98
Sulfate (SO ₃)	0.03 - 5.48	0.79
Oxyde de sodium (Na ₂ O)	0.13 - 1.12	0.40
Chlore (Cl)	0.00 - 0.37	0.03
Pertes au feu	7.80 - 19.68	13.25

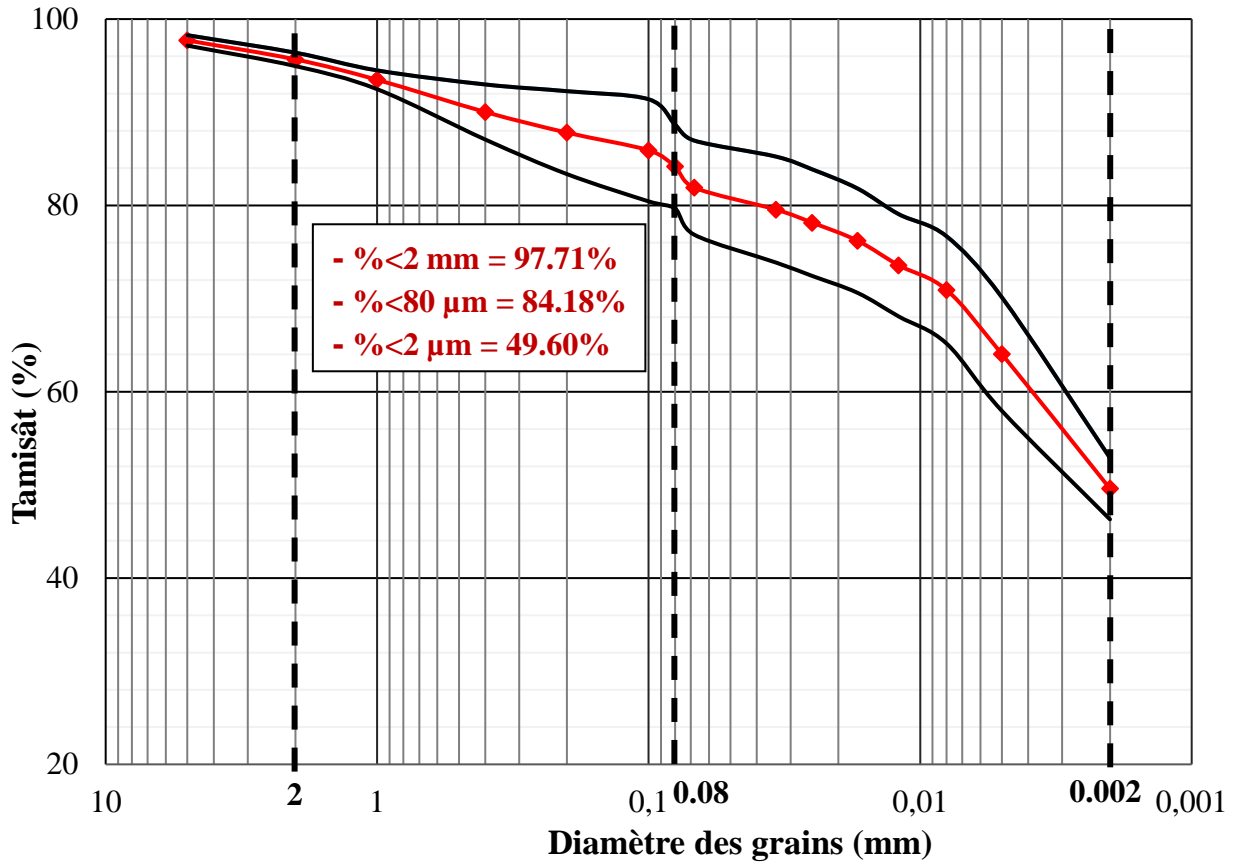


Figure 4.1 Fuseau granulométrique de l'argile de Sidi-Hadjrès.

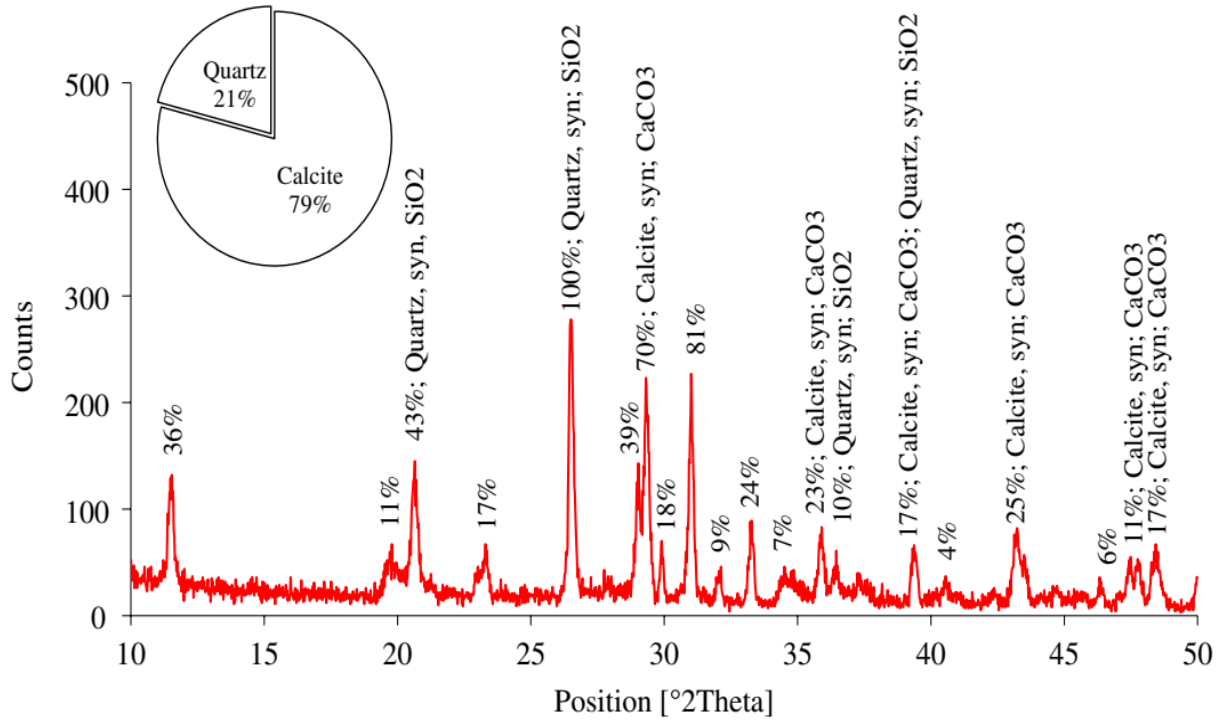


Figure 4.2 Diffractogramme de l'argile de Sidi-Hadjrès.

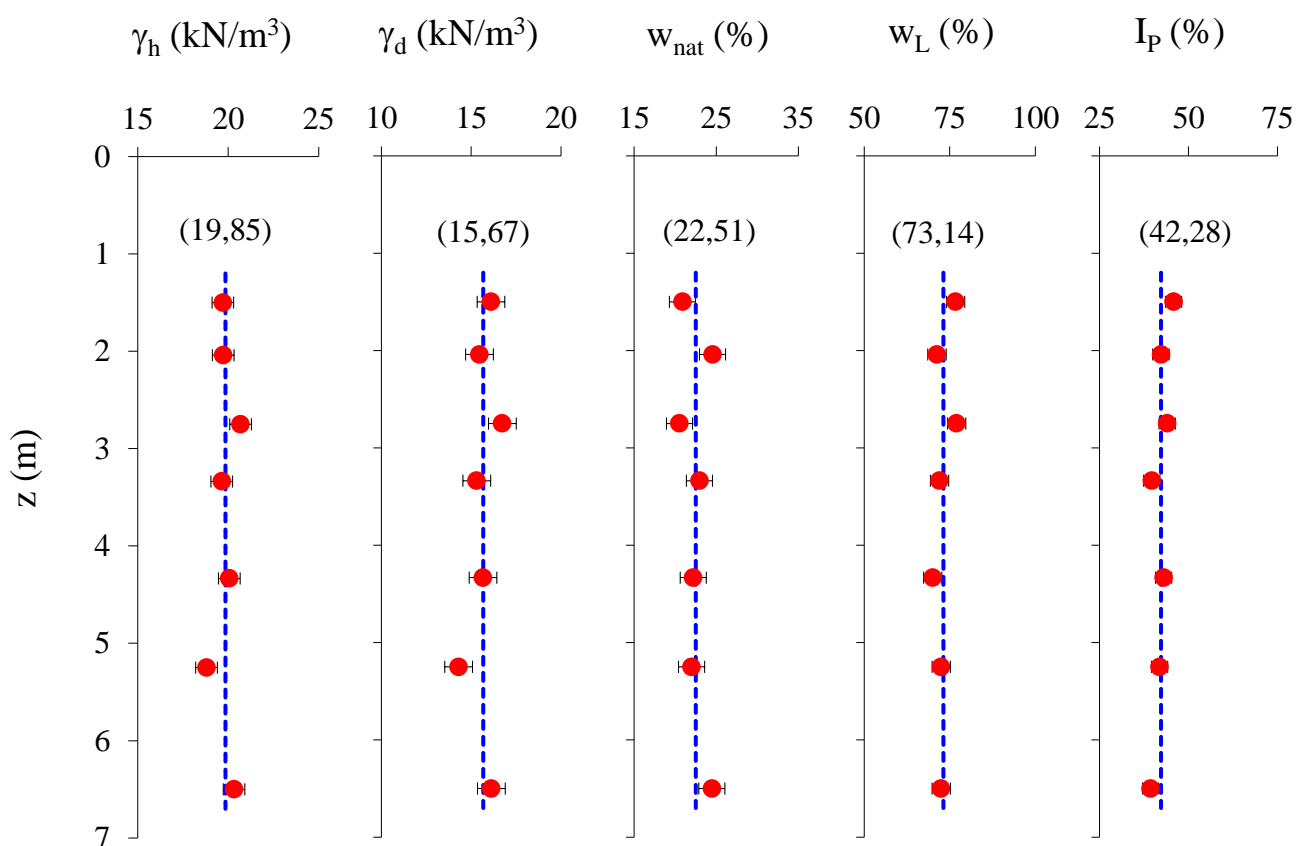


Figure 4.3 Profil géotechnique de l'argile de Sidi-Hadjrès.

Le profil géotechnique du site semble indiquer que le massif du sol peut être considérée comme homogène en profondeur.

La distribution granulométrique des échantillons de sol testés indique qu'ils se composent de 2.29 % de gravier, de 17.52 % de sable, de 30.59 % de limon et de 49.60 % d'argile. Le pourcentage de passants à 80 μ m compris entre 79.67 % et 88,68 % avec une moyenne de 84.18 %. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. La limite de liquidité varie entre 67.20 % et 86.70 % avec une moyenne de 73.14 % et l'indice de plasticité I_p varie entre 34.20 % et 65.30 % avec une moyenne de 49.90 %. Cette argile marneuse très plastique est donc sensible à la teneur en eau et est susceptible de subir des déformations volumiques importantes (gonflements ou retraits suivant les variations de teneur en eau).

Selon la classification LPC en vigueur en France (Magnan, 1980) compatible au système unifié de classification des sols (USCS), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At), très compatible avec une activité importante basée sur sa fraction argileuse A_c (varie entre 0.60 et 5.95) due à la présence de montmorillonite calcique. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées d'importants retraits ou gonflements.

L'analyse géochimique réalisée sur cette argile naturelle montre que les éléments dominants sont la silice (46,63%), l'alumine (13,92%), les carbonates (13,35%), la ferrite (5,66%) et la magnésie (2,81%).

L'analyse par diffraction des rayons X montre que les phases cristallines principales sont le quartz (21%) et les carbonates sous forme de calcites (79%), tandis que les phases secondaires sont la dolomite, les feldspaths et les plagioclases. La technique des spectres orientés montre que la phase argileuse est composée de kaolinite (10%), de muscovite-illite (10%), de montmorillonite (25%) et de sépiolite (55%). Sa teneur en montmorillonite calcite étant élevée.

La valeur de bleu V_{BS} est en moyenne égale à 9,50. D'après la norme française NF P11-300, il s'agit d'un sol très argileux. La valeur de la surface spécifique totale correspondante est égale à $SST = 202,61 \text{ m}^2/\text{g}$. Cette valeur indique la présence de montmorillonite.

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer a priori le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres d'identification. La figure 4.4 présente diverses classifications de l'argile de Sidi-Hadjrès en fonction de son potentiel de gonflement (Seed et al., 1962 ; Ranganatham et Satyanarayana, 1965 ; Dakshanamurthy et Raman, 1973 ; Williams et Donaldson, 1980 ; Chen, 1988 ; Zerhouni et al., 2000) et du potentiel de retrait (BRE-UK 1980). Le tableau 4.3 donne la comparaison des résultats obtenus à partir de ces différentes méthodes. Ces classifications sont en bon accord entre elles et concluent que l'argile de Sidi-Hadjrès est caractérisée par des potentiels de retrait et de gonflement élevés à très élevés.

Tableau 4.3 Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.

Classification	Potentiel de gonflement	Potentiel de retrait
Seed et al. (1962)	élevé à très élevé	-
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	très fort	-
Dakshanamurthy et Raman (1973)	fort	-
Williams et Donaldson (1980)	fort à très fort	-
BRE-UK (1980)	-	élevé à très élevé
Chen (1988)	fort à très fort	-
Zerhouni et al. (2000)	fort	-

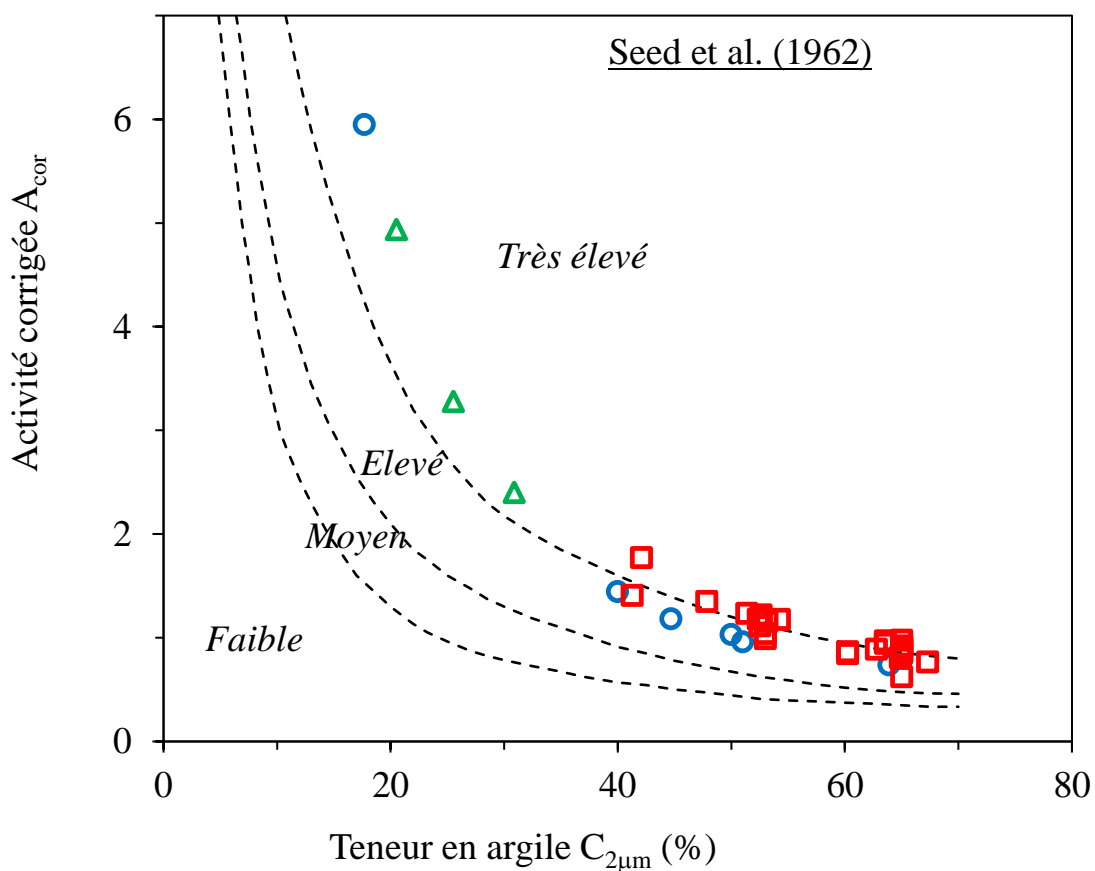
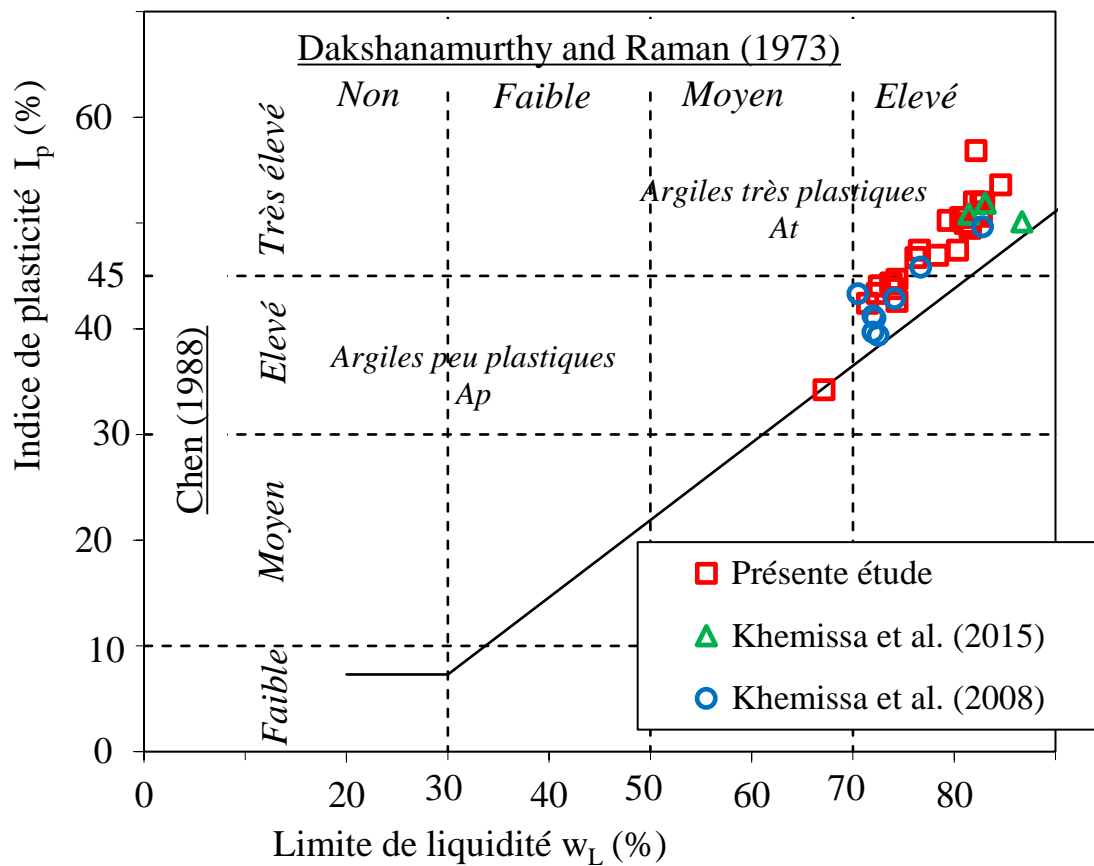


Figure 4.4 Classification des sols de Sidi-Hadjres en fonction de leurs paramètres d'identification.

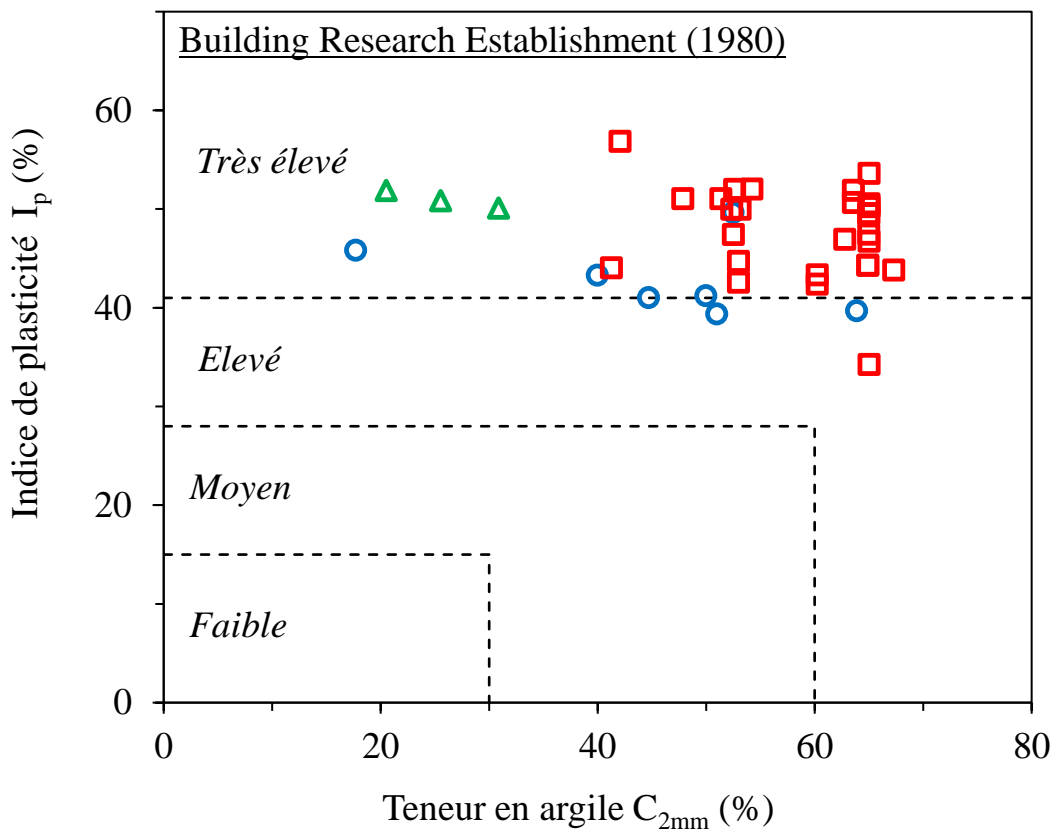
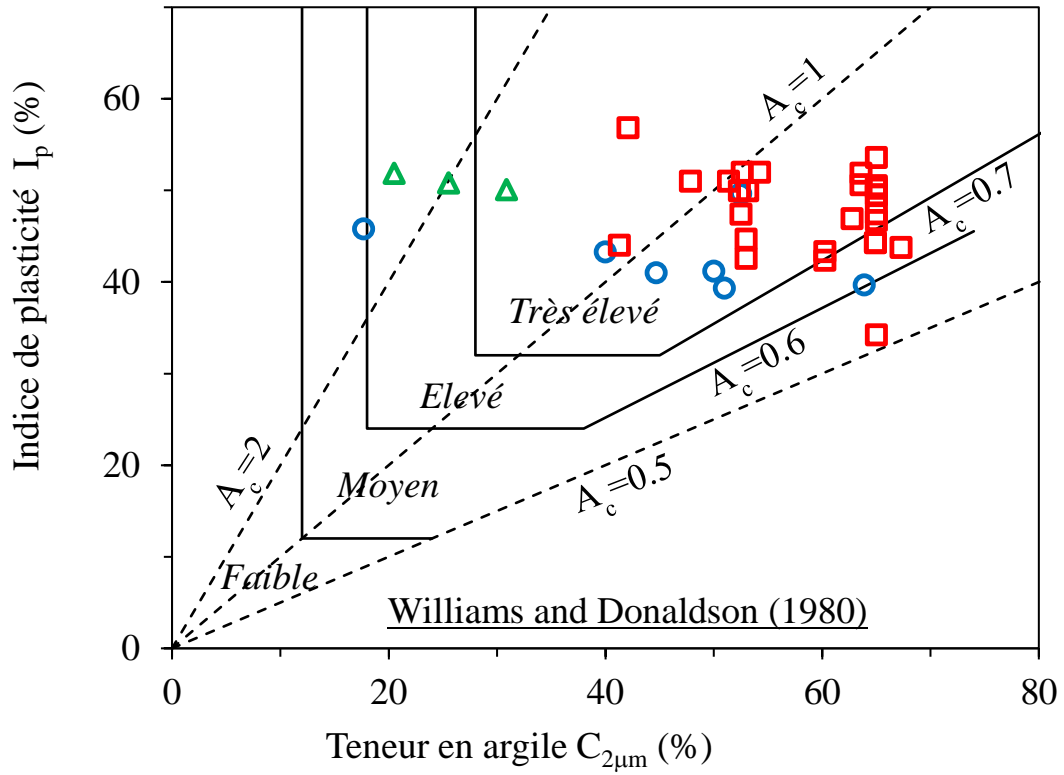


Figure 4.4 Classification des sols de Sidi-Hadjres en fonction de leurs paramètres d'identification (suite).

4.3 CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE

4.3.1 Caractéristiques de compactage

La figure 4.5 présente les courbes de compactage Proctor normal (OPN) et modifiées (OPM) de l'argile de Sidi-Hadjrès. Leurs pics correspondent à la densité sèche maximale (c'est-à-dire la teneur en eau optimale) obtenue pour l'énergie de compactage considérée.

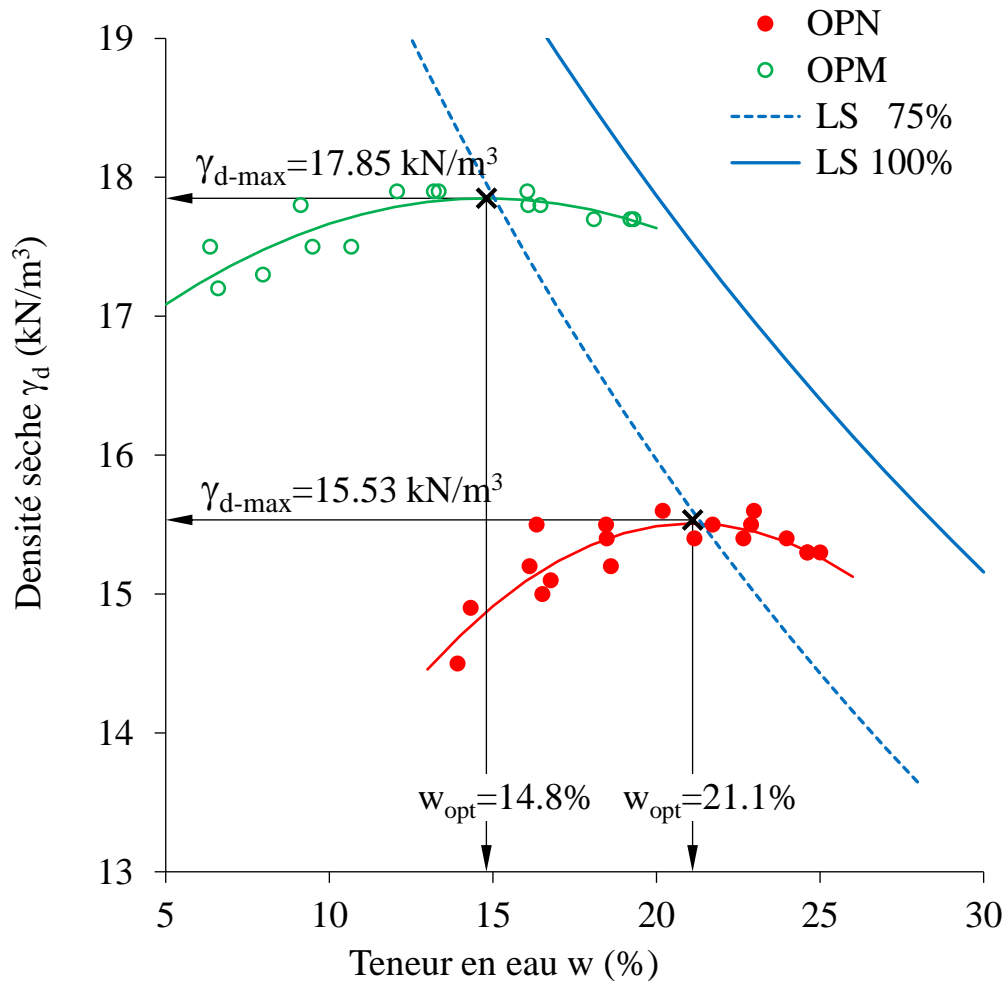


Figure 4.5 Courbes typiques de compactage Proctor de l'argile de Sidi-Hadjrès.

On peut observer que l'essai de compactage Proctor modifié donne un poids volumique sec maximum plus élevé γ_{d-max} (c'est-à-dire une teneur en eau optimale inférieure) que l'essai de compactage Proctor normal. On peut également noter que la ligne de saturation (LS) correspondant à 75% de la saturation du sol rejoint la teneur en eau optimale pour différentes énergies de compactage. La ligne de saturation correspondant à 100% de la saturation du sol est l'enveloppe des courbes de compactage. L'expérience montre en outre que le mode de compactage peut également avoir une influence considérable sur l'orientation de la structure du sol et donc sur son gonflement.

4.3.2 Caractéristiques de portance

Des essais de portance (CBR) ont été effectués, Essai CBR immédiat (avant imbibition) et après imbibition (04 jours). La figure 4.6 présente les courbes de ces essais obtenues sur des échantillons de sol compactés à la densité Proctor modifié. Ces courbes confirment l'effet de saturation de l'argile sur sa résistance au poinçonnement ou sa portance (aptitude des matériaux à supporter les charges). Ils montrent en outre que l'indice CBR après imbibition (13.78 %) est caractérisé par des valeurs de résistance inférieures à celles de l'indice CBR immédiat (64.71 %). On notera que dans le cas des essais CBR après imbibition la déformation relative de l'éprouvette correspondante ε_g (le taux de gonflement linéaire $\Delta h/h_0$) atteint 7.11%. Enfin il convient de noter que les indices CBR ne constituent pas des caractéristiques intrinsèques d'un sol. En effet, si ces grandeurs dépendent en partie de la nature du sol (granularité, plasticité), elles dépendent également dans une large mesure de sa teneur en eau, de sa masse volumique sèche et de son degré de saturation, qui sont des caractéristiques d'état fonction de ses conditions de mise en œuvre et d'environnement.

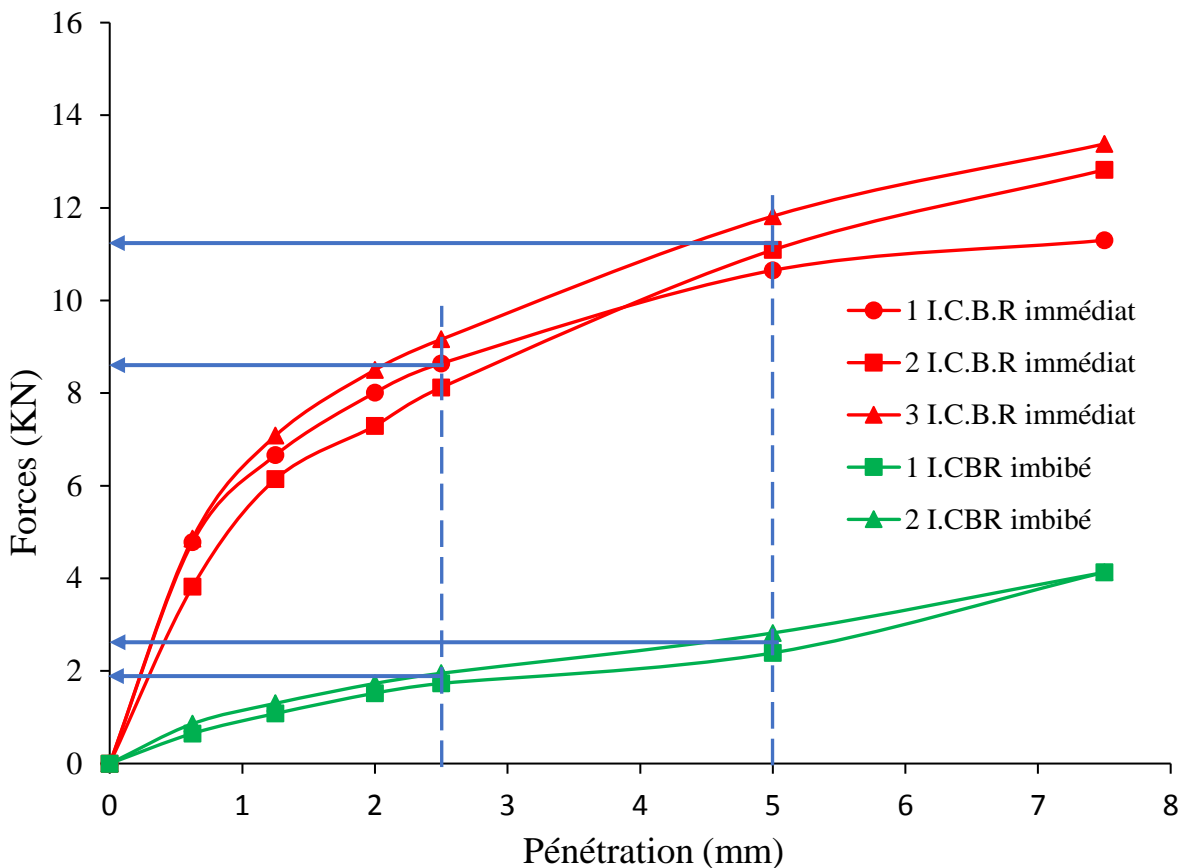


Figure 4.6 Courbes de portance (CBR immédiat et CBR imbibé).

4.4 CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION

4.4.1 Caractéristiques de compressibilité et de consolidation

Les courbes de compressibilité ($e, \lg \sigma'$), de perméabilité ($e, \lg k_v$) et de consolidation ($\Delta h, \sqrt{t}$) sont présentées sur les figures A.1.1.1 à A.1.9.4 jointes en annexe. À titre d'exemple les figures 4.7 et 4.8 présentent les courbes de compressibilité et de consolidation correspondant à un essai exécuté sur un échantillon intact et les courbes de compressibilité obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés respectivement. Les tableaux 4.4 à 4.6 présentent les valeurs des paramètres de compressibilité et de consolidation correspondants aux échantillons intacts (INT), aux échantillons compactés au Proctor normal (OPN) et aux échantillons compactés au Proctor modifié (OPM). On notera que :

- les indices de gonflement C_s et de compression C_c et la pression de préconsolidation σ'_p ont été déterminés sur les courbes de compressibilité. L'indice des vides en place e_0 a aussi été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective des terres en place ;
- le module œdométrique $E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta h_{100} / h_0)$, 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 ont été déterminés au moyen de la relation Taylor

$$c_v = \frac{0,848}{60 t_{90}} \quad (4.1)$$

dans laquelle t_{90} désigne le temps, exprimé en minutes, correspondant à 90 % de consolidation primaire (la distance de drainage étant égale à 10 mm) ;

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

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}} \quad (4.2)$$

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

- le taux de variation du coefficient de perméabilité $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$ et l'indice des vides $e_k = e$ ($k_v = 1 \text{ m/s}$) ont été déterminés sur la droite moyenne $e-\lg k_v$; le coefficient de perméabilité initiale k_{v0} de l'argile en place est lu sur cette même courbe pour un indice des vides égal à l'indice des vides en place e_0 .

Tableau 4.4 Résultats des essais de compressibilité œdométriques. (sols intacts INT)

Essai N°	1	2	3	4
Sondage	S1 APC	S1 CC	S1 APC	S2 CC
Echantillon	E4	E2	E2	E3
Z (m)	5.10 / 5.50	3.50 / 3.85	2.90 / 3.15	3.40 / 3.85
γ (kN/m ³)	20.53	20.30	20.42	19.10
γ_d (kN/m ³)	17.02	16.42	16.47	14.75
w (%)	20.65	23.67	24.02	29.54
σ'_{vo} (kPa)	110	77	63	72
C _s	0.037	0.05	0.05	0.05
C _c	0.223	0.229	0.228	0.264
e ₀	0.600	0.647	0.633	0.757
σ'_p (kPa)	1425.7	1200	1250	295
R _{oc}	9.09	8.70	13.49	2.71
C _k	0.16	0.237	0.138	0.204
e _k	1.57	1.858	1.50	1.747
k _{v0} (10 ⁻¹⁰ m/s)	0.32	0.21	0.75	0.98

Tableau 4.5 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.
(Échantillons compacté à l'OPN)

Essai N°	1	2	Moyenne
γ (kN/m ³)	20.06	20.07	20.07
γ_d (kN/m ³)	16.76	16.77	16.76
w (%)	19.72	19.72	19.72
C _s	0.036	0.044	0.040
C _c	0.212	0.206	0.209
e ₀	0.505	0.536	0.520
σ'_p (kPa)	276.8	300	288.4
C _k	0.9	1.16	1.03
e _k	1.2	1.5	1.35
k _{v0} (10 ⁻¹⁰ m/s)	0.22	0.16	0.19

Tableau 4.6 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.
(Échantillons compacté à l'OPM)

Essai N°	1	2	3	Moyenne
γ (kN/m ³)	20.76	21.29	21.14	21.06
γ_d (kN/m ³)	17.90	18.34	18.22	18.15
w (%)	15.5	15.5	15.5	15.5
C _s	0.038	0.036	0.032	0.035
C _c	0.154	0.141	0.146	0.147
e _o	0.473	0.480	0.504	0.486
σ'_p (kPa)	588	640	680	636
C _k	0.027	0.068	0.064	0.053
e _k	0.431	0.455	0.465	0.45
k _{v0} (10 ⁻¹⁰ m/s)	3.92	2.33	3.93	3.39

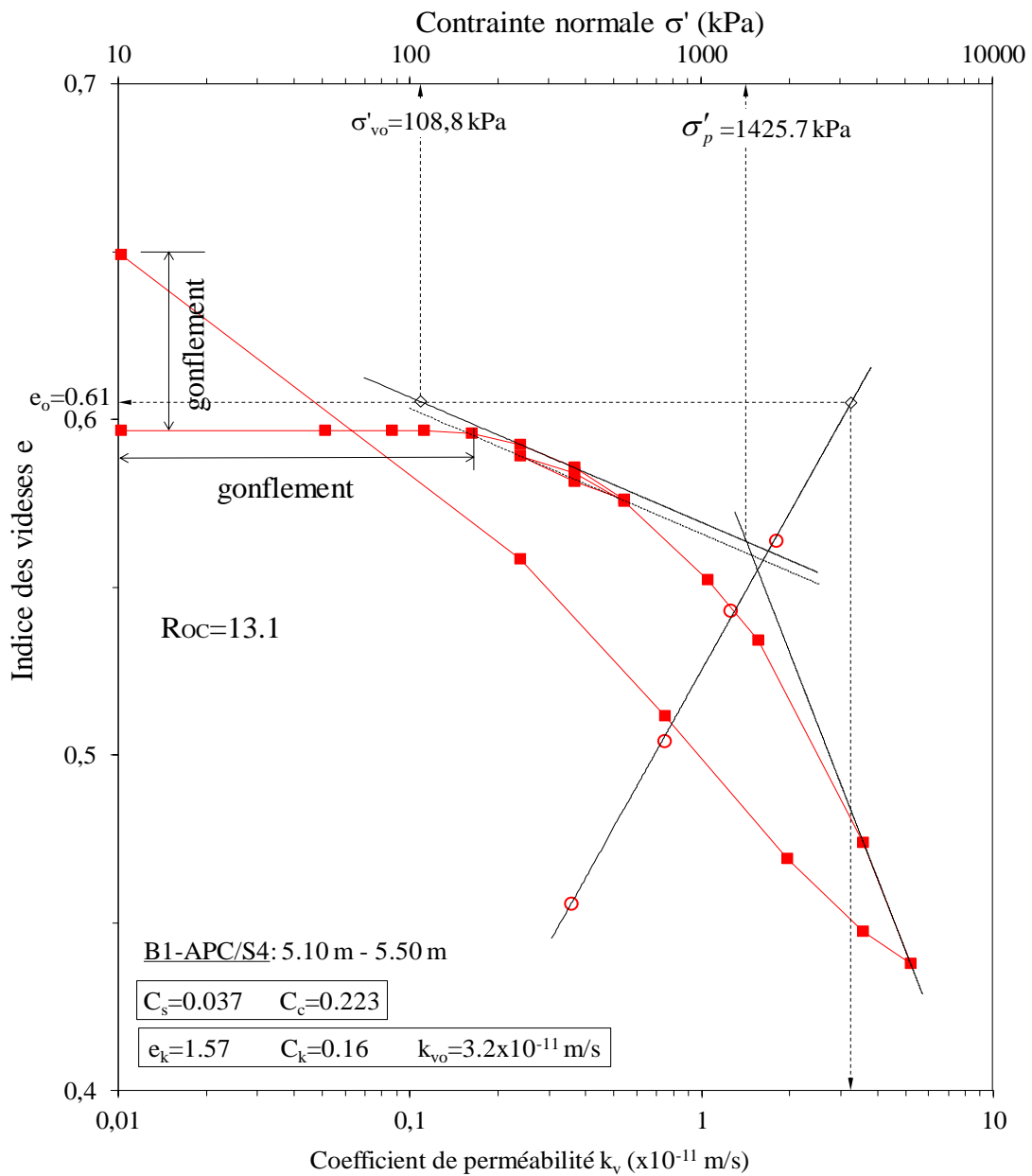


Figure 4.7a Courbes de compressibilité obtenues sur un échantillon de sol intact.

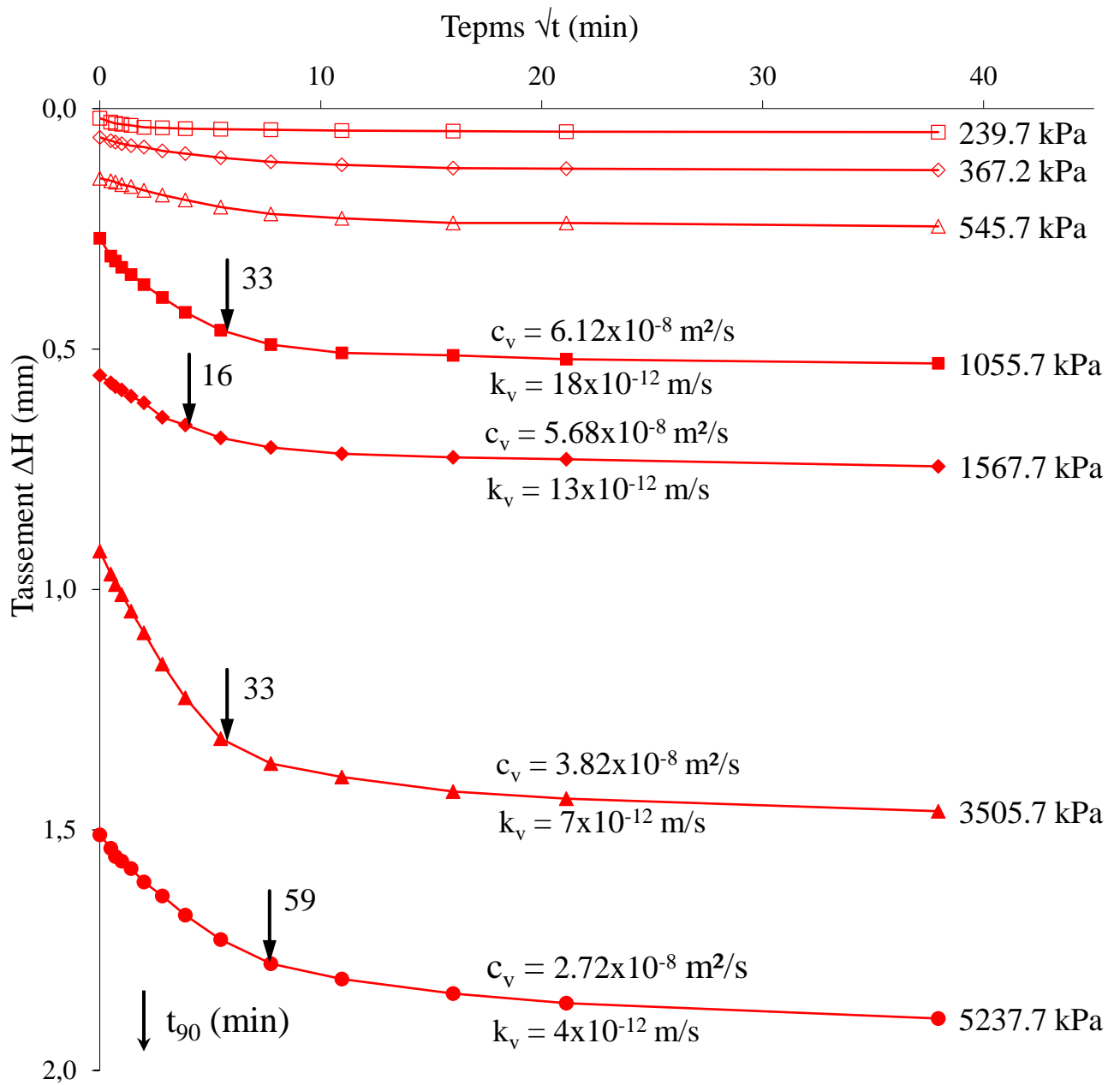


Figure 4.7b Courbes de consolidation obtenues sur un échantillon de sol intact.

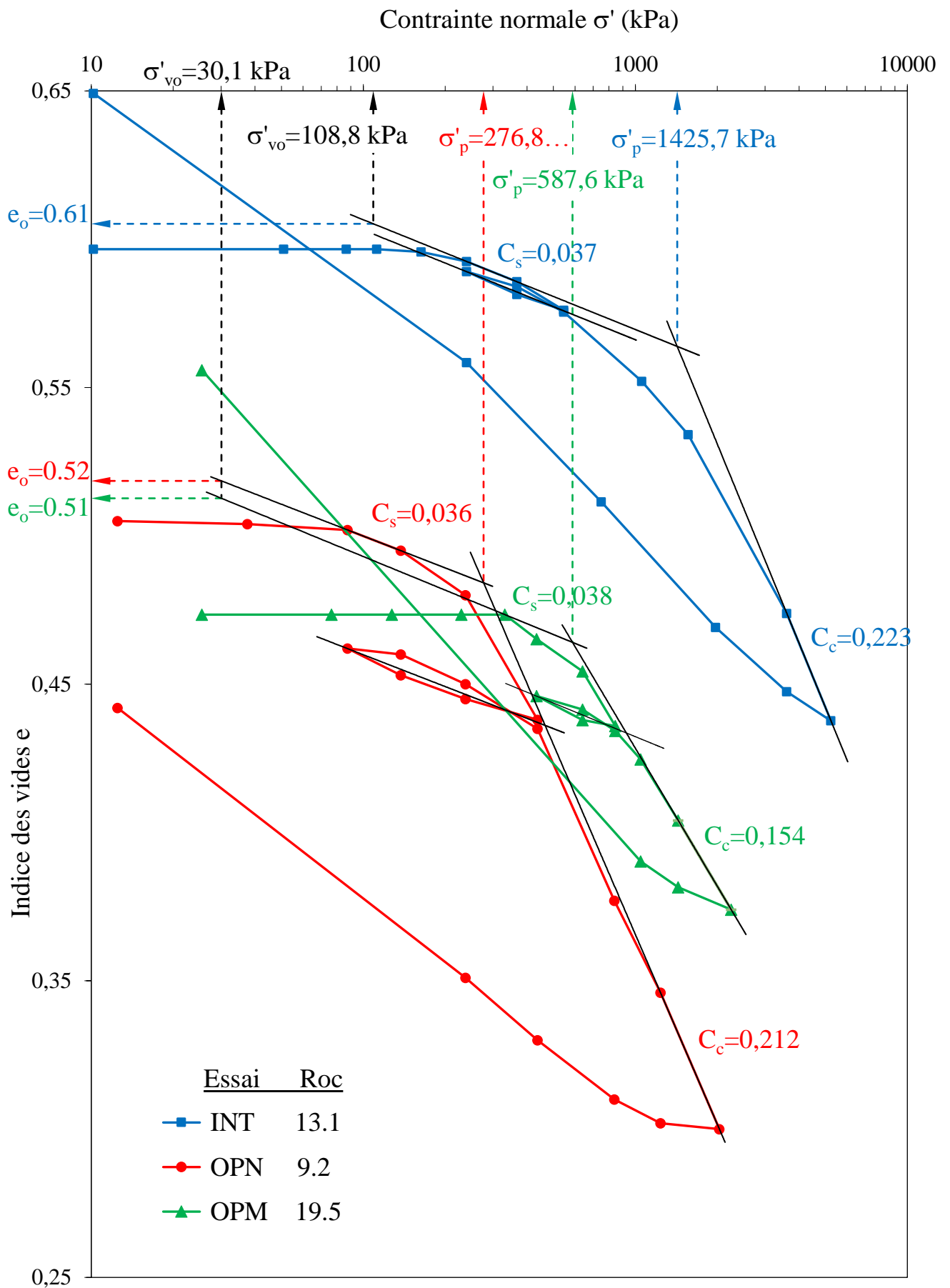


Figure 4.8 Courbes de compressibilité obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés.

L'analyse comparative des caractéristiques de compressibilité et de consolidation de l'argile de Sidi-Hadjrès conduit aux commentaires suivants :

- Ces résultats semblent montrer que les méthodes d'essais LPC adoptées s'appliquent bien pour étudier le comportement de compressibilité et de consolidation de cette argile naturelle. Cependant, les valeurs des paramètres de compressibilité et de consolidation correspondantes dépendent toutefois de la profondeur considérée et des chargements appliqués (pour les charges inférieures à la pression de gonflement, il n'y a pas de tassement mesurable car le sol continue de gonfler).
- Les courbes de compressibilité des échantillons compactés comme celles de l'échantillon intact sont caractérisées par des tassements qui ne commencent à apparaître qu'à partir d'un certain nombre de paliers de chargement dépassant la pression de couverture dépassant le poids des terres au cours desquels le sol continue de gonfler.
- Dans la phase de déchargement-rechargement, ces courbes sont caractérisées par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement. Les courbes de déchargement finales qui croisent les courbes de charge initiales montrent ainsi la nature expansive du sol. Les sections linéaires des courbes de compressibilité confirment également l'existence de deux domaines limités par la pression de préconsolidation du sol pour les échantillons de sols intacts et compactés : le domaine surconsolidé (correspondant aux faibles charges où les déformations sont petites et réversibles) et le domaine normalement consolidé (correspondant à des charges élevées où les déformations sont plus importantes et largement irréversibles).
- Dans le domaine surconsolidé où les paliers de charge sont inférieurs à la pression de préconsolidation du sol, les courbes de consolidation et de fluage ne permettent pas de distinguer les phases de consolidation primaire et secondaire. Cependant, leur forme indique un léger gonflement du sol (plus ou moins important selon le niveau de chargement considéré) permettant de définir la pression à appliquer sur le sol pour l'empêcher de gonfler
- Dans le domaine normalement consolidé où les niveaux de charge sont supérieurs à la pression de préconsolidation du sol, ces courbes montrent clairement les phases de consolidation primaire et secondaire. Cependant, les sections linéaires des courbes de consolidation et de fluage correspondant à la phase de consolidation secondaire sont caractérisées par des pentes abruptes et, par conséquent, par des valeurs de taux de compression secondaire faibles (c'est-à-dire des valeurs d'indice de fluage faible).
- Les valeurs de compressibilité et de consolidation correspondantes dépendent de l'état de compacité du sol. L'expérience montre également que la pression de préconsolidation augmente avec la profondeur, mais pas les indices de compression et de recompression. La comparaison peut donc être faite en termes de taux de surconsolidation du sol. La valeur du rapport de surconsolidation de l'échantillon de sol compacté à la densité Proctor modifiée ($R_{oc} = 19,5$) est alors supérieure à celle de l'échantillon de sol compacté à la densité Proctor standard ($R_{oc} = 9,2$), mais les deux constituent une enveloppe pour l'échantillon de sol intact. ($R_{oc} = 13,1$). Ceci peut être directement attribué à l'énergie de compactage : une énergie de compactage élevée surestime la valeur R_{oc} et vice versa.

- Les valeurs d'indice de compression montrent que l'échantillon de sol intact ($C_c = 0,223$) est plus compressible que l'échantillon de sol compacté à la densité Proctor normal ($C_c = 0,212$), plus compressible que l'échantillon de sol compacté à la densité Proctor modifiée ($C_c = 0,154$). D'autre part, les valeurs d'indice de gonflement des échantillons de sol intacts ($C_s = 0,047$) et compactés aux densités de Proctor normal ($C_s = 0,037$) et modifié ($C_s = 0,038$) confirment le caractère gonflant de cette argile naturelle.
- Les très faibles valeurs de l'indice de fluage ($0,0016 < C_{\alpha e} < 0,0045$) et le temps correspondant à la fin de la consolidation primaire ($17 \text{ min} < t_{100} < 234 \text{ min}$) suggèrent que la charge appliquée au sol est la seule peut avoir une influence significative. Les valeurs des paramètres de compressibilité et de consolidation correspondants dépendent de l'état de compacité du sol. Toutefois, les valeurs du degré de surconsolidation des échantillons compactés aux optimums Proctor normal et modifié encadrent celle de l'échantillon intact.

Les paramètres qui sont obtenus appellent quelques remarques. Les valeurs des indices des vides initial et in-situ sont sensiblement égales ($e_i = 0,60$ et $e_0 = 0,61$ respectivement). Ces résultats semblent indiquer que le sol n'a pas été perturbé. Ils témoignent de la bonne conservation des échantillons de sol utilisés, qui ont conservé les mêmes propriétés géotechniques in-situ et de laboratoire. Le rapport de surconsolidation $R_{oc} = 13,1$ confirme qu'il s'agit d'une argile naturelle raide. Le taux de compression $C_c / (1 + e_0) = 0,14$ confirme que cette argile n'est pas très compressible. Le coefficient de consolidation C_v variant entre $2,72 \times 10^{-8}$ et $6,12 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ et le coefficient de perméabilité correspondant k_v variant entre 4×10^{-12} et $18 \times 10^{-12} \text{ m/s}$ montrent qu'elle présente une très faible perméabilité. Ces résultats d'essais indiquent que cette argile plastique est donc fortement surconsolidée et a une faible perméabilité. Sa surconsolidation semble être due à un phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins intense.

De plus, ces résultats confirment les conclusions faites précédemment que cette argile reste fortement surconsolidée, de faible perméabilité et peu sensible au fluage après sa reconstitution par compactage aux densités Proctor normal et modifié. Ces résultats d'essais montrent que l'argile est régie par les mêmes lois de compressibilité et de consolidation aussi bien à l'état intact que reconstitué par compactage, mais à des degrés de surconsolidation différents. Ils confirment par ailleurs les conclusions données auparavant qui font que cette argile demeure très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage même après sa reconstitution par compactage aux optimums Proctor normal et modifié.

4.4.2 Caractéristiques de fluage

Les courbes ($\Delta h, lgt$), appelées courbes de fluage sont présentées sur les figures A.2.1 à A.2.12 jointes en annexe. A titre d'exemple, la figure 4.9 présente les courbes de fluage œdométriques pour deux échantillons de sol intacts prélevés dans deux sondages différents et deux profondeurs différentes. La figure 4.10 présente les courbes de fluage œdométriques pour les paliers de chargement 1200 kPa et 2400 kPa des échantillons intact et compactés aux optimums Proctor normal et modifié. Le tableau 4.7 présente les paramètres de fluage

déterminés pour les échantillons intacts et compactés aux optimums Proctor normal et modifié. 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.

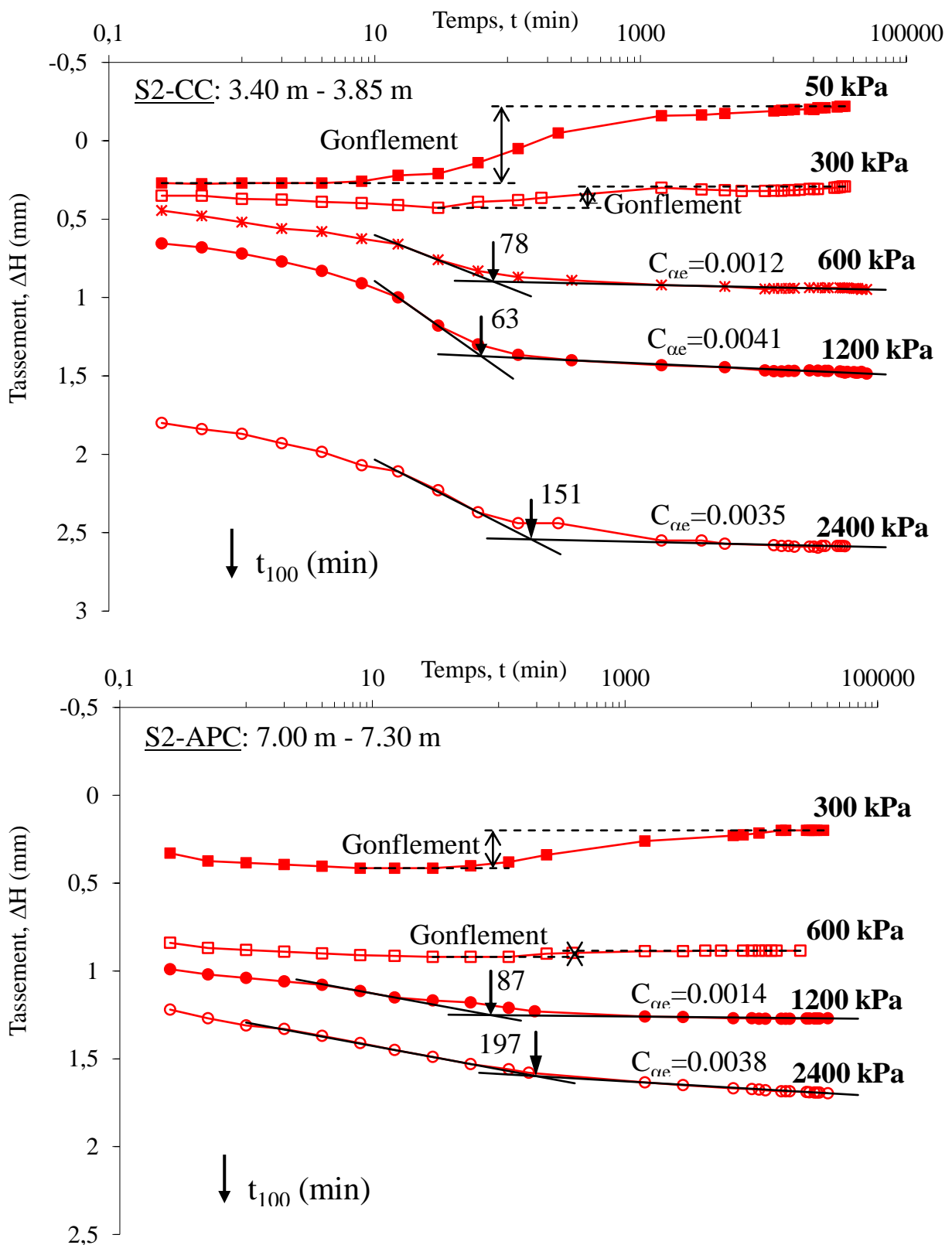


Figure 4.9 Courbes de fluage œdométrique pour deux échantillons de sol intacts prélevés à deux profondeurs différentes dans deux sondages différents.

Tableau 4.7 Les caractéristiques des essais de fluage œdométrique.

SERIE	01			02			03			04		
	600	12000	2400	600	1200	2400	600	1200	2400	600	1200	2400
Échantillons intacts INT												
Z (m)	2.3 - 2.6			3.4 - 3.85			4.5 - 4.8			7.0 - 7.3		
γ (kN/m ³)	18.64	18.47	18.46	19.3	19.3	19.2	20.94	19.90	19.17	21.23	19.2	19.1
γ_d (kN/m ³)	15.03	14.85	15.1	15.1	15.1	15.1	17.45	16.60	15.90	17.8	15.8	15.7
W (%)	24.04	24.41	22.15	25.7	27.6	25.7	19.98	19.90	20.59	19.3	21.6	21.4
e_i	0.77	0.73	0.652	0.689	0.729	0.675	0.58	0.60	0.63	gonfl	0.624	0.621
C_α	0.0014	0.002	0.0026	0.0009	0.0023	0.0018	-	0.0019	0.0022	gonfl	0.0009	0.0023
$C_{\alpha e}$	0.0024	0.0036	0.0043	0.0015	0.004	0.003	-	0.0031	0.0037	gonfl	0.0014	0.0038
t_{100}	73	103	165	78	63	151	-	133	173	gonfl	87	197
Échantillons compactés à l'OPN												
γ (kN/m ³)	18.90	19.00	18.60	18.30	18.30	18.20	19.70	19.80	19.90	19.70	19.80	19.90
γ_d (kN/m ³)	15.4	15.70	15.60	15.40	15.20	14.40	16	16.10	16.20	16.00	16.10	16.20
e_i	0,694	0,694	0,694	0,694	0,694	0,694	0,659	0,659	0,659	0,659	0,659	0,659
C_α	0.0006	0.0008	0.0019	0.0015	0.0018	0.0023	0.0011	0.0017	0.0027	0.0019	0.0024	0.0025
$C_{\alpha e}$	0.0011	0.0013	0.0033	0.0026	0.0031	0.0039	0.0019	0.0029	0.0045	0.0031	0.004	0.0042
t_{100}	23	30	250	26	40	215	13	17	234	22	31	195
Échantillons compactés à l'OPM												
γ (kN/m ³)	20.00	19.90	20.20	20.00	20.00	20.30	18.80	18.90	19.40	19.40	20.10	19.90
γ_d (kN/m ³)	16.50	16.50	17.10	16.50	1.66	17.00	15.80	16.70	16.20	16.90	17.50	16.60
e_i	gonfl	0.58	0.62	gonfl	0.55	0.58	gonfl	0.58	0.63	gonfl	0.51	0.50
C_α	gonfl	0.0011	0.0022	gonfl	0.0009	0.0023	gonfl	0.0017	0.0029	gonfl	0.0015	0.003
$C_{\alpha e}$	gonfl	0.0018	0.0037	gonfl	0.0014	0.0036	gonfl	0.0027	0.0048	gonfl	0.0023	0.0049
t_{100}	gonfl	45	190	gonfl	85	100	gonfl	24	183	gonfl	39	160

La figure 4.9 présente les courbes de fluage œdométriques correspondantes sous les niveaux de charge de 1200 kPa et 2400 kPa.

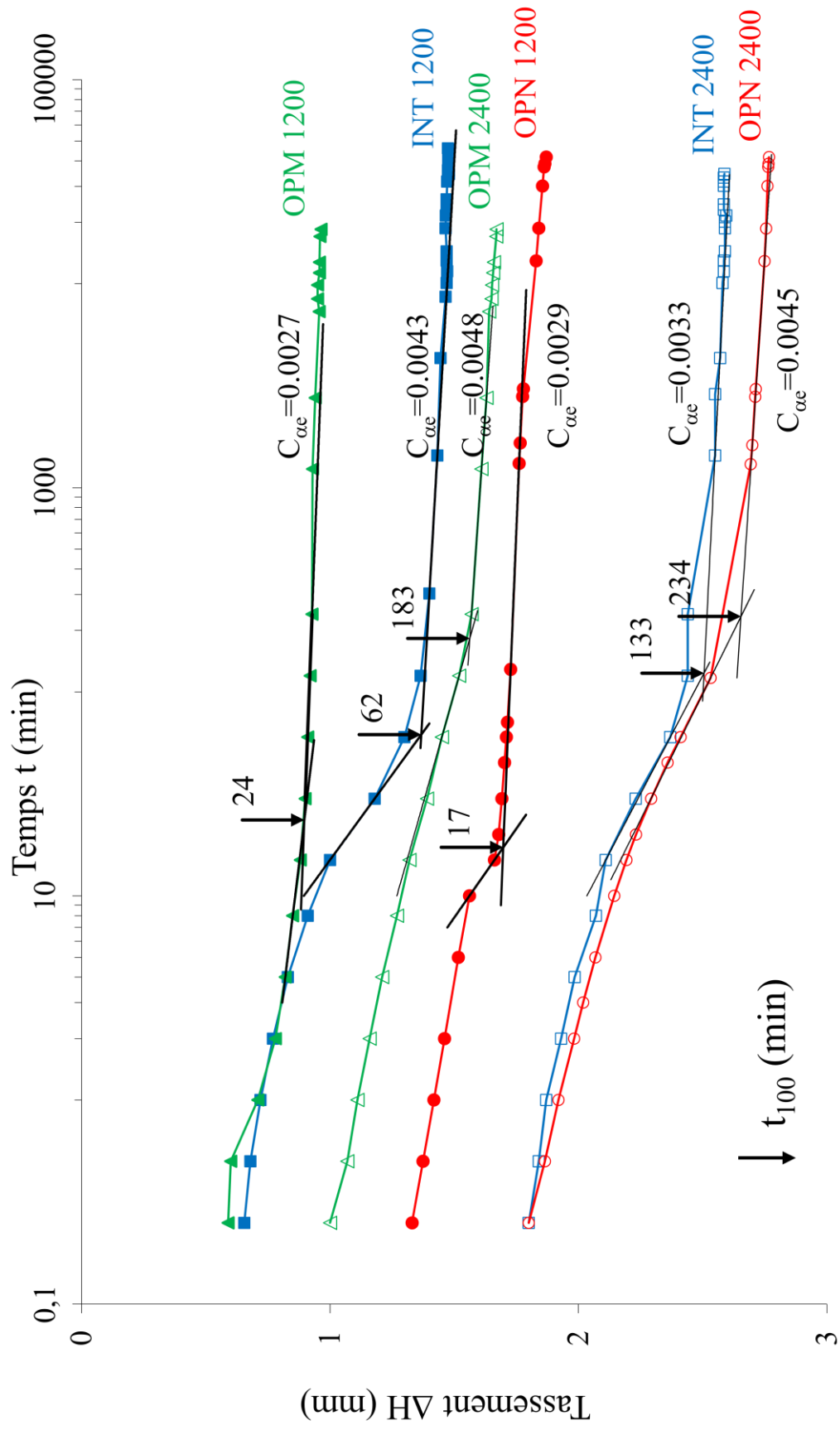


Figure 4.10 Courbes de fluage œdométrique obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés sous les paliers de charge de 1200 kPa et 2400 kPa.

L'analyse comparative qualitative des caractéristiques de fluage de l'argile de Sidi-Hadjrès conduit aux commentaires suivants :

- Les courbes de fluage œdométrique sont obtenues pour différents niveaux de charge qui entourent la pression de préconsolidation du sol obtenu sur des échantillons de sol intacts correspondant à deux sondages et profondeurs différents du même site. Ces résultats semblent également montrer que les méthodes LPC adoptées s'appliquent bien à étudier le comportement de fluage œdométrique de cette argile naturelle. L'indice de fluage $C_{\alpha e}$ variant entre 0,001 et 0,0049 ne montre pas une influence significative de l'effet du temps sur le comportement de cette argile naturelle raide qui semble donc moins sensible au fluage ;
- Les courbes correspondant aux faibles contraintes (600 KPa) 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 fortes contraintes. Au contraire, on notera un gonflement des éprouvettes confirmant ainsi notre présomption du caractère gonflant du sol pour les faibles contraintes ;
- Les valeurs de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ et le temps correspondant à la fin de la consolidation primaire t_{100} suggèrent que la charge appliquée au sol est la seule peut avoir une influence significative. Les valeurs des paramètres de consolidation dépendent de l'état de compacité du sol.

4.5 CARACTERISTIQUES DE RETRAIT ET DE GONFLEMENT

4.5.1 Caractéristiques de gonflement

Les courbes de gonflement ($e, \lg \sigma$) et de cinétique de gonflement ($\Delta H/H_0, \lg t$) sont présentées sur les figures A.3.1.1 et A.4.8.2 jointes en annexe. Les figures 4.11 et 4.12 présentent les résultats d'un essai suivant les méthodes CEBTP et AFNOR respectivement. Les caractéristiques de gonflement déduites de ces courbes sont présentées dans les tableaux de 4.8 à 4.10. Le taux de gonflement secondaire $c_{\alpha s}$ correspondant à la pente de la branche linéaire située à droite du temps t_{100} (temps de gonflement primaire), c'est-à-dire dans la zone de gonflement secondaire.

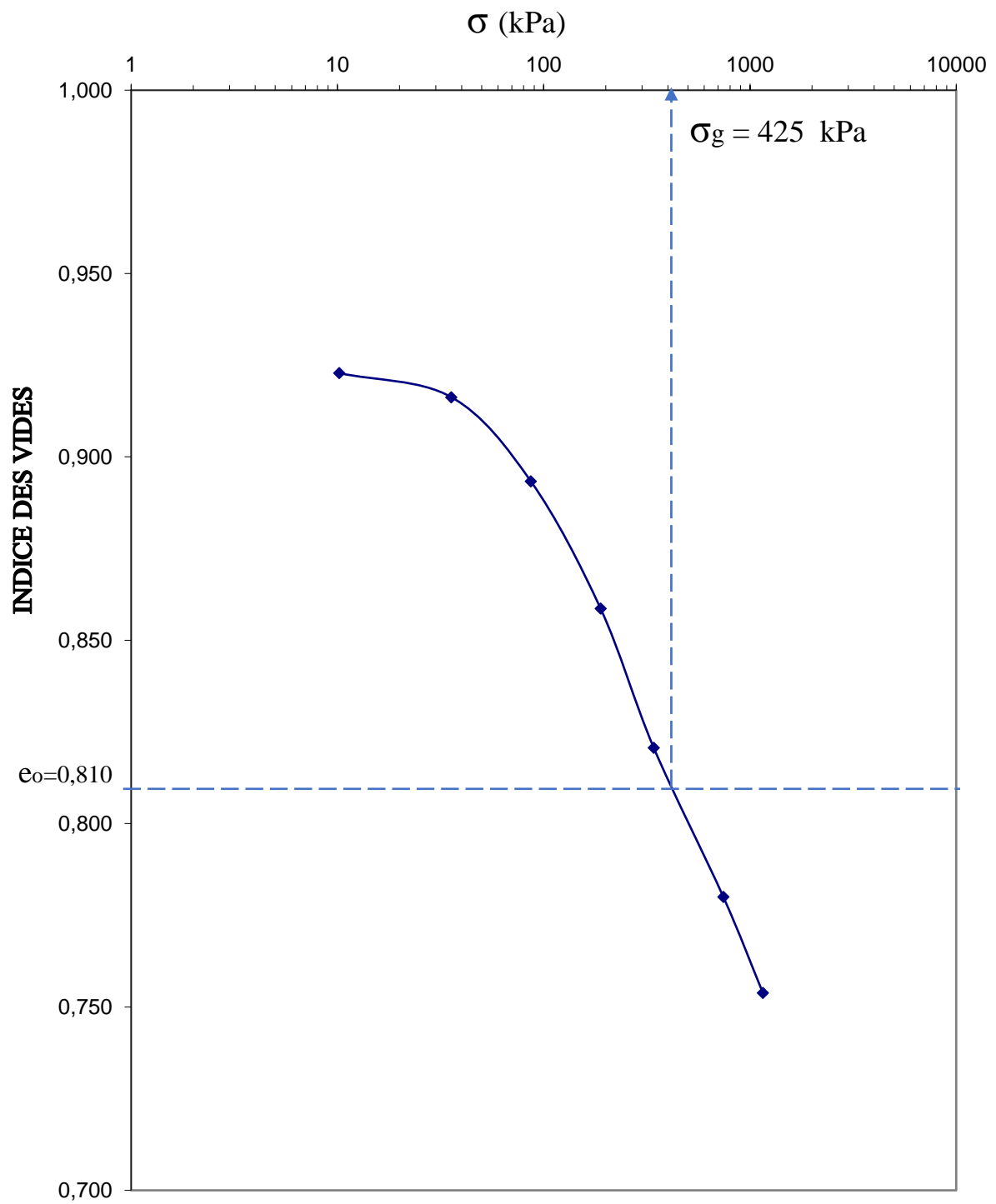
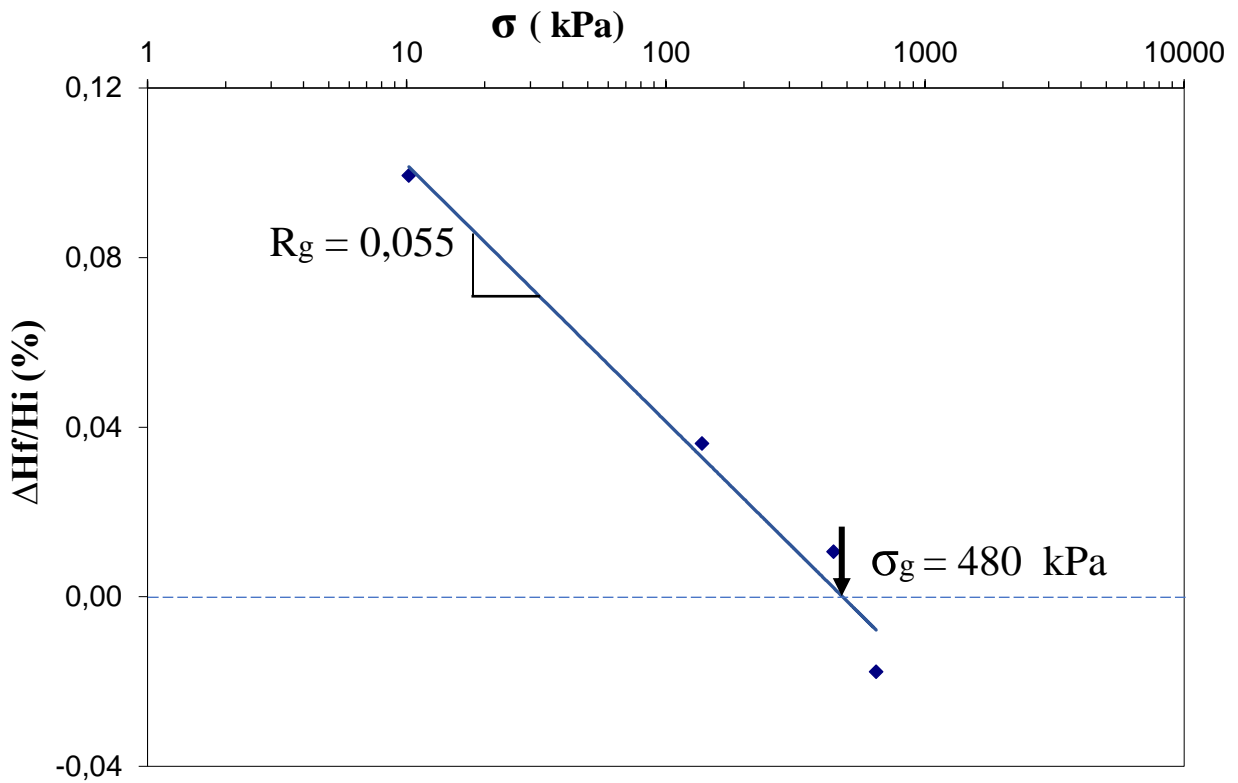
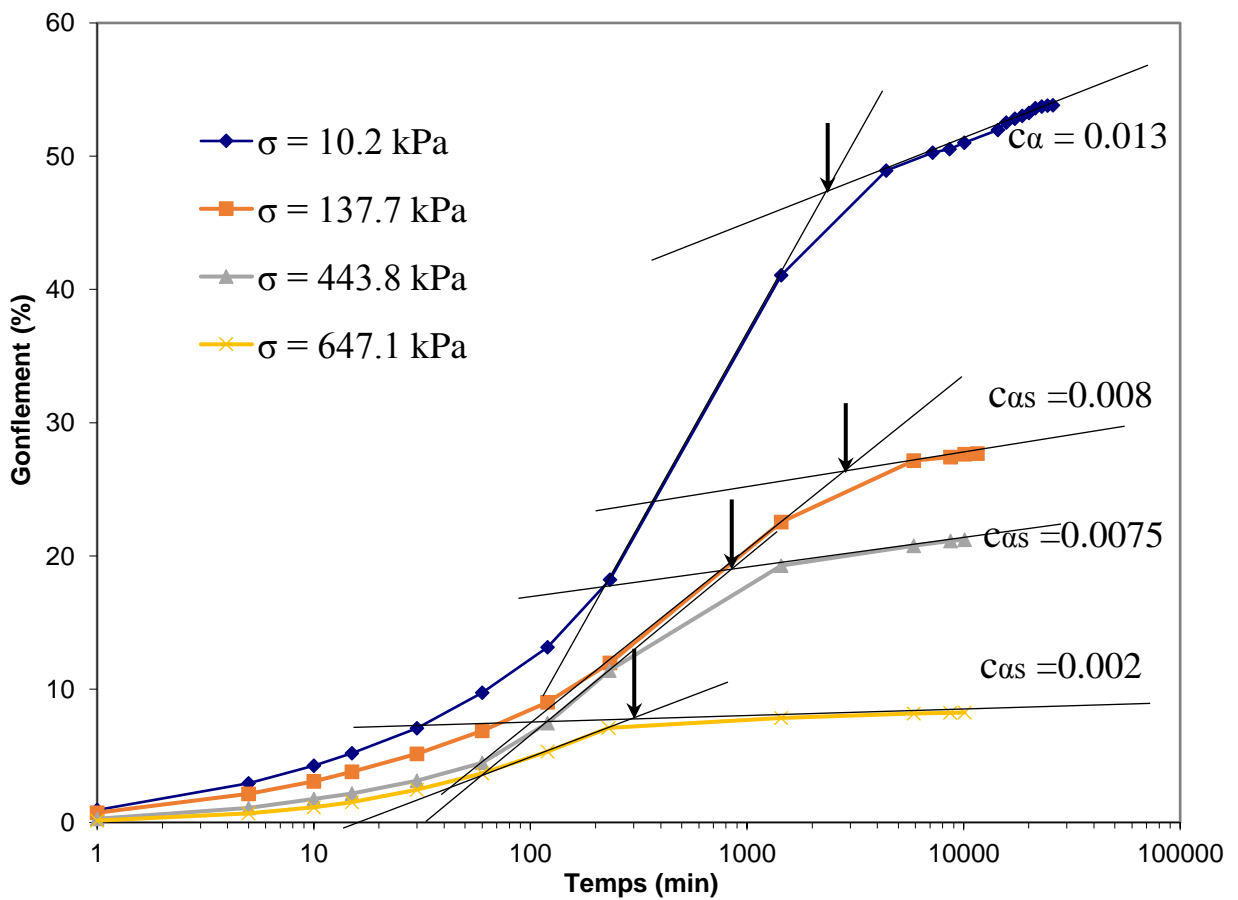


Figure 4.11 Résultats d'un essai de gonflement (essai 1) suivant la méthode CEBTP.



a/ courbe de gonflement.



b/ Cinétique de gonflement.

Figure 4.12 Résultats d'un essai de gonflement (essai 2) suivant la méthode AFNOR.

Tableau 4.8 Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

Essai N°	Sond	Echant	Z (m)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e_0	ϵ_g (%)	σ_g (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}
Echantillons intacts (INT)											
1	S1 CC	E5	9.15/9.60	19.00	14.91	27.44	0.810	54.00	425	4096	0.076
2	S1 CC	E4	8.60/8.85	20.69	16.62	24.51	0.667	45.80	465	3150	0.074
Moyenne				19,845	15,77	25,98	0,786	49.90	445	3623	0,075
Echantillons compactés à l'OPN											
1	APC	E1	1.50/2.50	18.60	15.27	21.8	0.770	20.26	380	2100	0.014
2	APC	E1	1.50/2.50	18.06	14.83	21.8	0.799	17.40	370	1800	0.017
3	APC	E1	1.50/2.50	18.21	14.95	21.8	0.811	16.26	380	1600	0.02
Moyenne				19.37	15.05	21.8	0.685	17.97	376.67	1833	0.019
Echantillons compactés à l'OPM+											
1	APC	E1	1.50/2.50	20.62	17.73	16.30	0.518	21.00	750	2300	0.0087
2	APC	E1	1.50/2.50	21.29	18.32	16.20	0.484	24.02	800	2500	0.011
3	APC	E1	1.50/2.50	21.58	18.46	16.90	0.498	20.51	670	2100	0.013
Moyenne				21.16	18.17	16.47	0.500	21.84	740	2300	0.011

Tableau 4.9 Résultat des essais de gonflement par la méthode AFNOR. (Sol intact, INT)

Essai N°	Sondage	Echan	Z (m)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ'_{vo} (kPa)	σ_g (kPa)	ϵ_g (%)	R_g
01	S2 CC	E2	2.80 / 3.20	20.13	16.20	24.22	60.40	125*	24.34*	0.062
02	S2 CC	E4	5.40 / 5.80	19.63	16.23	21.03	110	480	53.83	0.055
03	S1 GC	E4	7.00 / 7.50	19.65	16.53	18.86	142.5	437	63.60	0.08
Moyenne				19.80	16.32	21.37	104.30	458.5	58.72	0.068

(*) éprouvette remaniée

Tableau 4.10 Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode AFNOR.

Essai N° 01			Essai N° 02			Essai N° 03		
σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}	σ (kPa)	t_{100} (min)	c_{as}
10.2	1450	0.006	10.2	2350	0.013	10.2	2959	0.029
86.7	530	0.004	137.7	2900	0.008	137.7	4100	0.007
239.7	300	0.0012	443.7	850	0.0075	408	620	0.004
443.7	330	0.0085	647.1	300	0.002	612	330	0.001

4.5.2 Caractéristiques de retrait et de dessiccation

Les valeurs de la limite de retrait conventionnelle (sur échantillons remaniés) W_R sont présentées dans le tableau 4.11. Les figures 4.13 et 4.14 présentent les courbes de retrait obtenues sur des échantillons de sol intacts (prélevées à deux profondeurs différentes) et compactés respectivement.

Tableau 4.11 Valeurs de la limite de retrait conventionnelle W_R .

Essai N°	Sondage	Echantillon	Prof (m)	W_R
1	S1 GC	E2	3.60/4.00	11.65
2	S1 GC	E4	5.10/5.50	11.78
3	APC	E1	1.50/2.50	11,52
4	APC	E1	1.50/2.50	11,78
5	APC	E1	1.50/2.50	11,50
Moyenne				11.65

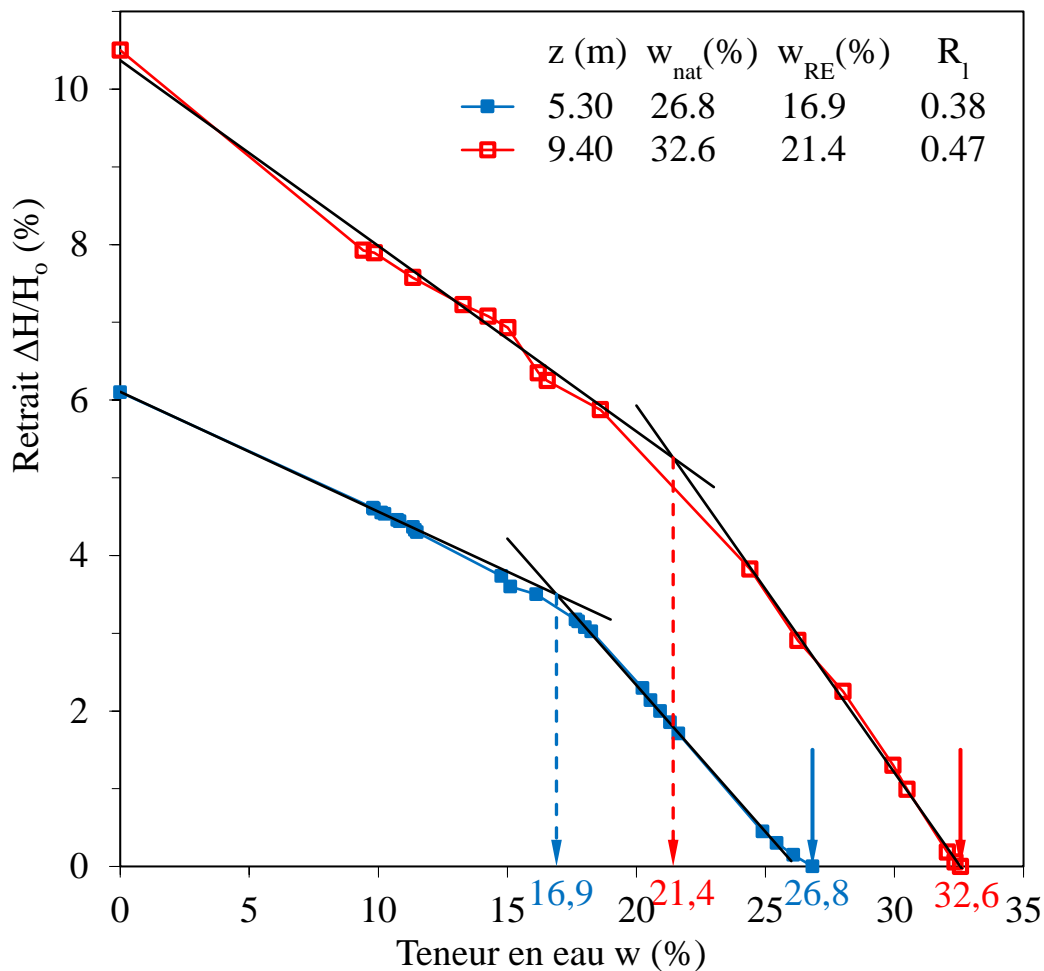


Figure 4.13 Résultats des essais de dessiccation obtenus sur des échantillons de sol intacts.

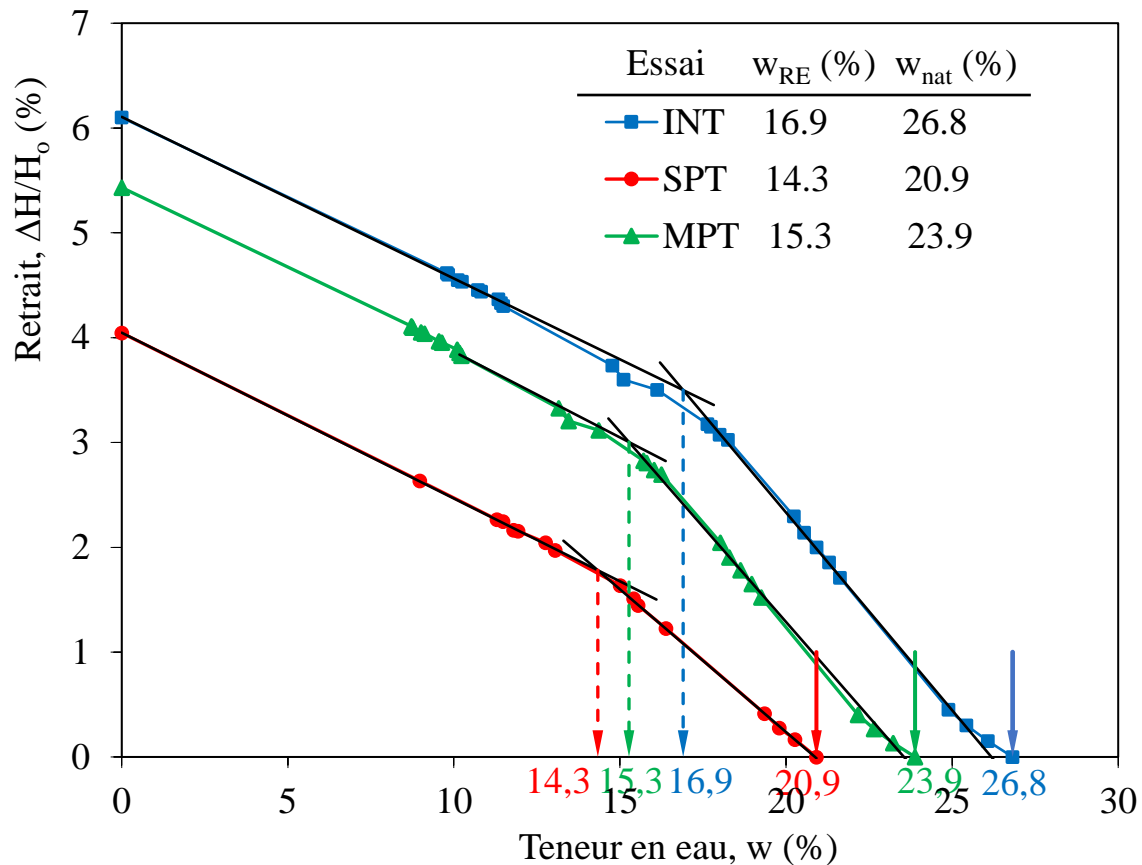


Figure 4.14 Courbes de retrait des échantillon intacts et compactés aux optimums Proctor normal et modifié.

L'analyse des caractéristiques de retrait et de gonflement de l'argile de Sidi-Hadjrès conduit aux commentaires suivants :

- Les courbes de gonflement libre ont des allures semblables aussi bien pour l'argile intacte que compactée. Elles manifestent deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par un taux de déformation croissant et une phase de gonflement secondaire avec un taux de déformation sensiblement constant ;
- Ces résultats montrent que les valeurs des paramètres de gonflement dépendent de la méthode d'essai. Pour les sols intacts, les valeurs de la pression de gonflement et de l'amplitude de gonflement libre obtenues par la méthode AFNOR ($\sigma'_g = 458.5$ kPa et $\varepsilon_{fs} = 58.72$ %) sont supérieures à celles obtenues par la méthode CEBTP ($\sigma'_g = 445$ kPa et $\varepsilon_{fs} = 49.90$ %). Alors que les valeurs du taux de gonflement secondaire et le temps correspondant à 100% de gonflement primaire obtenu par la méthode AFNOR ($C\alpha_s = 0,021$ et $t_{100} = 2654.5$ min) sont inférieurs à celles obtenues par la méthode CEBTP ($C\alpha_s = 0,075$ et $t_{100} = 3623$ min). Ces résultats concordent avec les conclusions de plusieurs auteurs (Sridharan et al., 1986, Abdjauwad & Al-Sulaimani 1993, Guiras-Skandaji 1996, Hachichi et Fleureau, 1999, Lancelot et al., 2002, etc.) ;

- Les valeurs moyennes (sols intacts) de la pression de gonflement supérieures à 300 kPa et celles de l'amplitude de gonflement libre supérieures à 25% correspondent selon Komornik et David (1969) et Seed et al. (1962) à un potentiel de gonflement très élevé pour cette argile marneuse. Les valeurs correspondantes confirment également les classifications antérieures basées sur les paramètres physiques ;
- Les valeurs des paramètres de gonflement correspondants dépendent fortement de la compacité du sol : l'argile compactée est moins expansive que l'argile intacte ($\varepsilon_g = 58.72 \%$ et $C_{\alpha s} = 0,021$), et plus vraie pour le compactage à la densité Proctor modifiée ($\varepsilon_g = 21.84 \%$ et $C_{\alpha s} = 0,008$) que pour le compactage à la densité Proctor normal ($\varepsilon_g = 17.97 \%$ et $C_{\alpha s} = 0,014$) et davantage à l'optimum Proctor modifié ;
- Les courbes de dessiccation présentent également des formes similaires pour les argiles intactes et compactées. Les valeurs des paramètres de dessiccation correspondants dépendent elles aussi de la compacité du sol : les échantillons d'argile intacte ($W_{RE} = 16,9\%$) sont plus rétractables que les échantillons d'argile compactée, et plus vrai pour le compactage à la densité Proctor modifiée ($W_{RE} = 15,3\%$) qu'à la densité Proctor normal ($W_{RE} = 14,3\%$) ;
- Les fortes valeurs de l'indice de retrait I_R avec une valeur moyenne de 62,38 conduisent, selon Altemeyer (1955), à un potentiel de gonflement critique et, selon Ranganatam et Santyanarayana (1965), à un potentiel de gonflement très élevé. Les valeurs de la limite de retrait effective sensiblement élevée sont en bon accord avec cette dernière. La classification d'Altemeyer (1955) a tendance à sous-estimer le potentiel de gonflement ;
- Ces résultats montrent que l'argile est régie par les mêmes lois de retrait et de gonflement aussi bien à l'état intact que reconstitué par compactage. Cependant, ils montrent que l'argile compactée est moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement que l'argile intacte.

Ces résultats confirment les classifications précédentes basées sur les paramètres physiques et montrent par ailleurs que les mesures de l'amplitude et de la pression de gonflement sont, pour une méthode d'essai donnée, cohérentes entre elles. Dans tous les cas, les fortes valeurs du gonflement s'expliquent par la forte plasticité du sol.

4.5.3 Synthèse : loi de retrait-gonflement

Une loi de retrait-gonflement peut ainsi être établie. Pour un terrain de teneur en eau naturelle w_{nat} (égale à la teneur en eau du massif saturé w_{sat}) et de contrainte effective verticale σ'_v connues, la détermination des paramètres de retrait-gonflement (limite de retrait effective W_{RE} , facteur de retrait effectif R_i , pression de gonflement σ_g , rapport de gonflement R_g) permet de prévoir le mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site. Soit :

- En cas de dessiccation (perte d'eau), le sol se rétracte et subit une contraction ΔH donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta H}{H_i} = R_l (w_{\text{nat}} - w) \quad (4.3)$$

lorsque $w \geq w_{\text{RE}}$, où H_i désigne la hauteur initiale du massif ;

N.B. lorsque $w < w_{\text{RE}}$, la dessiccation excessive n'entraîne pas de retrait supplémentaire notable.

- En cas d'hydratation (apport d'eau), le sol gonfle et peut subir une expansion ΔH donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\Delta H}{H_i} = R_g \lg \frac{\sigma'_v}{\sigma_g} \quad \text{lorsque } \sigma'_v < \sigma_g. \quad (4.4)$$

N.B. lorsque $\sigma'_v > \sigma_g$, le sol est susceptible de subir des tassements qui se calculent par la méthode œdométrique classique.

Dans le cas de l'argile marneuse de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) les valeurs moyennes des paramètres de retrait-gonflement à retenir pour le calcul des fondations et des ouvrages géotechniques avec prise en compte d'une modification du profil hydrique du site sont :

- $w_{\text{nat}} = 23 \%$;
- $w_{\text{RE}} = 19.60 \%$;
- $R_l = 0,43$;
- $\sigma_g = 600 \text{ kPa}$;
- $R_g = 0,068 \%$.

4.6 CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT ET DE RUPTURE

La figure 4.15 présente les vitesses moyennes de propagation des ondes ultrasonores obtenues sur des échantillons de sol intact (INT) et reconstitués par compactage aux densités Proctor normal (OPN) et modifiée (OPM). La figure 4.16 présente l'évaluation de la célérité des ondes ultrasonores avec la profondeur. La figure 4.17 présente les résultats des essais de cisaillement direct obtenus sur trois échantillons de sol : un échantillon de sol intact (INT) et deux autres reconstitués par compactage aux densités Proctor normal (OPN) et modifiée (OPM). Les autres courbes des essais de cisaillement direct (τ , Δl) et (τ , σ) sont présentées sur les figures A.5.1.1 et A.5.12.2 jointes en annexe. Les caractéristiques de cisaillement de tous les essais réalisés sont récapitulées dans le tableau 4.12.

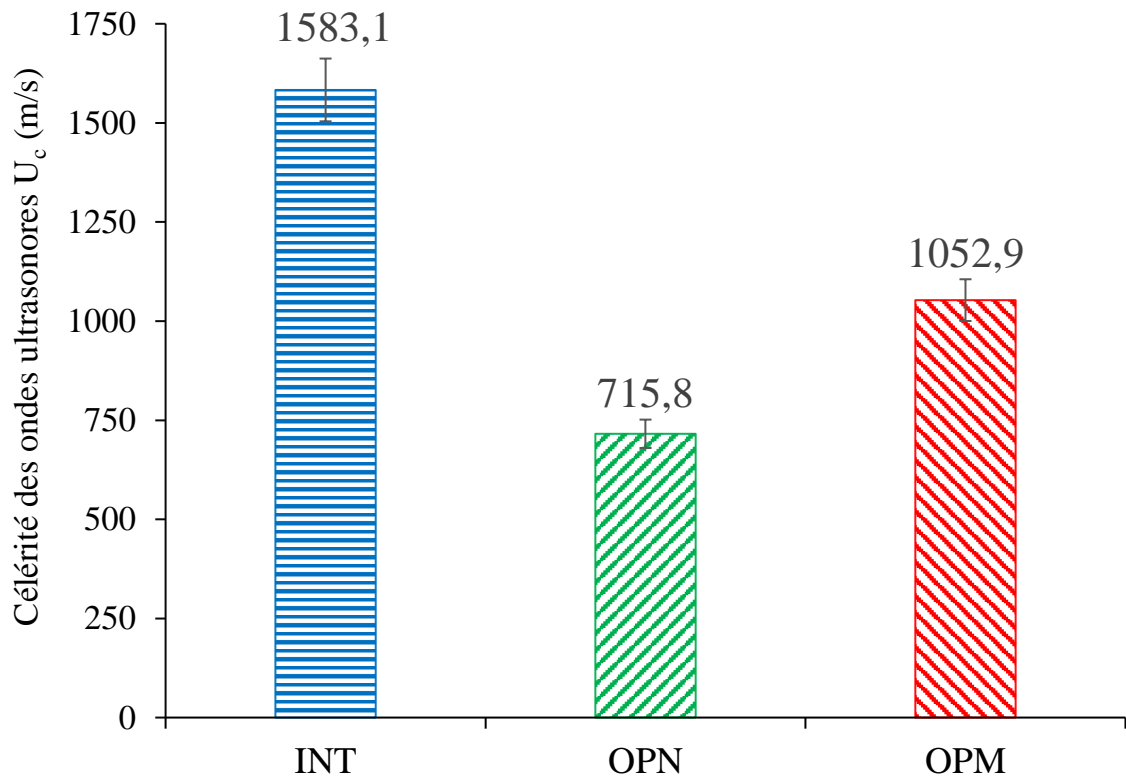


Figure 4.15 Vitesses moyennes de propagation des ondes ultrasonores obtenues sur des échantillons de sol intacts et compactés.

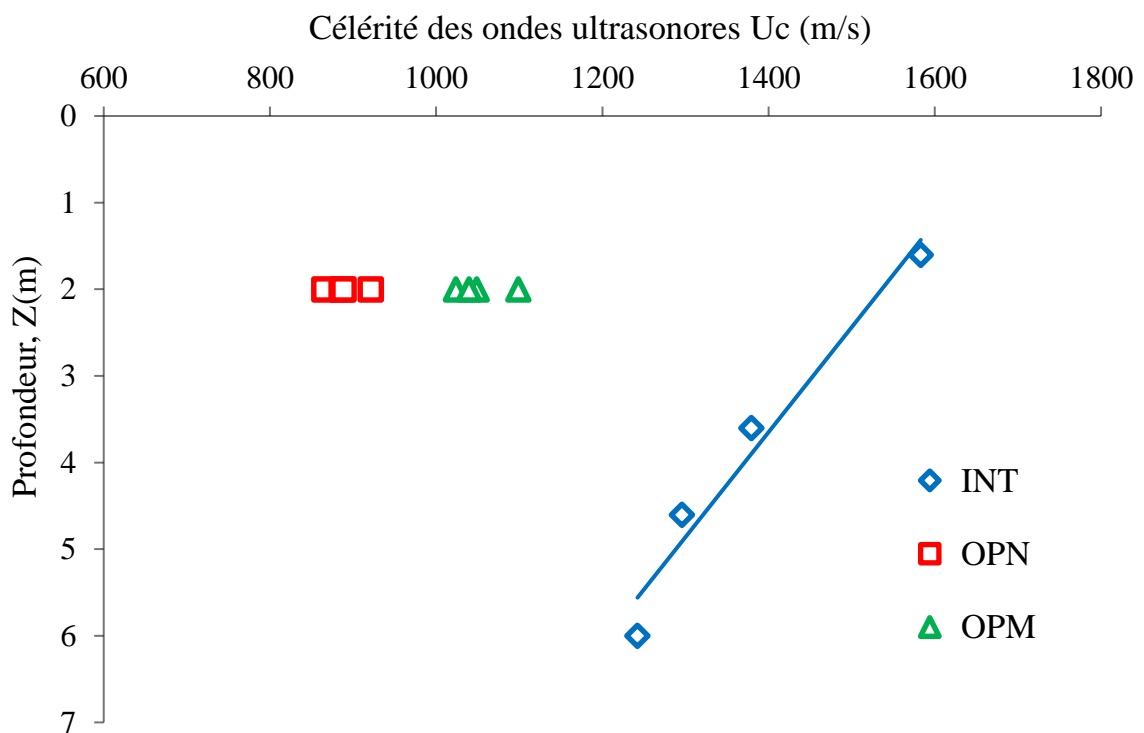
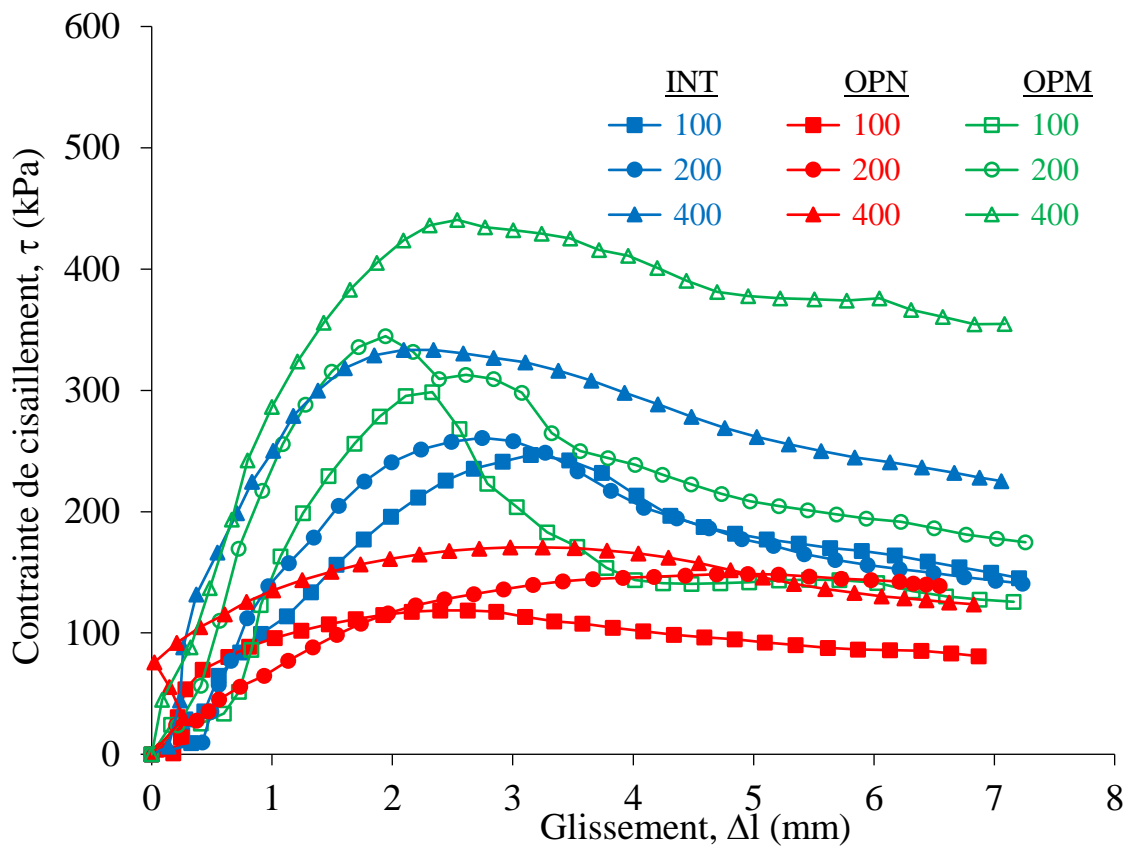
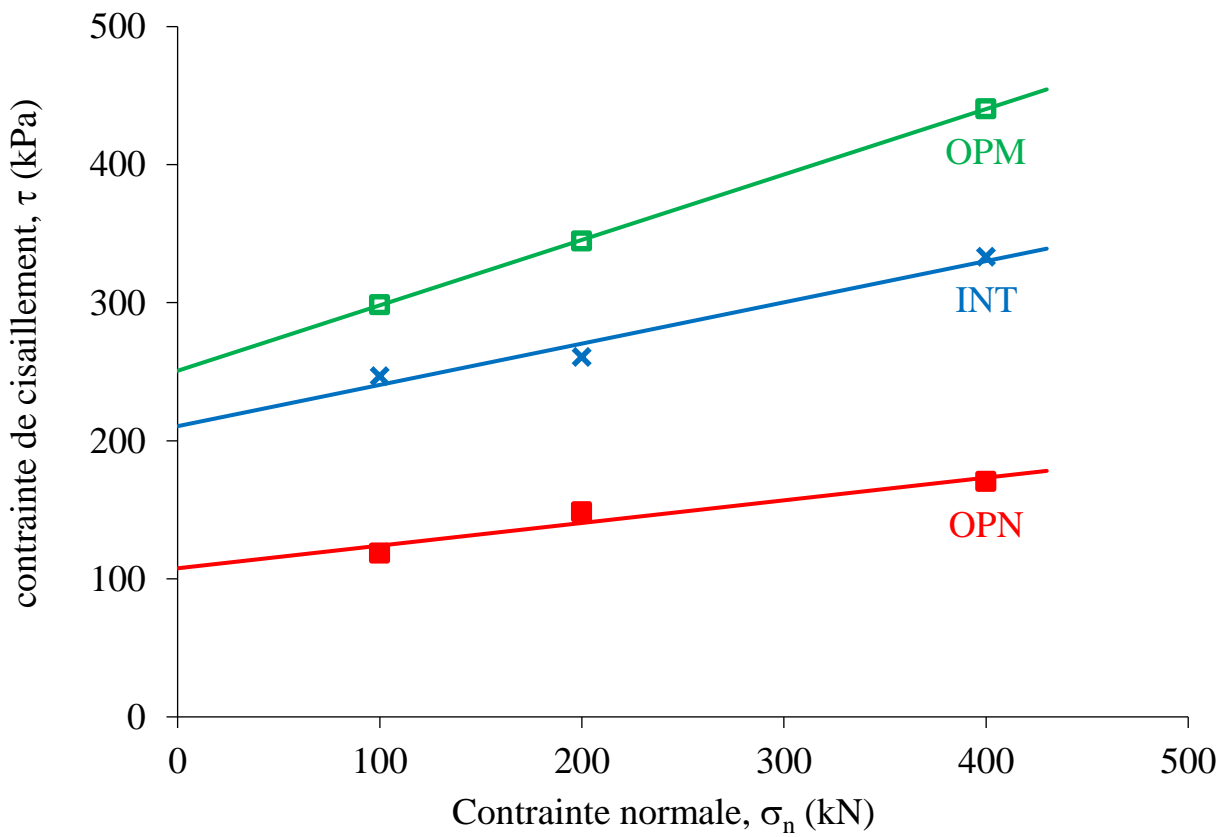


Figure 4.16 Evolution de la célérité des ondes ultrasonores avec la profondeur pour les échantillons intacts et compactés.



a) Courbes de cisaillement



b) Enveloppes de rupture

Figure 4.17 Résultats des essais de cisaillement direct drainé obtenus sur des échantillons de sol intacts et compactés

Tableau 4.12 Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Z (m)	Essai	W (%)	γ_h kN/m ³	γ_d kN/m ³	C kPa	φ (°)	σ (kPa)		
							100	200	400
							τ (kPa)		
Echantillons intacts (INT)									
1,60-2,00	1	23,74	2,16	1,75	206.31	31,65	248.89	269.52	356.56
3,00-3,60	2	25,09	2,04	1,63	202.33	30.80	237,39	260.9	326.06
4,00-4,60	3	21,06	1,99	1,64	201.28	27,86	245.10	271,76	357.23
	4								
6,00-6,40	5	28,56	2,41	1,87	210,03	26,96	246,79	260,9	333,33
Echantillons compactés à l'OPN									
1.50-2.50	1	20,20	19,19	1,61	109,78	18,26	138,71	182,89	239,39
	2	20,50	19,24	1,61	109,97	15,40	128,65	160,29	197,75
	3	20,60	19,02	1,59	112,43	19,69	136,43	199,35	247,76
	4	20,43	19,11	1,60	107,64	11,30	118,61	148,61	170,55
Echantillons compactés à l'OPM									
1.50-2.50	1	15,15	20,50	1,78	229.98	30.96	292,68	345,85	471,29
	2	14,51	20,55	1,81	250.69	25.36	298,61	344,72	440,56
	3	14,76	20,54	1,79	228,11	29.24	286,67	339,94	454,29

L'analyse des caractéristiques de cisaillement et de rupture de l'argile de Sidi-Hadjrès conduit aux commentaires suivants :

- Par rapport aux échantillons de sol intacts, la vitesse des ondes ultrasonores dépend de leur compacité (c'est-à-dire de leur énergie de compactage). On notera que les valeurs de vitesse des ondes ultrasoniques déterminées sur des échantillons de sol compactés à la densité Proctor modifiée ($V_{moy} = 1052,9$ m/s) sont supérieures à celles déterminées sur des échantillons de sol compactés à la densité Proctor normal ($V_{moy} = 715,8$ m/s) : plus l'énergie de compactage est élevée, plus la compacité du sol est meilleure (c'est-à-dire sa densité sèche). Mais, les valeurs de vitesse les plus élevées sont obtenues sur des échantillons de sol intacts ($V_{moy} = 1583,1$ m/s). Ces résultats semblent indiquer que la compaction des sols argileux à la densité Proctor modifiée est plus efficace que celle à la densité Proctor normal. Il convient également de noter que plus l'énergie de compactage est élevée, moins l'argile est déformable.
- Les courbes de cisaillement direct et les enveloppes de rupture correspondantes (courbes de cisaillement direct) obtenues sur les échantillons de sol intacts et compactés confirment l'effet de l'énergie de compactage sur la résistance au cisaillement de l'argile. Ils montrent en outre que les échantillons de sol compactés à la densité Proctor modifiée sont caractérisés par un comportement quasi-similaire à

celui des échantillons de sol intacts. Les courbes de cisaillement décrivent un comportement typique des sols raides caractérisés par une résistance au cisaillement croissante suivie d'un pic plus ou moins prononcé selon le niveau des contraintes normales considérées. On notera que les valeurs de résistance au cisaillement des échantillons de sol compactés aux densités Proctor normales et modifiées constituent une enveloppe pour l'échantillon de sol intact.

- Le temps de séchage est également un paramètre déterminant des caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'argile compactée. La figure 4.18 présente l'histogramme de distribution de la résistance à la compression à divers temps de séchage (7, 14 et 28 jours) des échantillons d'argile compactés à la densité Proctor normal. On peut noter que la résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage. On peut penser que le séchage des éprouvettes s'accompagne d'un retrait du sol. Ce retrait entraîne un resserrement des grains du sol et, par conséquent, une réduction de son indice des vides, d'où l'augmentation de sa résistance à la compression non confinée. Il convient de noter que les essais de compression non confinés effectués sur des échantillons de sol le même jour de leur reconstitution ne donnent aucun résultat. En conséquence, seuls les résultats des essais correspondant à des échantillons de sol du même âge après un délai de séchage donné peuvent être comparés.

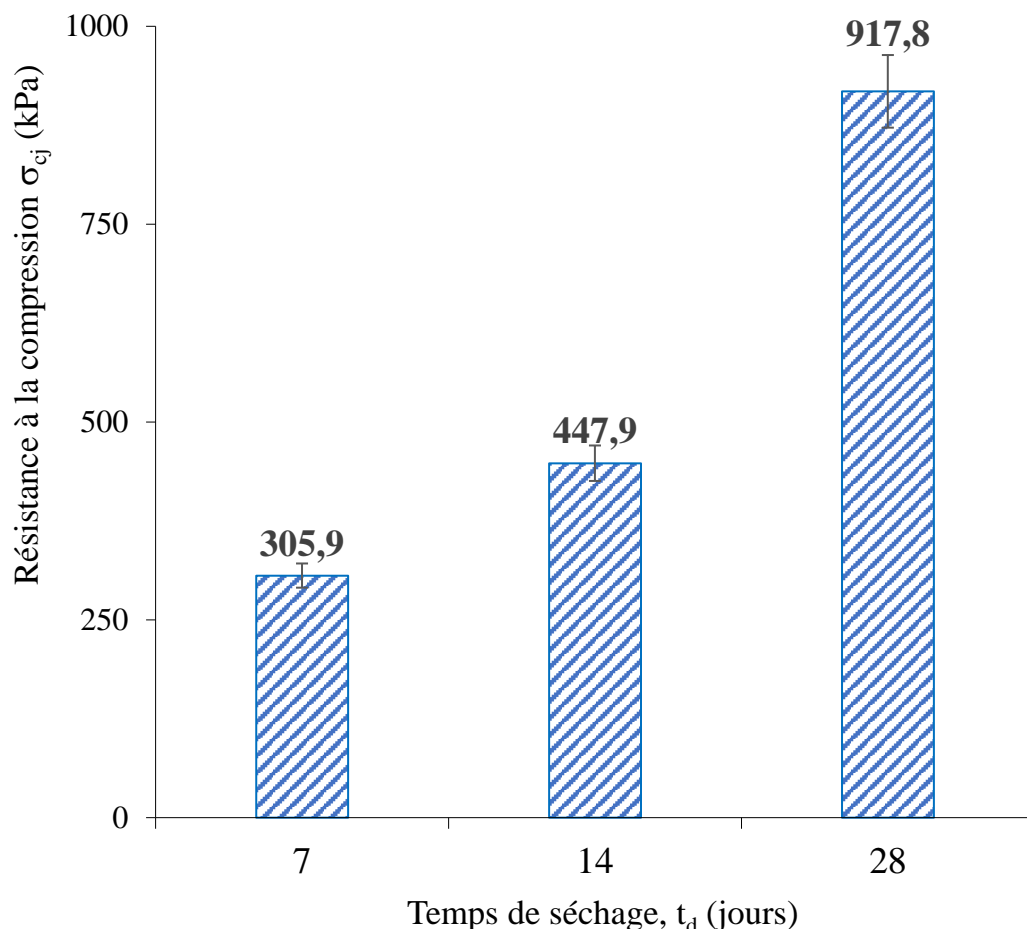
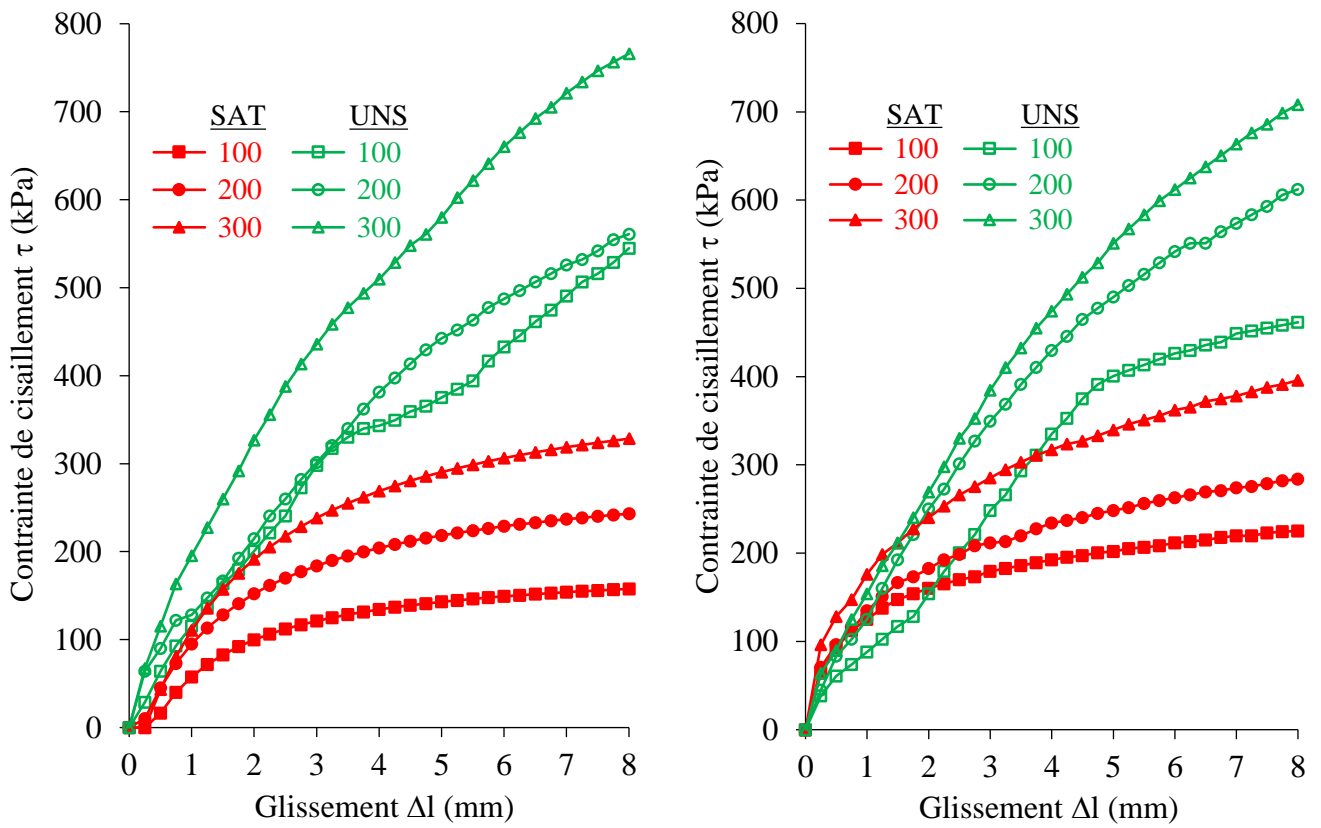
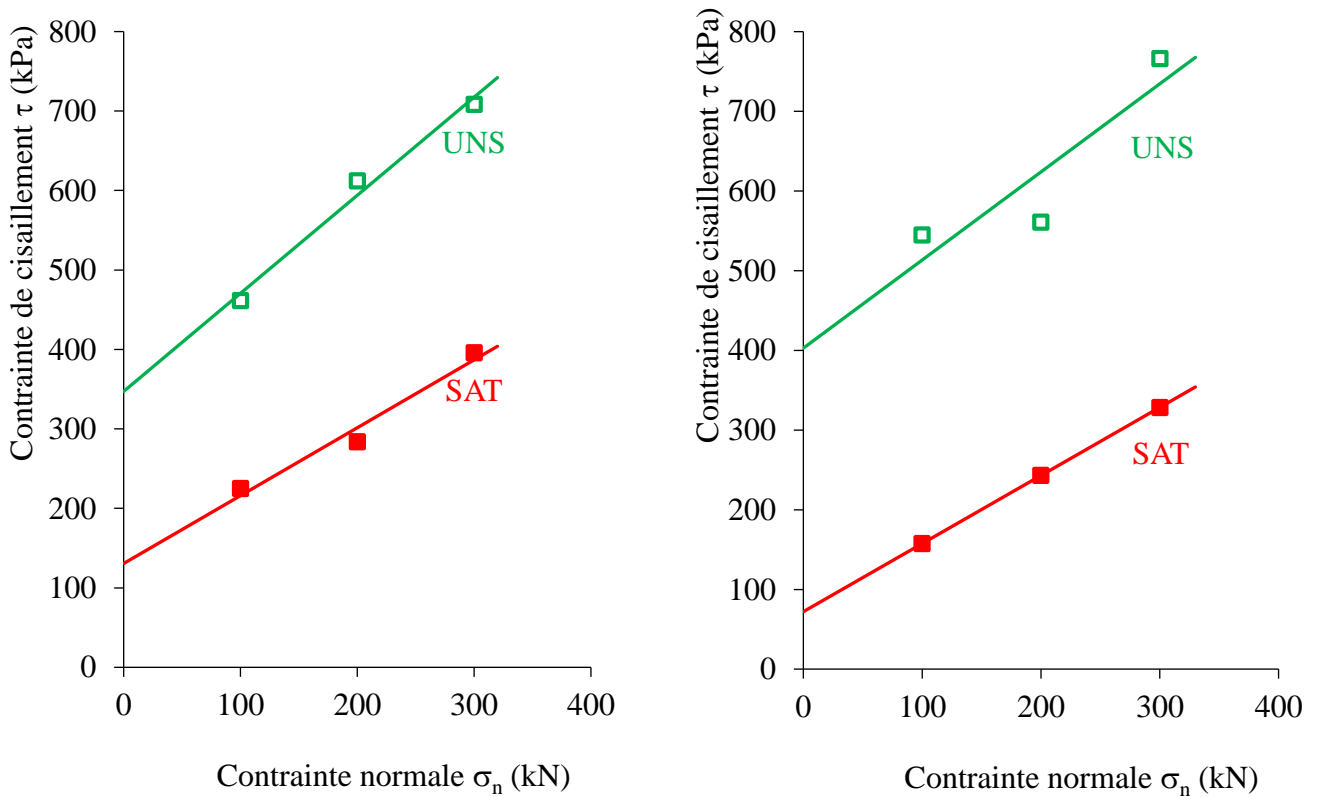


Figure 4.18 Effet du séchage sur la résistance à la compression de l'argile compactée à l'OPN.

- La saturation des sols intacts et compactés peut affecter leurs propriétés de résistance et de déformabilité. Des essais de cisaillement direct ont donc été effectués sur des échantillons de sol saturés avant consolidation et cisaillement aussi bien dans des conditions drainées que non drainées. La figure 4.19 montre les courbes de cisaillement direct drainé et non drainé et les enveloppes de rupture correspondantes (courbes de cisaillement direct) obtenues sur des échantillons de sol compactés à la densité Proctor normal. Le degré de saturation correspondant aux échantillons de sol non saturés utilisés dans les essais de cisaillement varie entre 64,1 et 74,6% avec une valeur moyenne de 69,6%. Il reste constant car il n'y a pas eu d'apport ou de perte d'eau des éprouvettes soumises aux essais de cisaillement. Ces courbes confirment l'effet de saturation de l'argile sur sa résistance au cisaillement. Ils montrent en outre que, pour les conditions de cisaillement drainé et non drainé, les échantillons de sol saturé (SAT) sont caractérisés par des valeurs de résistance au cisaillement inférieures à celles des échantillons de sol non saturés (UNS). On notera que, au dernier point de chaque courbe de cisaillement, la déformation relative de l'éprouvette correspondante atteint 13%. D'après la norme utilisée, il est recommandé d'arrêter l'essai de cisaillement direct lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante, ou si elle continue de croître lorsqu'une déformation relative d'environ 10% a été atteinte. À ce niveau de déformation, la rupture du sol est donc survenue. Aussi, on peut noter que, contrairement à la cohésion, l'angle de frottement interne ne semble pas affecté par la saturation de l'échantillon de sol.



a) Courbes de cisaillement



b) Enveloppes de rupture

Figure 4.19 Effet de saturation de l'échantillon de sol sur la résistance au cisaillement drainé et non drainé de l'argile compactée à la densité Proctor normale.

4.7 CONCLUSION

De l'analyse des résultats d'essais obtenus sur les sols prélevés sur le site de Sidi-Hadjres (wilaya de M'sila), on peut dégager les conclusions suivantes :

- les sols testés sont identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications utilisées montrent que cette argile marneuse est caractérisée par un potentiel de gonflement très élevé ; le gonflement étant pour partie dû à la structure minéralogique du sol (teneur élevée en montmorillonite) et aux variations de sa teneur en eau (cycles de dessiccation-réhumidification du sol) ;
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ; sa surconsolidation étant due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée ;
- les caractéristiques de gonflement et de retrait montrent que cette argile marneuse est caractérisée par des valeurs de pression et d'amplitude de gonflement très élevées, ainsi que par des valeurs de limites de retrait conventionnelle et effective très élevées. Ces valeurs confirment les différentes classifications basées sur les paramètres physiques, mais dépendent fortement de la méthode d'essai considérée ;
- les caractéristiques de cisaillement et de rupture montrent que cette argile expansive fortement surconsolidée est caractérisée par un comportement typique des argiles raides ;
- les résultats des essais montrent que les valeurs des paramètres géotechniques issus des essais réalisés sur cette argile sont en bon accord, mais dépendent de certains aspects expérimentaux déjà vérifiés sur d'autres sols argileux, tels que :
 - l'énergie de compactage : plus elle est élevée, meilleure est la résistance au cisaillement de l'argile et vice versa,
 - le temps de séchage : plus l'argile est âgée, meilleure est sa résistance au cisaillement,
 - la déformabilité initiale a pour effet de réduire la résistance au cisaillement de l'argile,
 - le degré de saturation de l'argile affecte sa résistance au poinçonnement : l'argile saturée est moins résistante au poinçonnement que l'argile non saturée ;
- pour un taux de surconsolidation donné, le comportement macroscopique des argiles intactes et compactées est régi par les mêmes lois de compressibilité et de consolidation, de retrait et de gonflement, ainsi que de cisaillement et de rupture.

CONCLUSIONS GENERALES

L'étude présentée dans cette thèse avait pour finalité de faire un état des connaissances sur les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux, puis de caractériser le comportement en laboratoire aux états intact et compacté des sols expansifs de la wilaya de M'sila (Algérie), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières et autoroutières, voiries et réseaux divers et dans les constructions civiles et industrielles légères. Le choix du site urbain de Sidi-Hadjrès a été motivé en raison de son extension vers des zones à risque et de la disponibilité de carottes prélevées dans ces zones.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils expérimentaux qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore nécessaire. Les méthodes indirectes de caractérisation des sols susceptibles de gonfler sont très utiles pour l'évaluation des potentiels de gonflement et de retrait, mais elles ne peuvent se substituer aux méthodes directes de caractérisation au moyen d'essais de laboratoire sur échantillons intacts ou reconstitués par compactage afin de déterminer les paramètres exacts de gonflement et de retrait.

L'étude expérimentale a permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications basées sur les paramètres d'identification montrent que cette argile naturelle est caractérisée par un potentiel de gonflement très élevé. Le gonflement de cette argile est pour partie dû à sa structure minéralogique (teneur élevée en montmorillonite) et aux variations de sa teneur en eau (cycles de dessiccation-réhumidification).
- Les caractéristiques de compressibilité et de consolidation montrent que cette argile naturelle très plastique est fortement surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage. Sa surconsolidation est due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.

- Les caractéristiques de gonflement et de retrait dépendent fortement de la méthode d'essais considérée. Les valeurs de la pression et de l'amplitude de gonflement sont très élevées pour cette argile marneuse. Les fortes valeurs de l'indice de retrait indiquent un potentiel de retrait très élevé. Les valeurs de la limite de retrait effective sensiblement élevées sont en bon accord avec cette dernière. Ces valeurs indiquent que cette argile marneuse est très gonflante, confirmant par ailleurs les différentes classifications basées sur les paramètres physiques.
- Le comportement des échantillons d'argile intacte et compactée est régi par les mêmes lois de compressibilité-consolidation, de retrait-gonflement ainsi que de cisaillement-rupture.
- Les résultats des essais montrent que les valeurs des paramètres géotechniques issus des essais dépendent de certains aspects expérimentaux tels que : l'énergie de compactage, le temps de séchage, la déformabilité initiale et le degré de saturation.

Ces résultats serviront en outre à accumuler des connaissances pour mieux comprendre le comportement macroscopique des sols expansifs fortement surconsolidés. Pour les applications pratiques, les données obtenues seront utilisées pour déterminer les paramètres de calcul des ouvrages géotechniques. Des formules mathématiques ont pu être établies pour calculer les variations de hauteur que peut subir le massif : un tassement en cas de retrait dû à une dessiccation ou une expansion en cas de gonflement dû à une hydratation.

PERSPECTIVES

- Développement de nouvelles procédures de caractérisation des sols gonflants
- Recherche de nouvelles corrélations entre les paramètres géotechniques usuels et les caractéristiques de gonflement des sols expansifs.
- Simulation numérique du comportement des sols gonflants et leur application dans les calculs des ouvrages.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR (1995) Norme XP P 94-091 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.
- AFNOR (1997) Norme XP P 94-060-1 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de dessiccation - Partie 1 : Détermination conventionnelle de la limite de retrait sur le passant à 400 µm d'un matériau.
- AFNOR (1997) Norme XP P 94-060-2 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de dessiccation - Partie 2 : Détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié.
- AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-041 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide
- AFNOR (1992) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie
- AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-050 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.
- AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-053 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode de la trousse coupante et de l'immersion dans l'eau.
- AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-051 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.
- AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-068 Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.
- Aissa Mamoune S.M. (2002) Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs. Mémoire magister Université de Tlemcen, 120 pages.
- Aït Isaad S. (2002) Gonflement des argiles de In-Saleh. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.
- Alba J.M, Dufor M. (1993) Phénomènes de gonflement-retrait dans les sols marno-argileux. Annals ITBTP n°514, pp 2-7.
- Allal M, Ejjaouani H, Medkouri H, Taroua S. (2002) Au sujet du comportement des sols gonflants de Berrechid (Maroc). Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002.
- Altemeyer W.T. (1955) Discussion of engineering properties of expansive clays. Proceeding ASCE 81 (separate 658), pp. 17-19.
- Ameur B. (2002) Spécification géotechniques des sols expansifs d'In-Amenas. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.

- Barden L, Madedor A.O, Sides G.R. (1969) Volume change characteristics of unsaturated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, vol.95 SM1, pp. 33-51.
- Bekkouche A, Djeddid A, Aissa Mamoune S.M. (2001) Identification des sols expansifs. Séminaire National de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes.
- Bekkouche A, Djeddid A, Aissa Mamoune S.M. (2002) Identification et prévision du gonflement des marnes de Tlemcen (Algérie). *PARAM 2002*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 125-132.
- Benmansour H. (1993) Argiles à variation de volume présentes dans la région de Boufarik (Algérie). *Annals ITBTP n°519*, pp 82-93.
- Benzai B. (2002) Sols expansifs, problèmes et pratiques dans le bâtiment et les routes. Journées d'études sur les sols gonflants de la région d'In-Amenas 2002.
- Biazez J, Fleureau J.M, Zerhouni M.I, Soepandji B.S. (1990) Variation de volume des sols argileux lors des cycles de drainage-humidification. *Revue française de Géotechnique*, n°41, pp. 63-71.
- Bigot G, Zerhouni M.I. (2000) Retrait, gonflement et tassement des sols fins. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°229, 105-114.
- BRE-UK. UK building regulations (1980). Watford, UK : The Building Research Establishment.
- Bouroukba S, Hachichi A, Benaïssa M. (2001) Etude du gonflement et de la stabilisation chimique de quelques sols gonflants de la région d'Oran. Séminaire National de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes.
- Bourokba S.A, Hachichi A, Benaïssa A, Sebai S. (2003) prévision du potentiel de gonflement de quelques argiles gonflantes de région d'Oran. Séminaire international de Géomatériaux Université de M'sila.
- Bultel F. (2001) Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse docteur ENPC, 298 pages.
- Chen F.H. (1973) The basic physical property of expansive soils. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 17-26.
- Chen F.H. (1988) Foundations on expansive soils. *Developments in Geotechnical Engineering*, Elsevier Publishing Co., vol. 54, 464p.
- Collins K, McGown A. (1974) The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique*, Vol. XXIV, n° 2, pp 223-254.
- Coulon H. (1987) Propriétés physico-chimiques de sédiments argileux français: contribution au stockage de déchets radioactifs. Doctoral Thesis, Université des Sciences et Techniques de Lille Flandres-Artois, France.
- Cui YJ, Yahia-Aïssa M, Delage P. (2002) A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Eng Geol* ; 64(2-3) : 233-50.
- Cuisinier O. (2002) Comportement hydromécanique d'une Argile gonflante fortement compactée. Thèse docteur Institut national polytechnique Lorraine, 177 pages.

- Dakshanamurthy V, Raman V. (1973) A simple method of identifying an expansive soil. *Soils Found* ; 13 : 97–104.
- Delage P, Howat MD, Cui YJ. (1998) The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Eng Geol* ; 50:31–48.
- Derriche Z, Kebaili M. (1998) Prévision du gonflement des argiles d'In-Am enas. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées France*;218:15–23.
- Dhouib A, Pozzi M, Stoehr B, Zerhouni M.I. (2002) Les causes probables et les remèdes possibles face aux sols gonflants, Séminaire Pathologie des sols et des fondations, Hammamet février 2002
- Didier G, Soyez B, Héritier B, Parez L. (1987) Etude à l' edom tre du gonflement des sols. *Comptes rendus du 9 eme Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations* ; 5:549–52.
- Djedid A, Bekkouche A, Aissa Mamoune SM. (2001) Identification et prévision de quelques sols gonflants de la région de Tlemcen (Algérie). *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées France* ; 233:67–75.
- Ducasse P, Mieussens C, Moreau M, Soyez B. (1986) Oedometric testing in Laboratoires des Ponts et Chaussées, France. In : Young RN, Townsend FC, editors. *Consolidation of soils : testing and evaluation*, ASTM STP 892, Philadelphia. p. 282–98.
- Didier G. (1972) Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites sa prévision. Thèse de docteur ingénieur Univ C Bernard Lyon.
- Didier G. (1973) Swilling pressure of soils- experimental devise- fied of utilisation. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 188-194.
- Didier G, Soyez B, Héritier B, Parez L. (1987) Etude à l' edom tre du gonflement des sols. *Comptes rendus du 9 eme Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, v01.5, 549-552.
- Djedid A, Bekkouche A, Aissa Mamoune S.M. (2002) Identification des sols gonflants : Cas des marnes de la région de Tlemcen. *Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002*.
- Ejjaaouanl h. (2008) Interactions des fondations et des sols gonflants : Pathologie, calculs et études expérimentales. Thèse de doctorat de l' cole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 248 pages
- Gens A. (1995) Constitutive modelling : application to compacted soils. *Unsaturated Clays*;3:1179–200.
- Grim R.E. (1962) Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials. Mc Craw Hill, pp.204-277.
- Gueddouda MK. (2011) Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvrag e « sable de dune–bentonite » Thèse de Doctorat. Algeria : University of Tlemcen;
- Guiras-Skandaji H. (1996) Déformabilité des sols argileux non saturés :  tude expérimentale et application à la modélisation. Thèse docteur INPL, PROMEN. France.

- Hachichi A, Fleureau J.M. (1999) Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue française de Géotechnique*, n°86, 37-51.
- Holtz R.D, Covacs W.D. (1991) Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montreal , 808 pages.
- Hueckel T, Peano A. (1996) Thermo-mechanics of clays and clay barriers. *Spec Issue Eng Geol* ; 41:1-301.
- Johnson L.D, Snethen D.R. (1978) Prediction of potential heave of swelling soil. *Géotechn. Test. journal, ASTM*, Vol. 1, n°3, pp. 117-124.
- IANOR. (2010) Recueil des normes algériennes : secteur des travaux publics. Algérie: Institut algérien de normalisation;
- Kabbaj M. (1981) Contribution à l'étude des propriétés mécaniques et du gonflement anisotrope d'une bentonite compactée. Thèse de 3^{ème} cycle, INPG Grenoble.
- Kabbaj M.M. (1989) Sols gonflants - mesures des propriétés au laboratoire. *Symposium International de mécanique des sols*, Tiaret.
- Kadri A, Shahrour I, Mekkakia Maaza M. (2002) L'effet de la teneur en argile sur le gonflement. *Séminaire National de Génie Civil* .2002
- Kassif G. Baker R. (1969) Swell pressure measured by uni-and triaxial techniques. *Proc. VII ICSMFE, Mexico*, pp. 215-218.
- Khemakhem M, Ben jdidia M, Bouarada Z. (2002) Les essais de caractérisation des sols gonflants. *Journées d'études sur les sols gonflants Tlemcen 2002*.
- Khemakhem M, Ben Jdidia M, Bouarada Z. (2002), Identification des paramètres de gonflement des argiles de Bir Ali Ben Khalifa PARAM 2002 - ENPC/LCPC, 2002
- Khemissa M, Magnan J.P, Josseaume H. (1993) Etude des propriétés mécanique de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Rapport de recherche, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 204 pages.
- Khemissa M, Magnan J.P. (2000) Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°227, 41-50.
- Khemissa M, Mekki L. (2005) Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie). *GeoCityNet'05, Symposium International sur la géotechnique dans les villes*, Lille (France), 10-11 octobre 2005.
- Khemissa M. (2016) Validity criteria of oedometric and triaxial tests results. *Geotech Geol Eng*; 34(4):1171-80.
- Khemissa M, Mekki L, Bakir N. (2008) Comportement œdométrique des argiles expansives de M'sila (Algérie). In: *Actes du Symposium International Sécheresse et Constructions*, Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France;. p. 229-34.
- Khemissa M. (1998) Mesure de la perméabilité des argiles sous contraintes et température. *Revue française de Géotechnique* ; 82:1-12.
- Komornik A, Zeitlen J.G. (1965) An apparatus or measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory. *Proc. 6th ICSMFE, Londres*, Vol. 1, pp. 278-281.

- Komornik A, David D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division ASCE*, vol.95 SM1, 209-225.
- Lancelot L, Shahrour L, Khaddaj S. (2002) Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres. *PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 145-151.
- LCPC-SETRA. (2000) Guide des terrassements routiers : Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagnaux, France.
- Le Roux A. (1972) Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°61, pp. 155-176.
- Magnan J.P. (1998) Cours de mécanique des sols et des roches, ENPC.
- Magnan J.P. (1980) Classification géotechnique des sols. A propos de la classification LPC. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°105, 49-52.
- Magnan J.P. (1980) Description, identification et classification des sols. *Technique de l'ingénieur, traité Construction C 208-1*.
- Magnan J.P, Mieussens C, Soyez B, Vautrain J. (1985) Essais œdométriques. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Méthodes d'essais LPC*, n°13.
- Magnan J.P. Panorama des sols gonflants en géotechnique. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées France* 2013;280-281:85-103.
- Medjnoun A, Khiatine M, Bahar R. (2014) Caractérisation minéralogique et géotechnique des argiles marneuses gonflantes de la région de Médéa, Algérie. *Bull Eng Geol Environ*;73:1259-72.
- Mestat P. (2000) De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques. *Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées France*; GT 67. p. 235.
- Mesri G, Ullrich C.R, Choi Y.K. (1999) The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading. *Géotechnique*, Vol. 28, n°28, pp. 281-307.
- Mitchell J.K. (1976) *Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering*. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- Mouroux P., Margron P, Pinte J.C. (1988) *La construction économique sur sols gonflants*, BRGM Editions, 125 pages.
- Navarro V, Alonso EE. Modeling swelling soils for disposals barriers. *Comput Geotech* 2000;27:19-43.
- Ofer Z, Komornik A. (1983) Lateral swelling pressure of compacted clay. VII Asian Reg. conf. on soil Mechanics and Foundations Engineering, pp. 56-63.
- Parcevaux Ph. (1980) Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux. Thèse de docteur ingénieur ENSMP Univ. Pierre et Marie Curie. Paris VI.
- Philipponnat G. (1991) Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue française de Géotechnique*, n°57, 5-22.

- Ranganatam B.V, Santyanarayana B. (1965) A rational methods of predicting swelling potential for compacted expansive clays. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, vol. 1, 92-96.
- Raulund-Rasmussen K, Borggaard O.K, Hansen H.C.B, Olsson M. (1998) Effect of natural organic soil solutes on weathering rates of soil minerals. European journal of soil science. Vol. 49, pp. 397-406.
- Reiffsteck Ph. (1999) Les sols gonflants en génie civil: synthèse bibliographique et cartographie. Thème GE037 sols gonflants, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Righi D, Terribile F, Petit S. (1999) Pedogenic formation of kaolinite-smictite mixed layers in a soil toposequence developed from basaltic parent material in Sardinia (Italy), vol.47, n°4,pp.505-514.
- Robert A, Fabre D. (1987) Rapport sur le gonflement. Comité Française de Mécanique des Roches, 55 pages.
- Robinet J.C, Pakzad M, Plas F. (1994) Un modèle rhéologique pour les argiles gonflantes. Revue française de Géotechnique, n°67, 57-67.
- Romero E, Gens A, Lloret A. (2001) Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. Geotech Geol Eng ; 19(3-4):311-32.
- Romero E, Villar MV, Lloret A. Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily overconsolidated clays. Eng Geol 2005;81(3):255-68.
- Sanchez M, Gens A, Olivella S. (2010) Effect of thermo-coupled processes on the behaviour of a clay barrier submitted to heating and hydration. Ann Brazilian Acad Sci;82(1):153-68.
- Sellin P, Leupin OX. (2013) The use of clay as an engineered barrier in radioactivewaste management – a review. Clays Clay Miner ; 61(6):477-98.
- Selvadurai APS, Letendre A, Hekimi B. (2011) Axial flow hydraulic pulse testing of an argillaceous limestone. Environ Earth Sci ;64(8):2047-58.
- Seed H.B, Woodward R.J, Lundgreen R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of the soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 88 SM4, pp. 107-131.
- Serratrice J.F, Soyez B. (1996) Les essais de gonflement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°204, 65-85.
- Sridharan A, Sreepada R, Sivapullahia P.V. (1986) Swelling pressure of clays. Geotechnical Testing Journal ASCE, vol.9(1), 24-33.
- Tang AM, Cui YJ, Barnel N. (2008) Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. Géotechnique ; 58(1) : 45-54.
- Tisot J.P, Aboushook M. (1983) Triaxial study of swelling characteristics. Proc., pp. 94-97.
- Tourenq C, Tran Ngoc Lan. (1989) Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°159, pp. 79-92.

- Tournassat C, Steefel C, Bourg I, Bergaya F. (2015) Natural and engineered clay barriers. Development in clay science, vol. 6, 1st ed. Elsevier.
- Tran Ngoc Lan. (1977) Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°88, pp. 136-137.
- Vayssade B. (1978) Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire de sols argileux. Thèse de docteur ingénieur ENSMP Univ. Pierre et Marie Curie. Paris VI.
- Vijayvergiya V.N, Ghazzaly O.I. (1973) Prediction of swelling potential for natural clays Proc. 3rd Int. conf. on expansive soils, pp 227-236.
- Villar MV, Pérez del Villar L, Martin PL, Pelayo M, Fernandez AM, Garralon A, et al. (2006) The study of Spanish clays for their use as sealing materials in nuclear waste repositories: 20 years of progress. J Iberian Geol;32(1):15–36.
- Williams A.B, Donaldson G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.
- Yahia-Aissa M. (1999) Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. Thèse docteur ENPC, 241 pages.
- Yong RN, Pusch R, Nakano M. (2017) Containment of high-level radioactive and hazardous solid wastes with clay barriers. Spon Research, CRC Press.
- Zerhouni M.I, Dhouib A, Hubert B. (2002) Paramètres de gonflement et retrait des argiles essais normalisés en France. PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167-171.
- Zerhouni M.I, Dhouib A, Zaghouni K. (2002) L'identification et l'évaluation des sols gonflants et rétractables – Essais normalisés en France, Séminaire Pathologie des sols et des fondations – Hammamet février 2002

Table des matières

ملخص	i
Résumé	ii
Abstract	iii
NOTATIONS	iv
LISTE DES TABLEAUX	vi
LISTE DES FIGURES	vii
SOMMAIRE	x
INTRODUCTION GENERALE	1

1^{ère} Partie

Synthèse bibliographique

CHAPITRE PREMIER

ETAT DES CONNAISSANCES SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS GONFLEMENTS

1.1 INTRODUCTION	3
1.2 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS FINS	3
1.2.1 Minéraux argileux	3
1.2.1.1 Le tétraèdre de silice	4
1.2.1.2 L'octaèdre d'alumine et éventuellement de magnésium	5
1.2.2 Structure moléculaire des argiles	5
1.2.2.1 La kaolinite	6
1.2.2.2 L'illite	7
1.2.2.3 la montmorillonite	8
1.2.3 Texture microscopique des particules d'argile	10
1.3 MECANISMES DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX	12
1.3.1 Gonflement interfoliaire et interparticulaire	13
1.3.2 Aspects phénoménologiques du gonflement	14
1.3.3 Relations entre la texture et le gonflement des sols	16
1.3.4 Aspects macroscopiques : cinétique du gonflement	19
1.4 IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS	20
1.4.1 Méthodes indirectes d'identification	21
1.4.1.1 Identification qualitative	21
1.4.1.2 Identification quantitative	28
1.4.1.3 Comparaison des méthodes de classification des sols gonflants	30
1.4.2 Méthodes directes d'identification	31

1.4.2.1	Les quatre catégories d'essais de gonflement	33
1.4.2.2	Procédures d'essais normalisées	36
1.4.2.3	Comparaison des différentes procédures d'essais	43
1.4.3	Paramètres affectant le gonflement	44
1.4.3.1	Influence de la teneur en eau initiale	44
1.4.3.2	Influence de la densité sèche	44
1.4.3.3	Influence du fluide hydratant	45
1.4.3.4	Influence du mode de compactage (cas des sols compactés)	45
1.4.3.5	Influence de la succion (cas des sols non saturés)	46
1.4.4	Aspect tridimensionnel du gonflement	46
1.4.4.1	Essai à l'œdomètre « K ₀ »	46
1.4.4.2	Essai à l'appareil triaxial	48
1.5	RETRAIT DES SOLS GONFLANTS	48
1.6	COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GONFLANTS	50
1.6.1	Cas des sols gonflants saturés	50
1.6.2	Cas des sols gonflants non saturés	51
1.7	CONSEQUENCES DU GONFLEMENT SUR LA STABILITE DES OUVRAGES	52
1.8	CONCLUSION	57

2^{ème} Partie

Etude expérimentale

CHAPITRE DEUX

LE SITE DE SIDI HADJRES (WILAYA DE M'SILA)

2.1	INTRODUCTION	59
2.2	LOCALISATION DU SITE	64
2.3	PROFILS GEOTECHNIQUES	64

CHAPITRE TROIS

PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS

3.1	INTRODUCTION	66
3.2	PROGRAMME EXPERIMENTAL EXECUTE	67
3.3	PROCEDURE D'ESSAIS SUIVIE	68
3.3.1	Essais d'identification	69
3.3.1.1	Paramètres d'état	69
3.3.1.2	Analyse granulométrique	69
3.3.1.3	Limites d'Atterberg	69
3.3.1.4	Analyse chimique	69
3.3.1.5	Analyse minéralogique	69

3.3.1.6	Valeur au bleu de méthylène	69
3.3.2	Essais de Caractérisation	70
3.3.2.1	Essai de compactage	70
3.3.2.2	Essai de portance	70
3.3.2.3	Essais de compressibilité et de consolidation œdométriques	70
3.3.2.4	Essais de fluage œdométriques	73
3.3.2.5	Essais de gonflement à l'œdomètre	73
3.3.2.6	Essais de dessiccation	76
3.3.2.7	Essais de compression simple	77
3.3.2.8	Essais ultrasoniques	77
3.3.2.9	Essai de cisaillement direct	78

CHAPITRE QUATRE

PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS

4.1	INTRODUCTION	80
4.2	CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES ET DE CONSISTANCE	80
4.3	CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE	87
4.3.1	Caractéristiques de compactage	87
4.3.2	Caractéristiques de portance	88
4.4	CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE ET DE CONSOLIDATION	89
4.4.1	Caractéristiques de compressibilité et de consolidation	89
4.4.2	Caractéristiques de fluage	95
4.5	CARACTERISTIQUES DE RETRAIT ET DE GONFLEMENT	99
4.5.1	Caractéristiques de gonflement	96
4.5.2	Caractéristiques de retrait et de dessiccation	103
4.5.3	Synthèse : loi de retrait-gonflement	105
4.6	CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT ET DE RUPTURE	106
4.7	CONCLUSION	113
	CONCLUSIONS GENERALES	114
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	116

Annexes

Résultats des essais

- A.1 Résultats des essais de compressibilité œdométrique
- A.2 Résultats des essais de fluage œdométrique
- A.3 Résultats des essais de gonflement par la méthode AFNOR
- A.4 Résultats des essais de gonflement par la méthode du CEBTP
- A.5 Résultats des essais de cisaillement direct

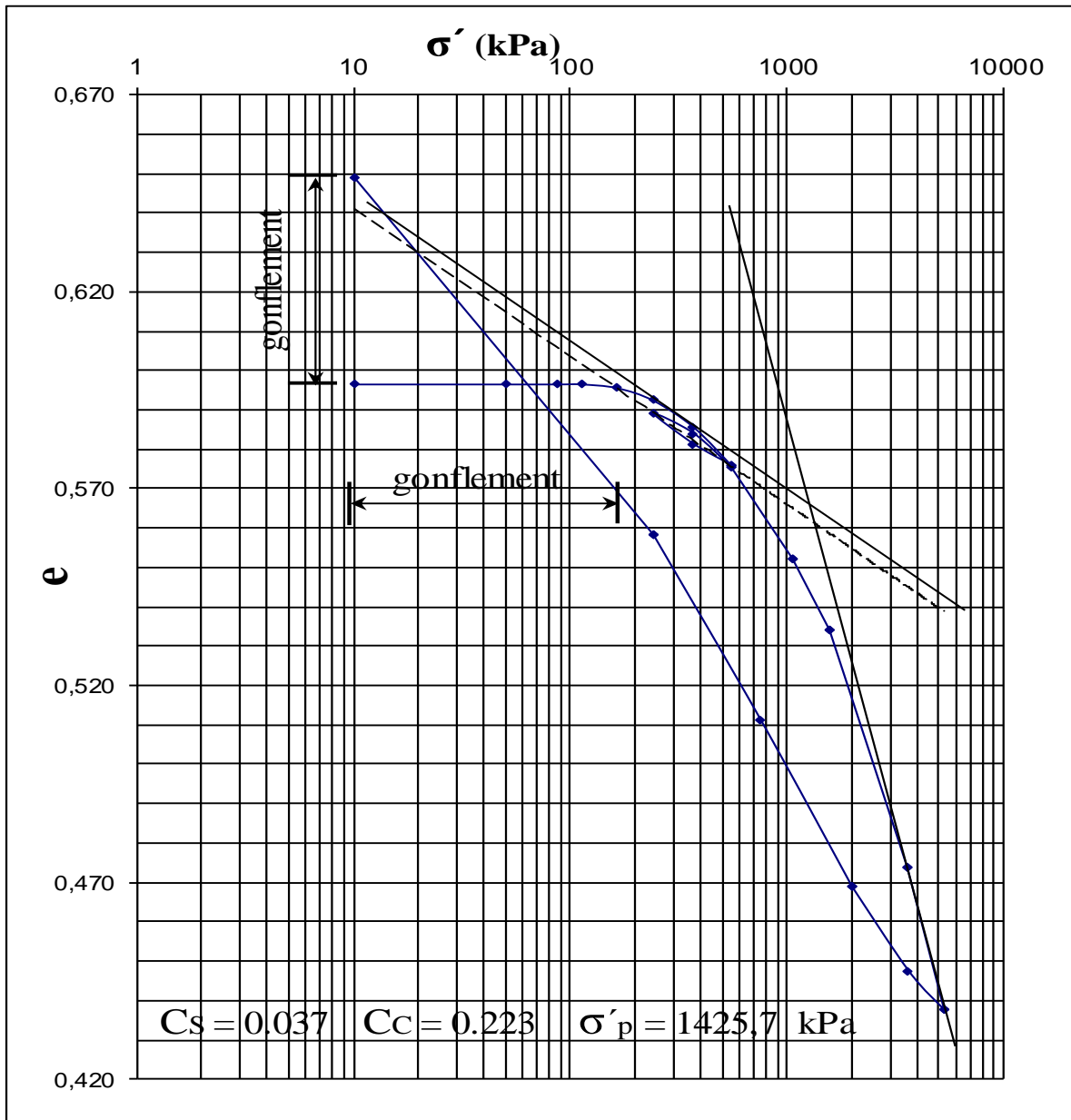


Figure A.1.1.1 Courbe de compressibilité (essai n° 1).

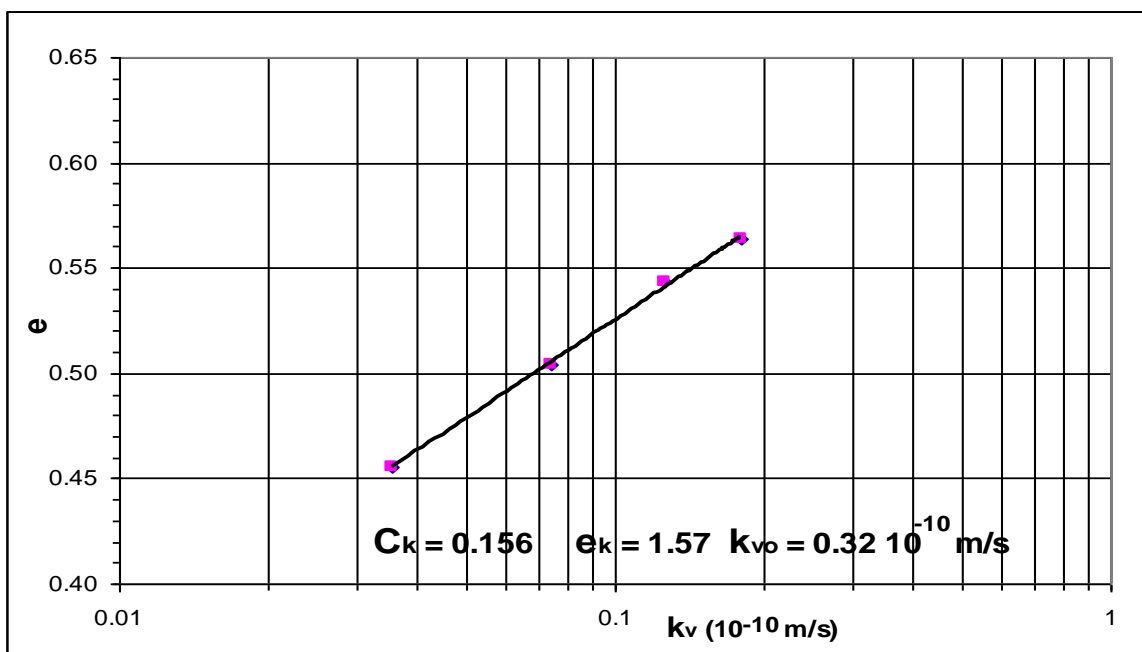


Figure A.1.1.2 Courbe de perméabilité (essai n° 1).

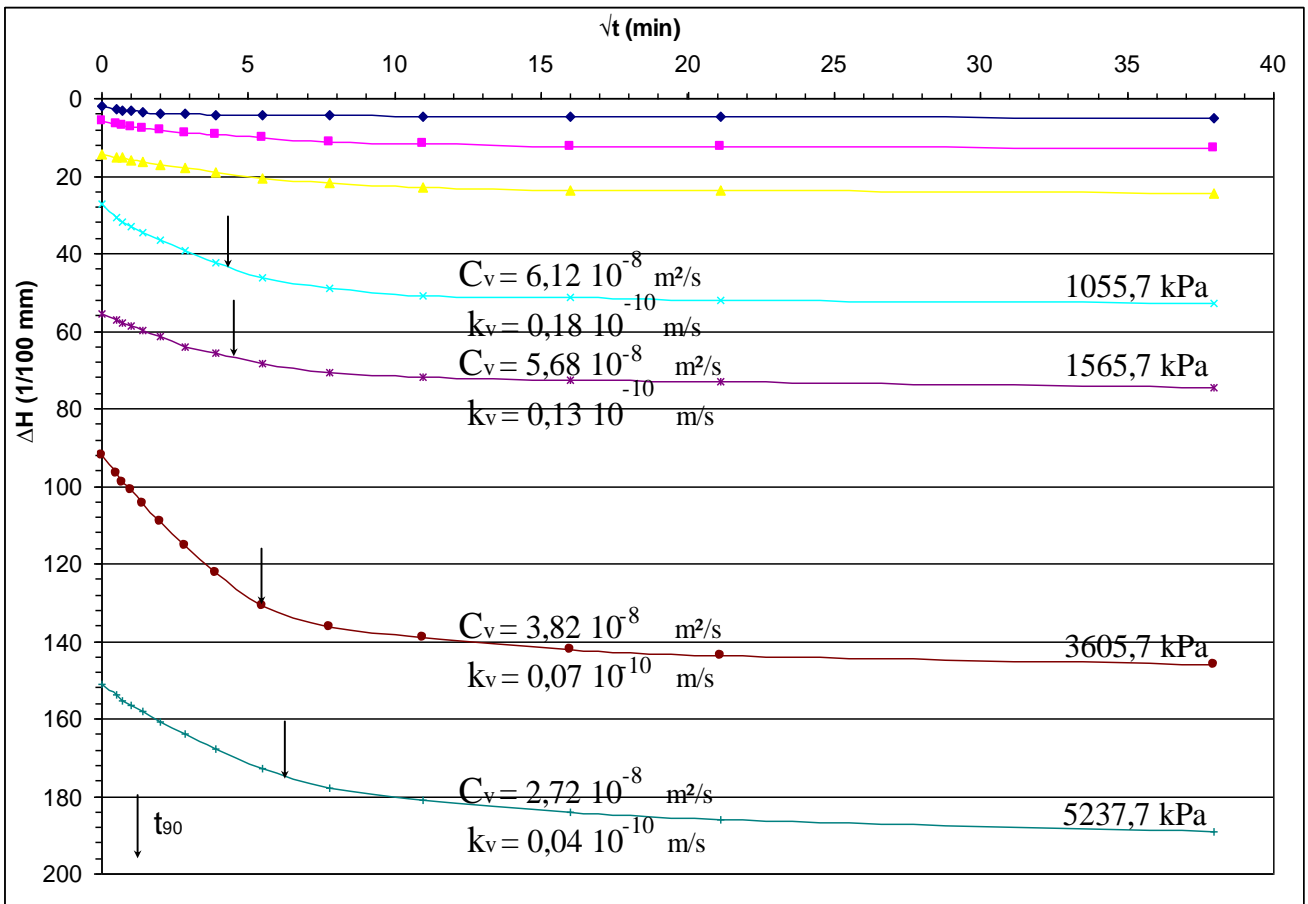


Figure A.1.1.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (essai n° 1)

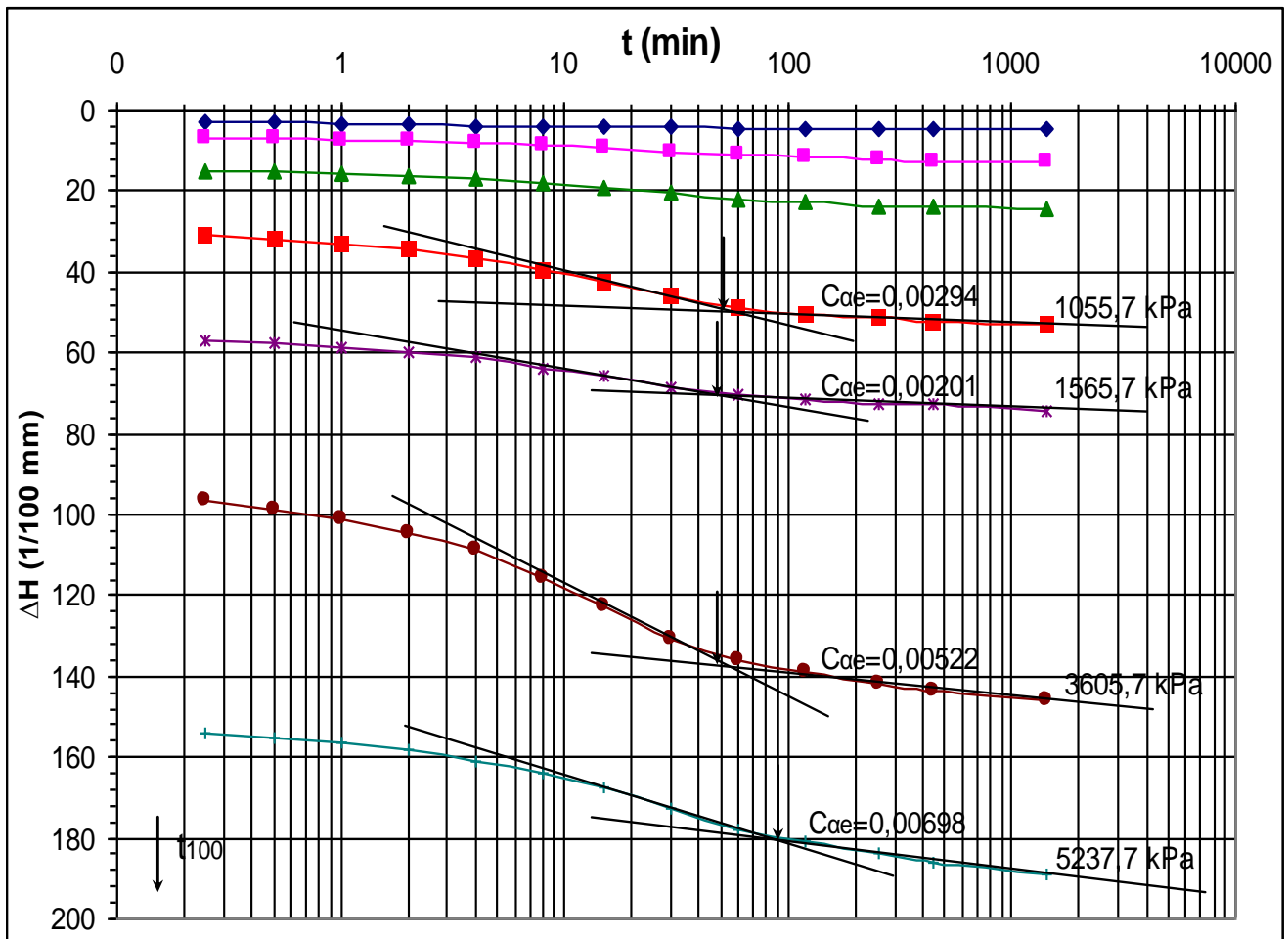


Figure A.1.1.4 Courbe de consolidation (essai n° 1). Méthode de Casagrande

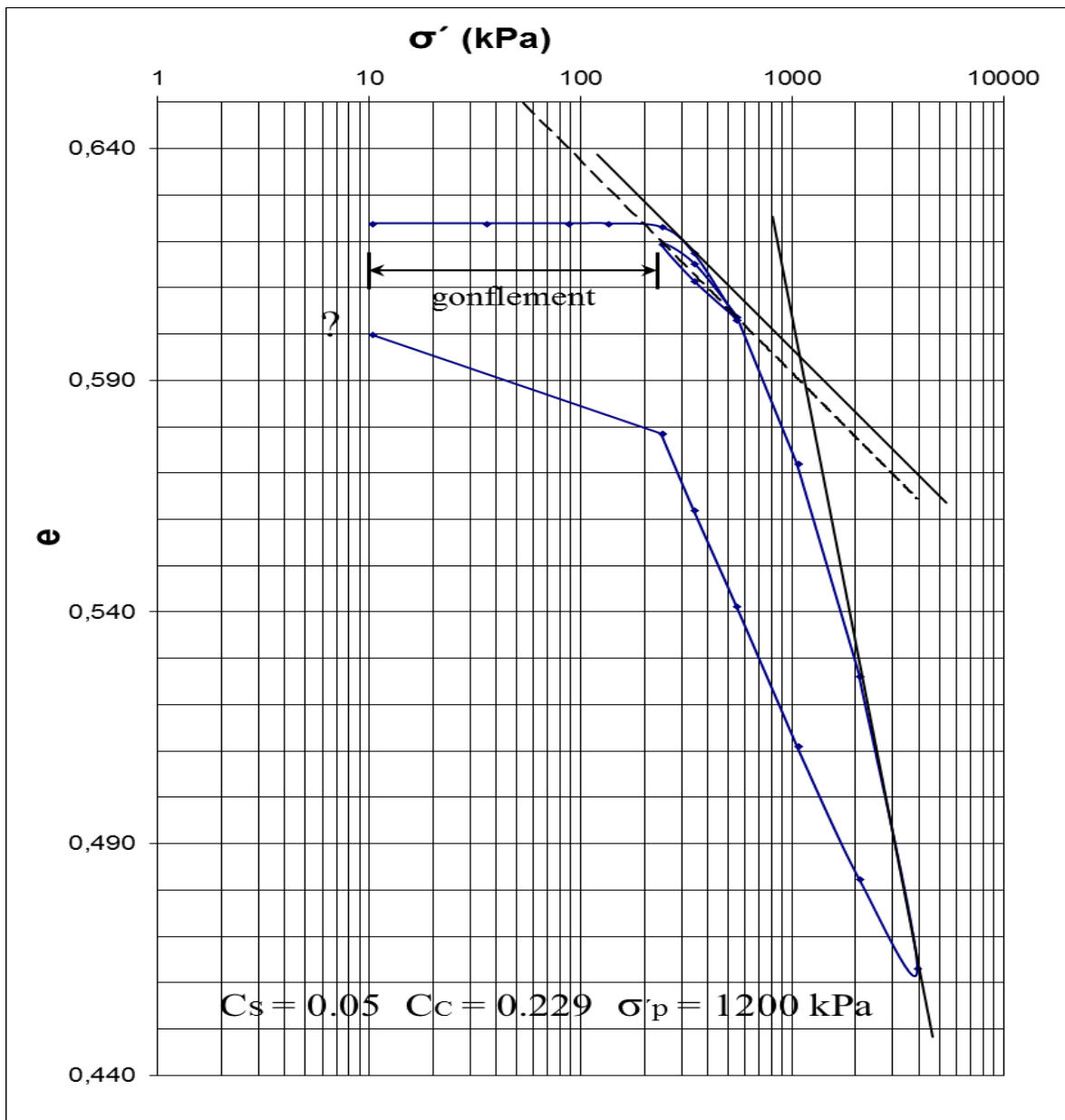


Figure A.1.2.1 Courbe de compressibilité (essai n° 2).

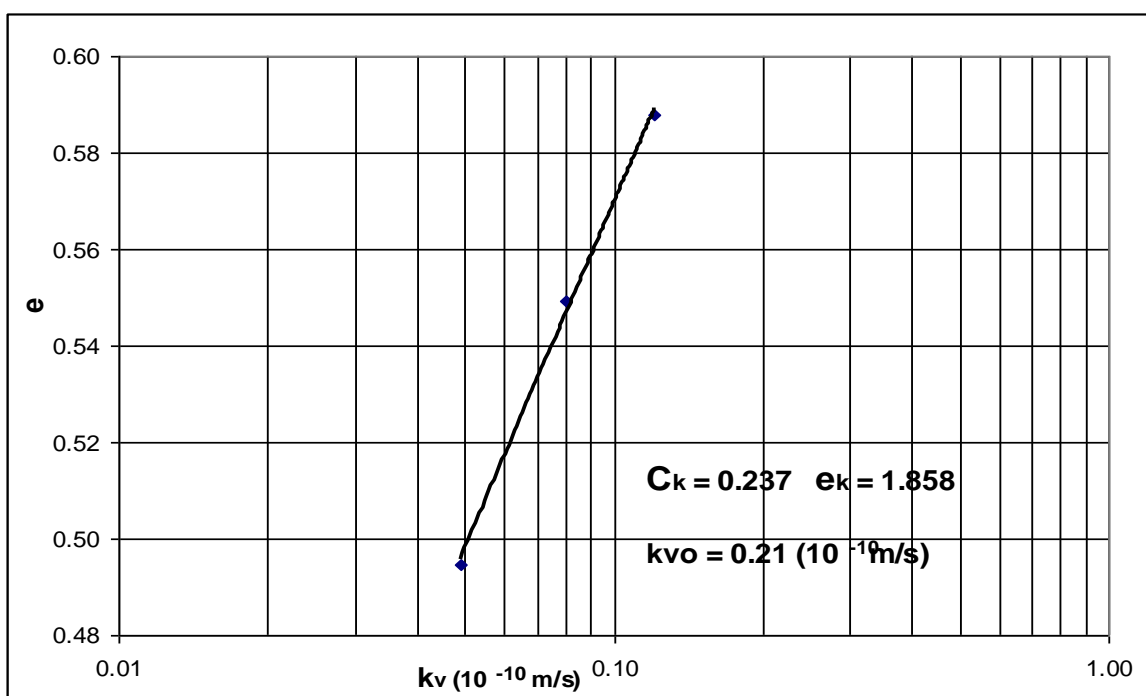


Figure A.1.2.2 Courbe de perméabilité (essai n° 2).

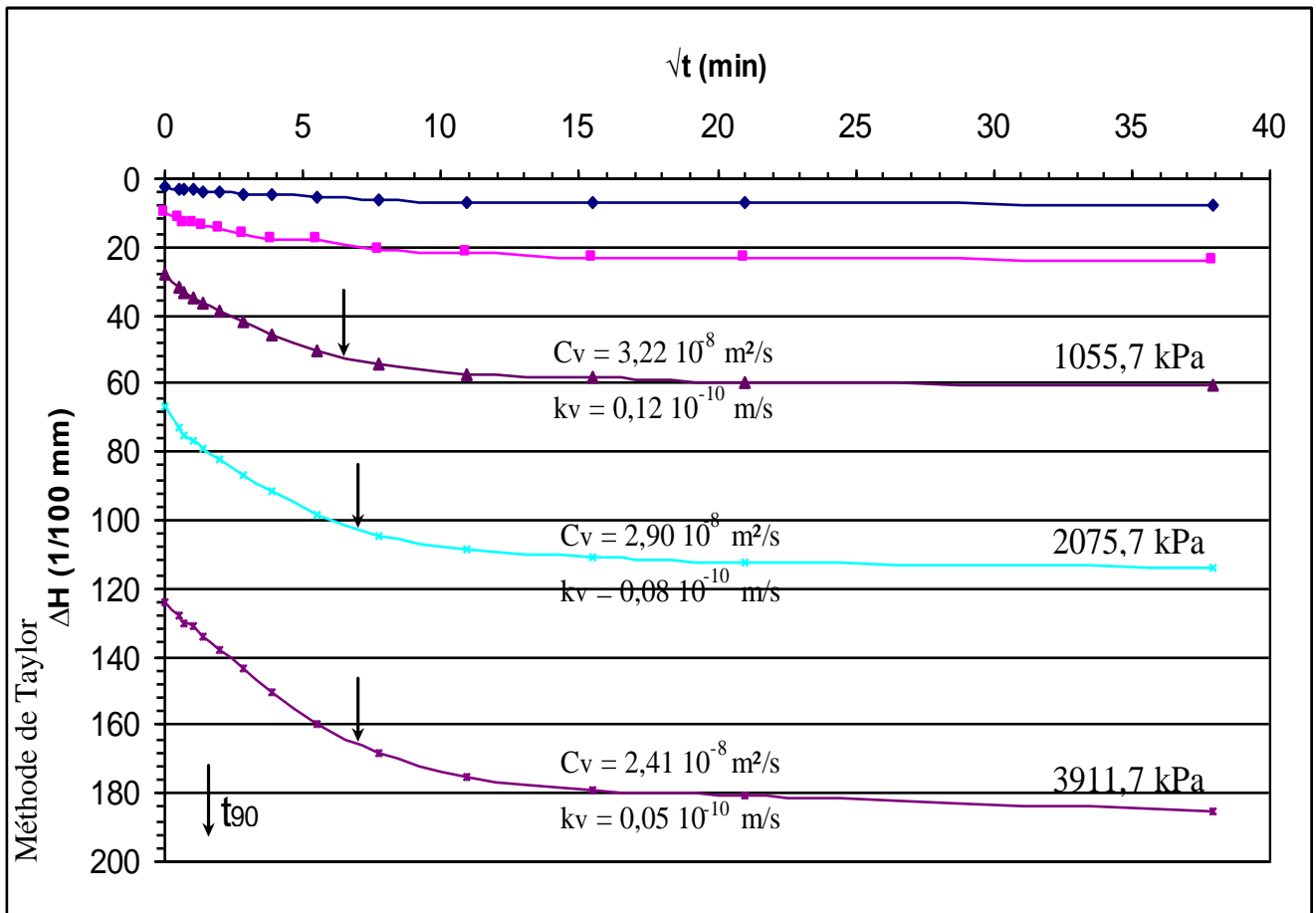


Figure A.1.1.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (essai n° 2)

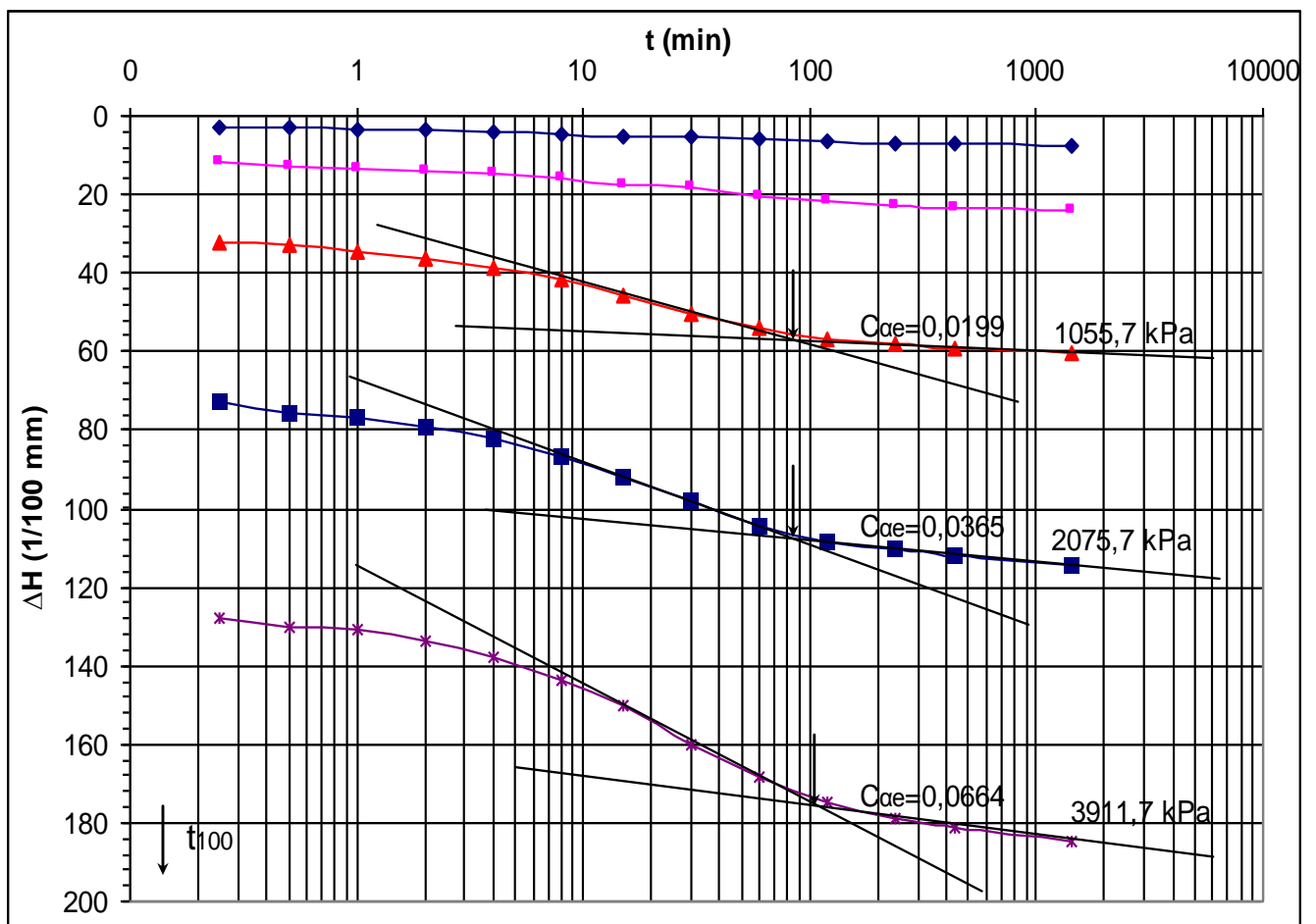


Figure A.1.1.4 Courbe de consolidation (essai n° 2). Méthode de Casagrande

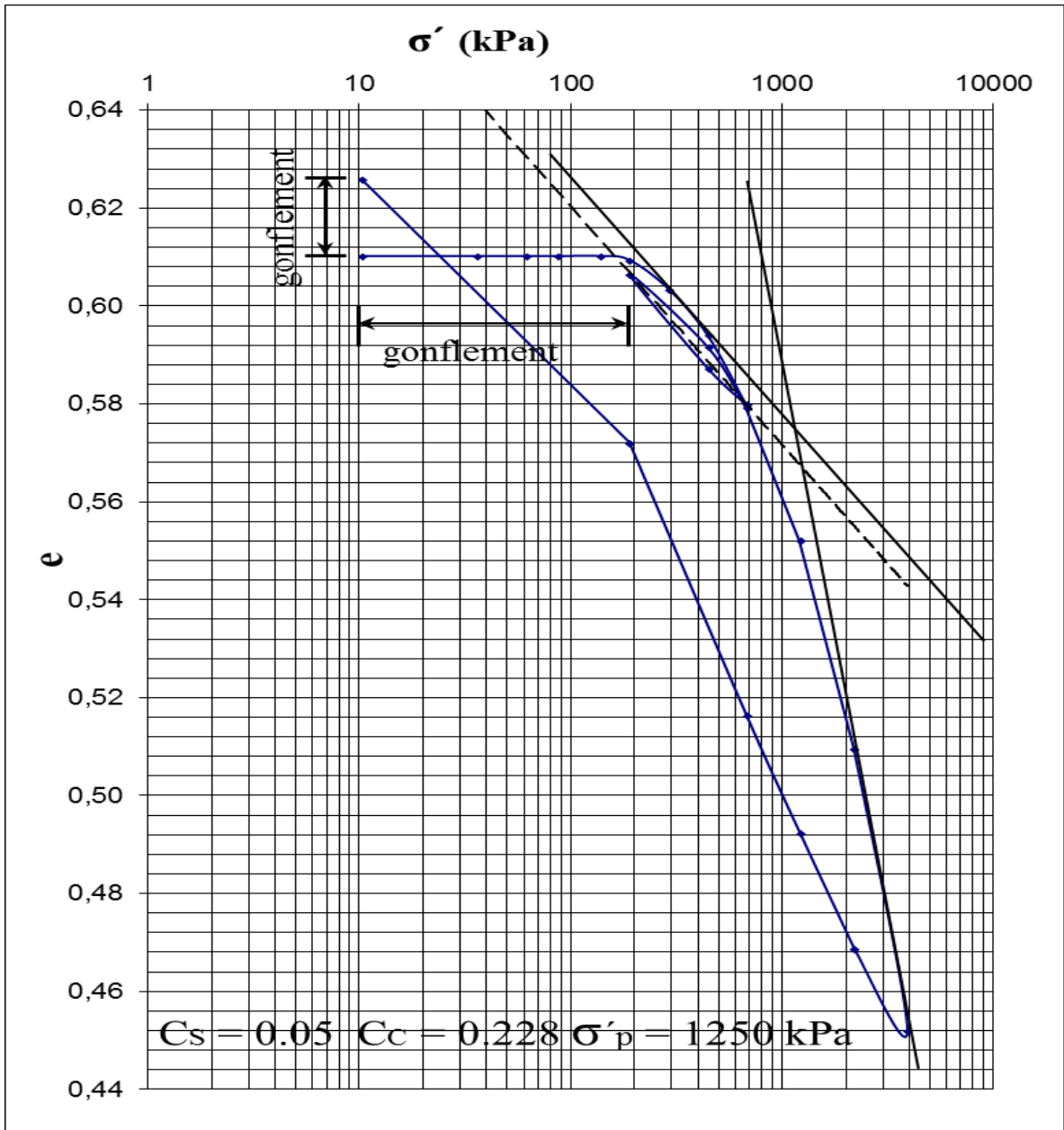


Figure A.1.3.1 Courbe de compressibilité (essai n° 3).

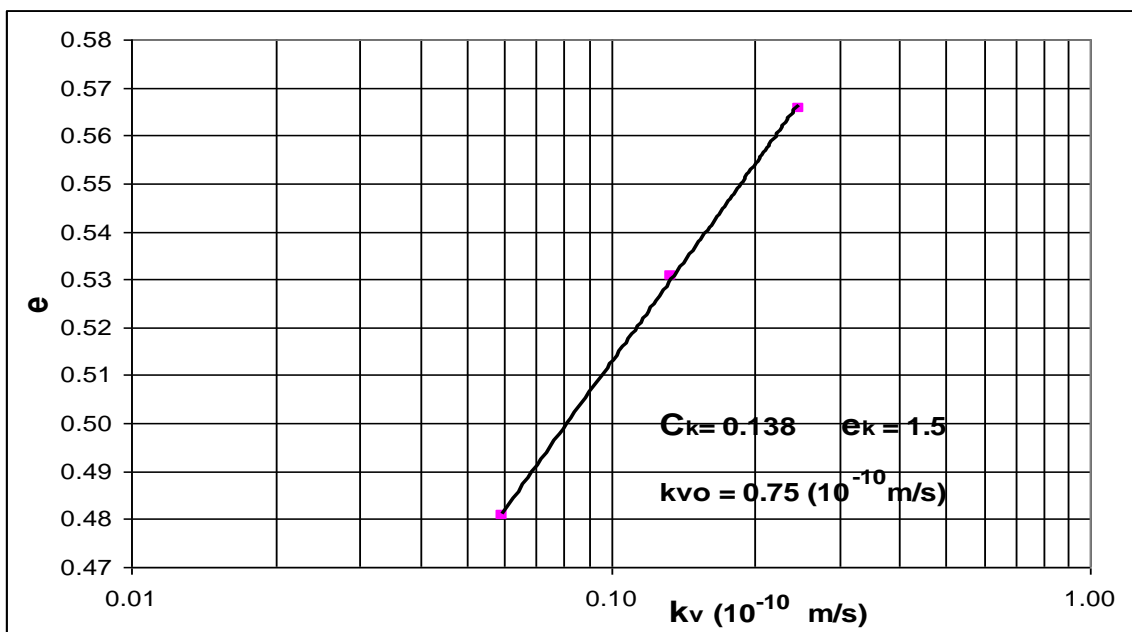


Figure A.1.3.2 Courbe de perméabilité (essai n° 3).

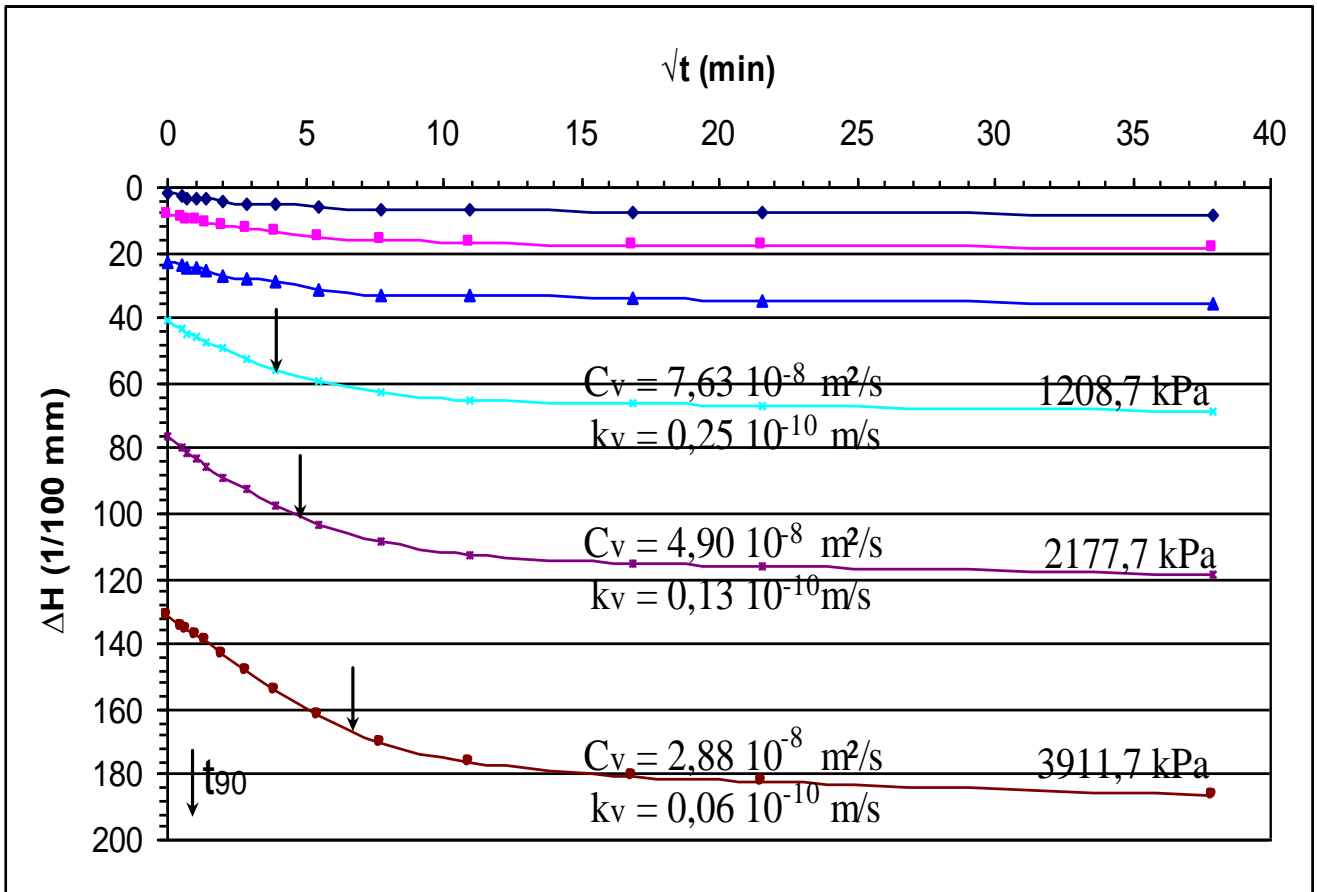


Figure A.1.3.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (essai n° 3)

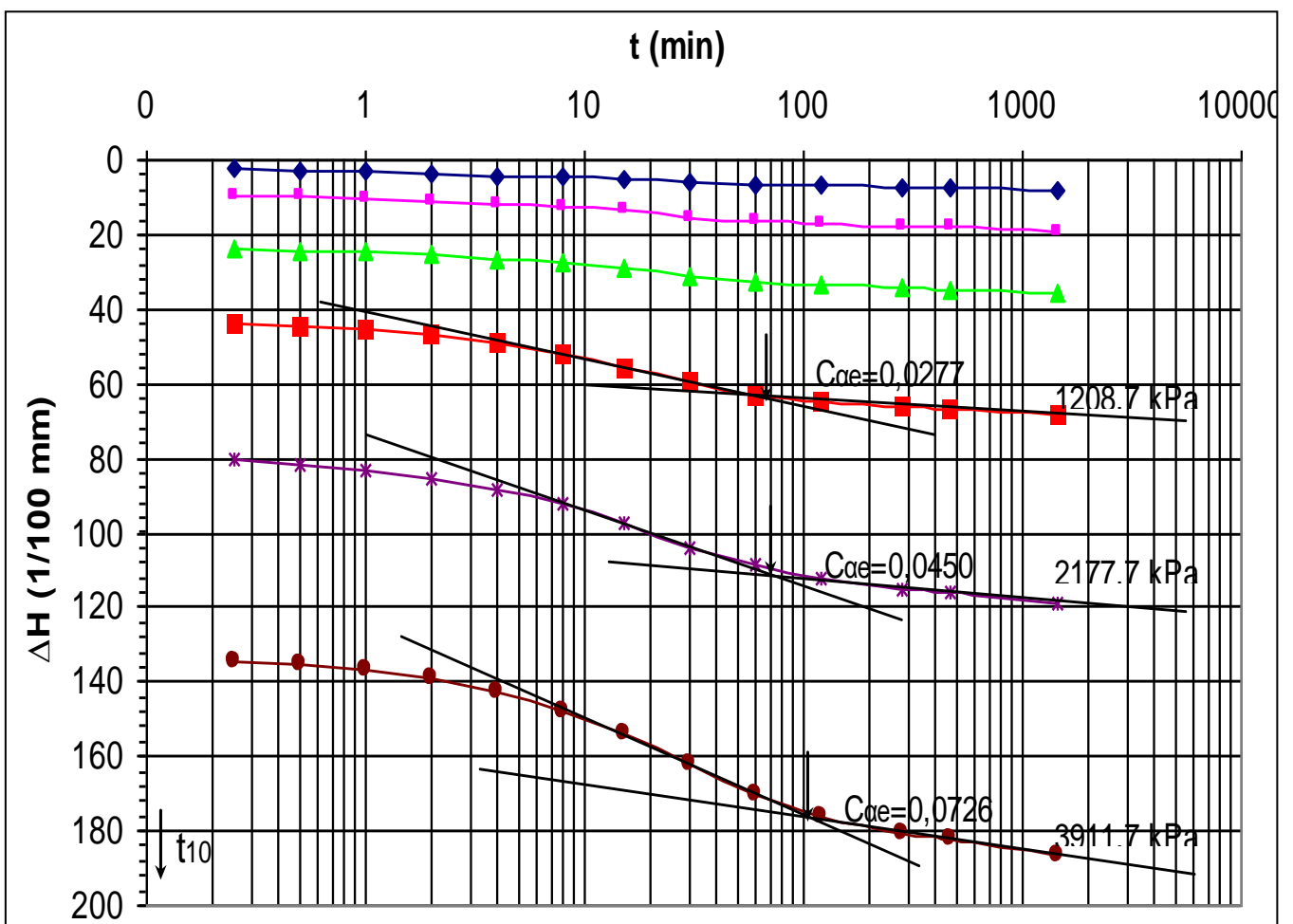


Figure A.1.3.4 Courbe de consolidation (essai n° 3). Méthode de Casagrande

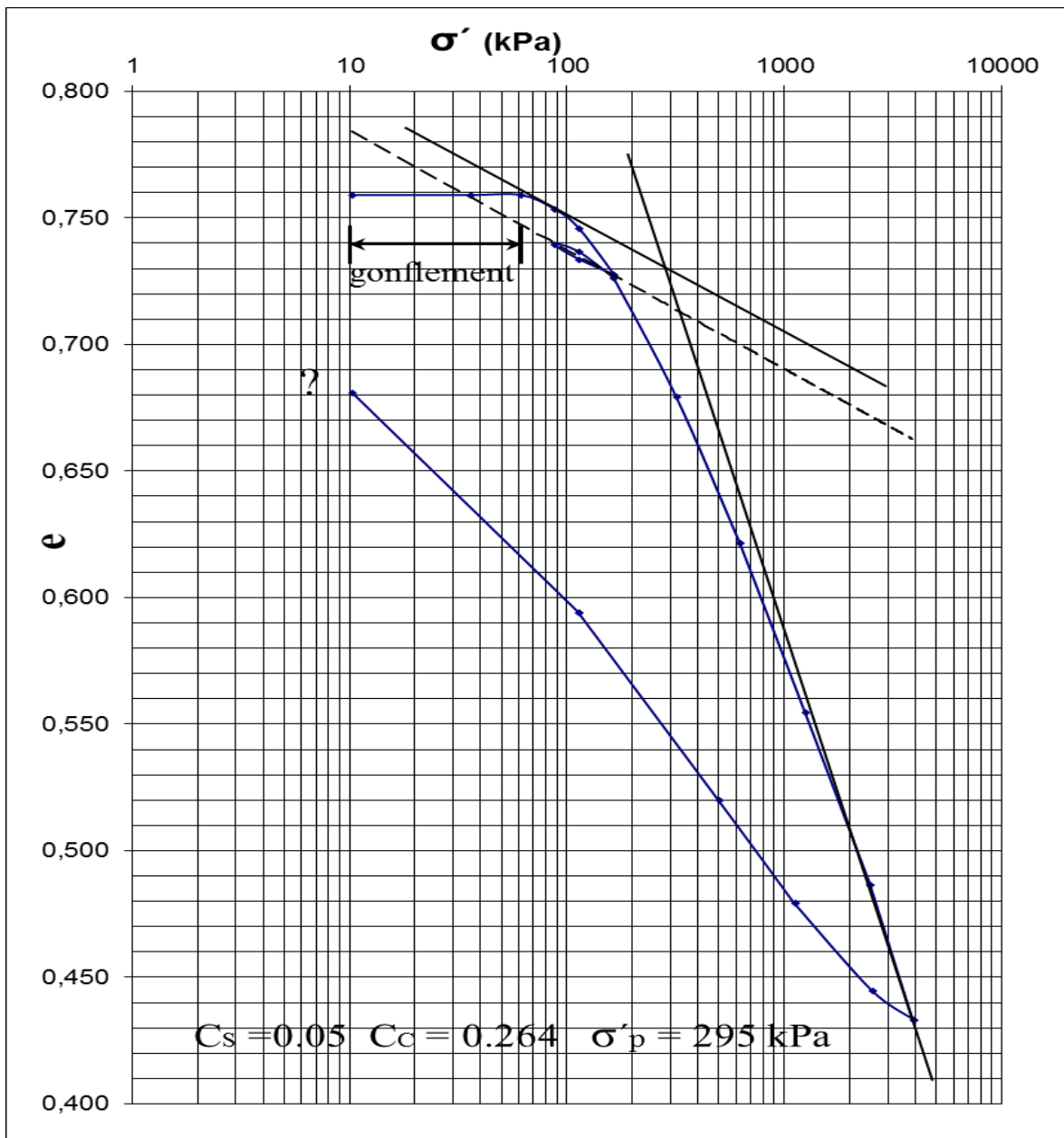


Figure A.1.4.1 Courbe de compressibilité (essai n° 4).

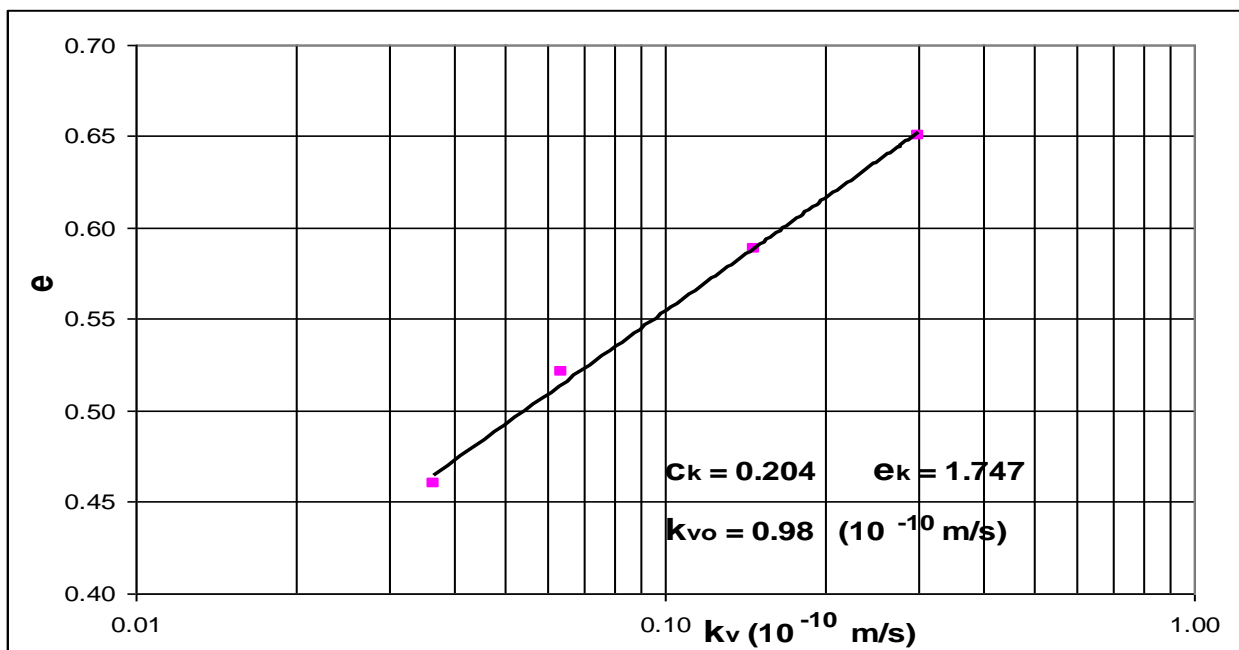


Figure A.1.4.2 Courbe de perméabilité (essai n° 4).

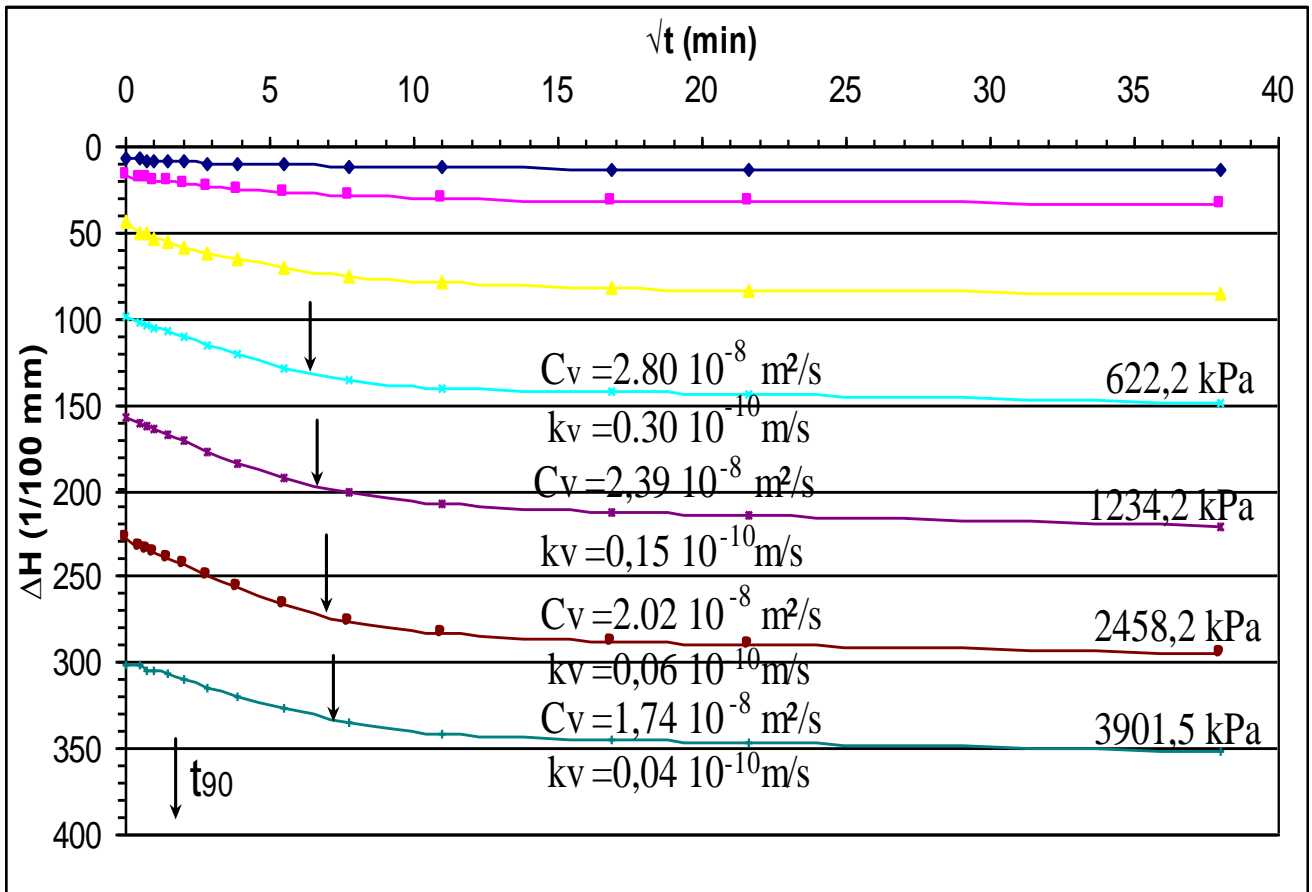


Figure A.1.4.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (essai n° 4)

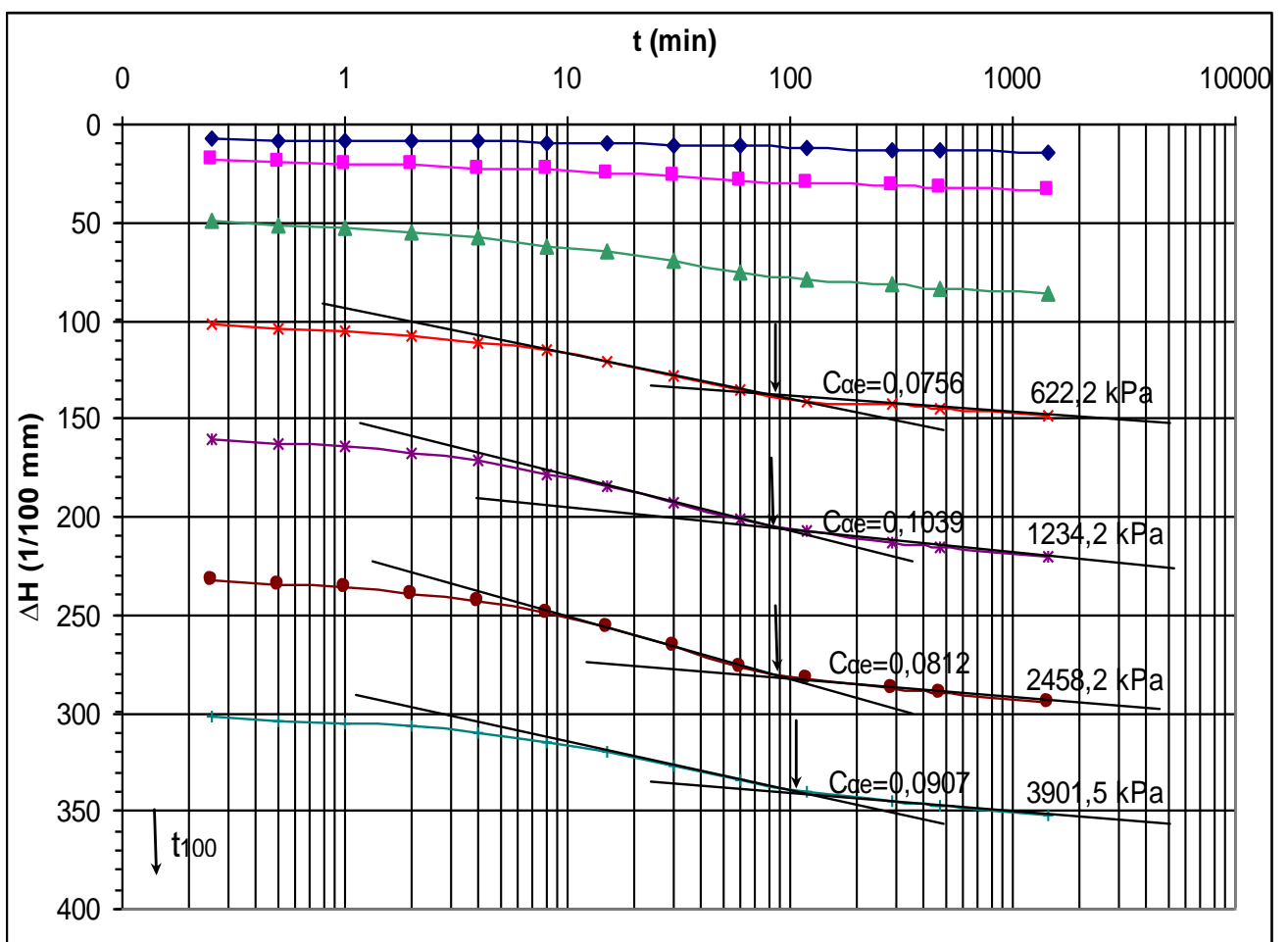


Figure A.1.4.4 Courbe de consolidation (essai n° 4). Méthode de Casagrande

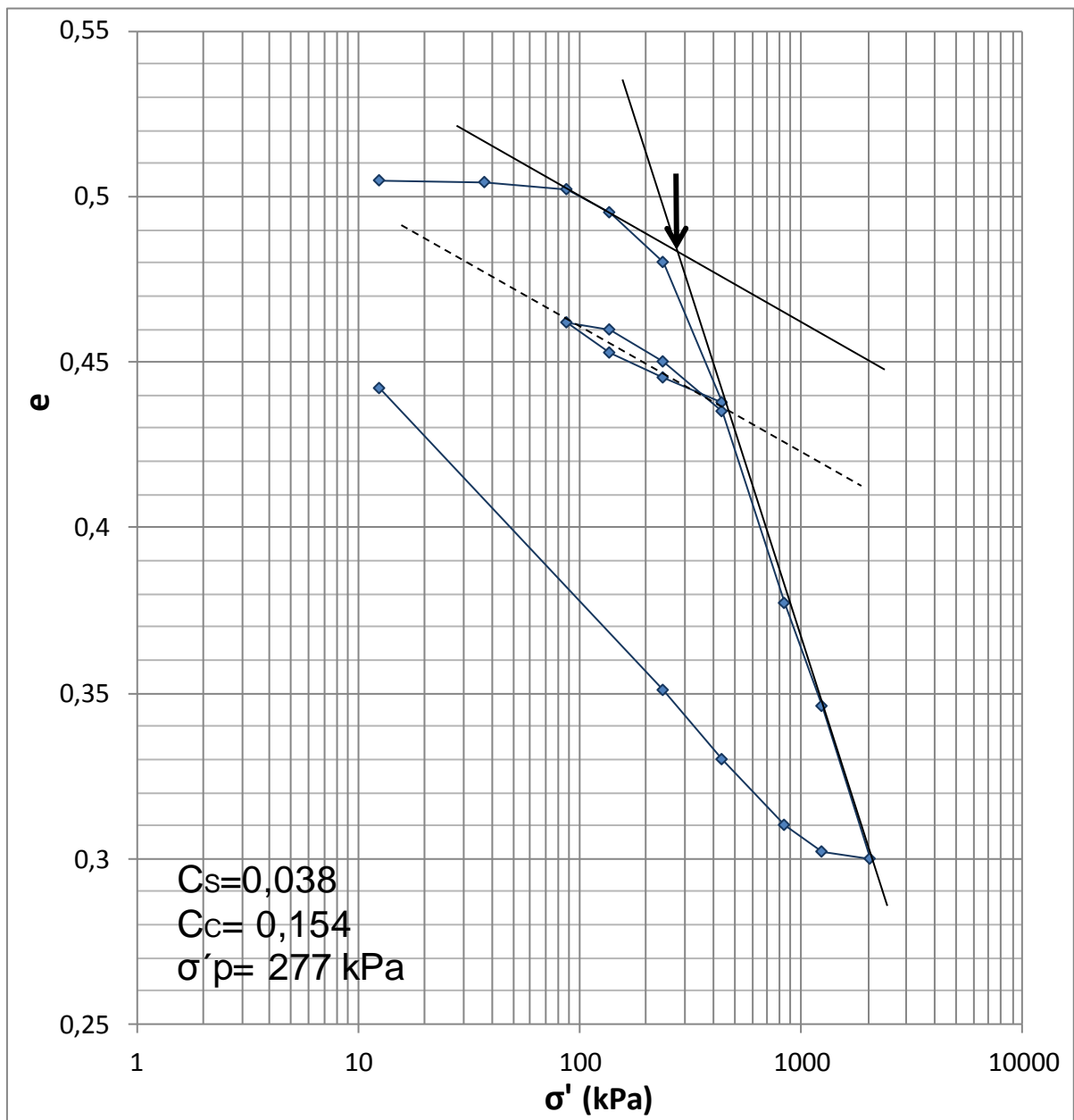


Figure A.1.5.1 Courbe de compressibilité (OPN essai n° 1).

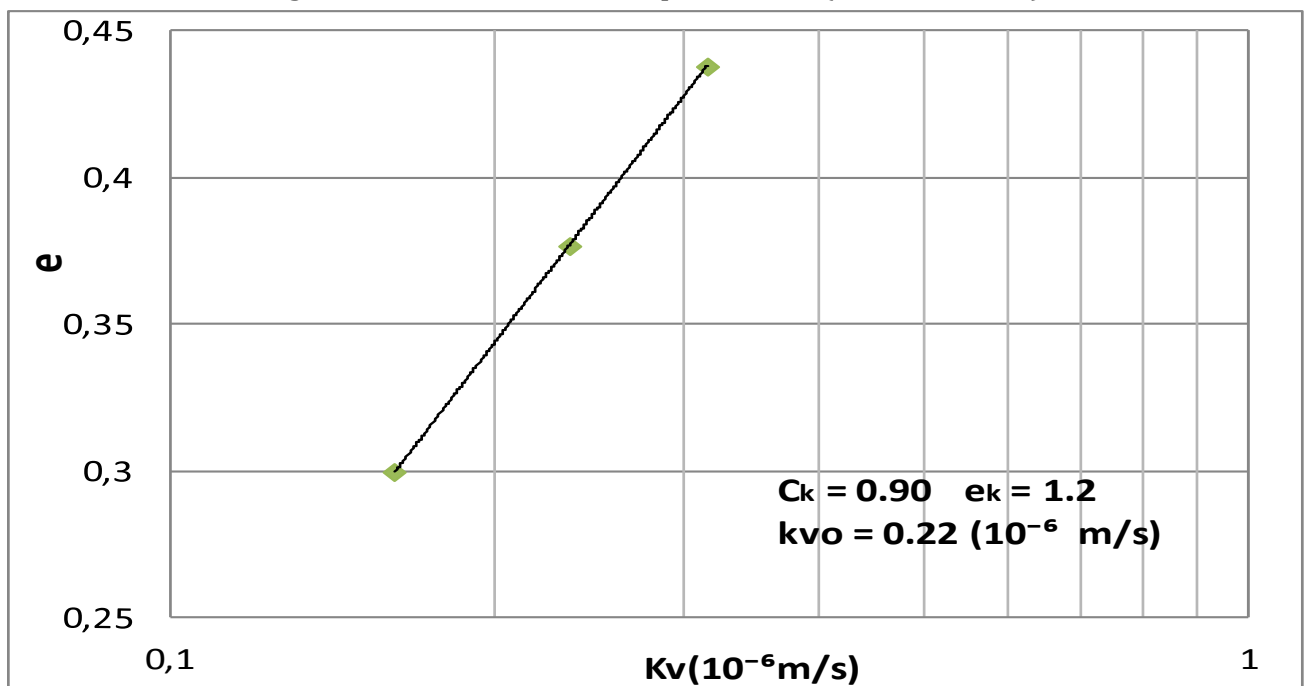


Figure A.1.5.2 Courbe de perméabilité OPN (essai n° 1).

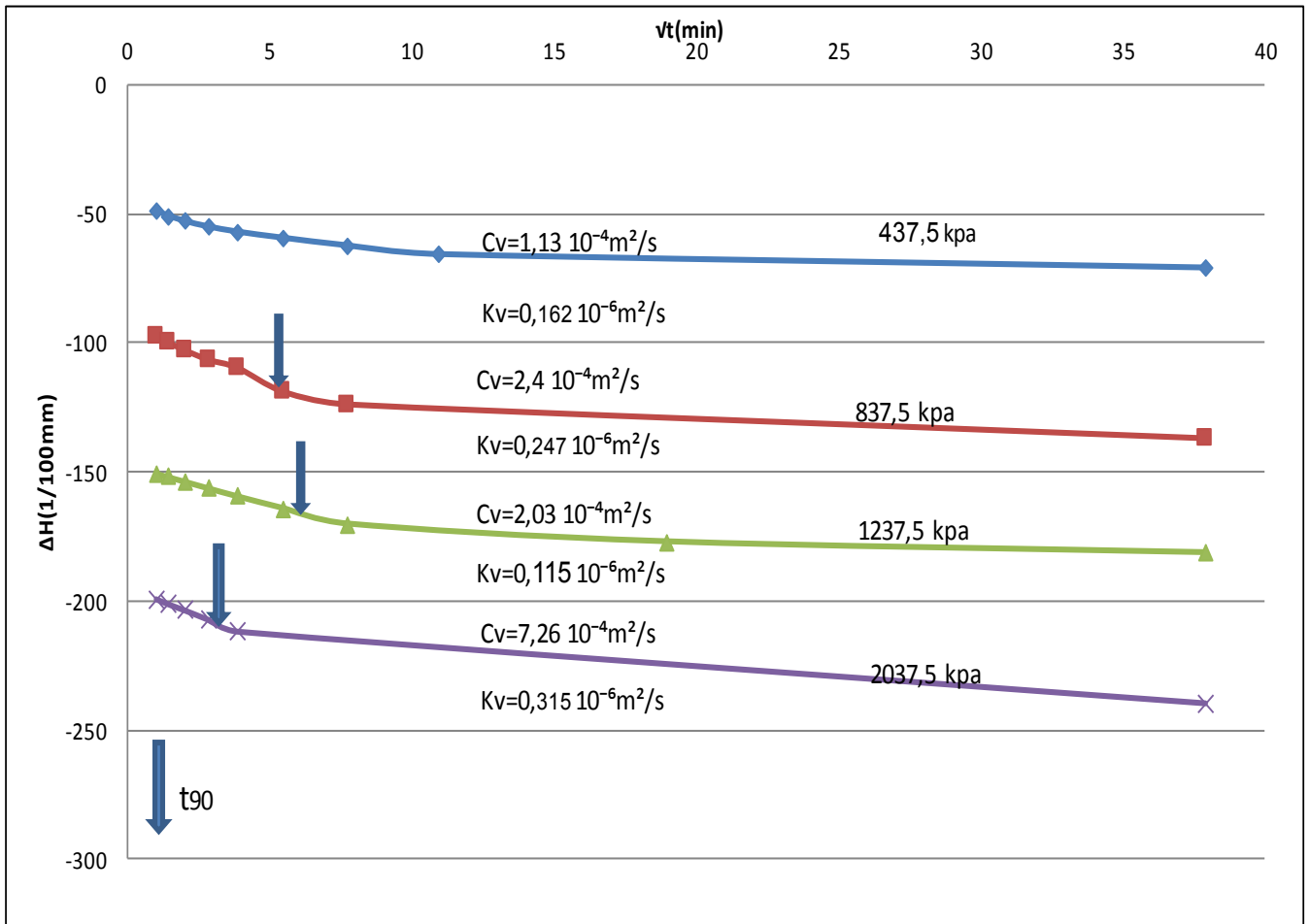


Figure A.1.5.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (OPN essai n° 1)

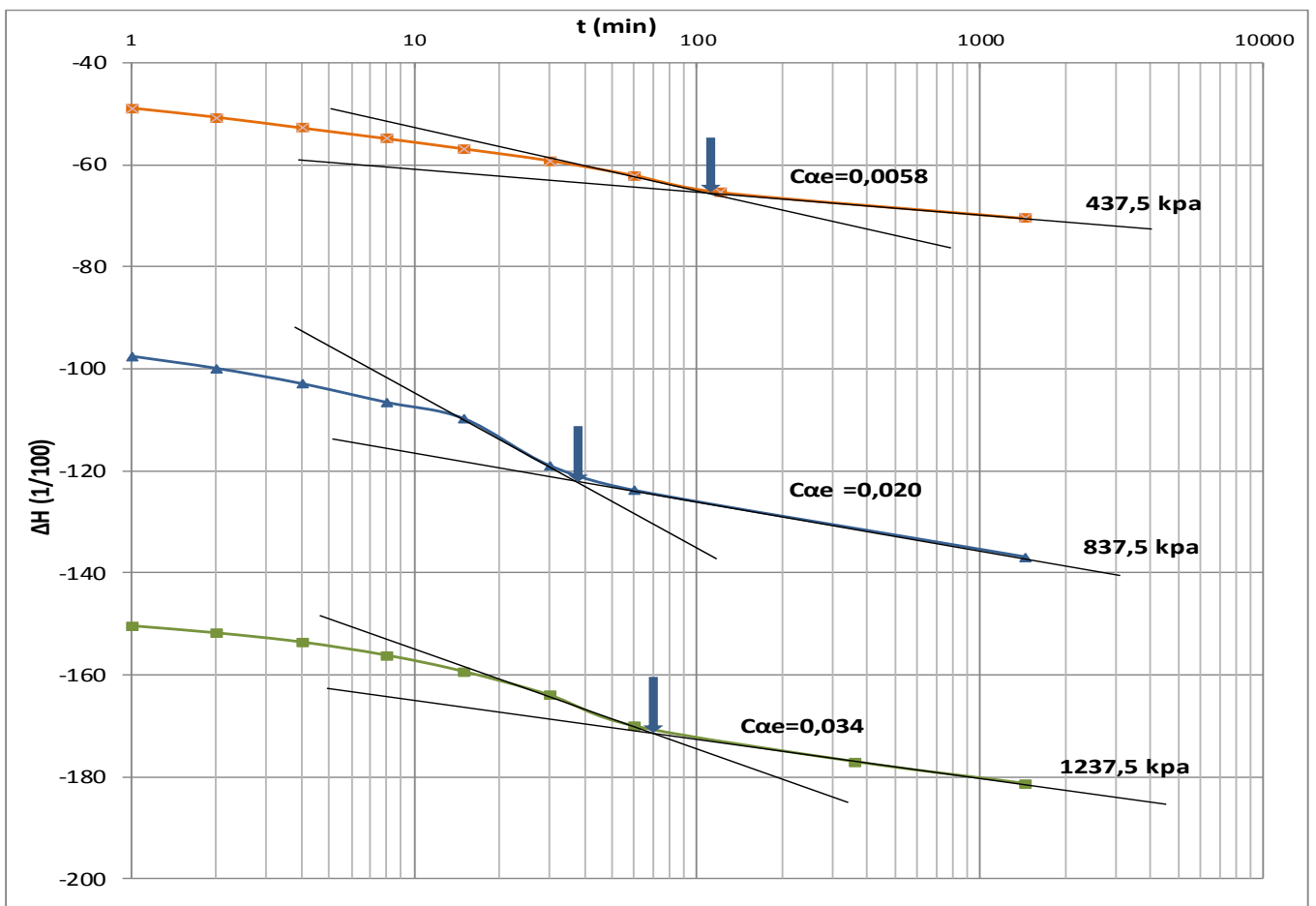


Figure A.1.5.4 Courbe de consolidation Méthode de Casagrande (OPN essai n° 1).

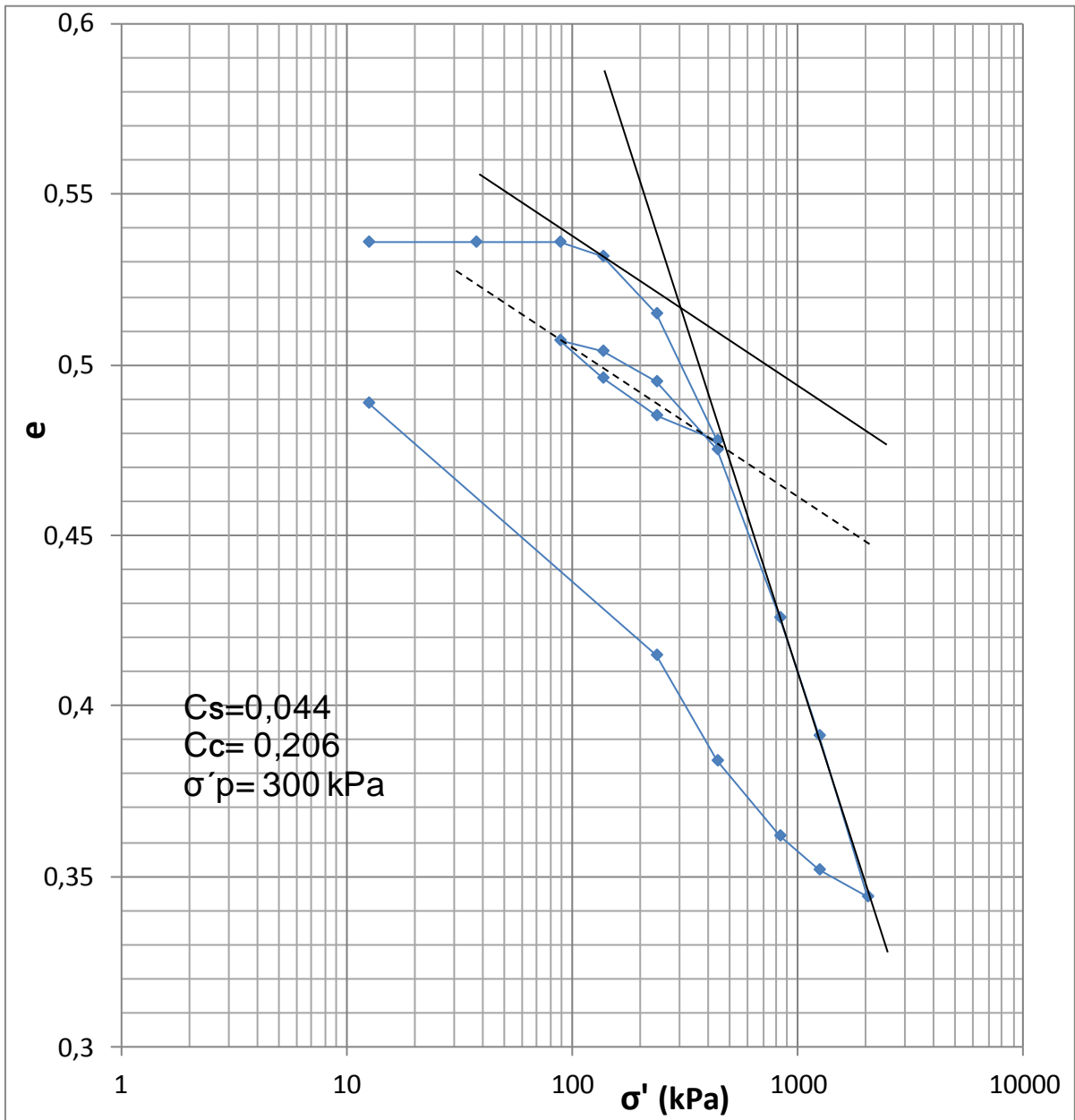


Figure A.1.6.1 Courbe de compressibilité (OPN essai n° 2).

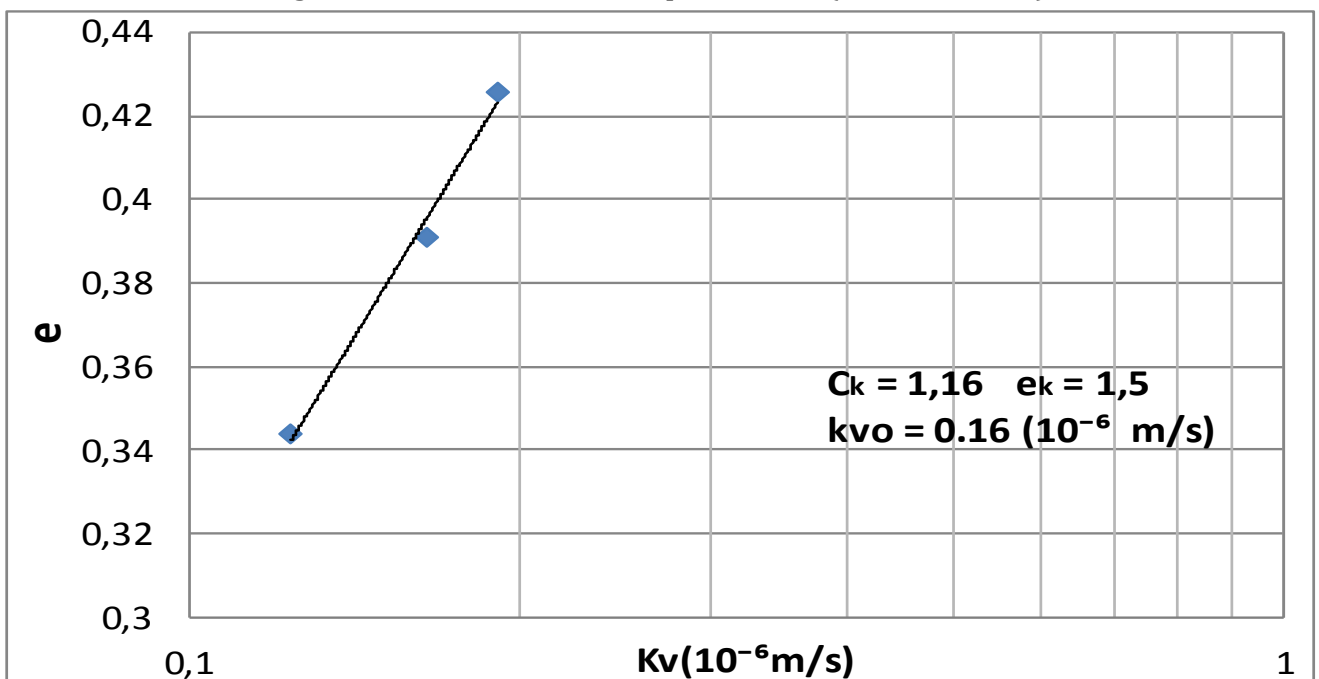


Figure A.1.6.2 Courbe de perméabilité OPN (essai n° 2).

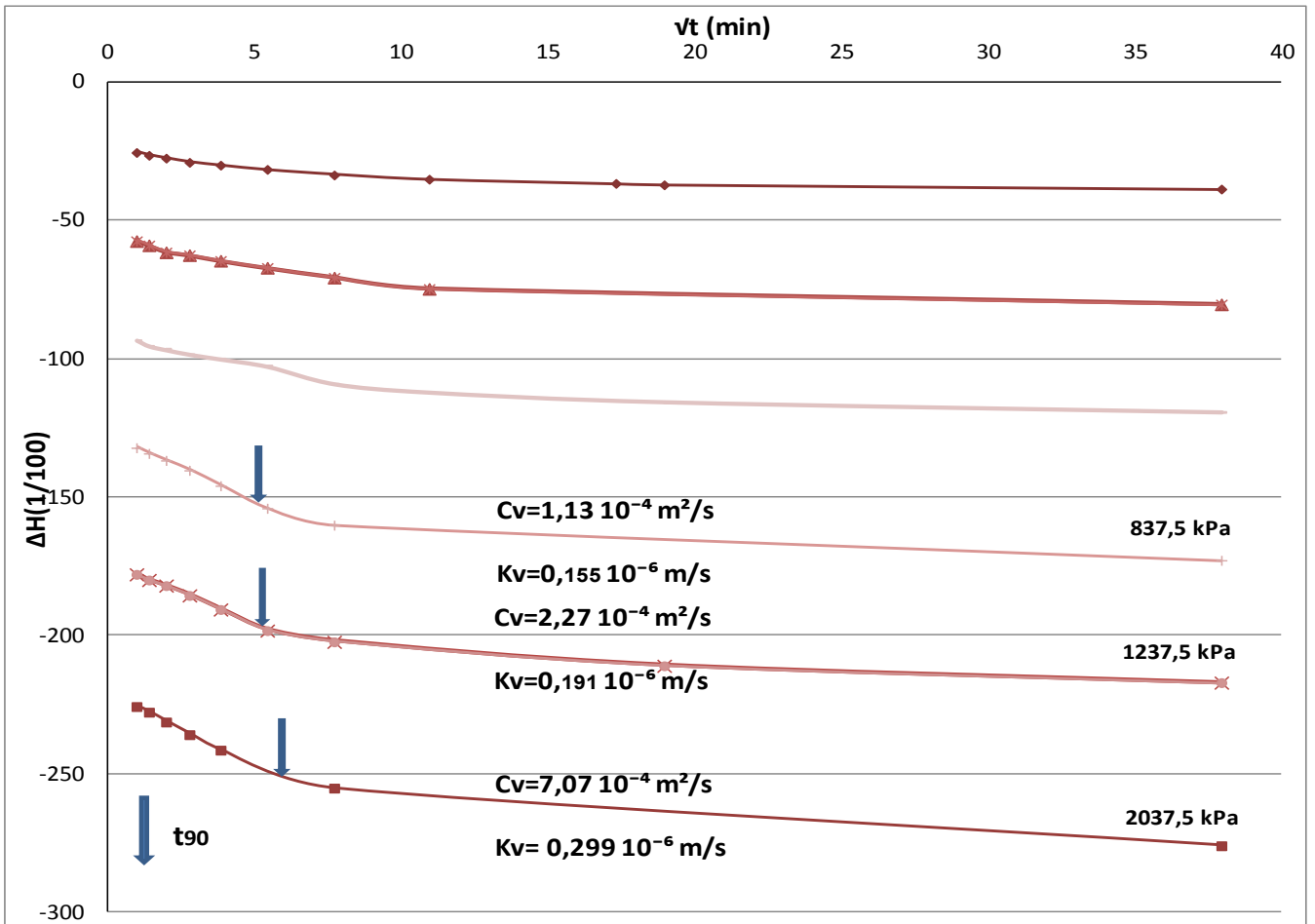


Figure A.1.6.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (OPN essai n° 2)

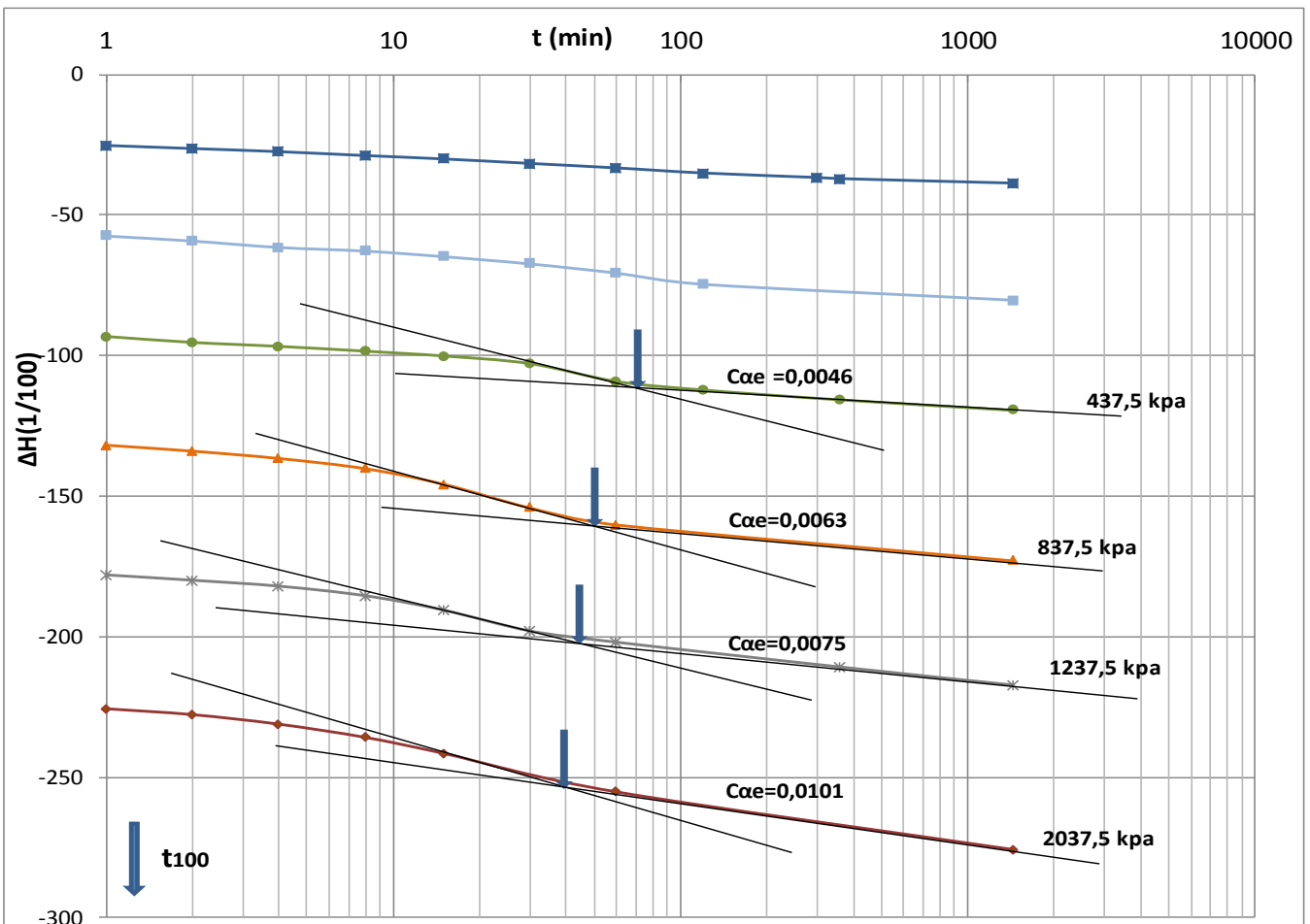


Figure A.1.6.4 Courbe de consolidation Méthode de Casagrande (OPN essai n° 2).

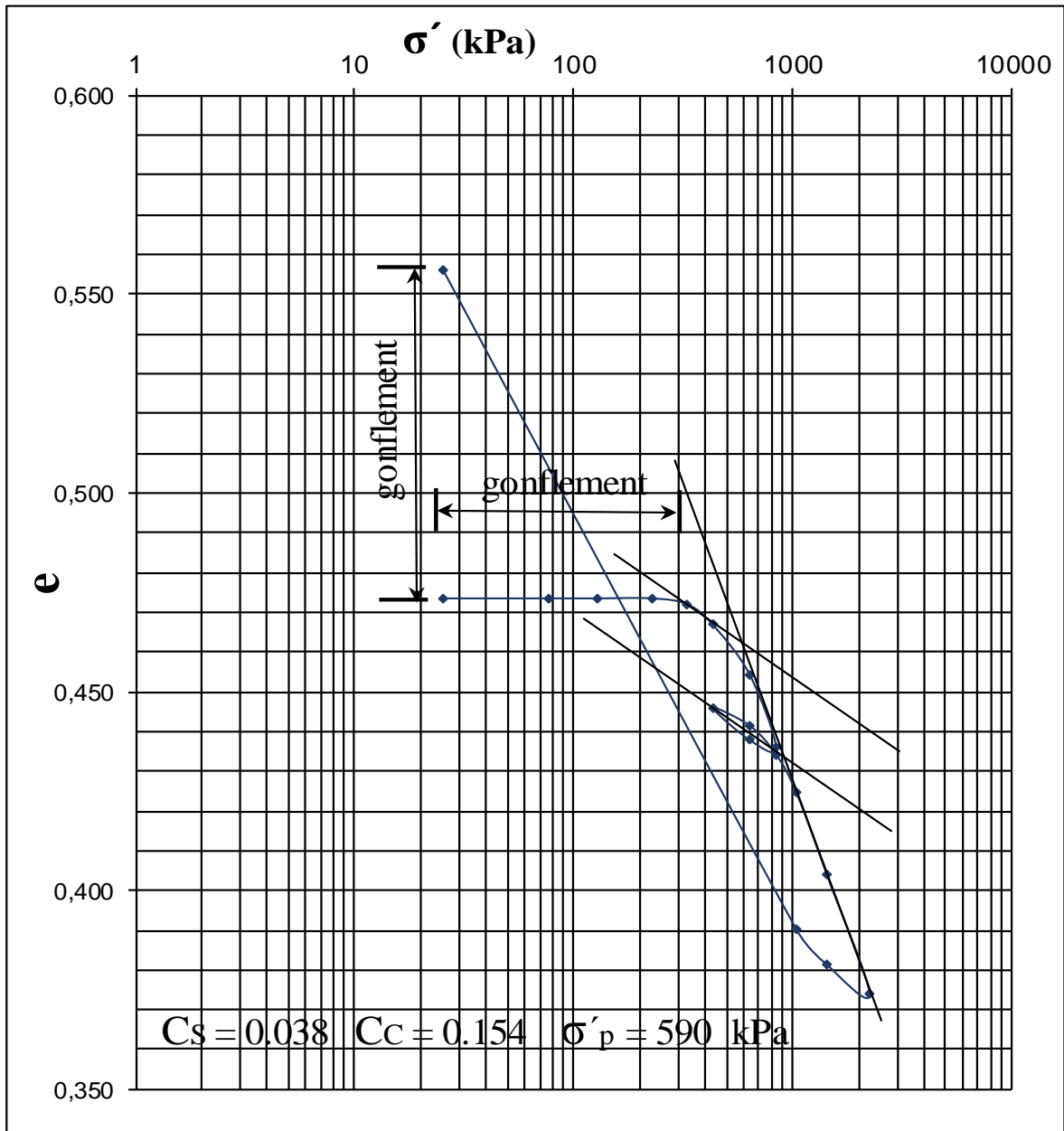


Figure A.1.7.1 Courbe de compressibilité (OPM essai n° 1).

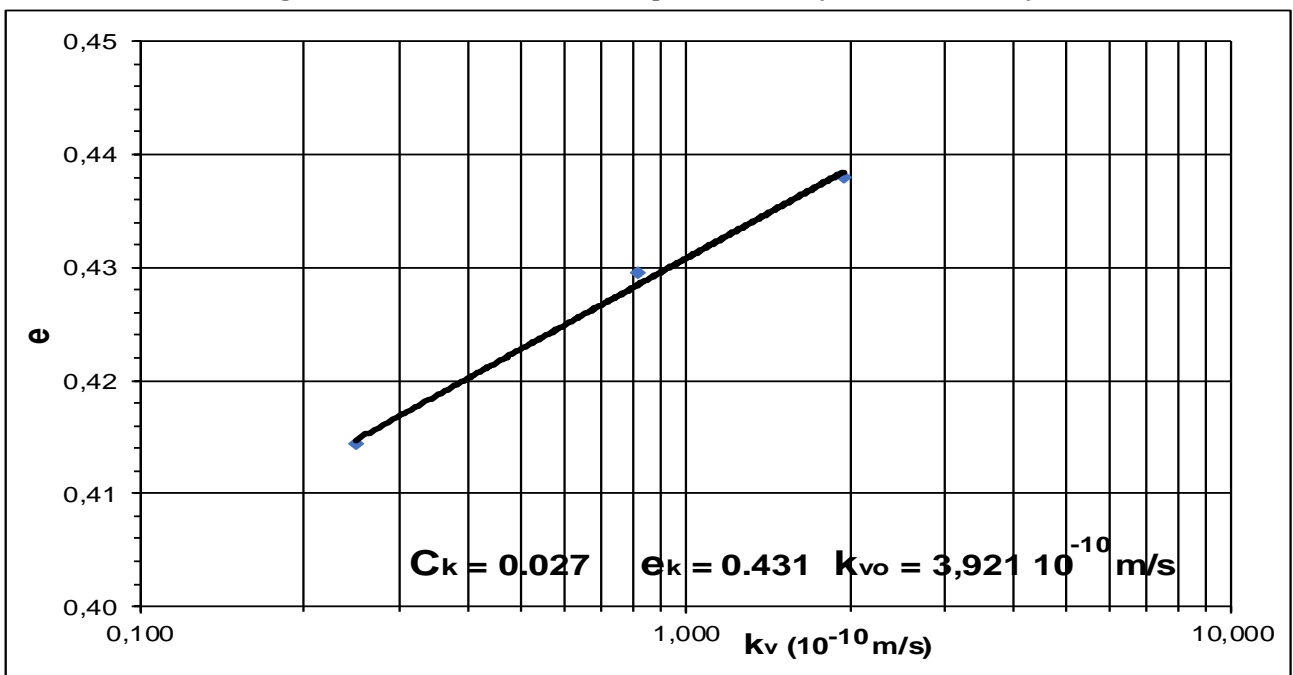


Figure A.1.7.2 Courbe de perméabilité OPM (essai n° 1).



Figure A.1.7.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (OPM essai n° 1)

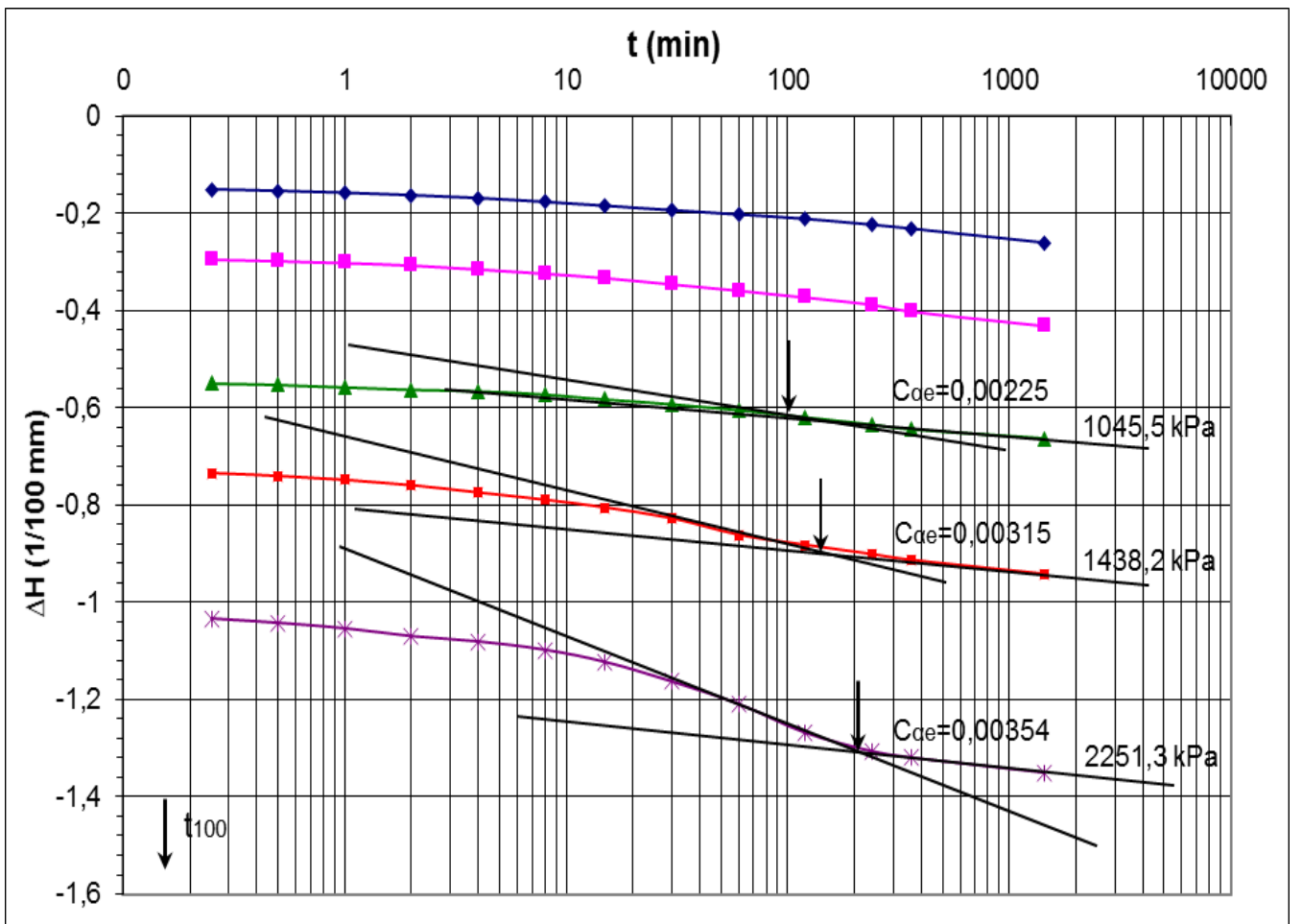


Figure A.1.7.4 Courbe de consolidation Méthode de Casagrande (OPN essai n° 1).

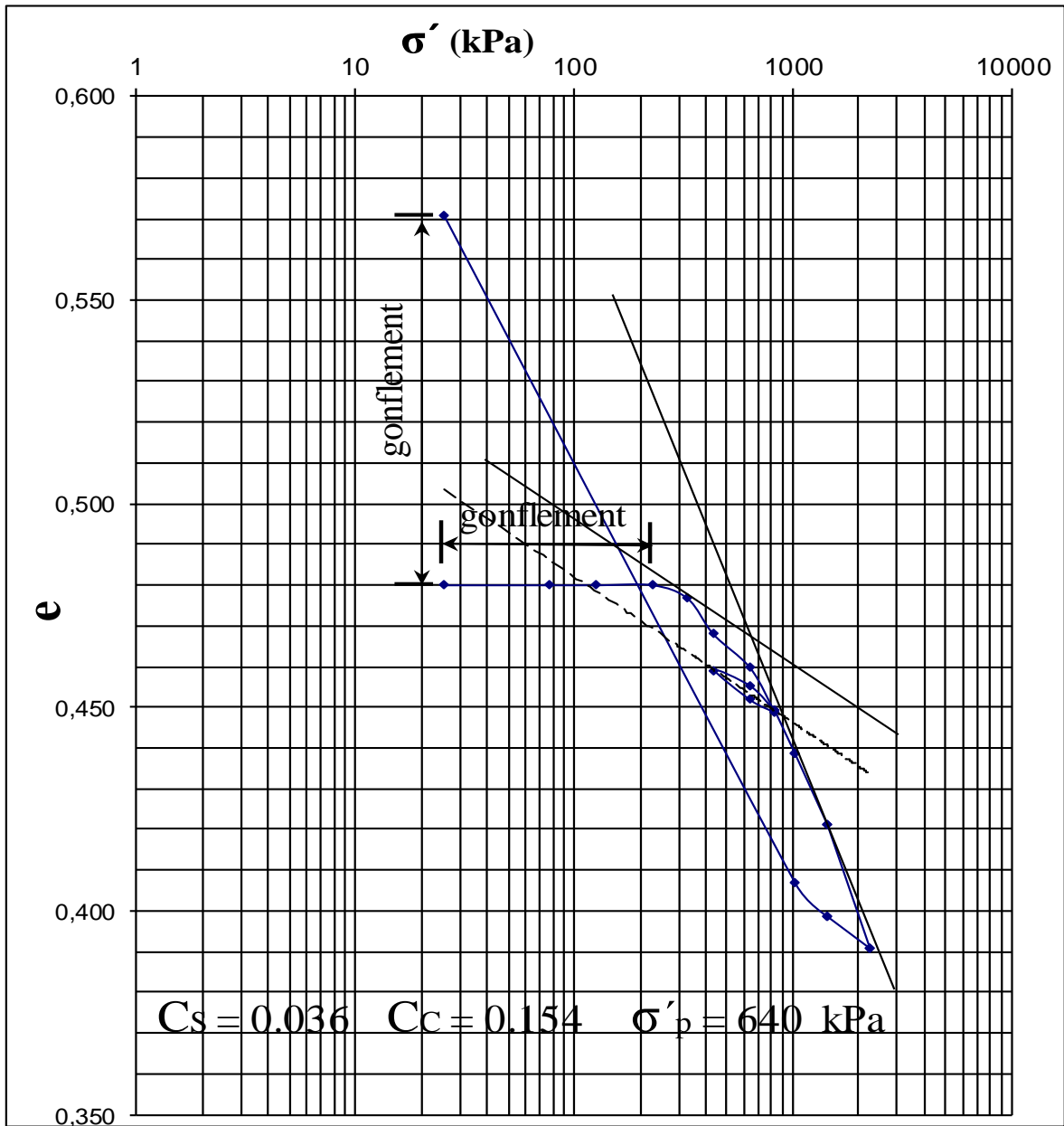


Figure A.1.8.1 Courbe de compressibilité (OPM essai n° 2).

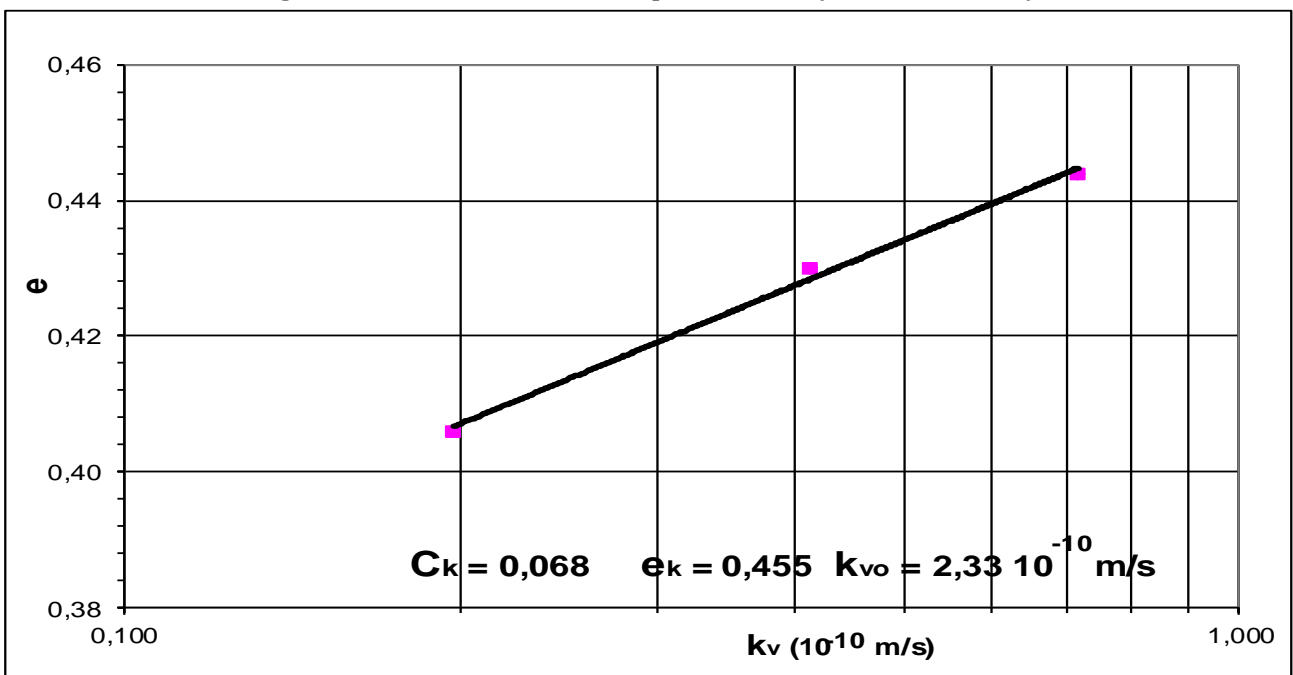


Figure A.1.8.2 Courbe de perméabilité OPM (essai n° 2).

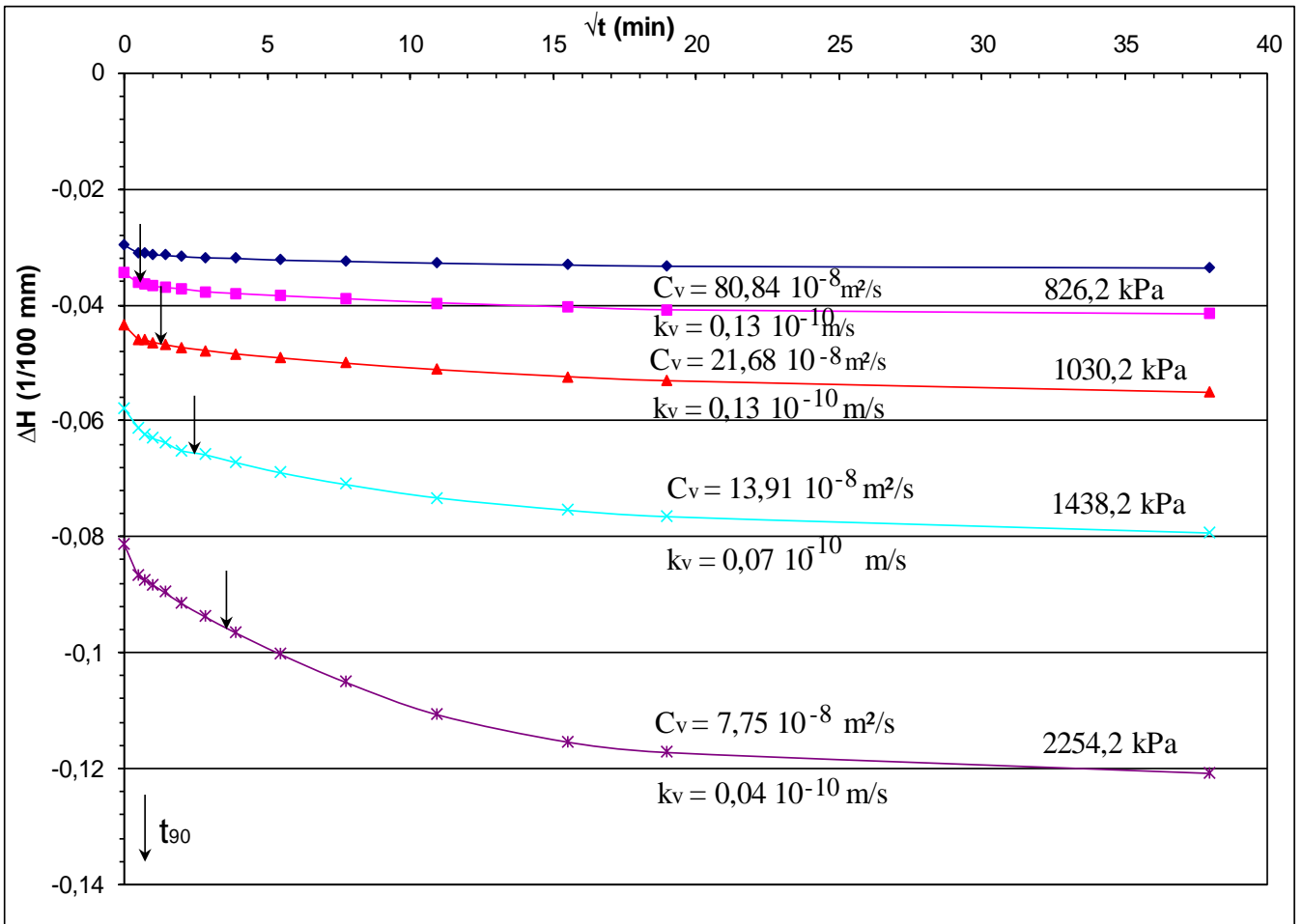


Figure A.1.8.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (OPM essai n° 2)

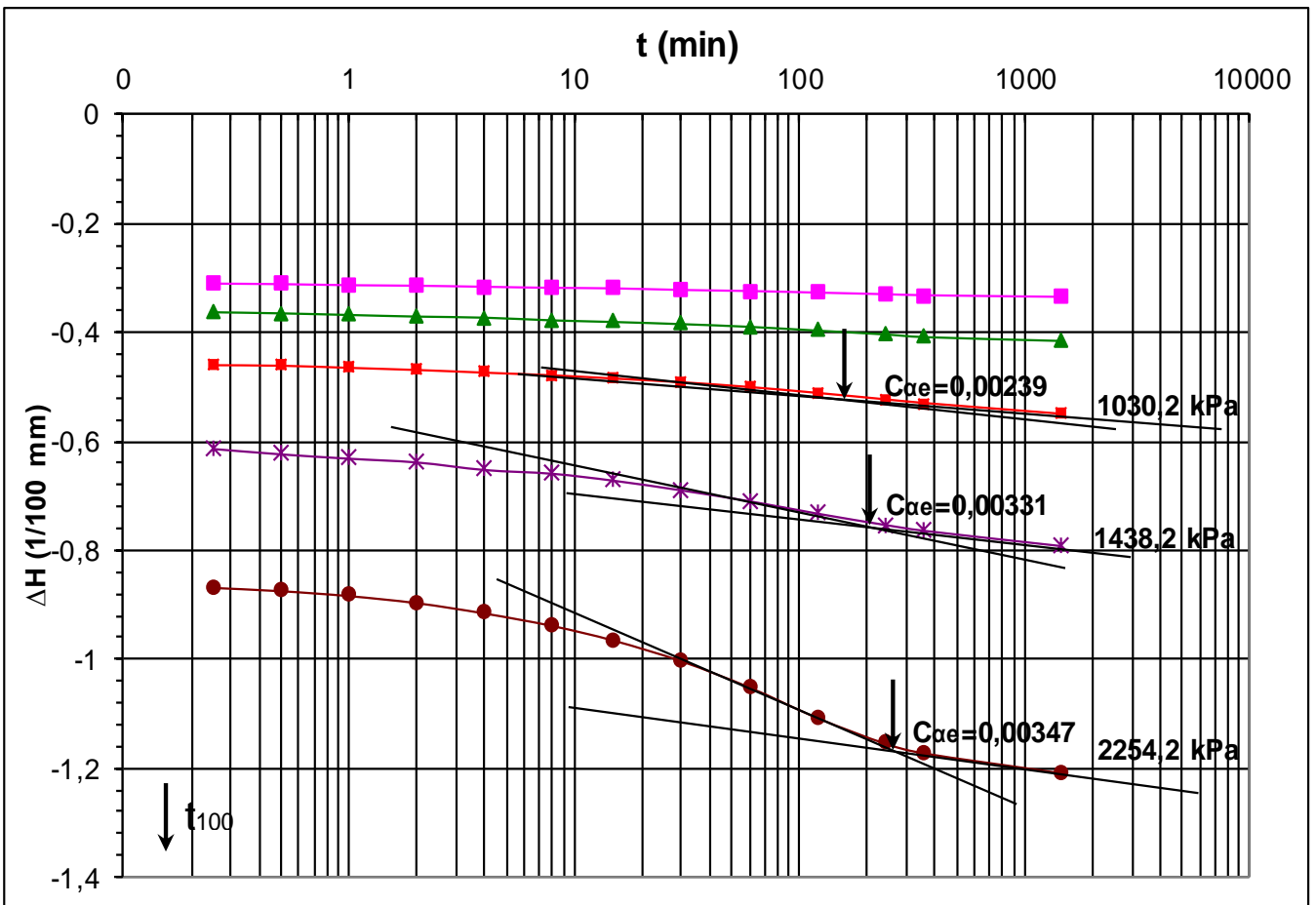


Figure A.1.8.4 Courbe de consolidation Méthode de Casagrande (OPN essai n° 2).

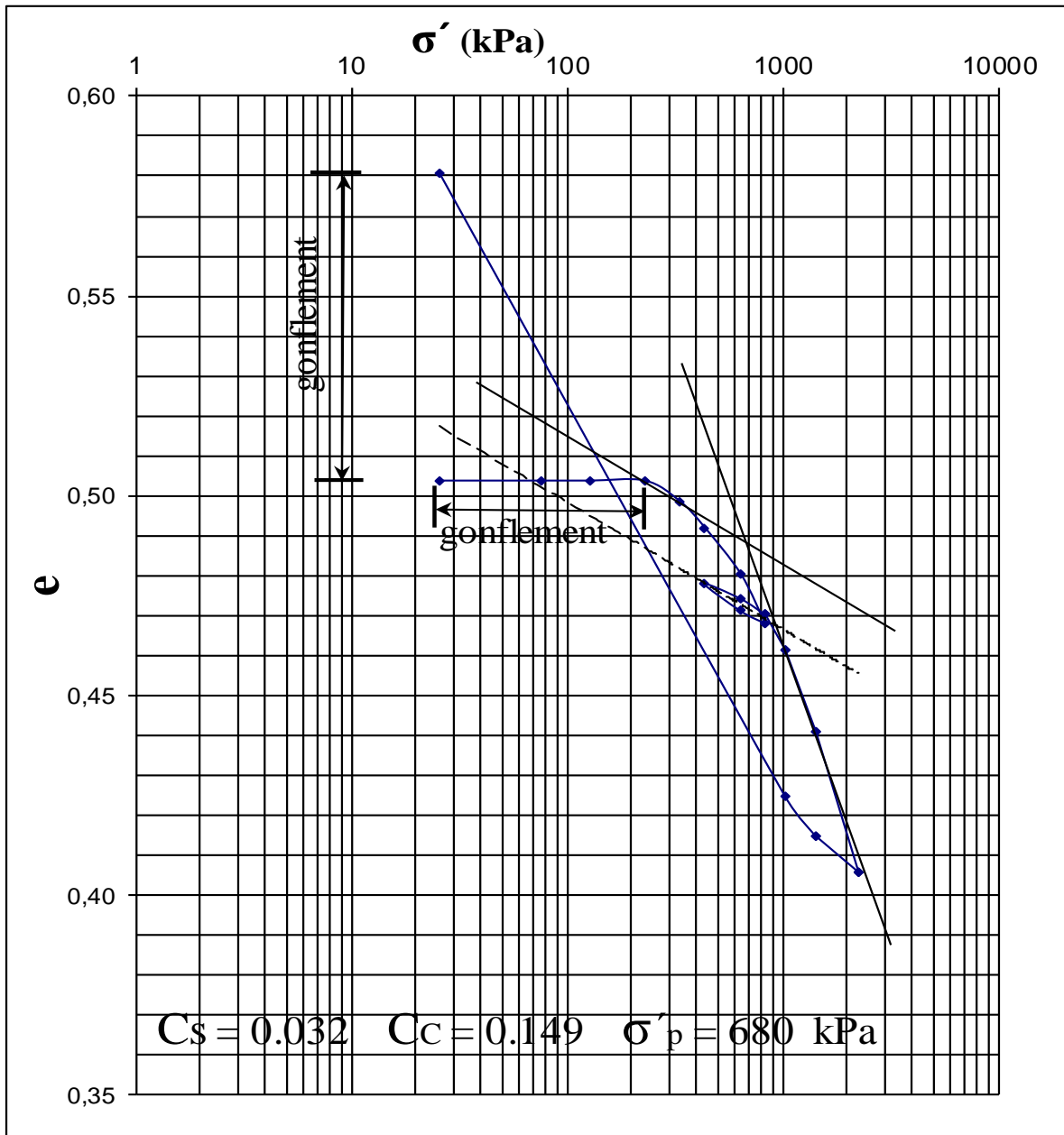


Figure A.1.9.1 Courbe de compressibilité (OPM essai n° 3).

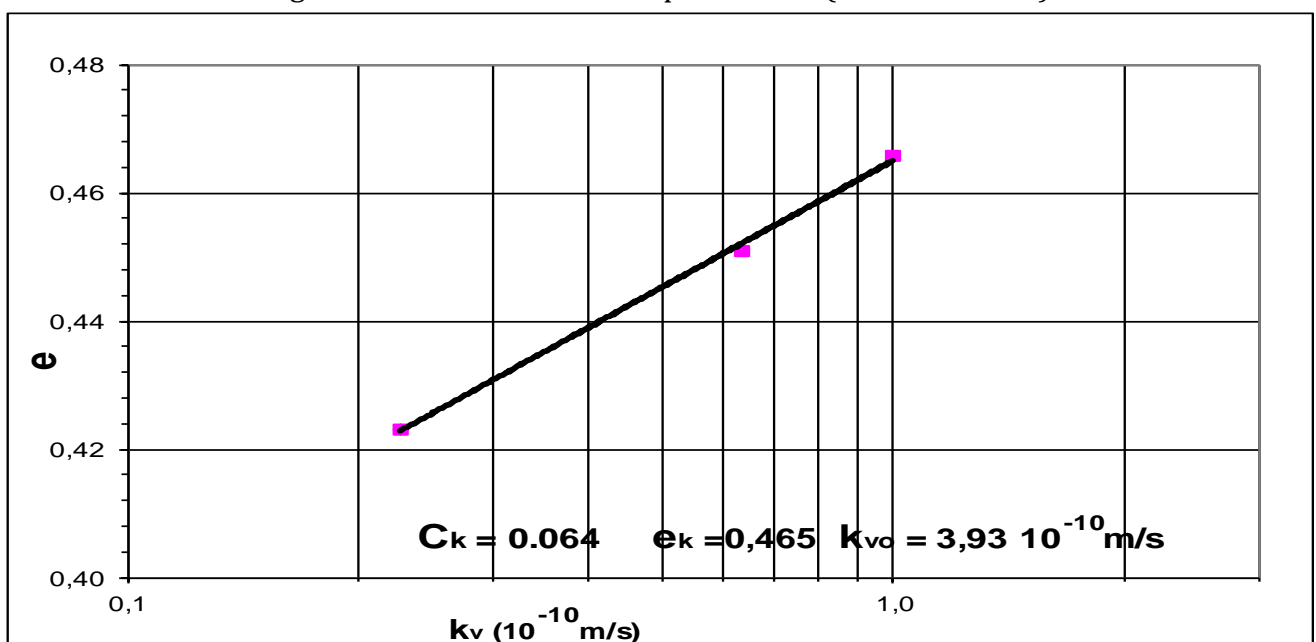


Figure A.1.9.2 Courbe de perméabilité OPM (essai n° 3).

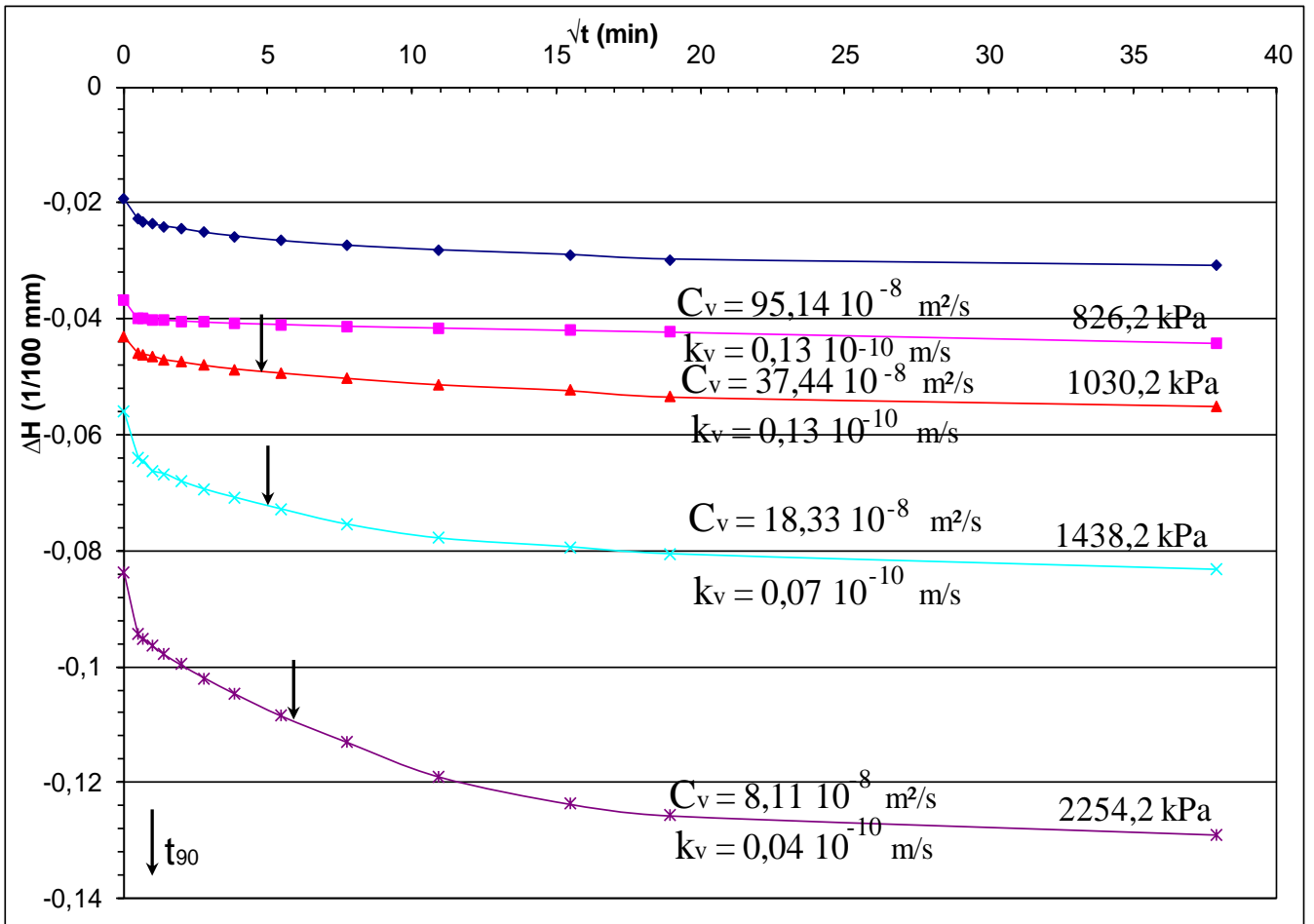


Figure A.1.9.3 Courbe de consolidation Méthode de Taylor (OPM essai n° 3)

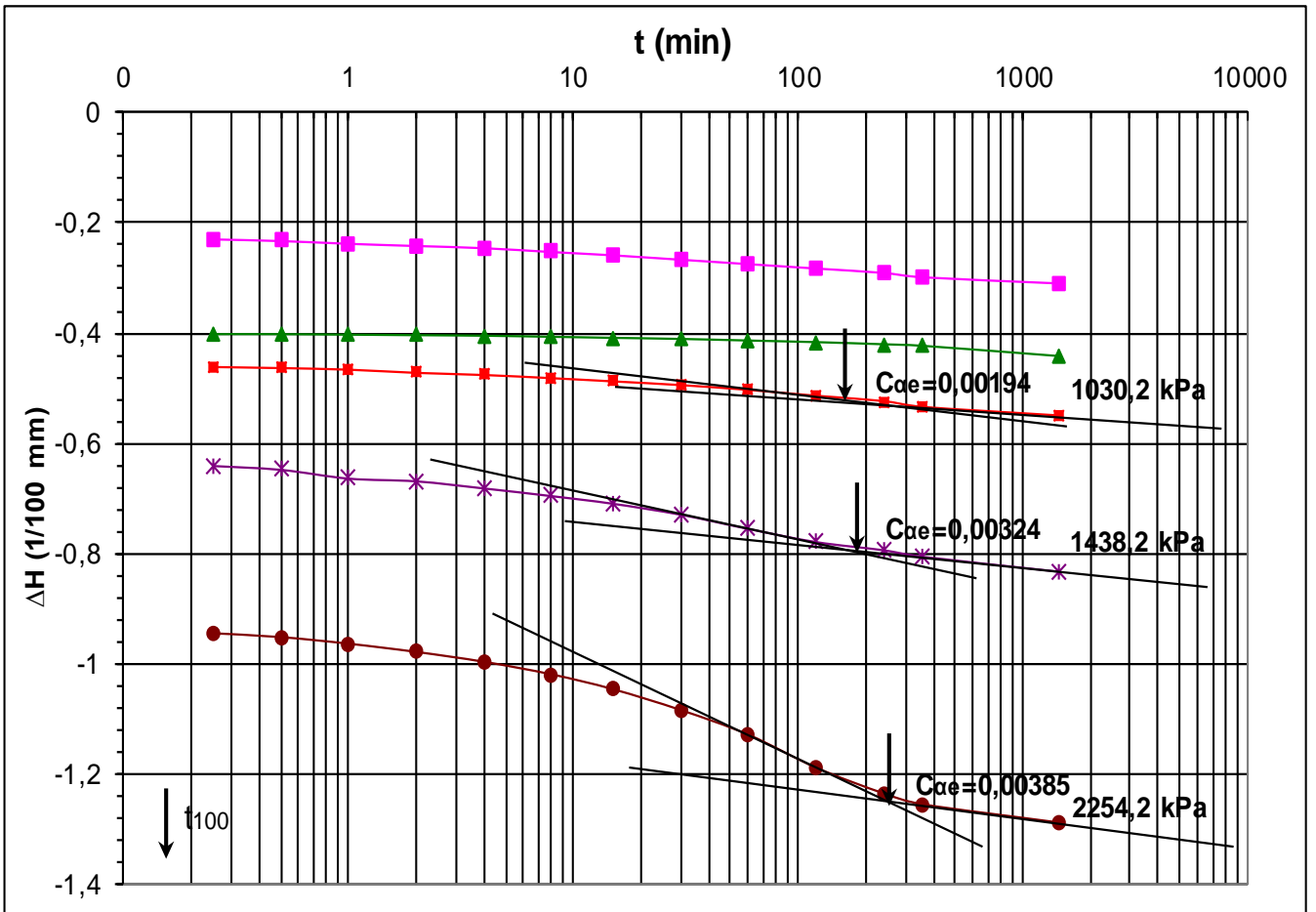


Figure A.1.9.4 Courbe de consolidation Méthode de Casagrande (OPN essai n° 3).

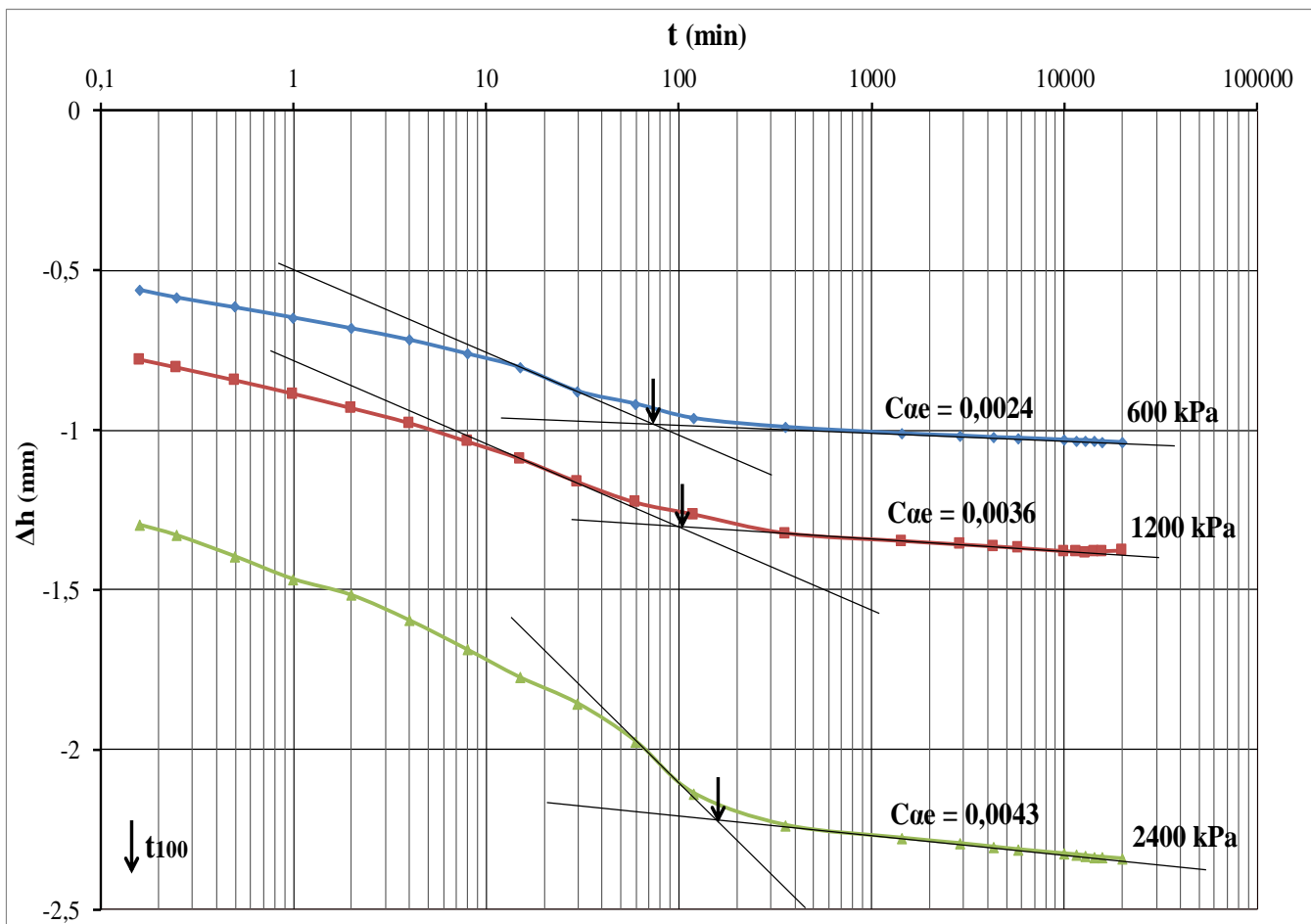


Figure A.2.1 Courbe de fluage (INT ; série n° 1, essais de 1 à 3 ; Profondeur 2.3 - 2.6).

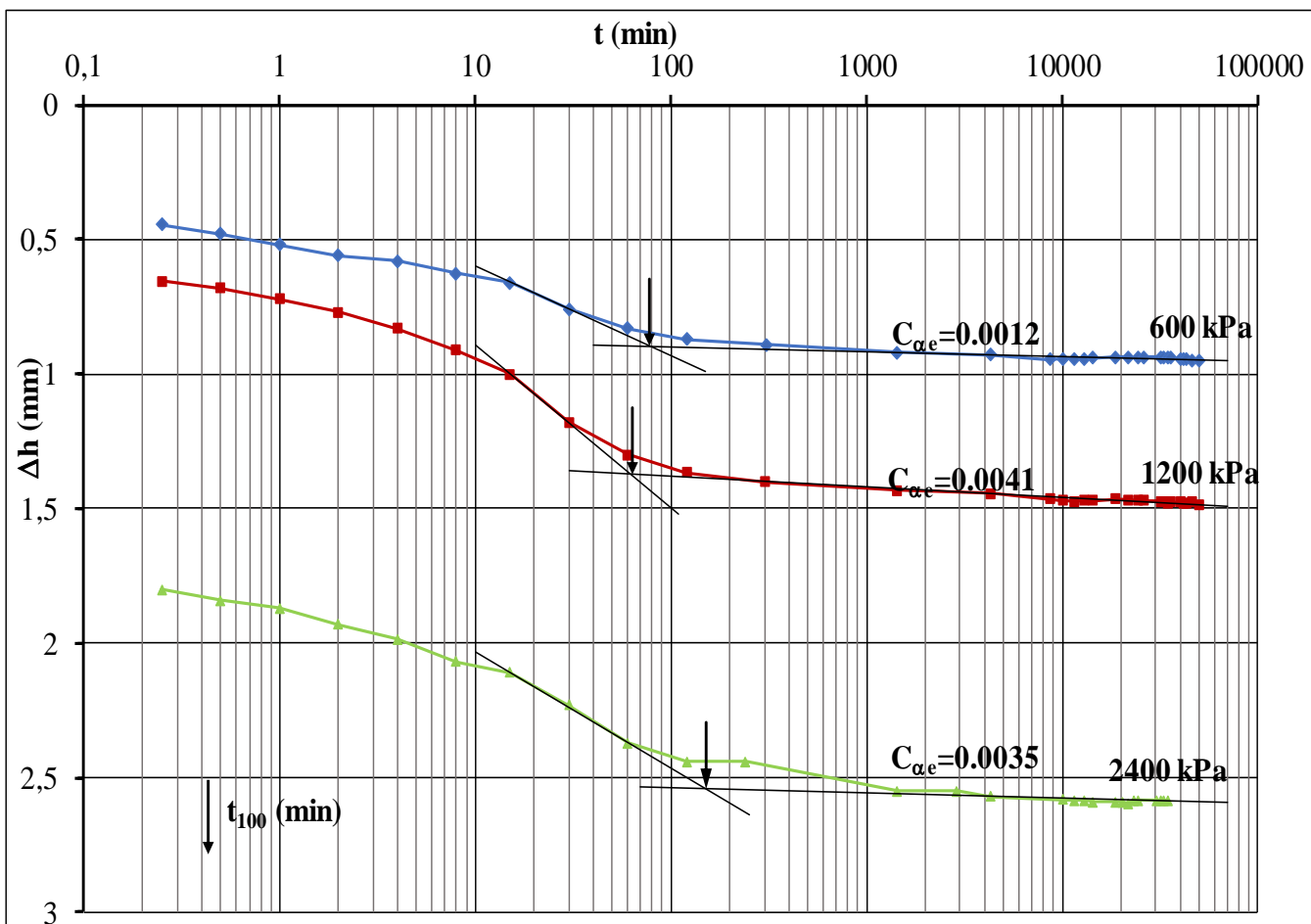


Figure A.2.2 Courbe de fluage (INT ; série n° 2, essais de 4 à 6 ; Profondeur 3.4 - 3.85).

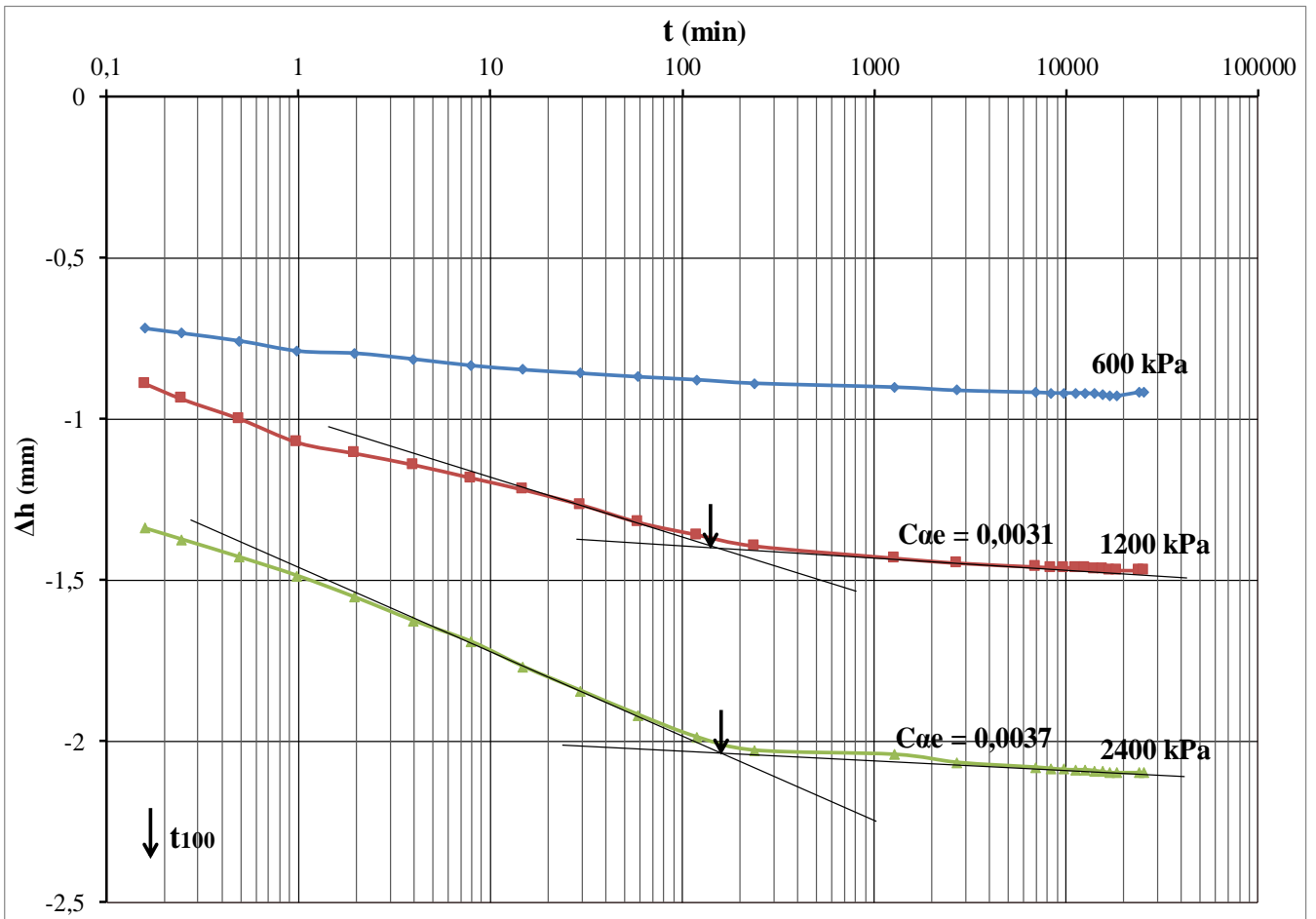


Figure A.2.3 Courbe de fluage (INT ; série n° 3, essais de 7 à 9 ; Profondeur 4.5 - 4.8).

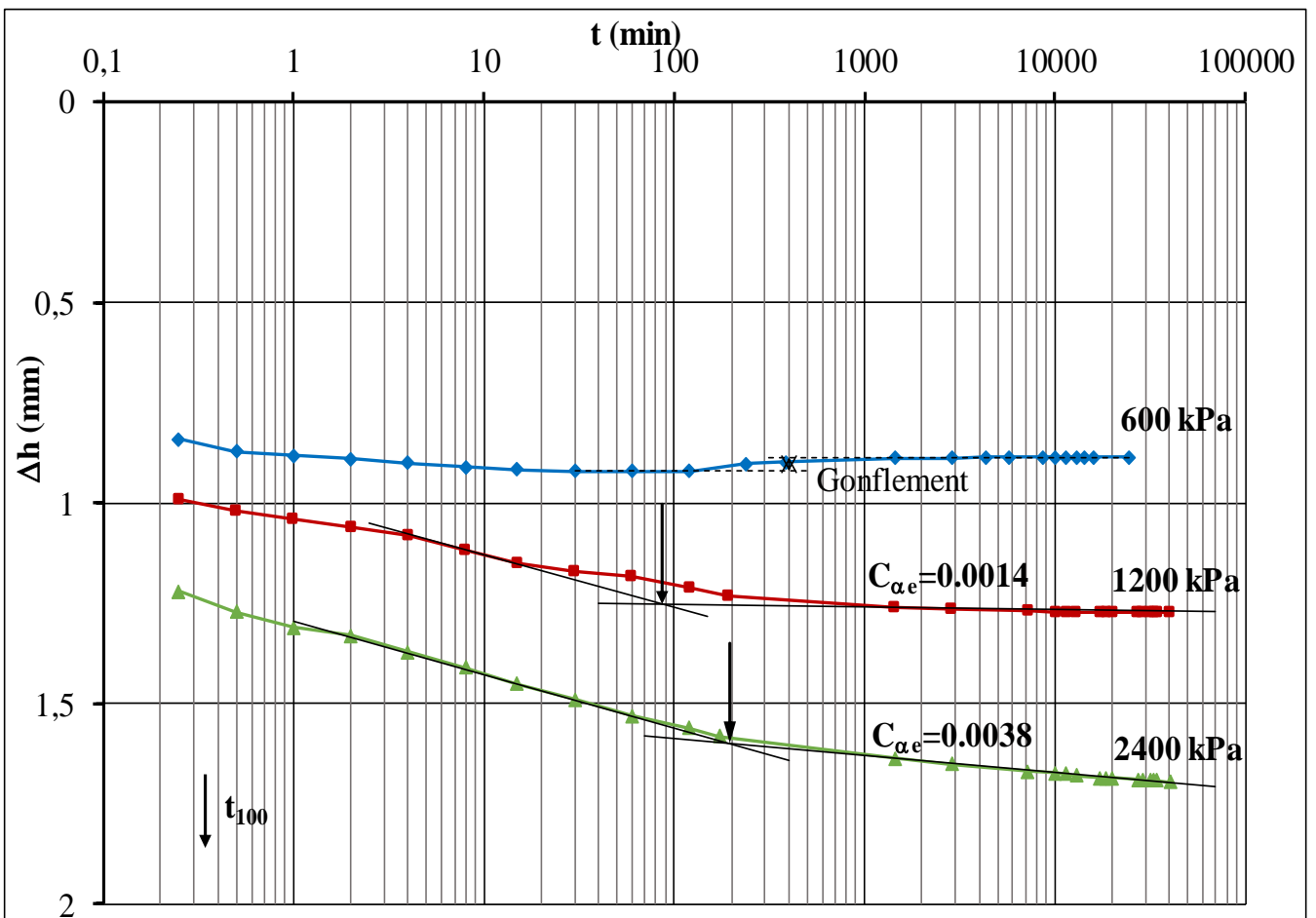


Figure A.2.4 Courbe de fluage (INT ; série n° 4, essais de 10 à 12 ; Profondeur 7.0 - 7.3).

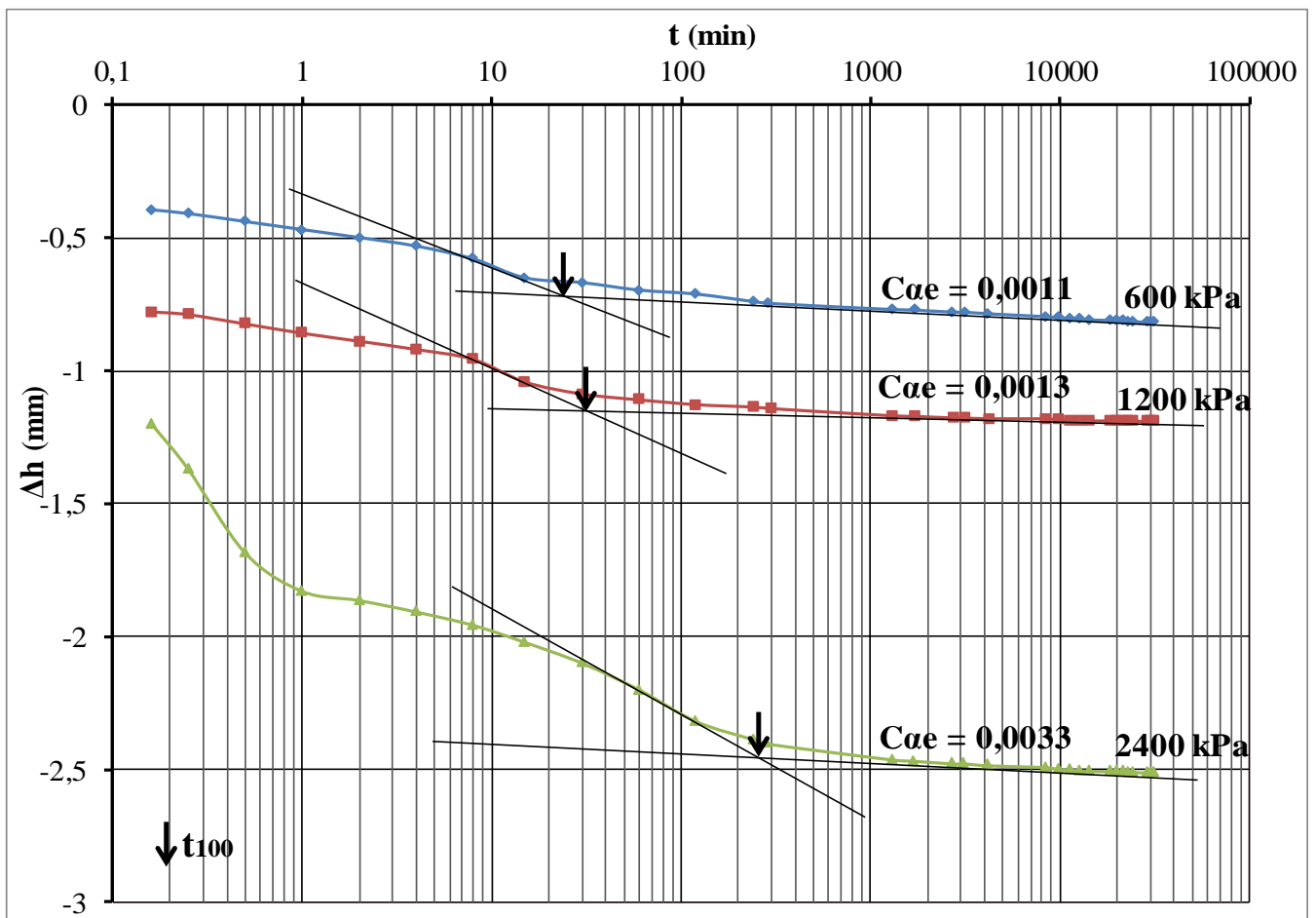


Figure A.2.5 Courbe de fluage œdométrique (OPN ; série n° 1, essai de 1 à 3).

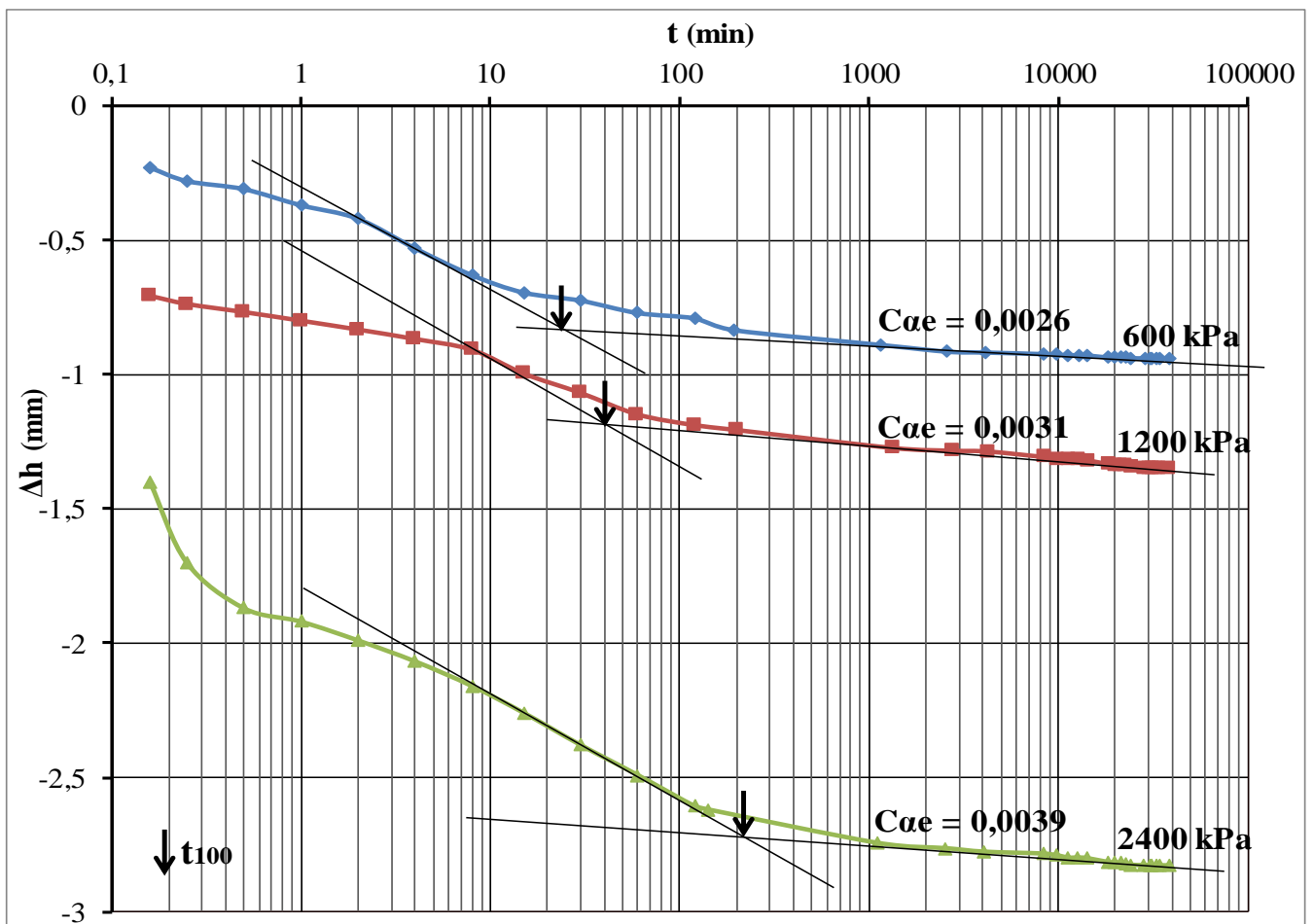


Figure A.2.6 Courbe de fluage œdométrique (OPN ; série n° 2, essai de 4 à 6).

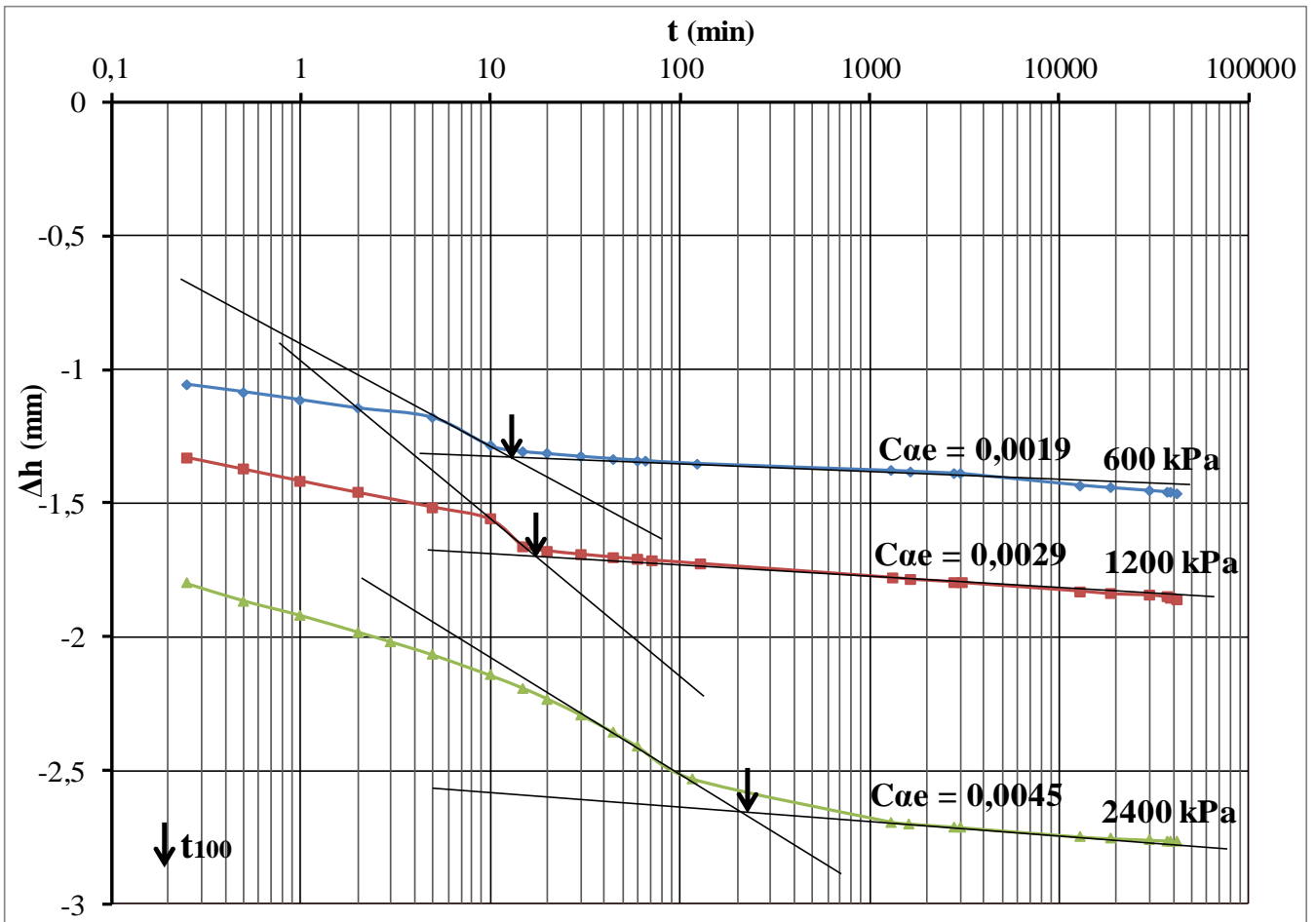


Figure A.2.7 Courbe de fluage œdométrique (OPN ; série n° 3, essai de 7 à 9).

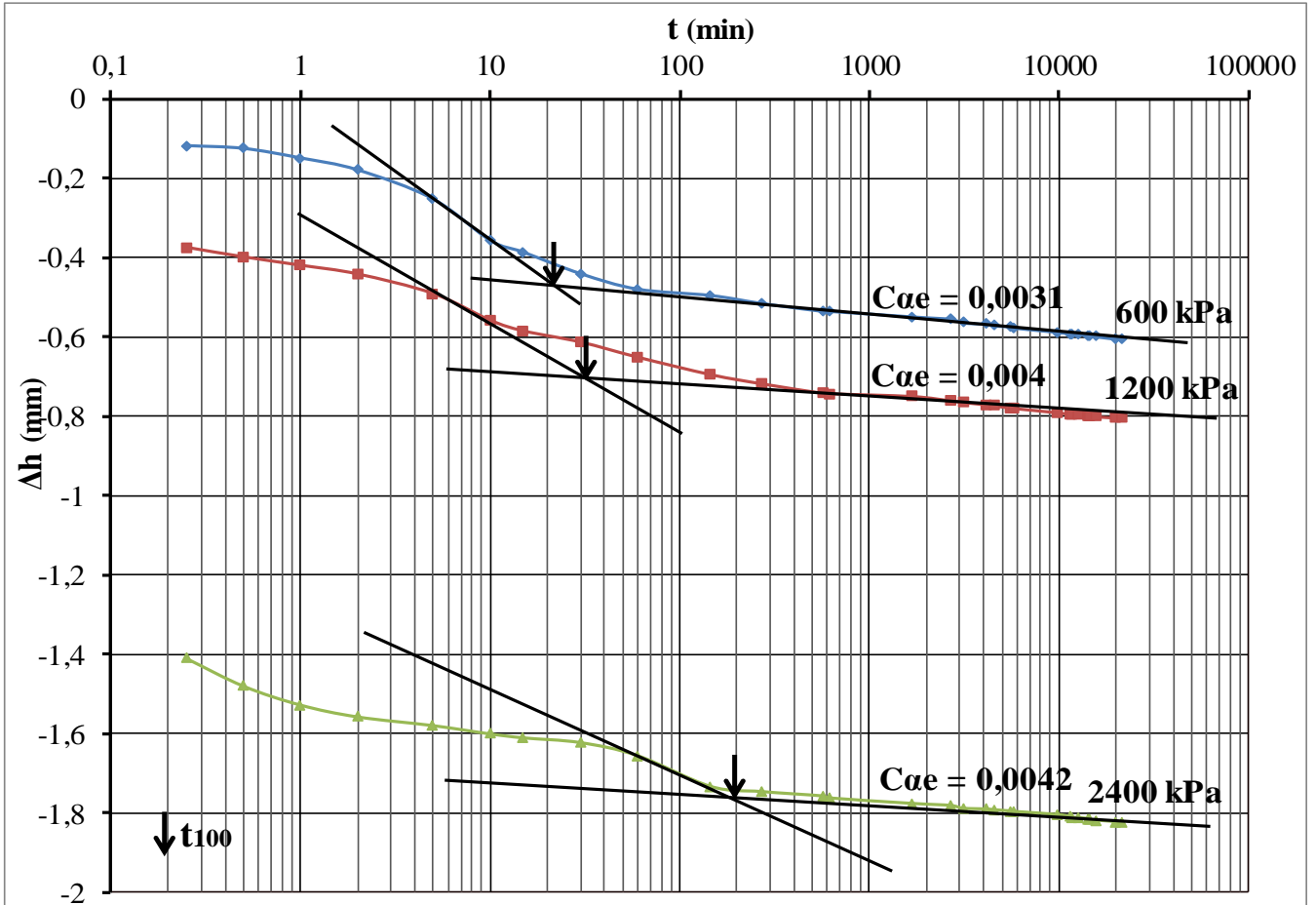


Figure A.2.8 Courbe de fluage œdométrique (OPN ; série n° 4, essai de 10 à 12).

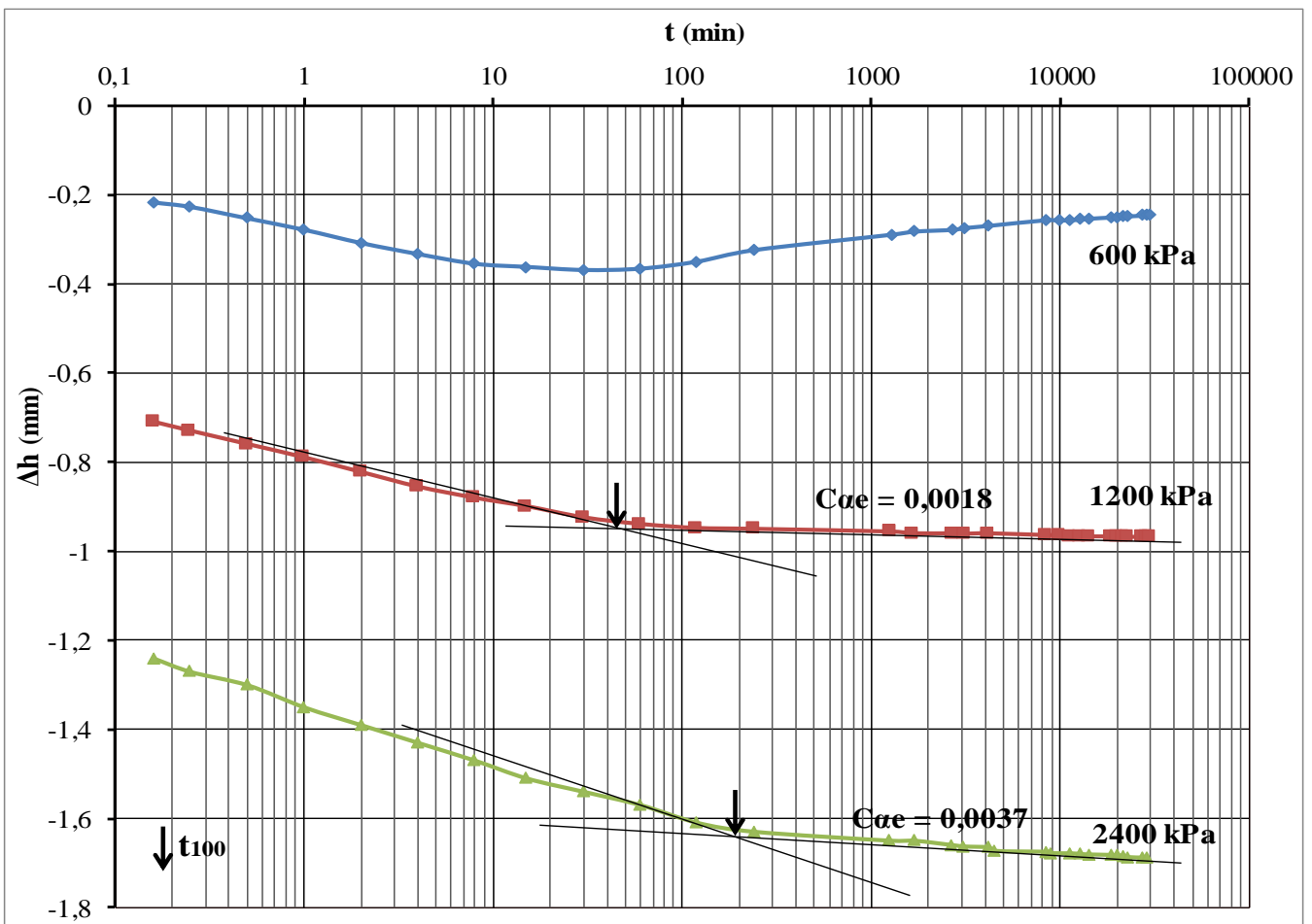


Figure A.2.9 Courbe de fluage œdométrique (OPM ; série n° 1, essais de 1 à 3).

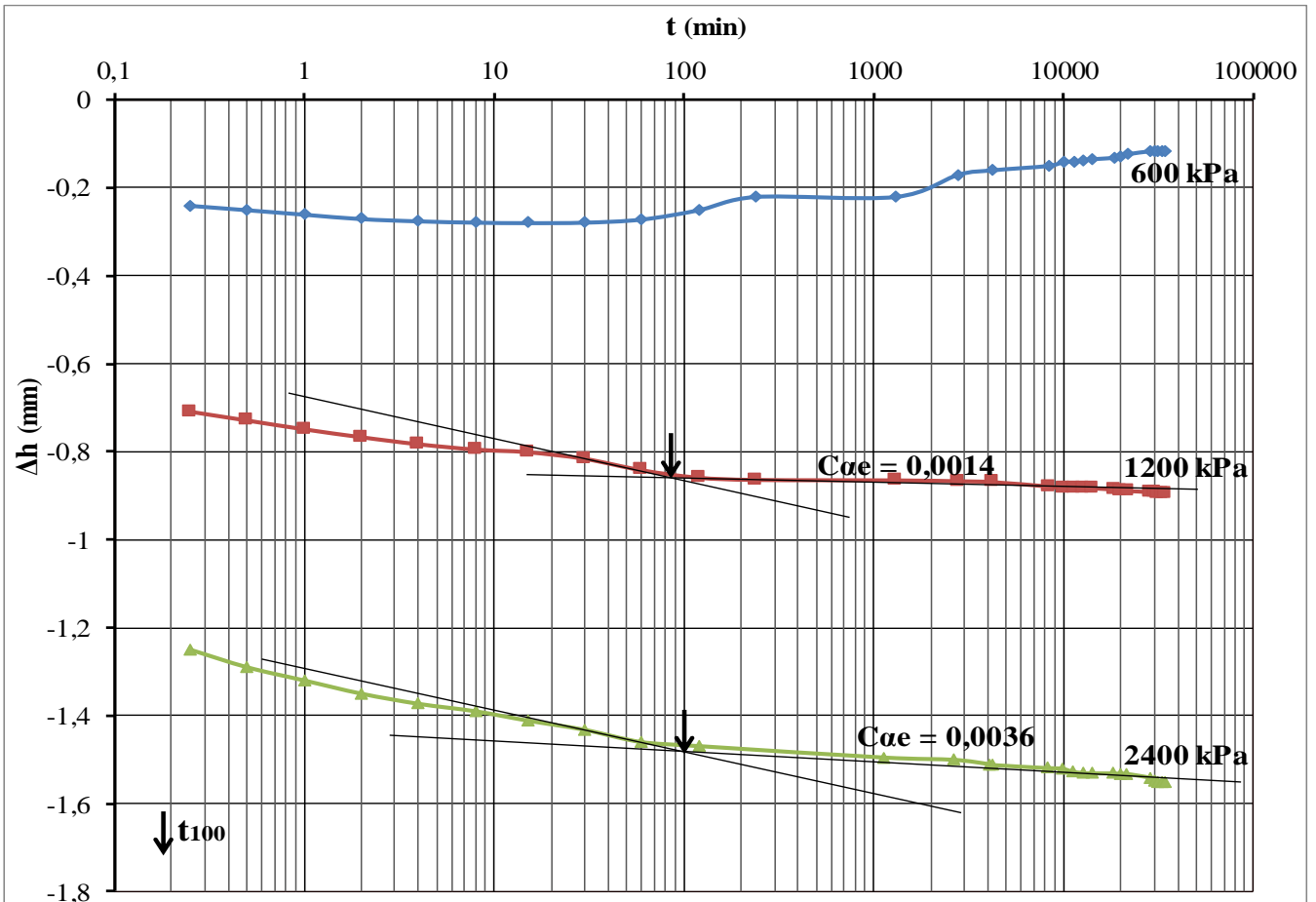


Figure A.2.10 Courbe de fluage œdométrique (OPM ; série n° 2, essais de 4 à 6).

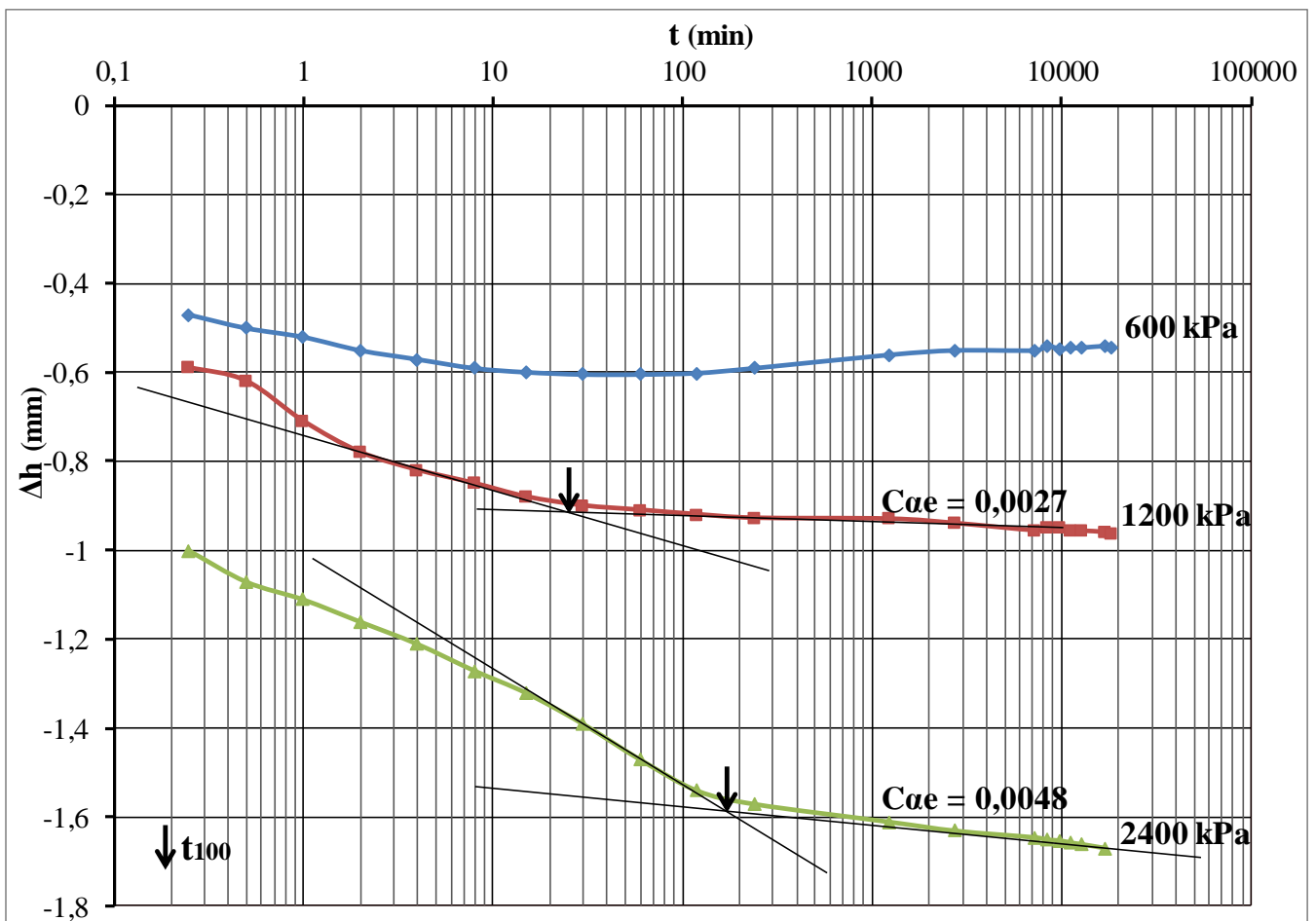


Figure A.2.11 Courbe de fluage œdométrique (OPM ; série n° 3, essais de 7 à 9).

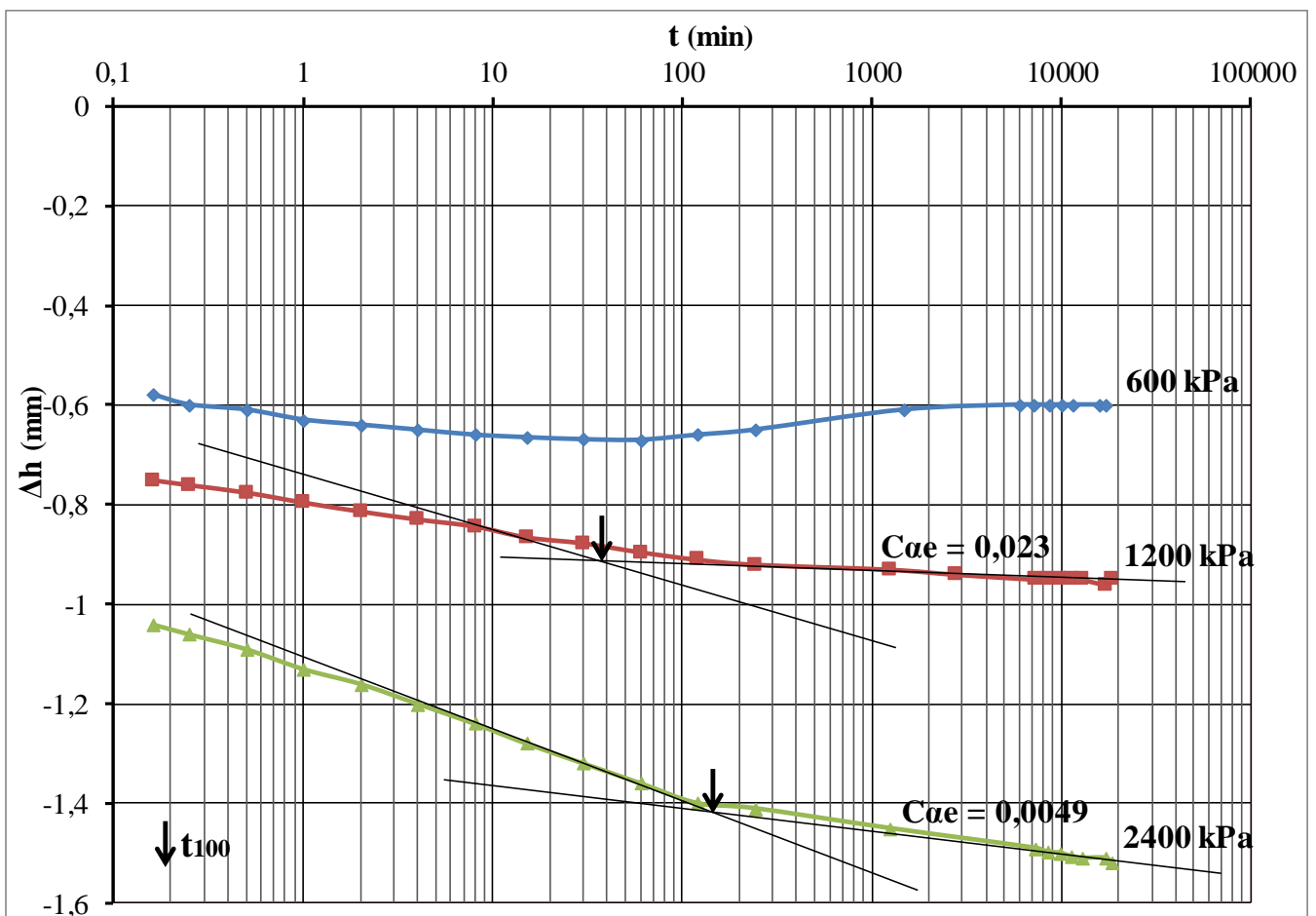


Figure A.2.12 Courbe de fluage œdométrique (OPM ; série n° 4, essais de 10 à 12).

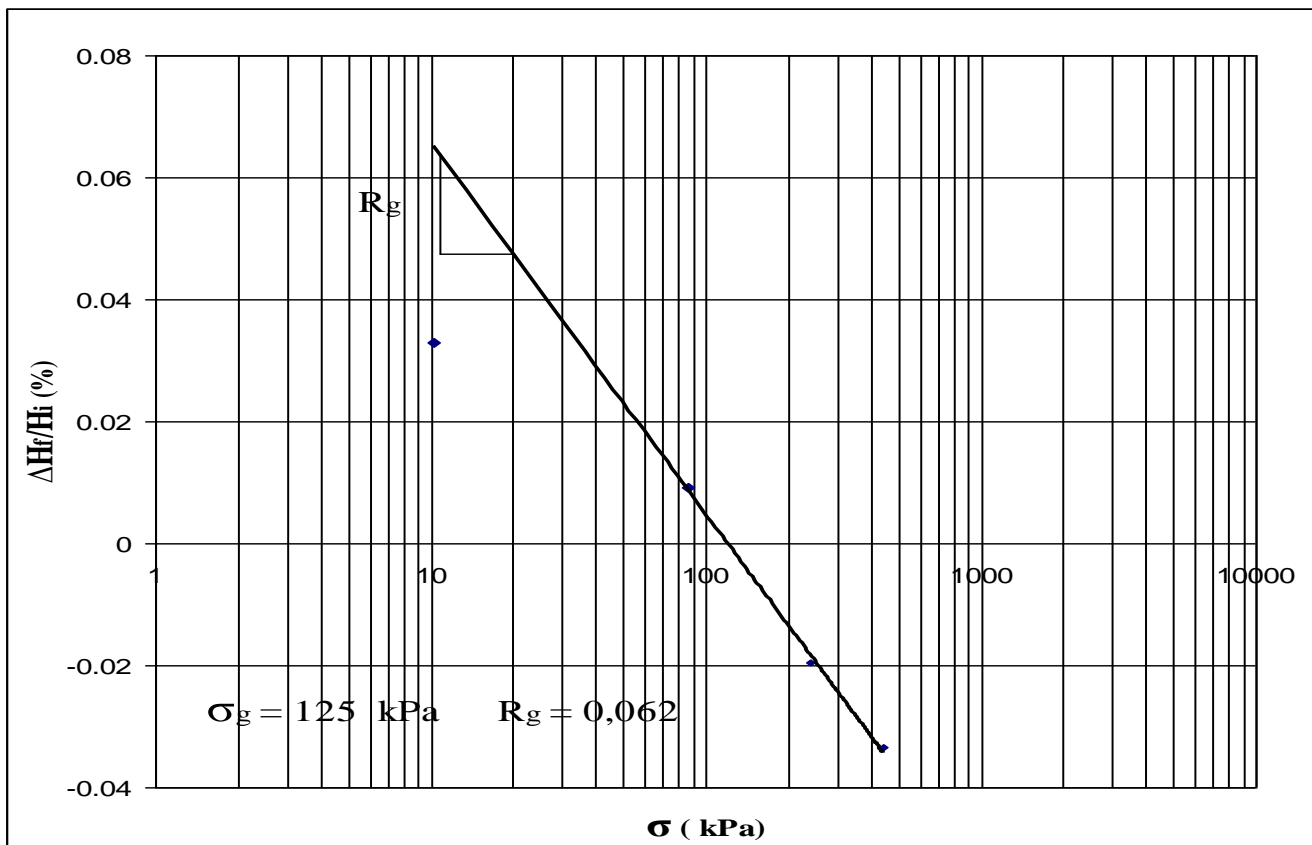


Figure A.3.1.1 Essai de gonflement n° 1 (INT, méthode AFNOR).

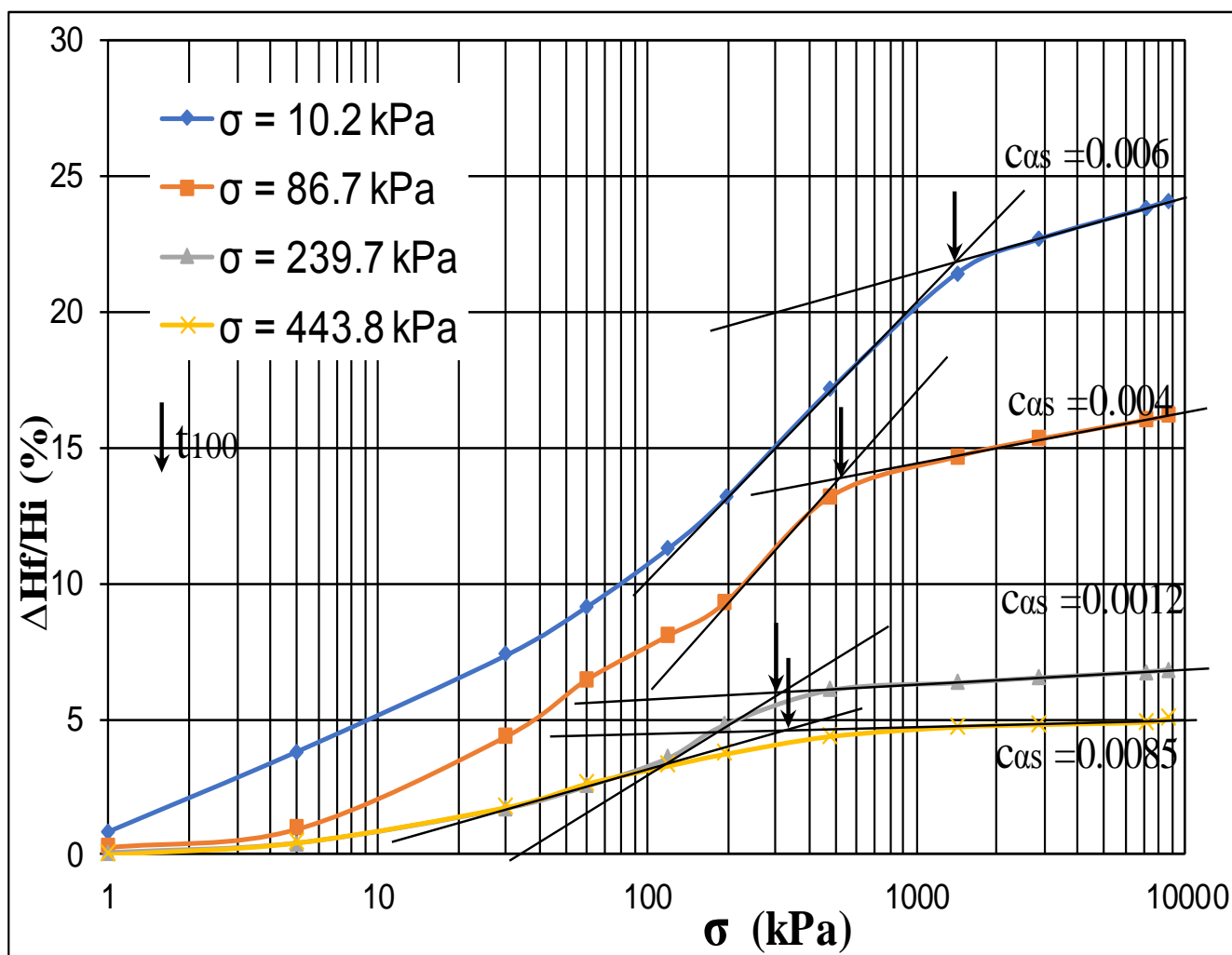


Figure A.3.1.2 Essai de gonflement n° 1 (INT, méthode AFNOR).

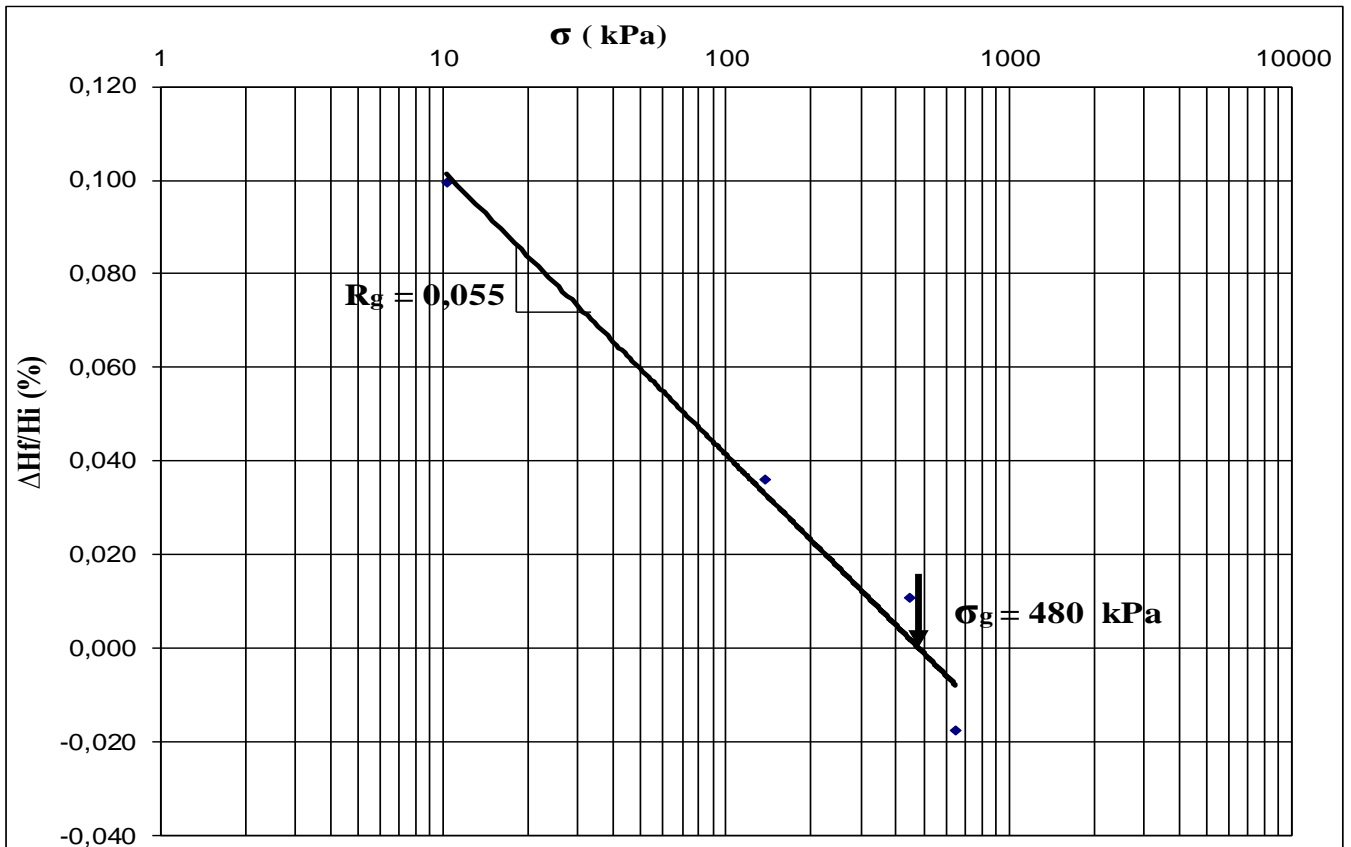


Figure A.3.2.1 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode AFNOR).

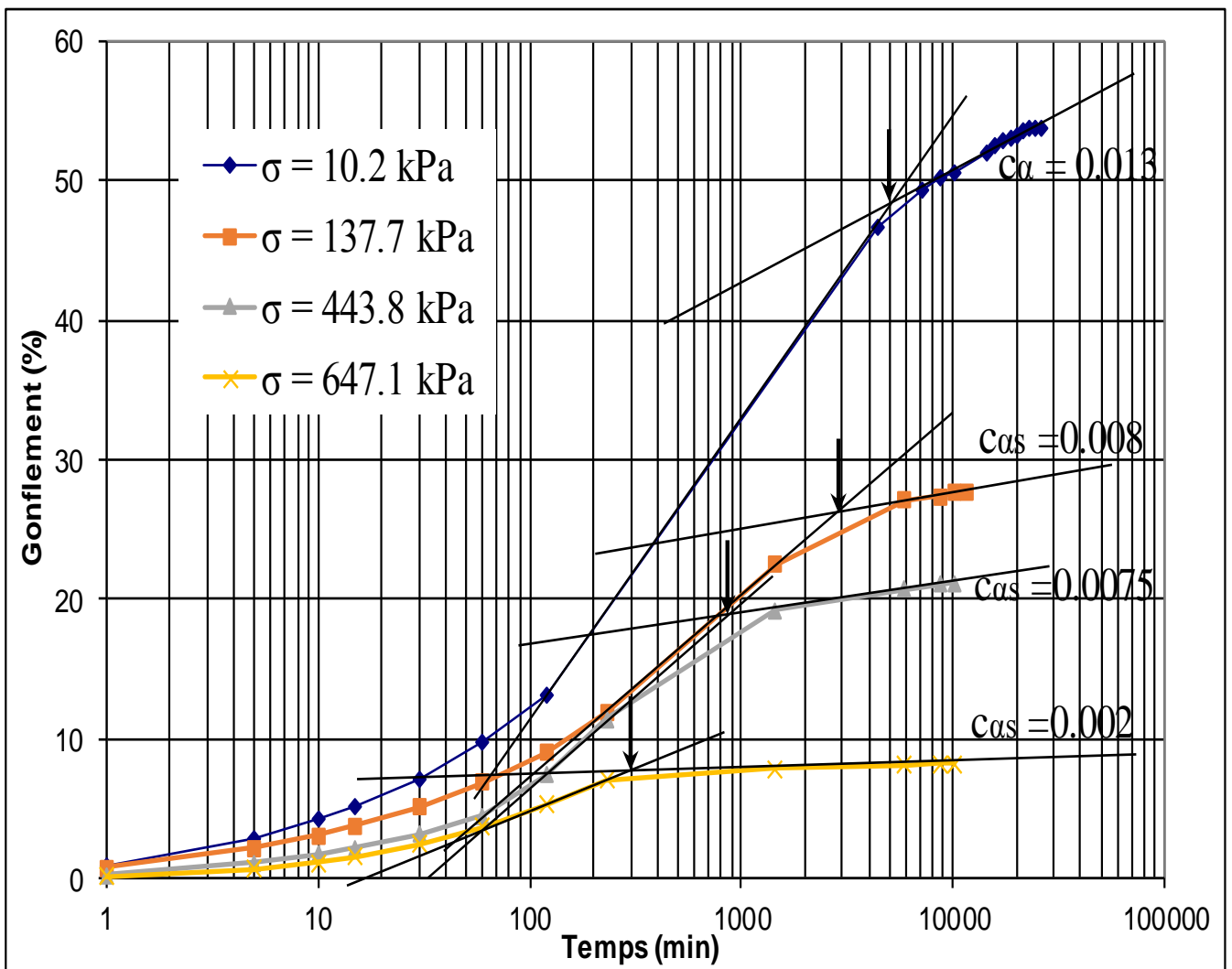


Figure A.3.2.2 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode AFNOR).

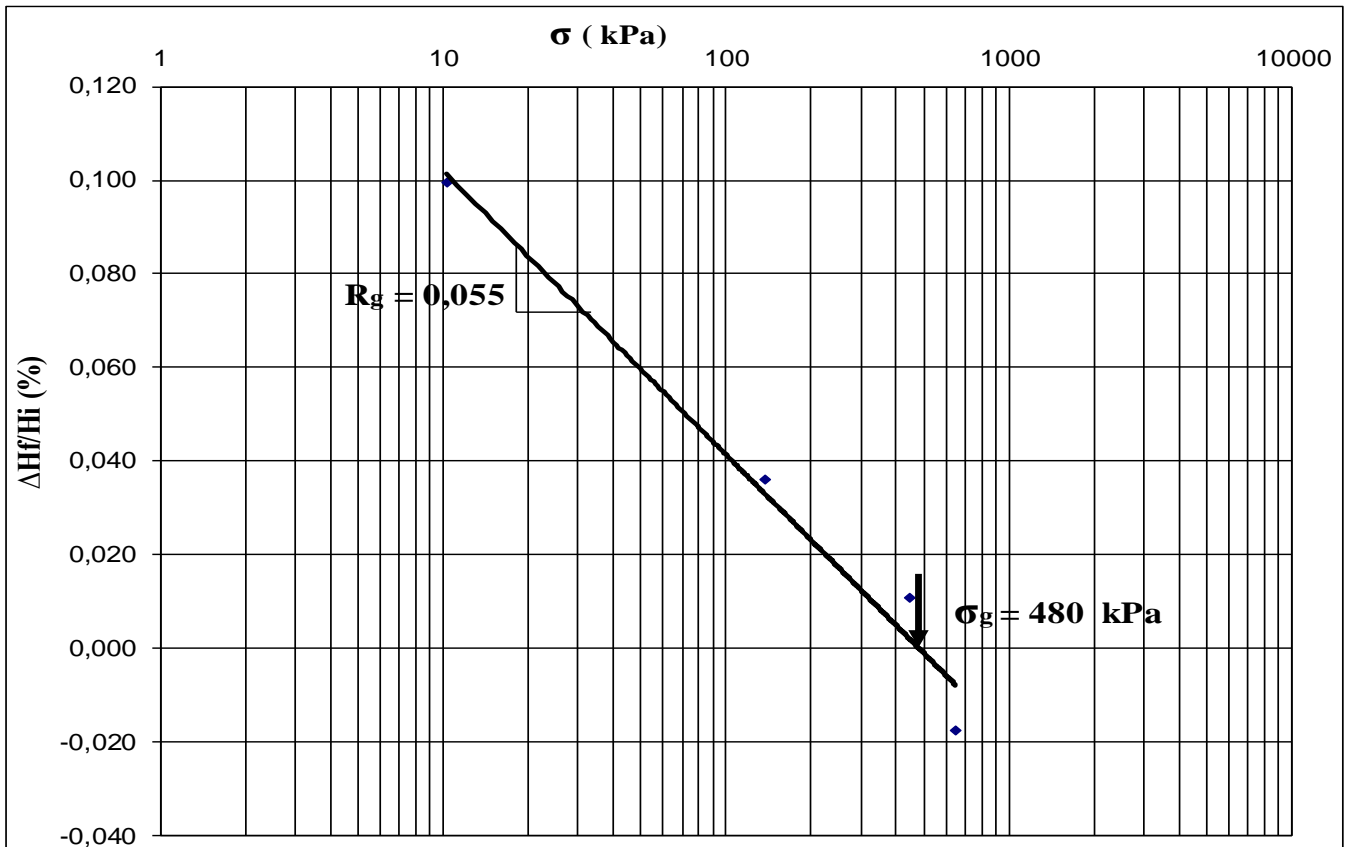


Figure A.3.2.1 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode AFNOR).

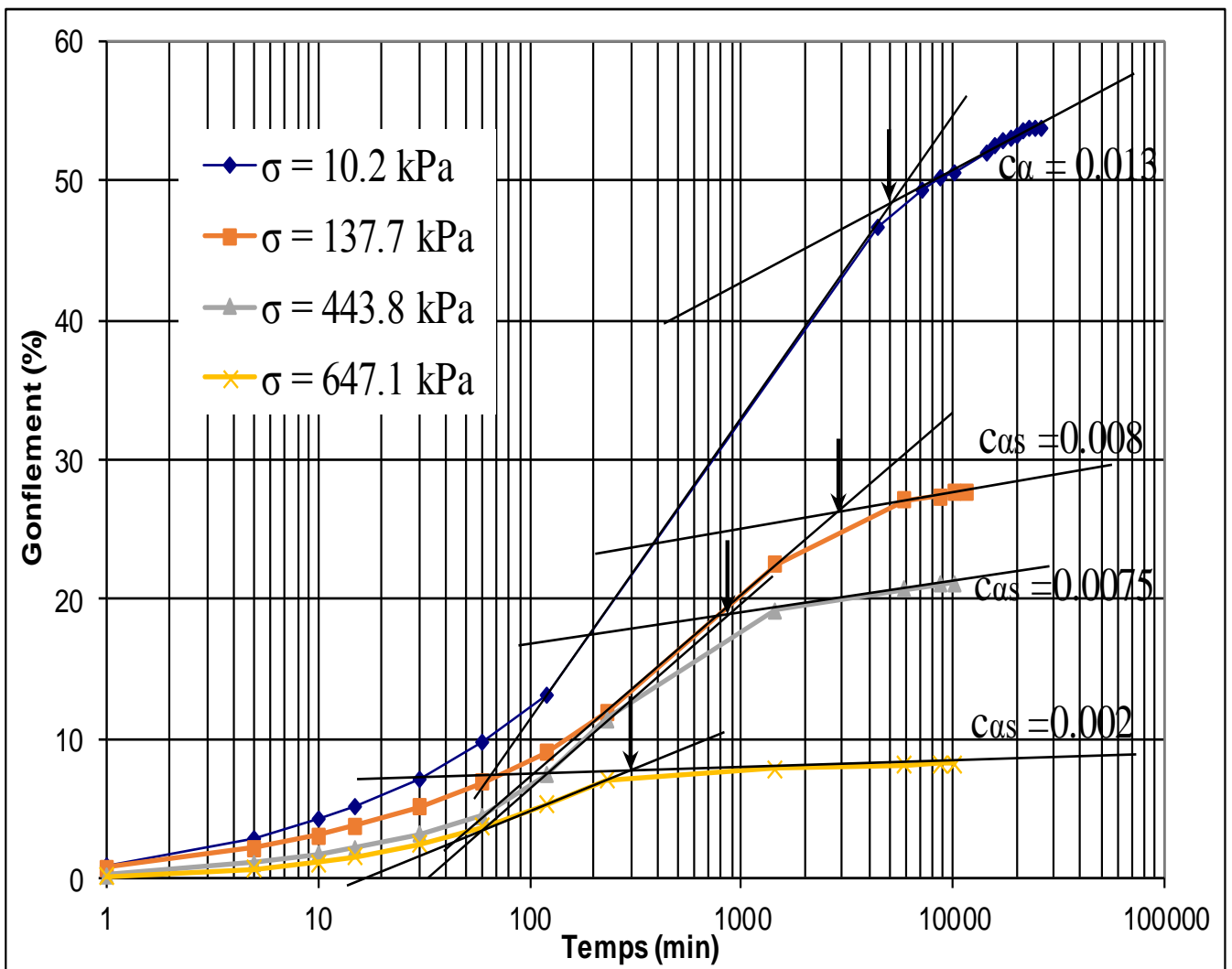


Figure A.3.2.2 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode AFNOR).

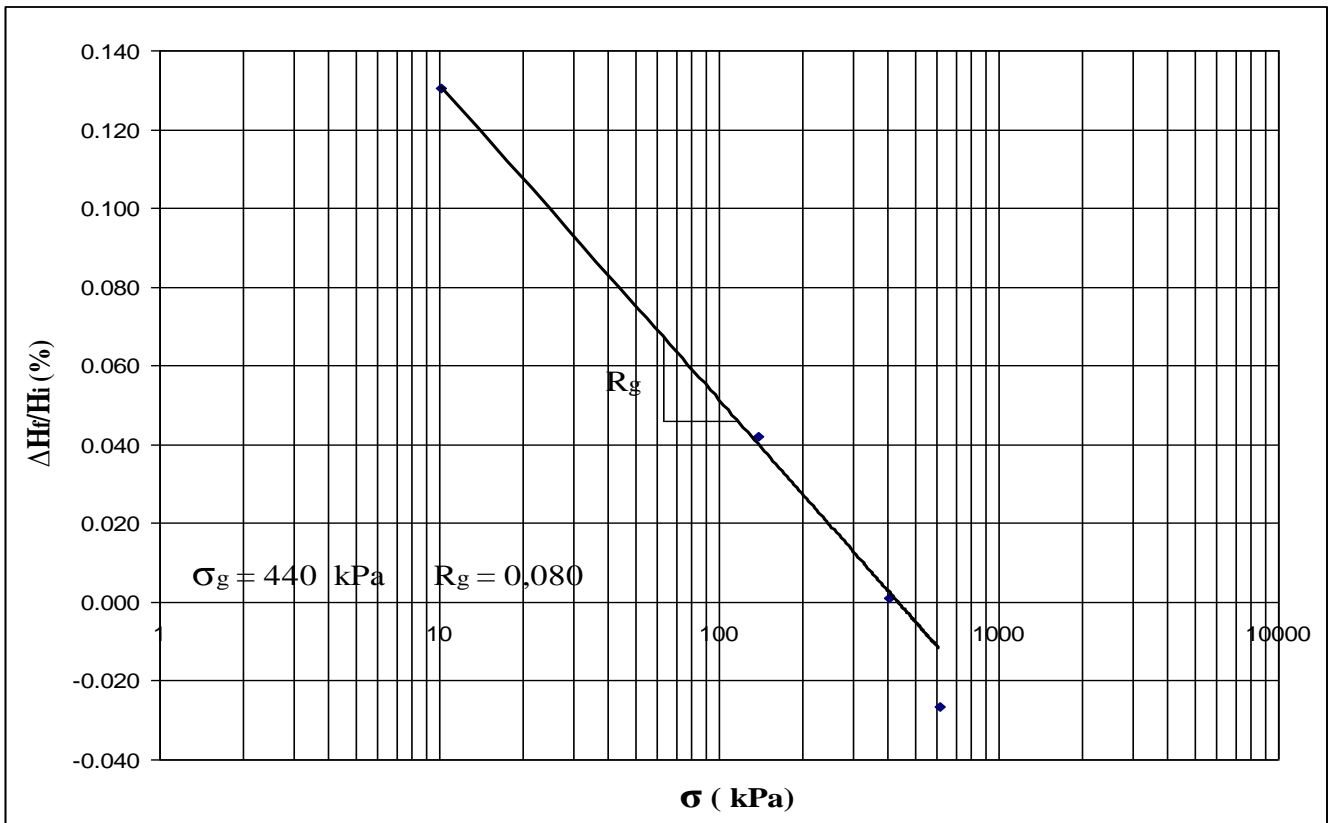


Figure A.3.3.1 Essai de gonflement n° 3 (INT, méthode AFNOR).

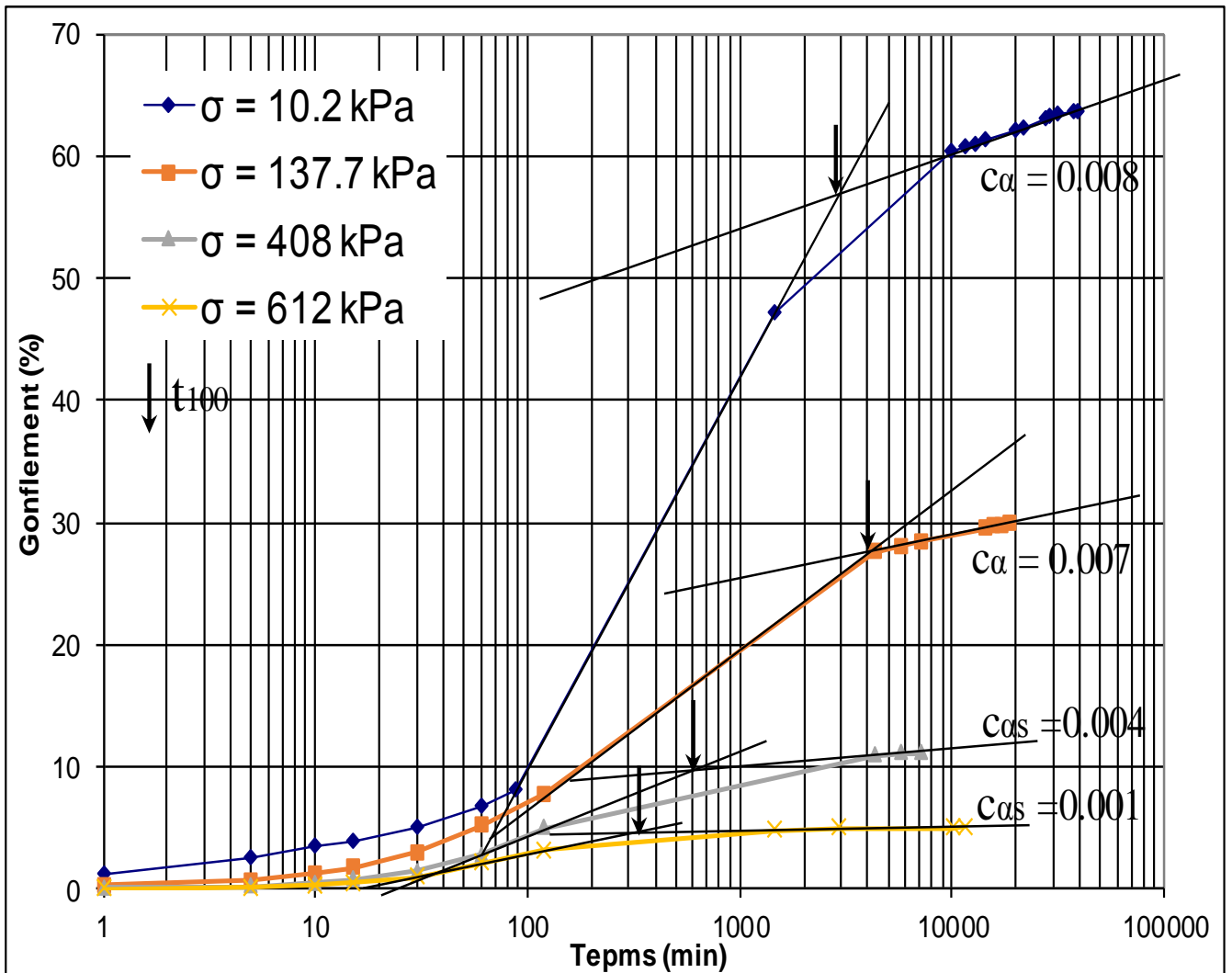


Figure A.3.3.2 Essai de gonflement n° 3 (INT, méthode AFNOR).

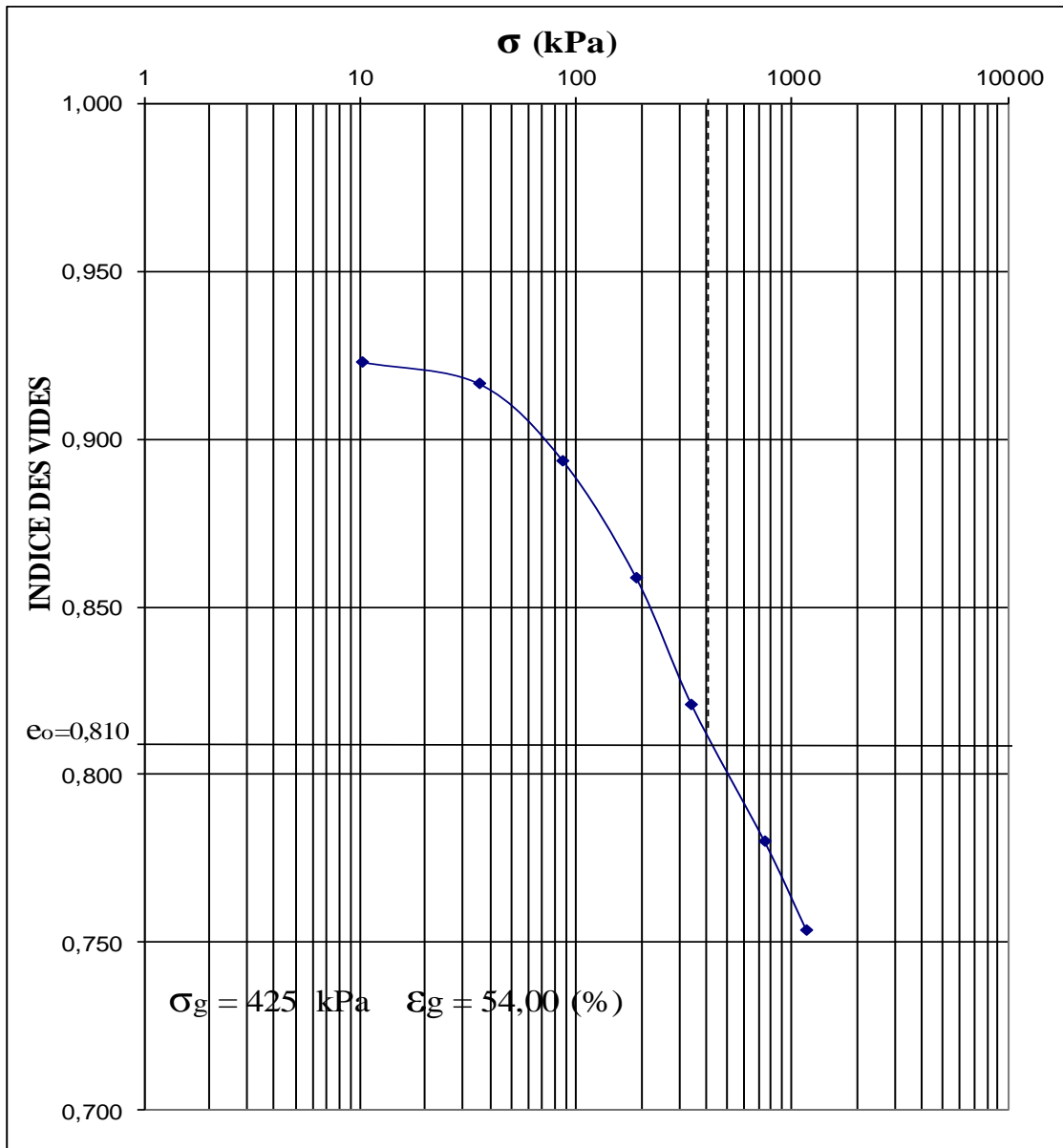


Figure A.4.1.1 Essai de gonflement n° 1 (INT, méthode du CEBTP).

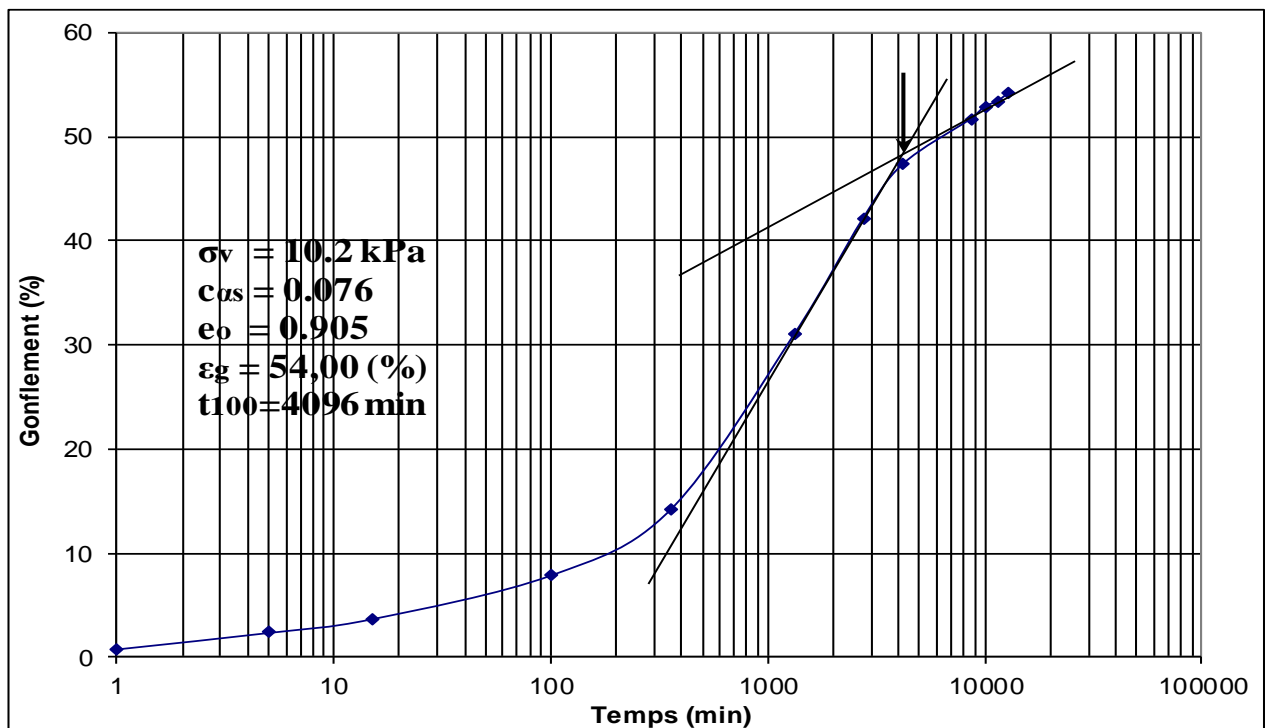


Figure A.4.1.2 Essai de gonflement n° 1 (INT, méthode du CEBTP).

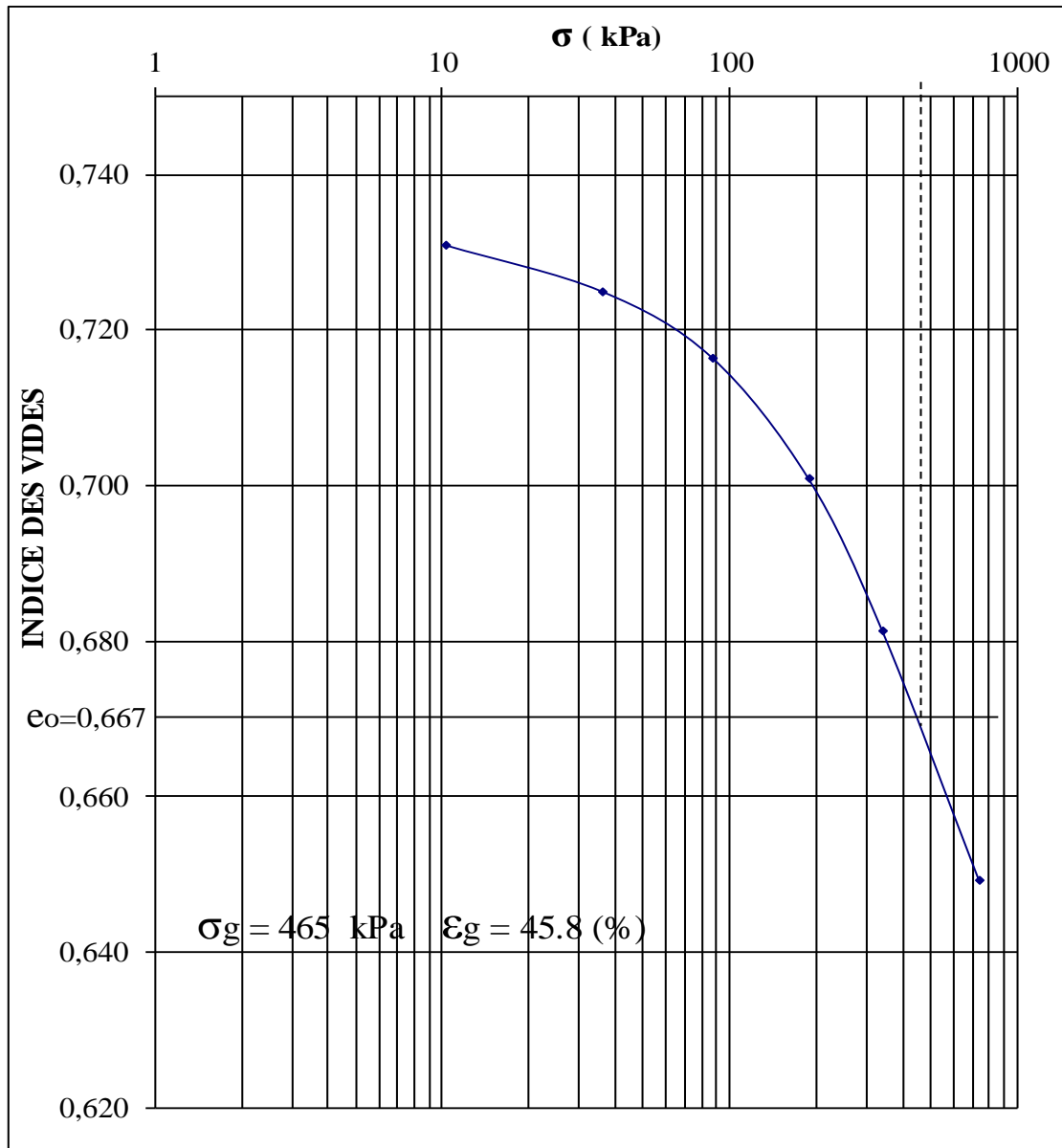


Figure A.4.2.1 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode du CEBTP).

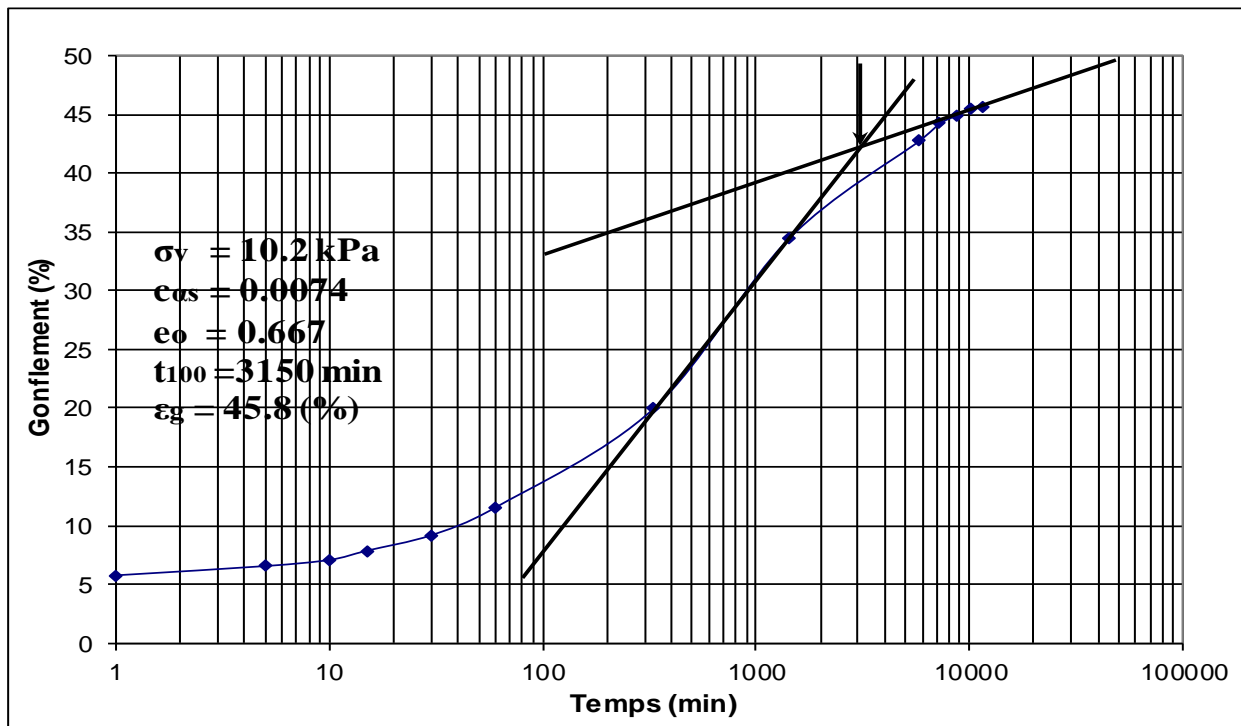


Figure A.4.2.2 Essai de gonflement n° 2 (INT, méthode du CEBTP).

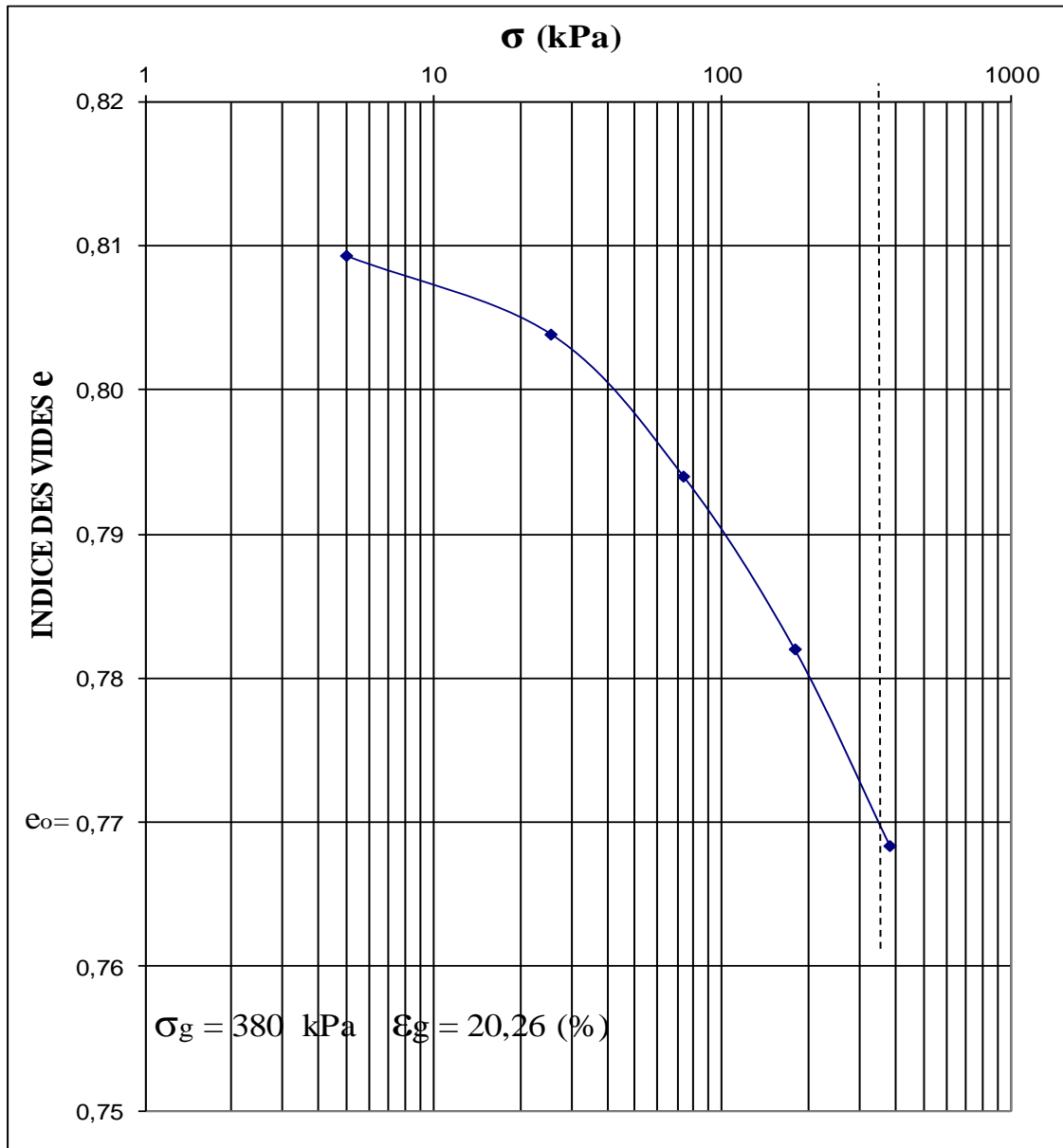


Figure A.4.3.1 Essai de gonflement n° 1 (OPN, méthode du CEBTP).

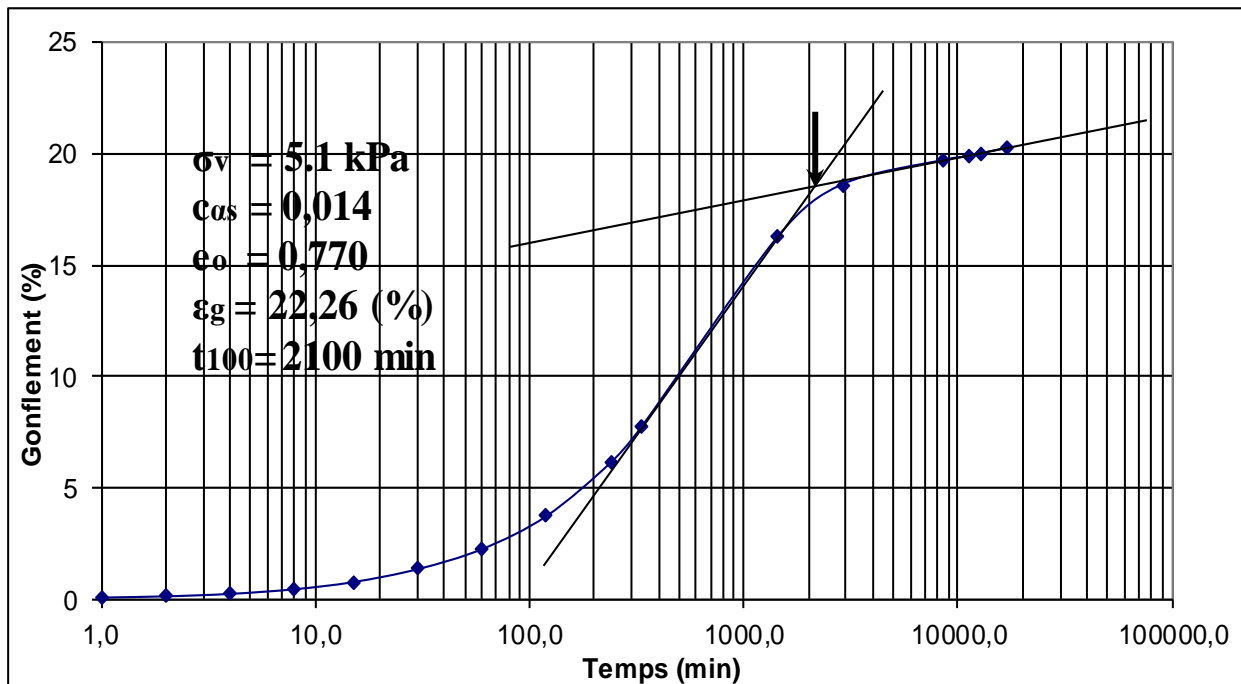


Figure A.4.3.2 Essai de gonflement n° 1 (OPN, méthode du CEBTP).

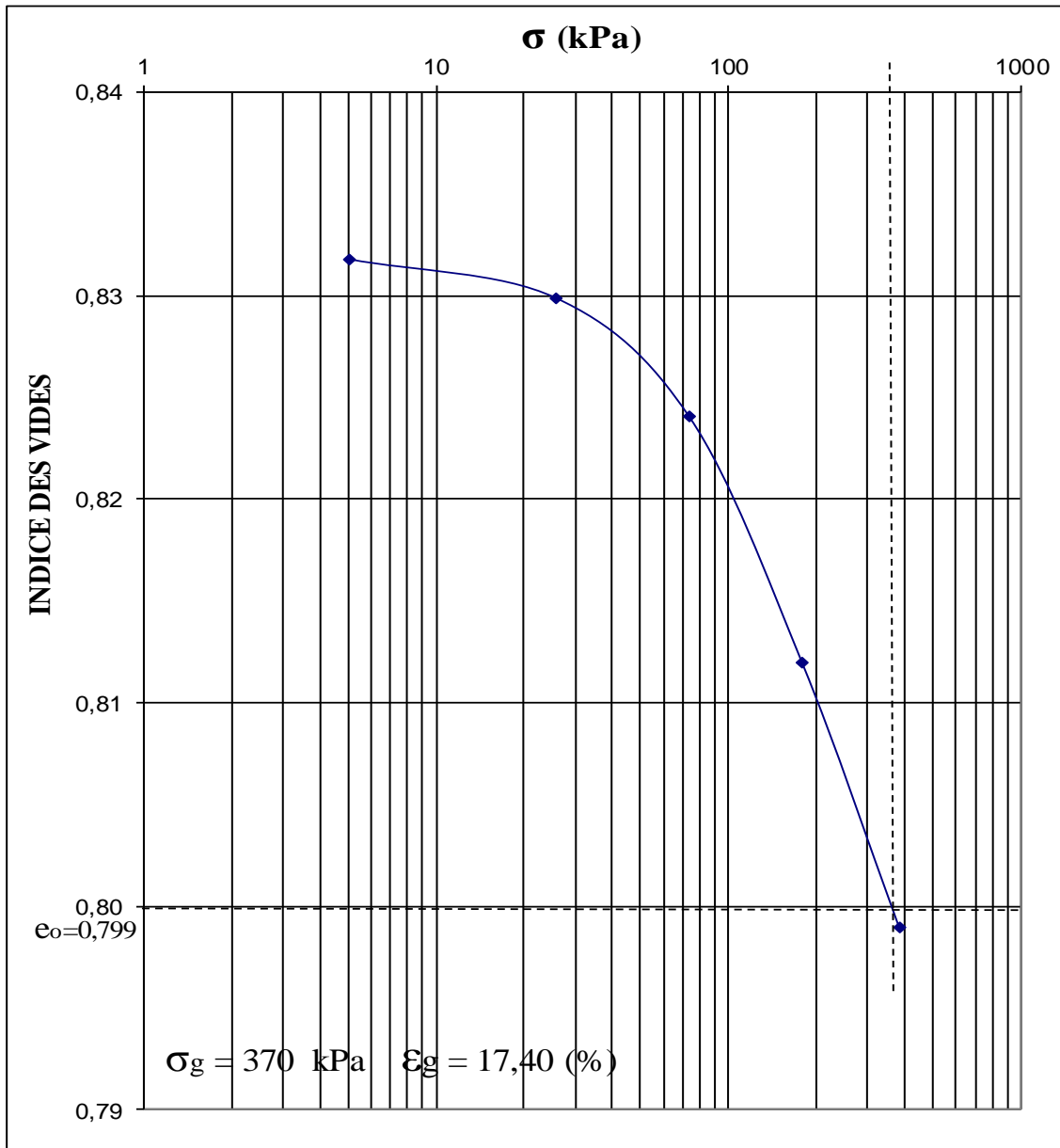


Figure A.4.4.1 Essai de gonflement n° 2 (OPN, méthode du CEBTP).

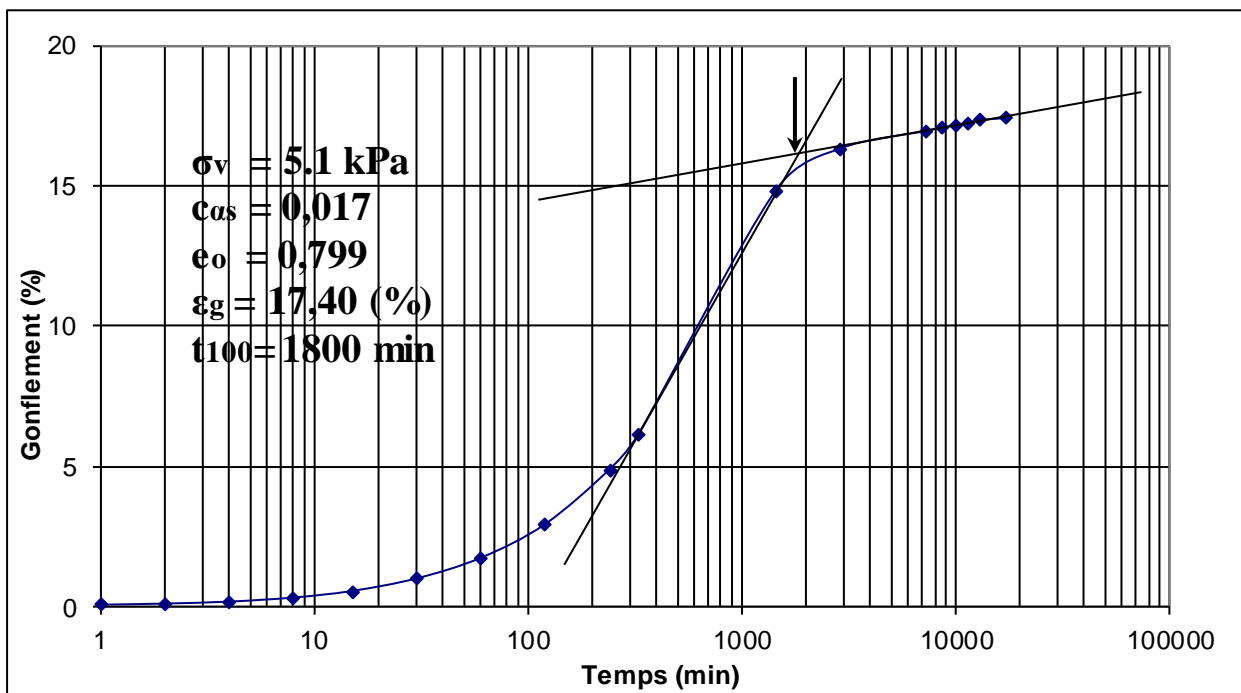


Figure A.4.4.2 Essai de gonflement n° 2 (OPN, méthode du CEBTP).

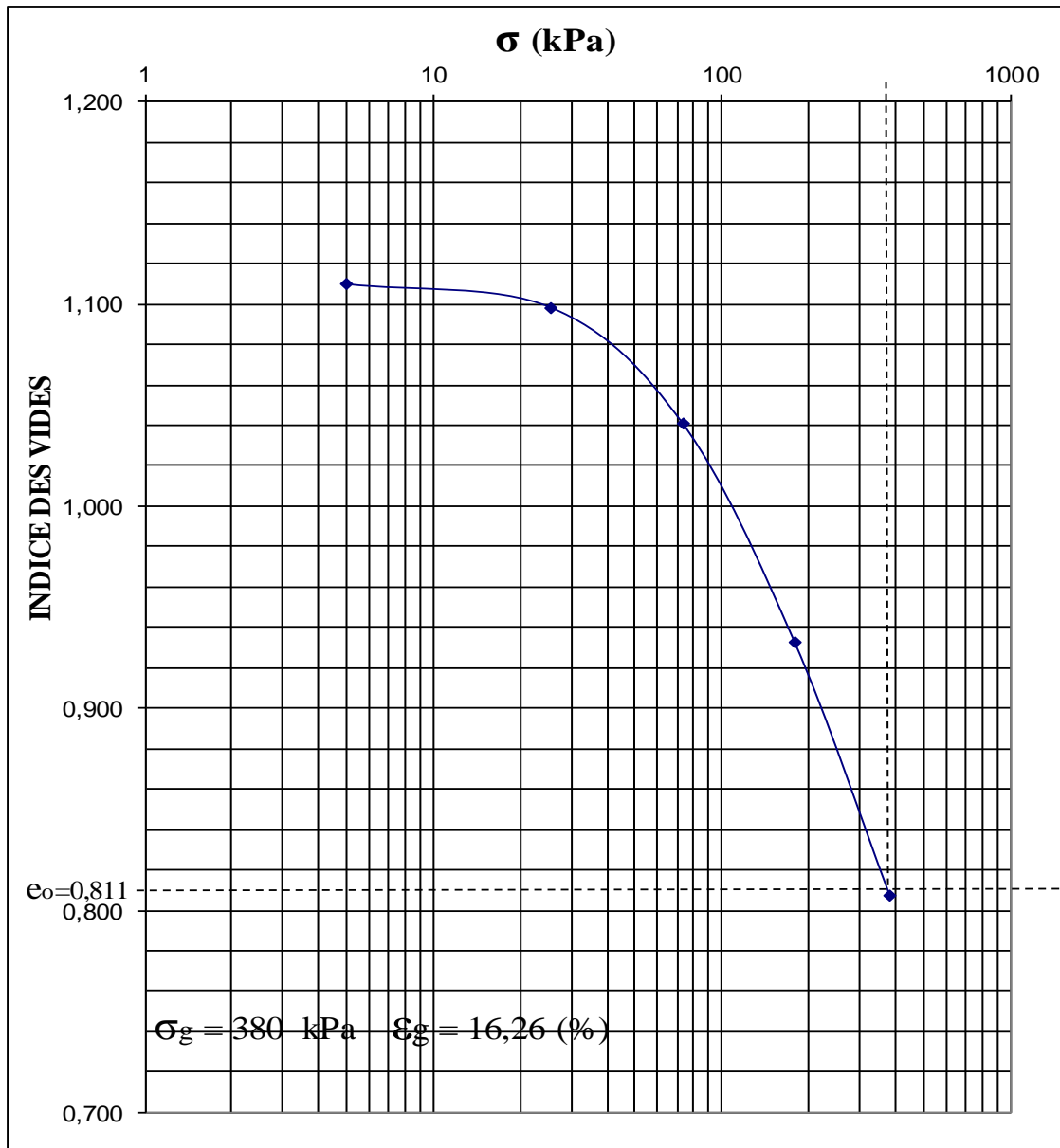


Figure A.4.5.1 Essai de gonflement n° 3 (OPN, méthode du CEBTP).

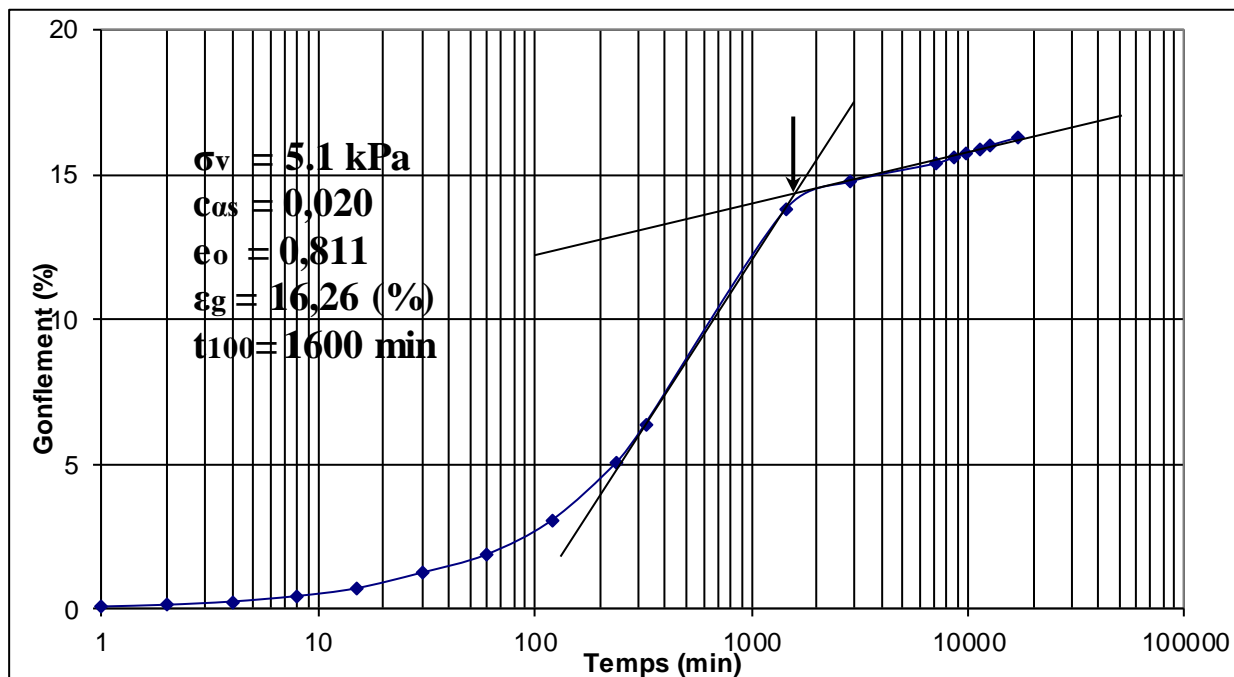


Figure A.4.5.2 Essai de gonflement n° 3 (OPN, méthode du CEBTP).

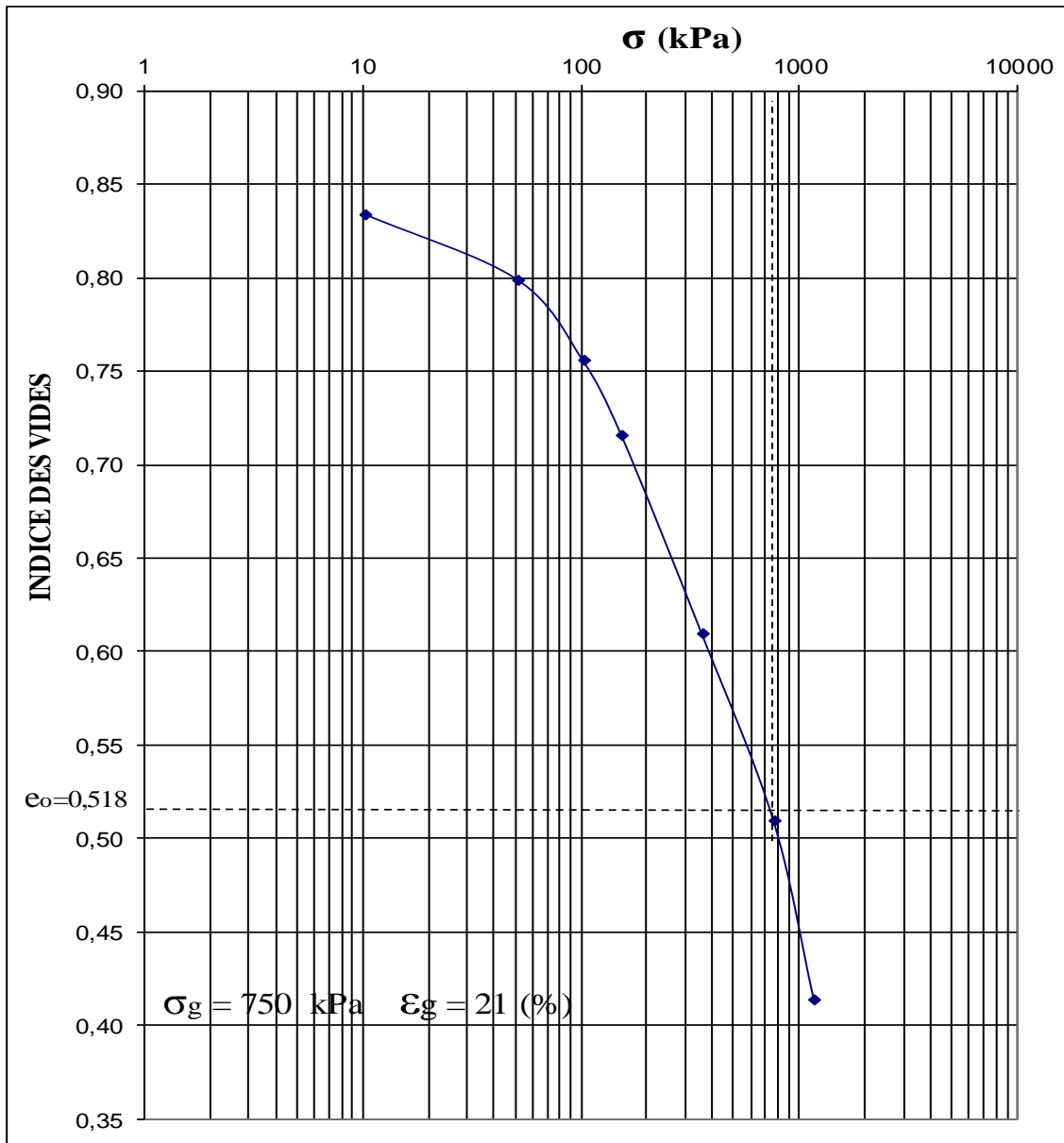


Figure A.4.6.1 Essai de gonflement n° 1 (OPM, méthode du CEBTP).

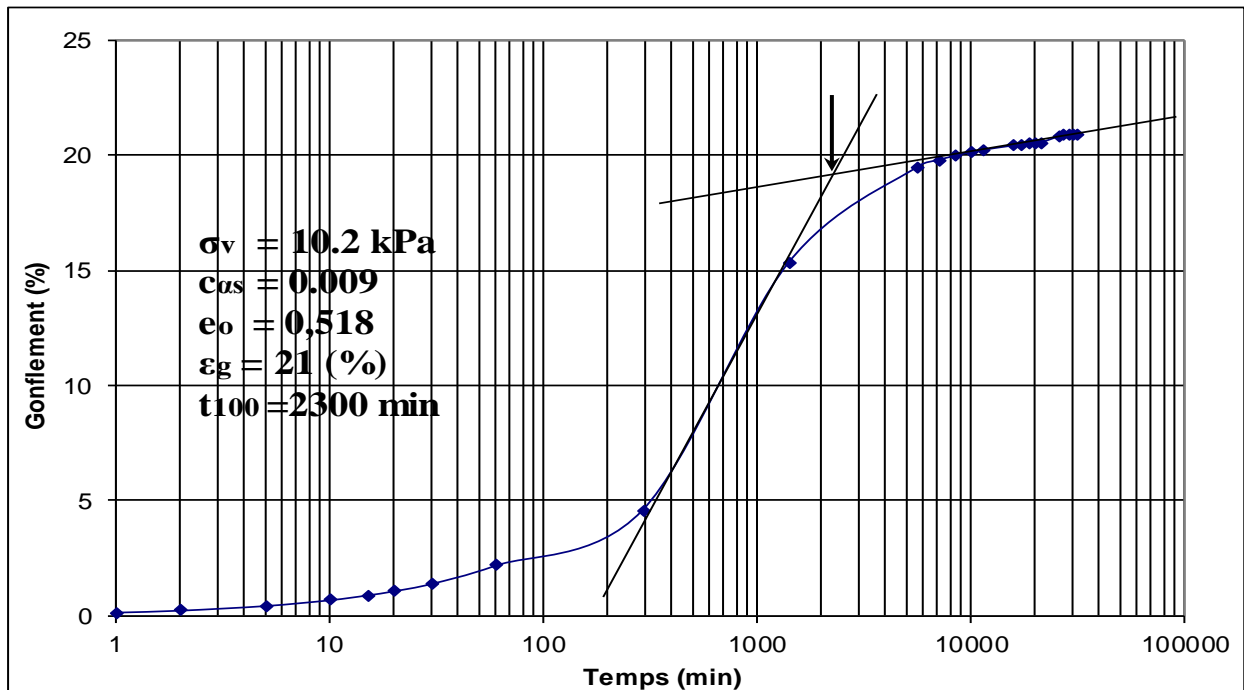


Figure A.4.6.2 Essai de gonflement n° 1 (OPM, méthode du CEBTP).

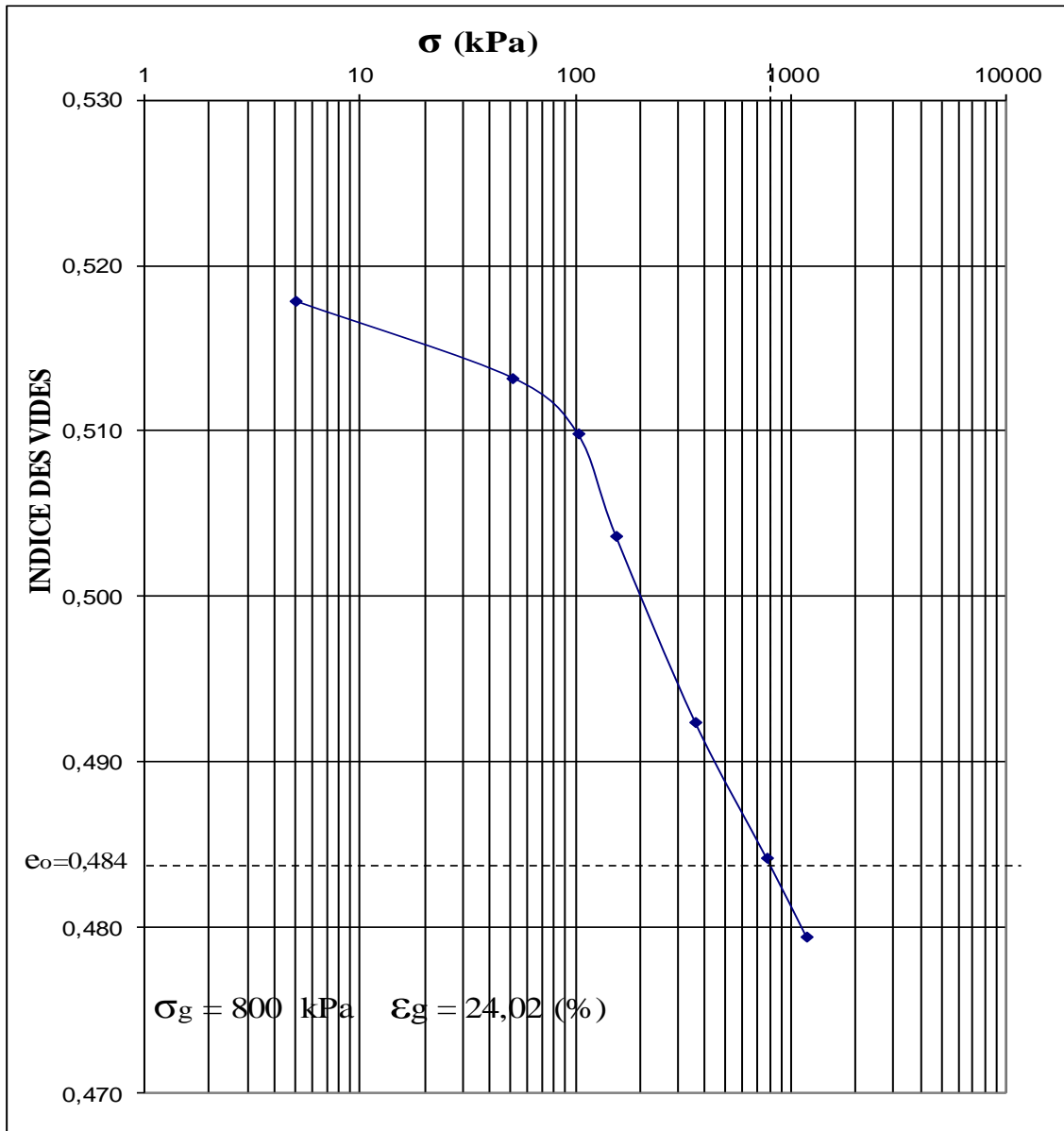


Figure A.4.7.1 Essai de gonflement n° 2 (OPM, méthode du CEBTP).

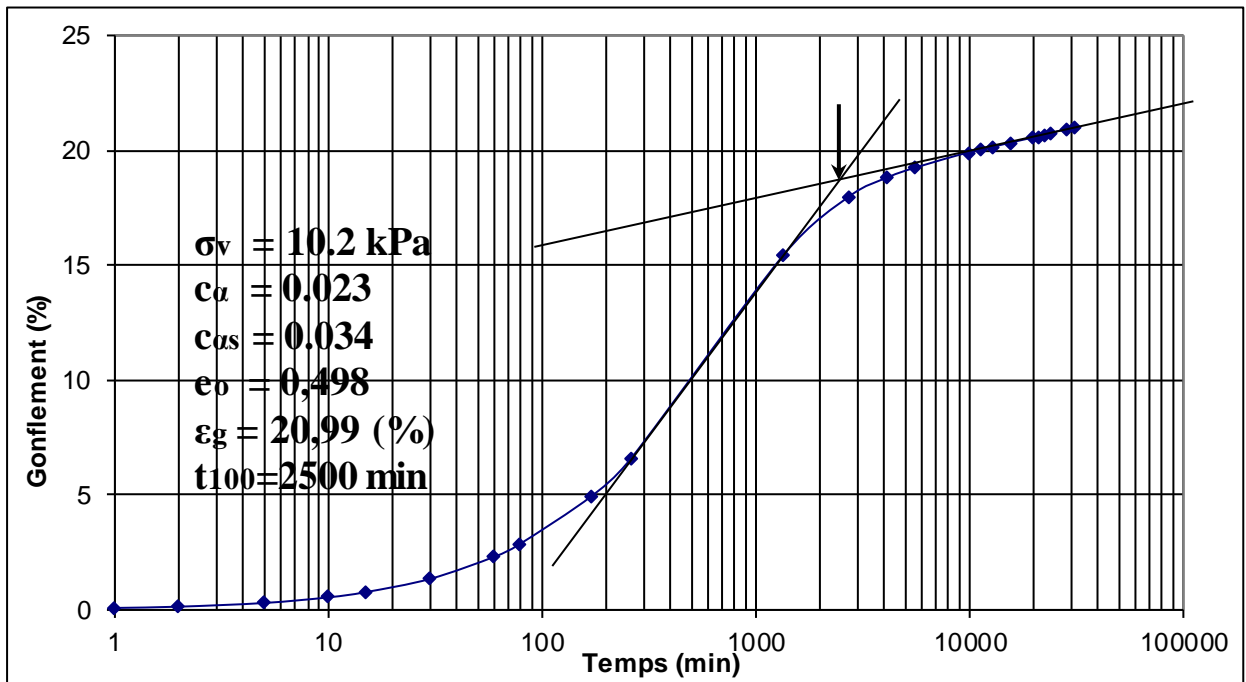


Figure A.4.7.2 Essai de gonflement n° 2 (OPM, méthode du CEBTP).

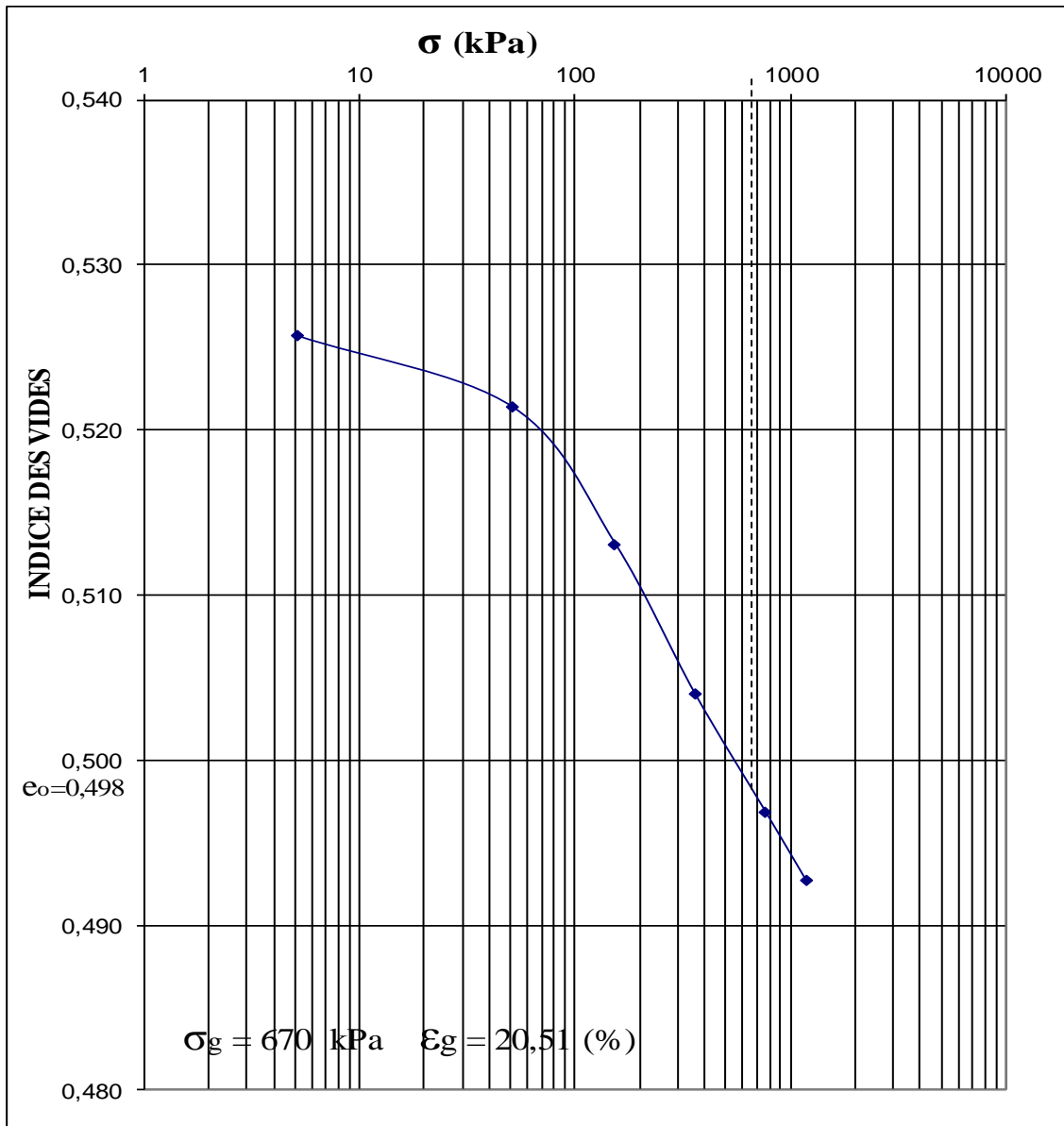


Figure A.4.8.1 Essai de gonflement n° 3 (OPM, méthode du CEBTP).

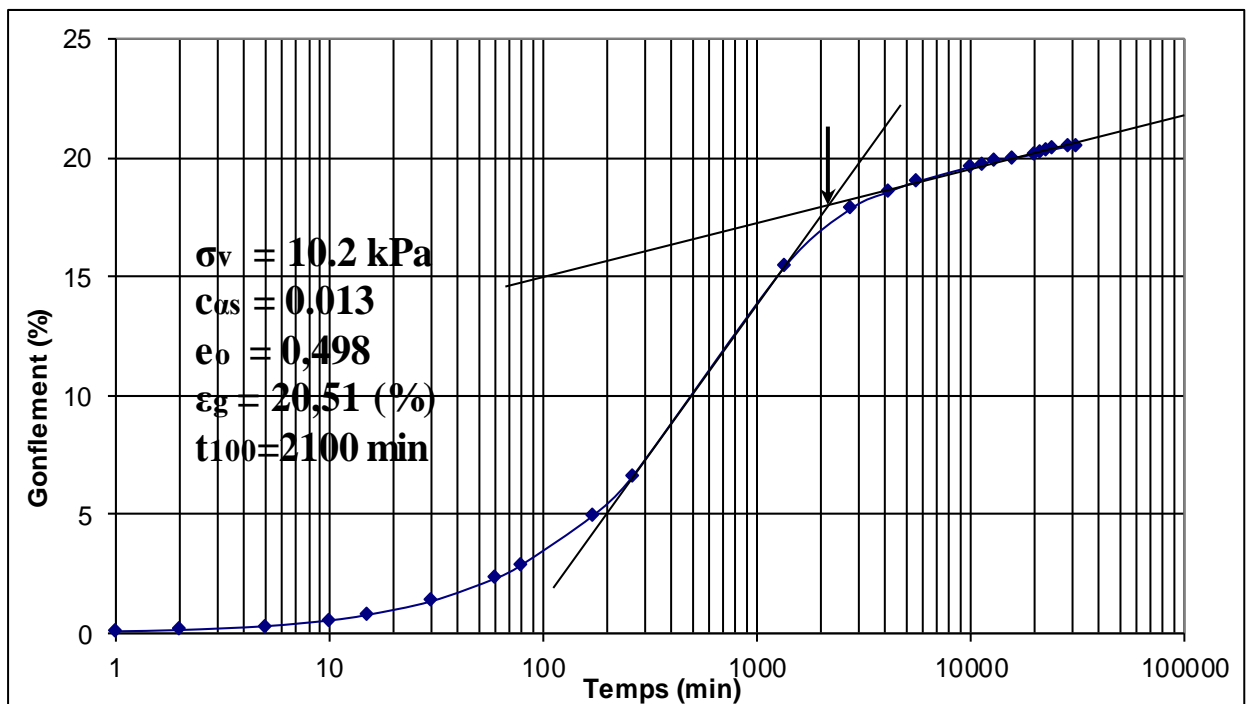


Figure A.4.8.2 Essai de gonflement n° 3 (OPM, méthode du CEBTP).

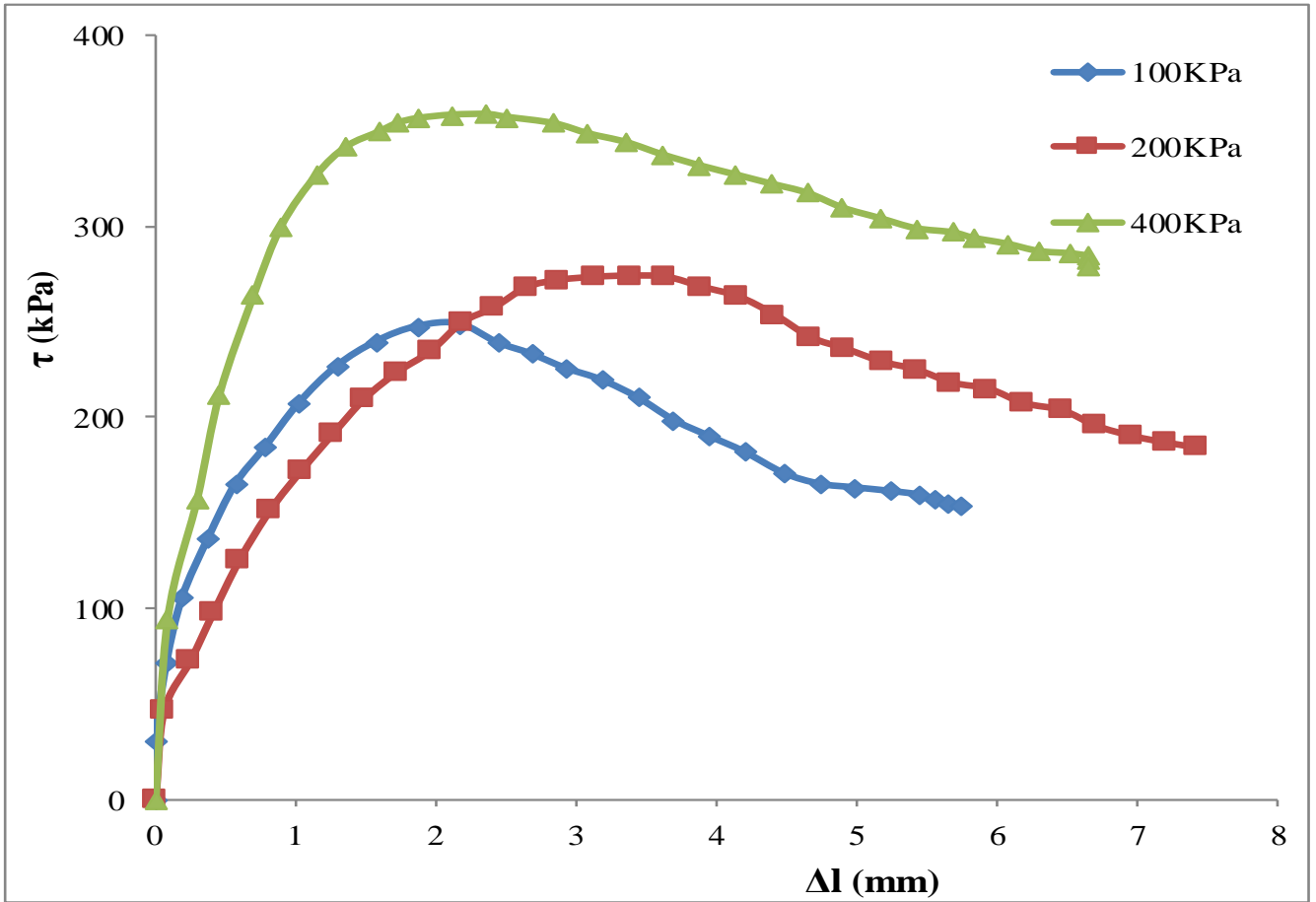


Figure A.5.1.1 Essai de cisaillement n° 1 (INT).

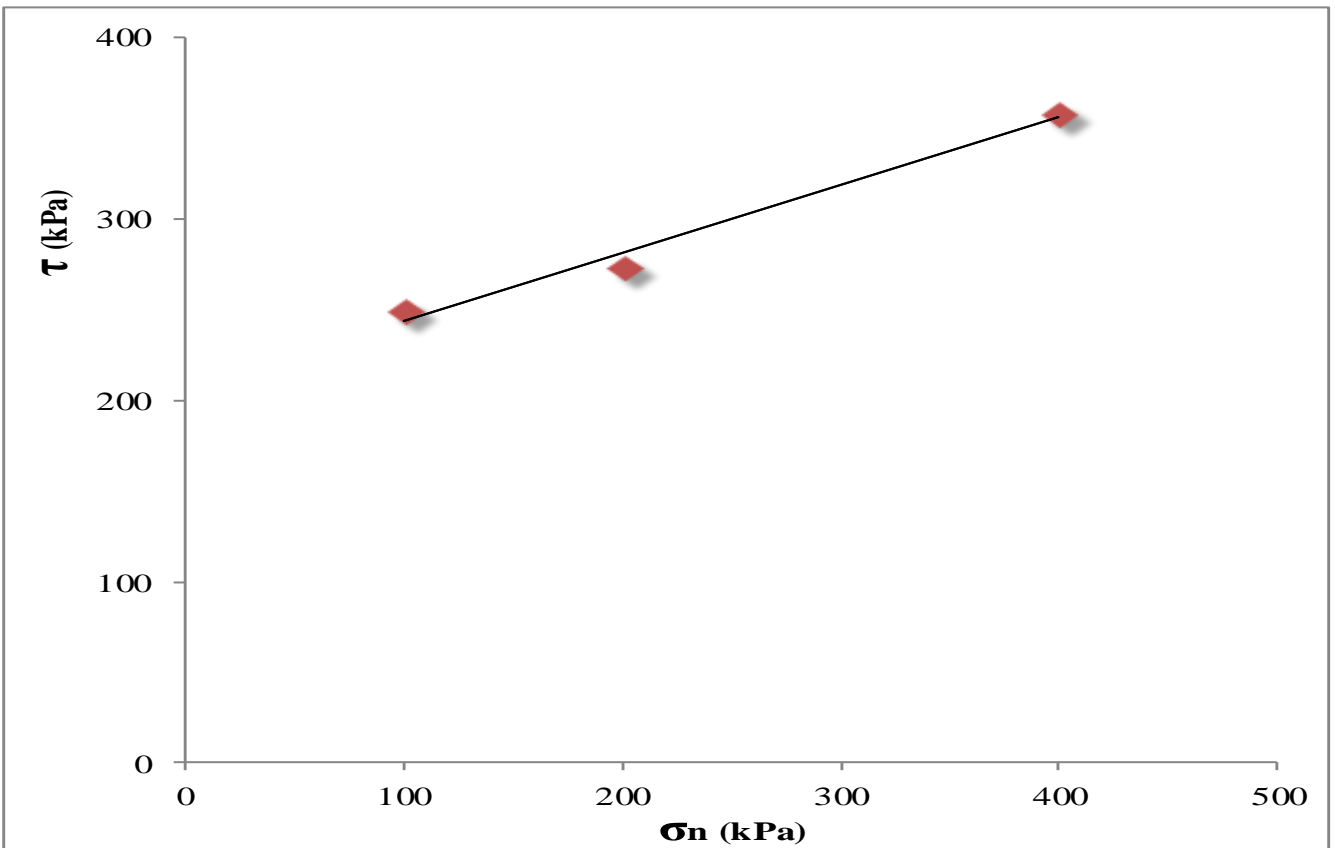


Figure A.5.1.2 Essai de cisaillement n° 1 (INT).

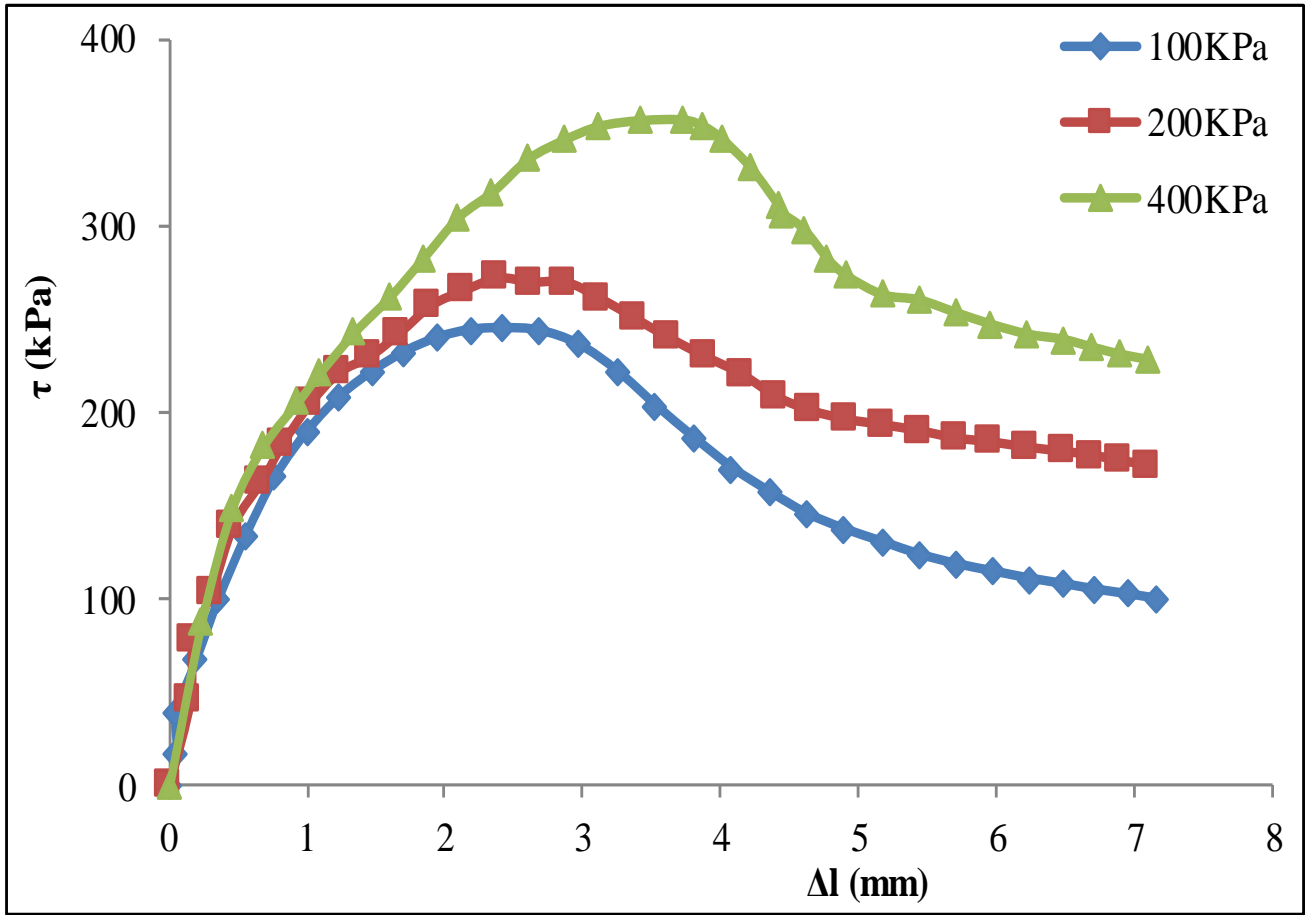


Figure A.5.2.1 Essai de cisaillement n° 2 (INT).

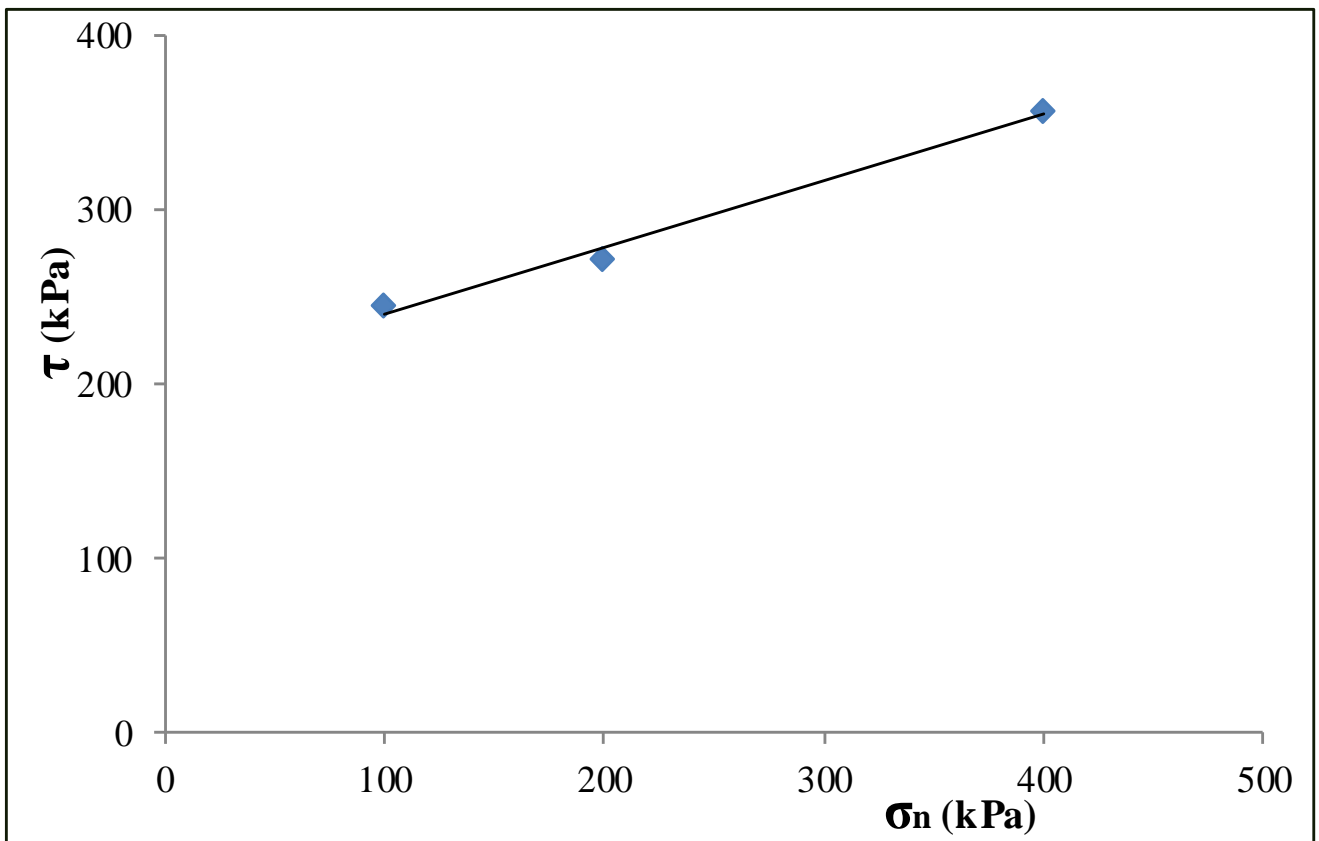


Figure A.5.2.2 Essai de cisaillement n° 2 (INT).

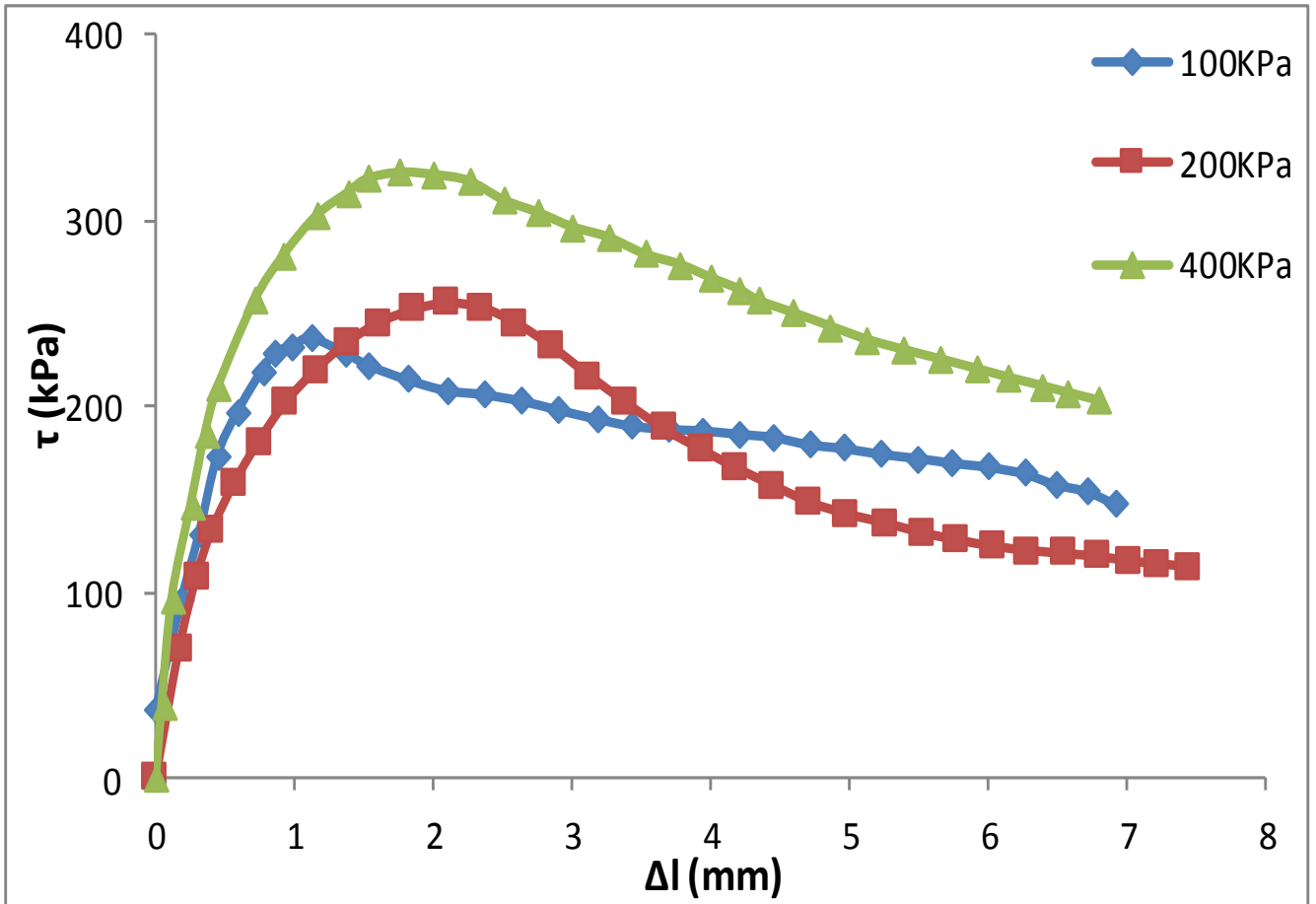


Figure A.5.3.1 Essai de cisaillement n° 3 (INT).

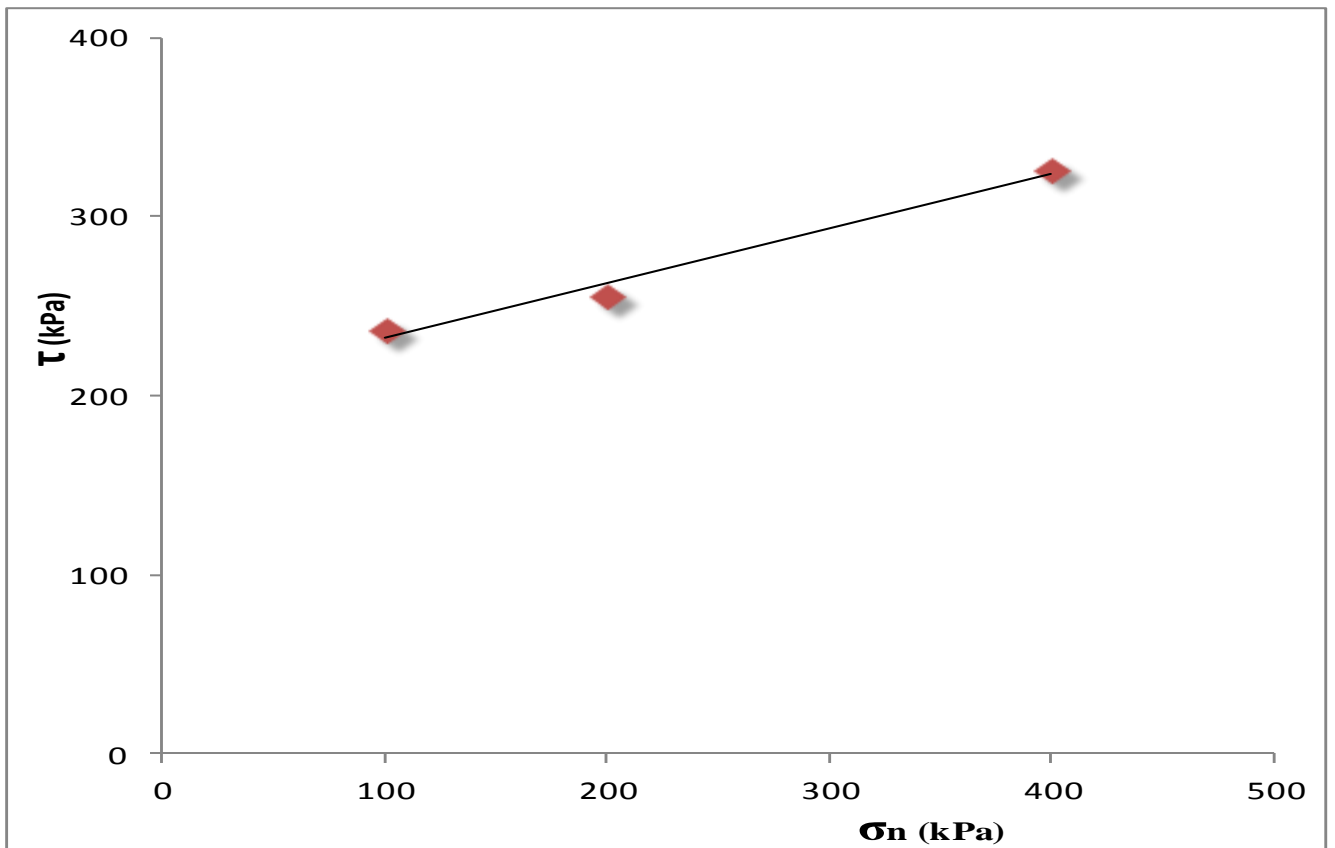


Figure A.5.3.2 Essai de cisaillement n° 3 (INT).

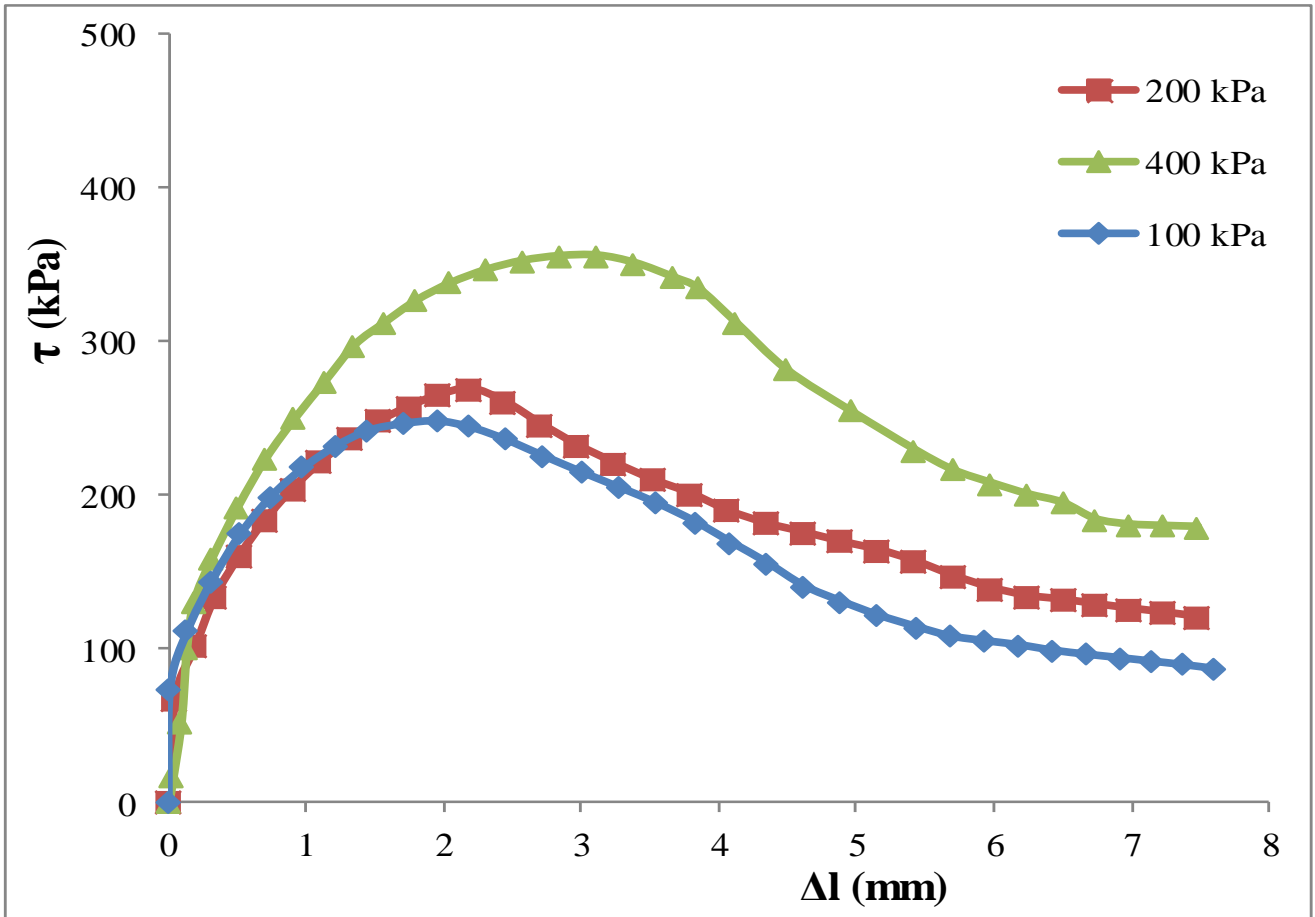


Figure A.5.4.1 Essai de cisaillement n° 4 (INT).

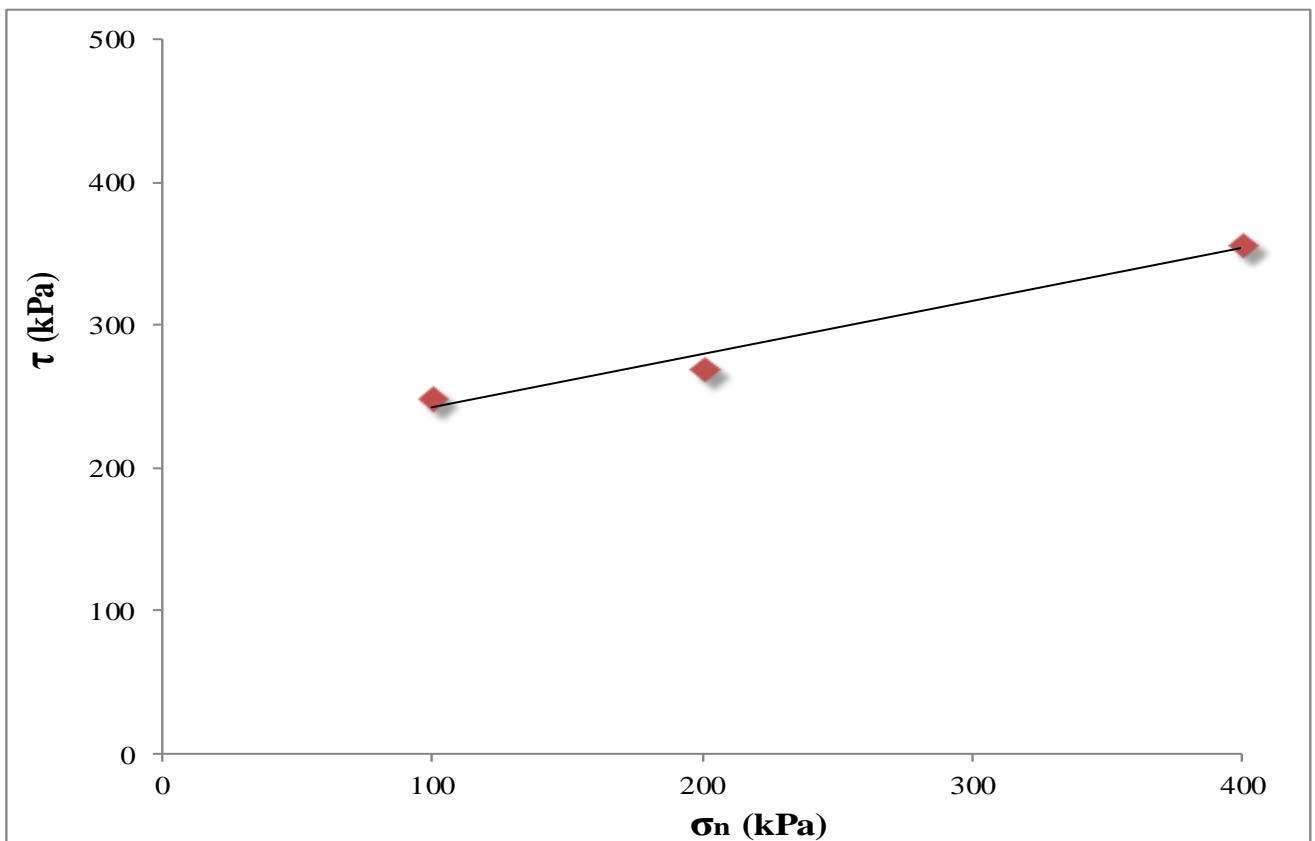


Figure A.5.4.2 Essai de cisaillement n° 4 (INT).

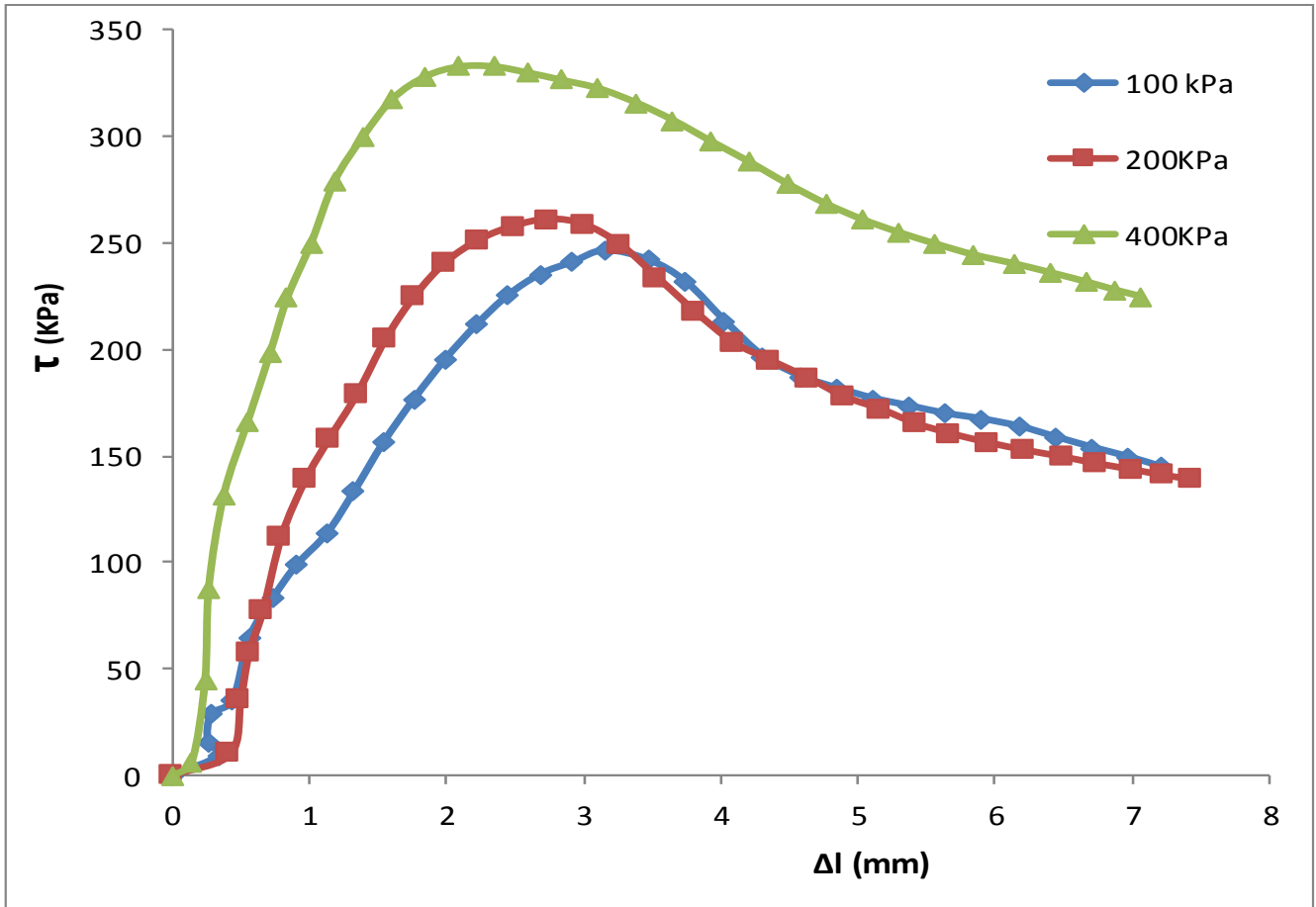


Figure A.5.5.1 Essai de cisaillement n° 5 (INT).

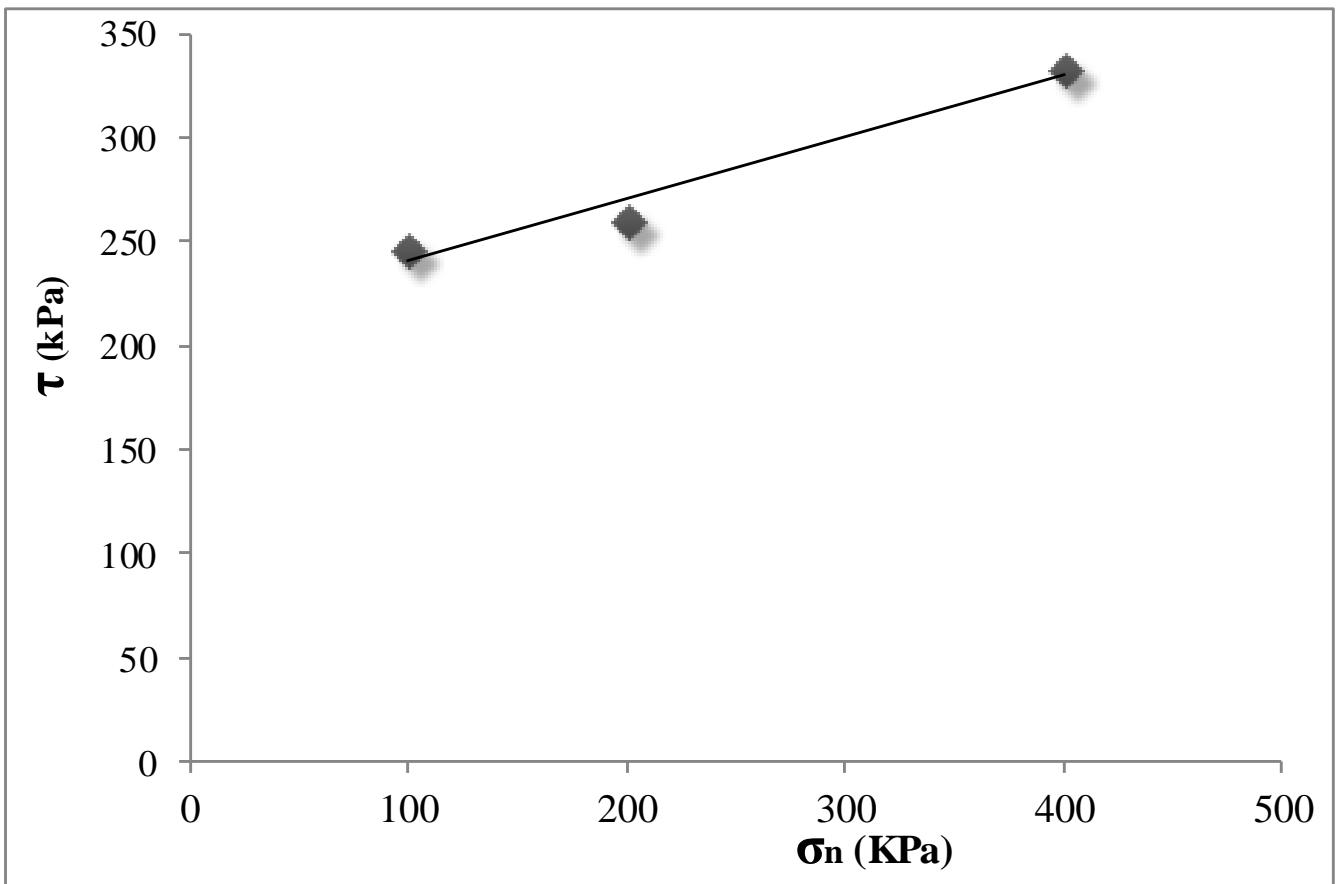


Figure A.5.5.2 Essai de cisaillement n° 5 (INT).

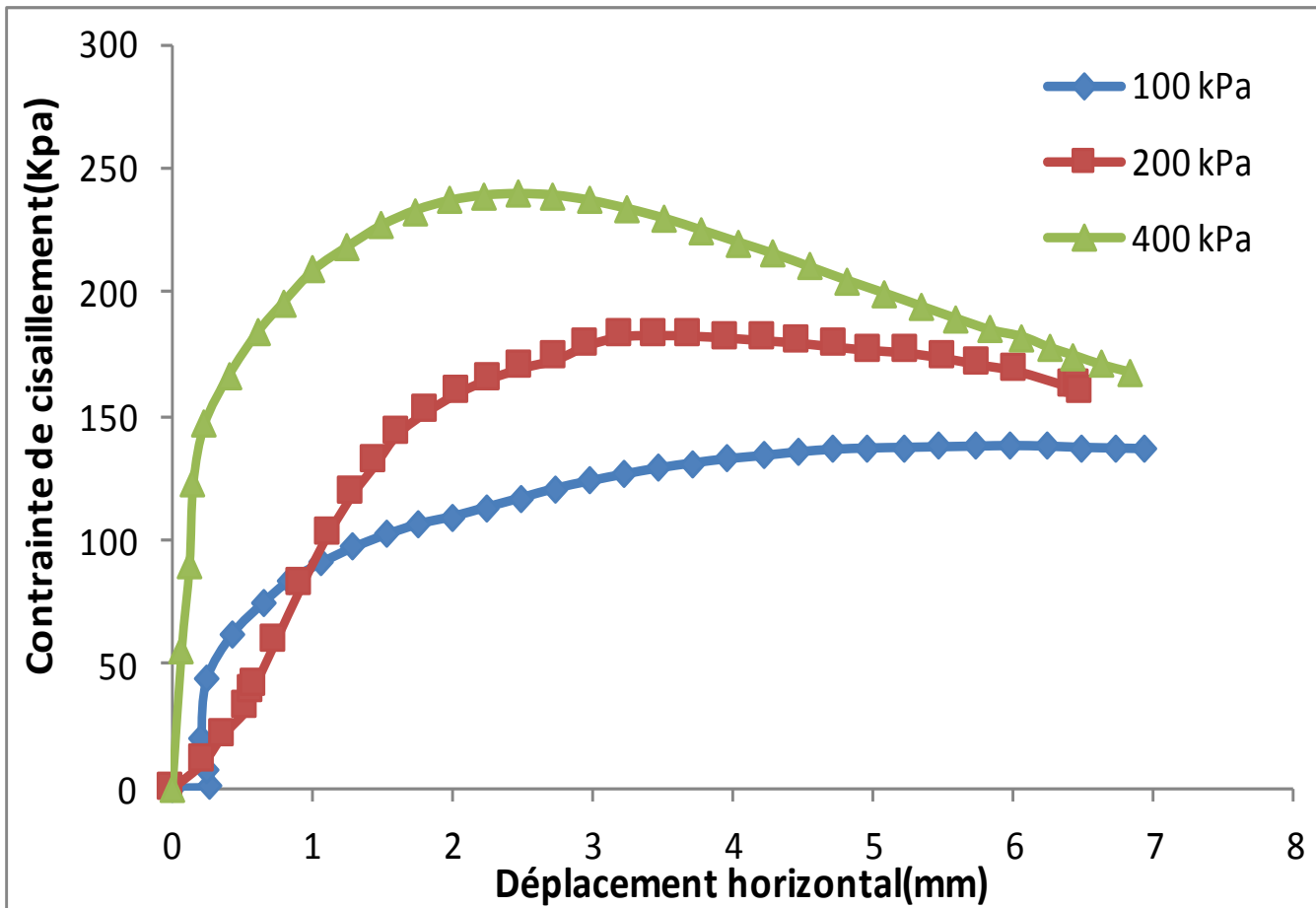


Figure A.5.6.1 Essai de cisaillement n° 1 (OPN).

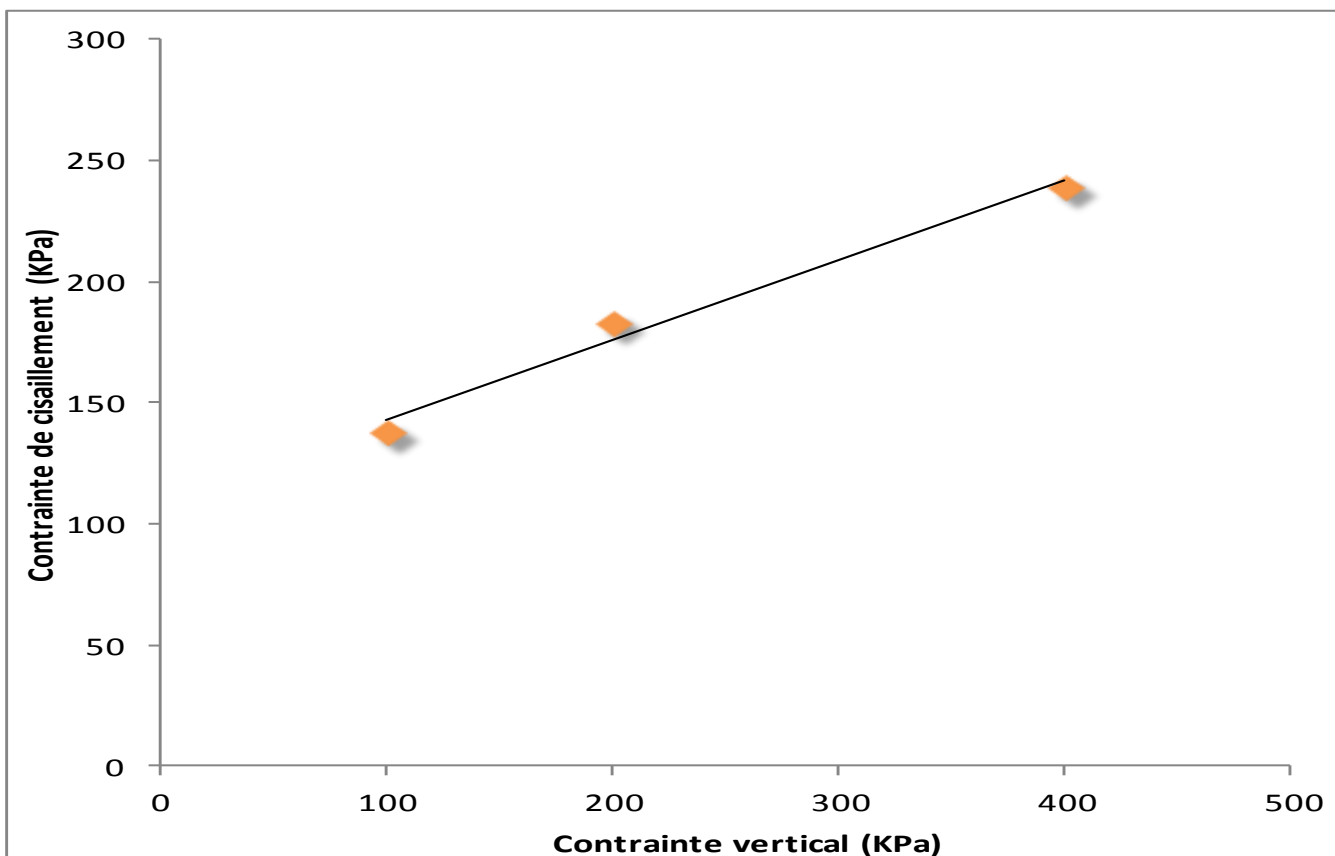


Figure A.5.6.2 Essai de cisaillement n° 1 (OPN).

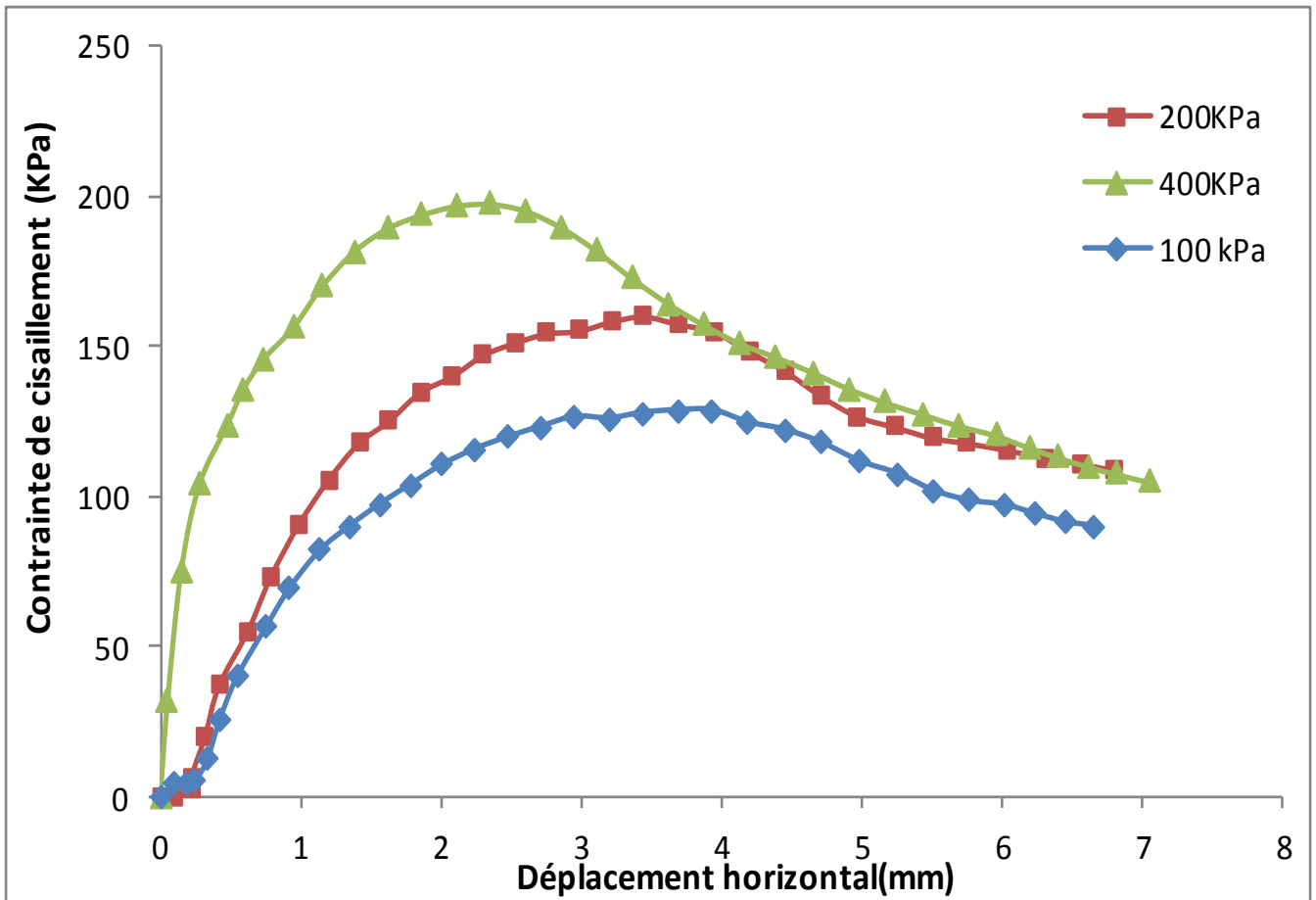


Figure A.5.7.1 Essai de cisaillement n° 2 (OPN).

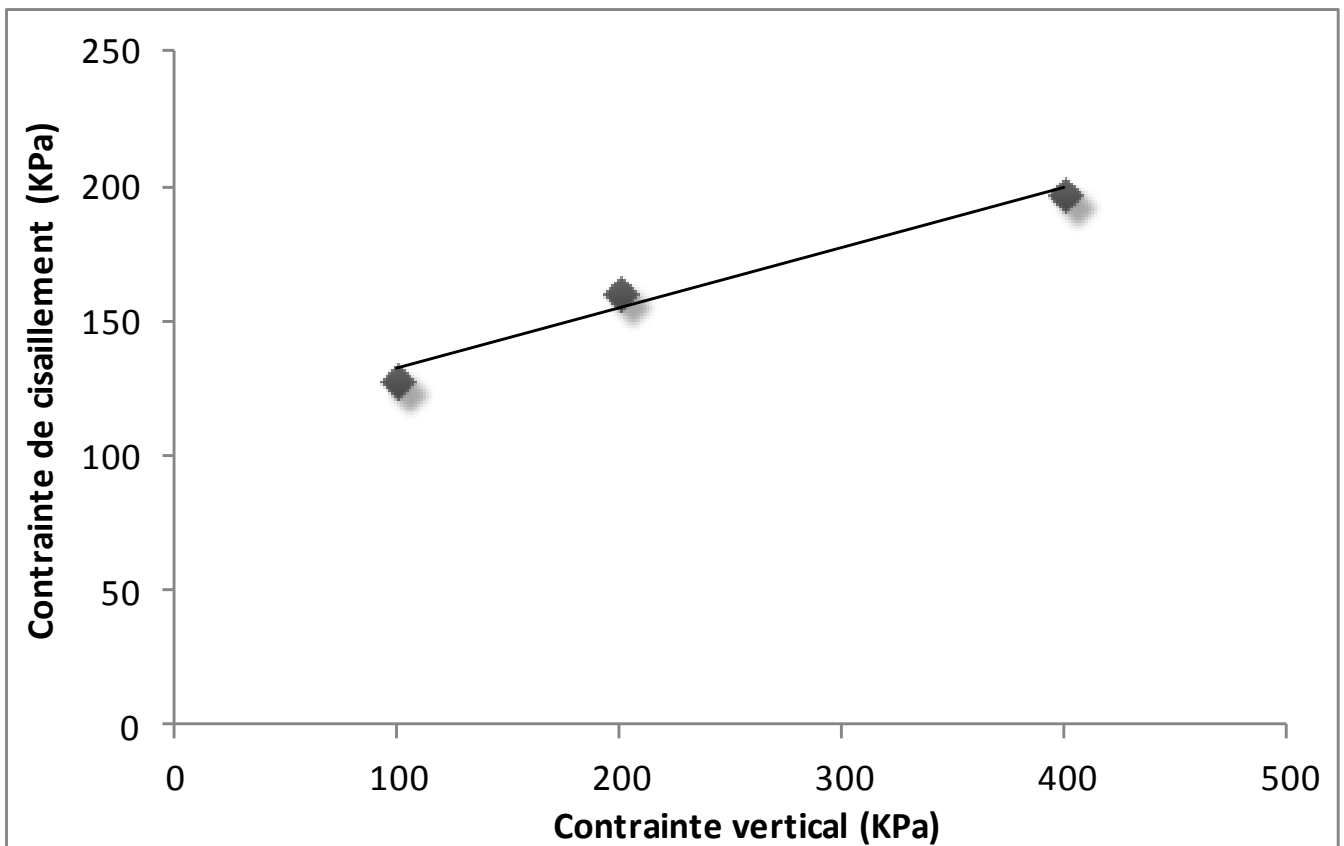


Figure A.5.7.2 Essai de cisaillement n° 2 (OPN).

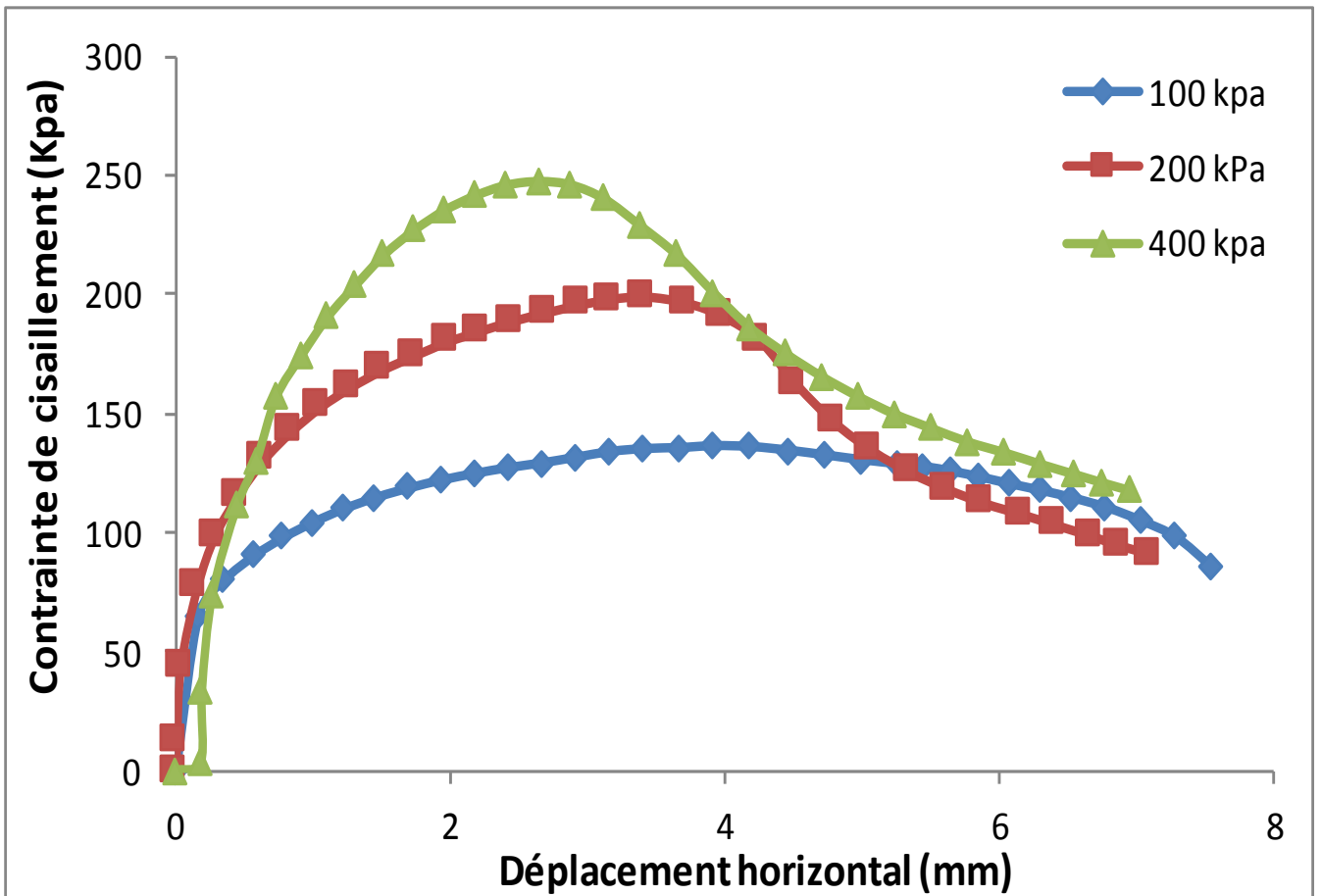


Figure A.5.8.1 Essai de cisaillement n° 3 (OPN).

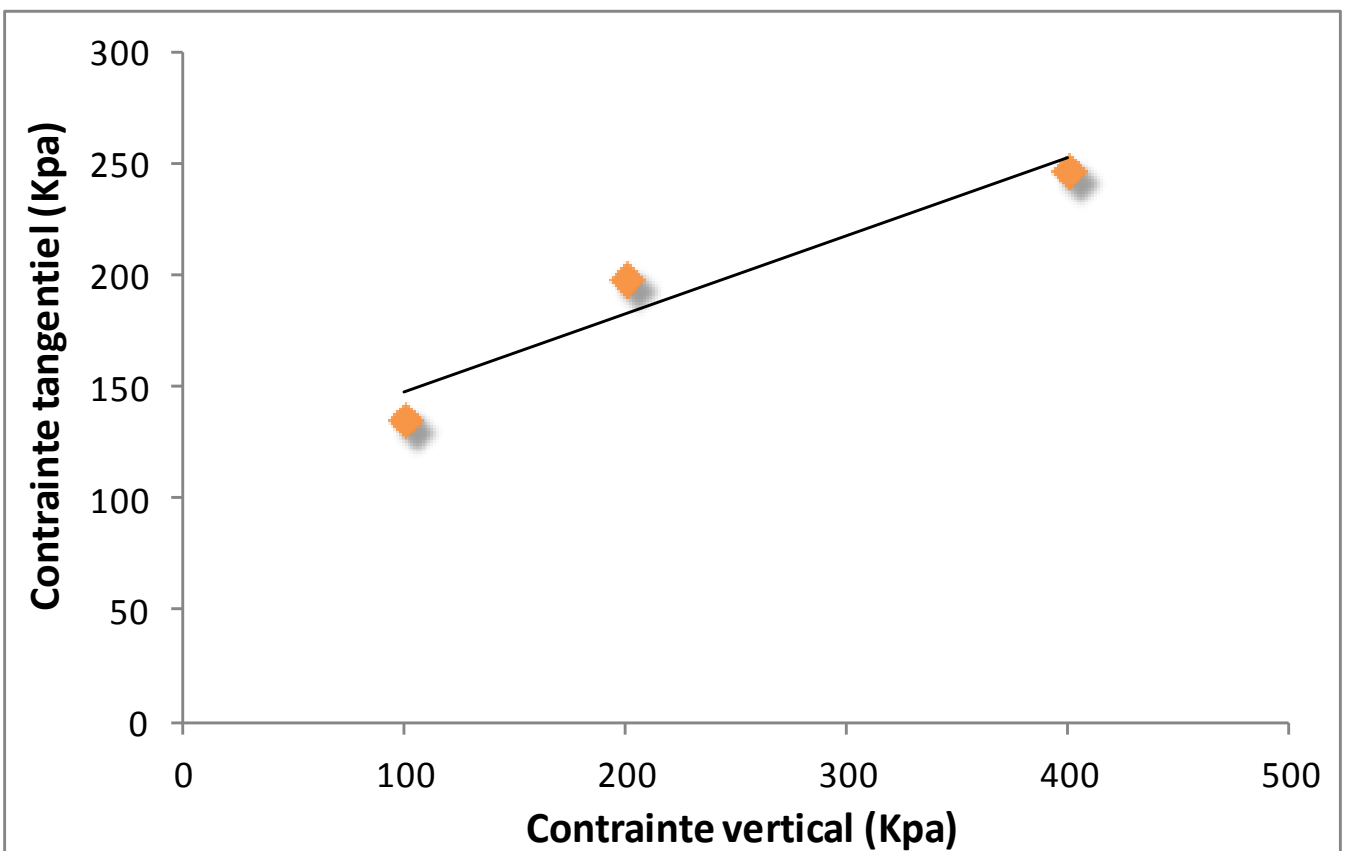


Figure A.5.8.2 Essai de cisaillement n° 3 (OPN).

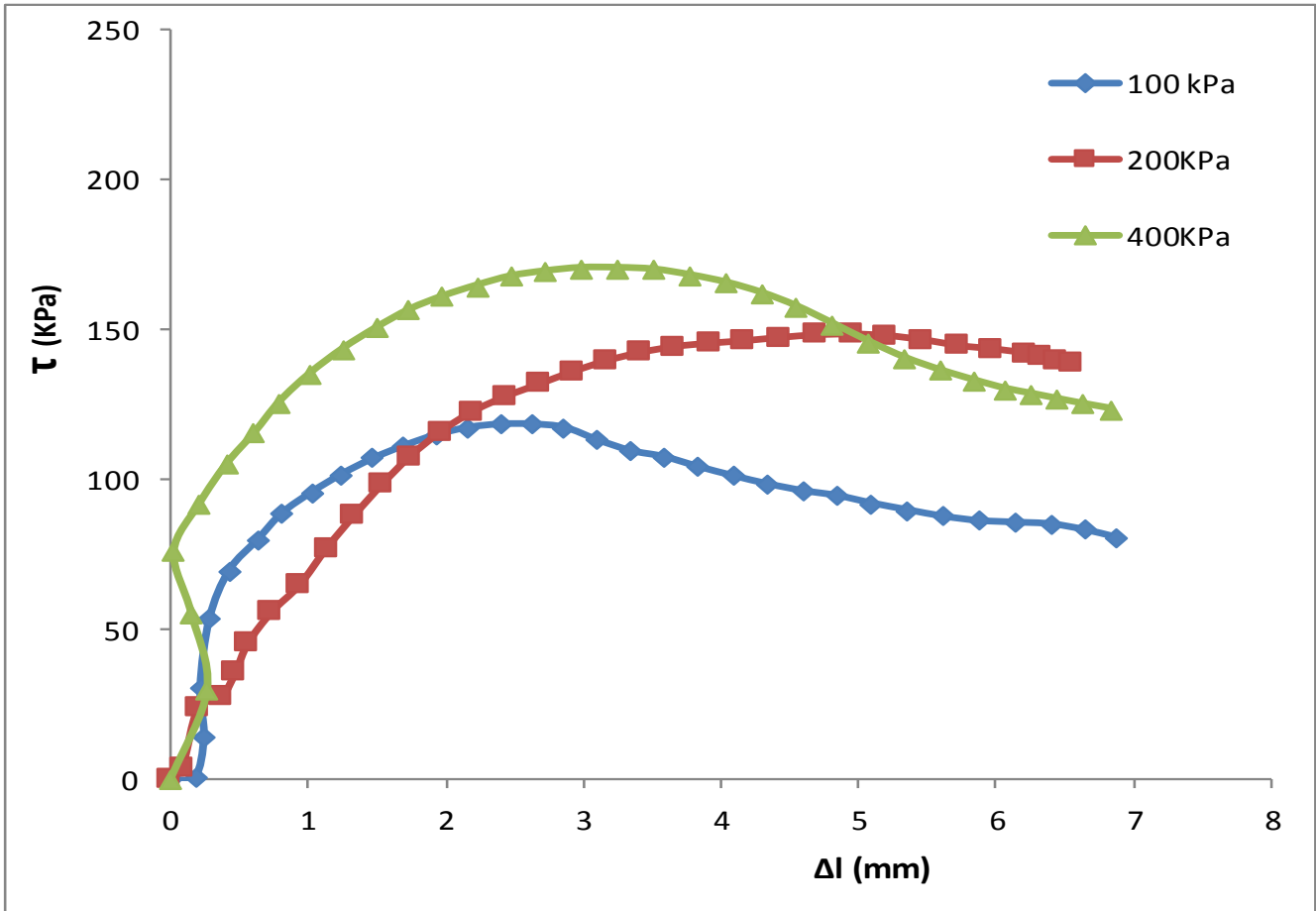


Figure A.5.9.1 Essai de cisaillement n° 4 (OPN).

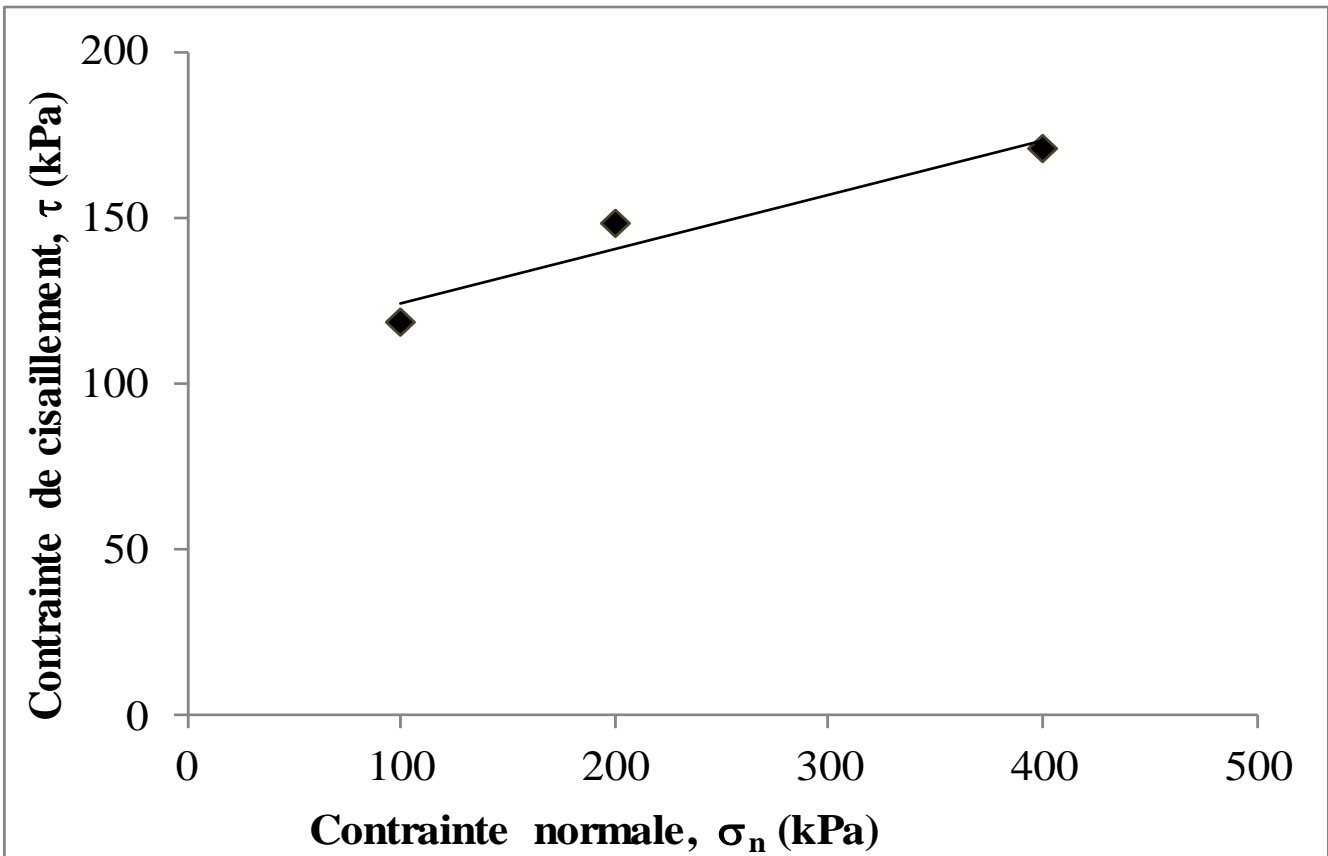


Figure A.5.9.2 Essai de cisaillement n° 4 (OPN).

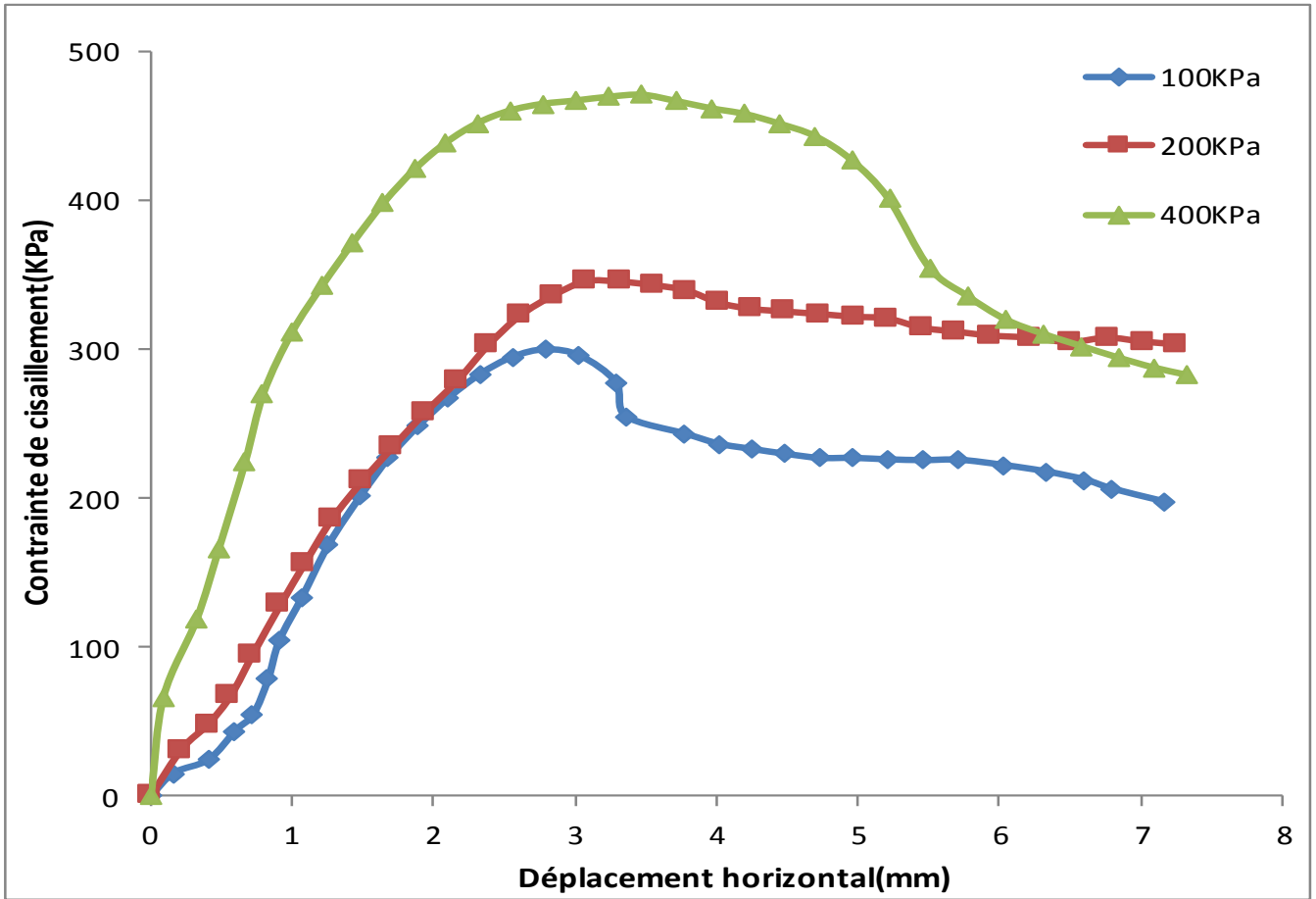


Figure A.5.10.1 Essai de cisaillement n° 1 (OPM).

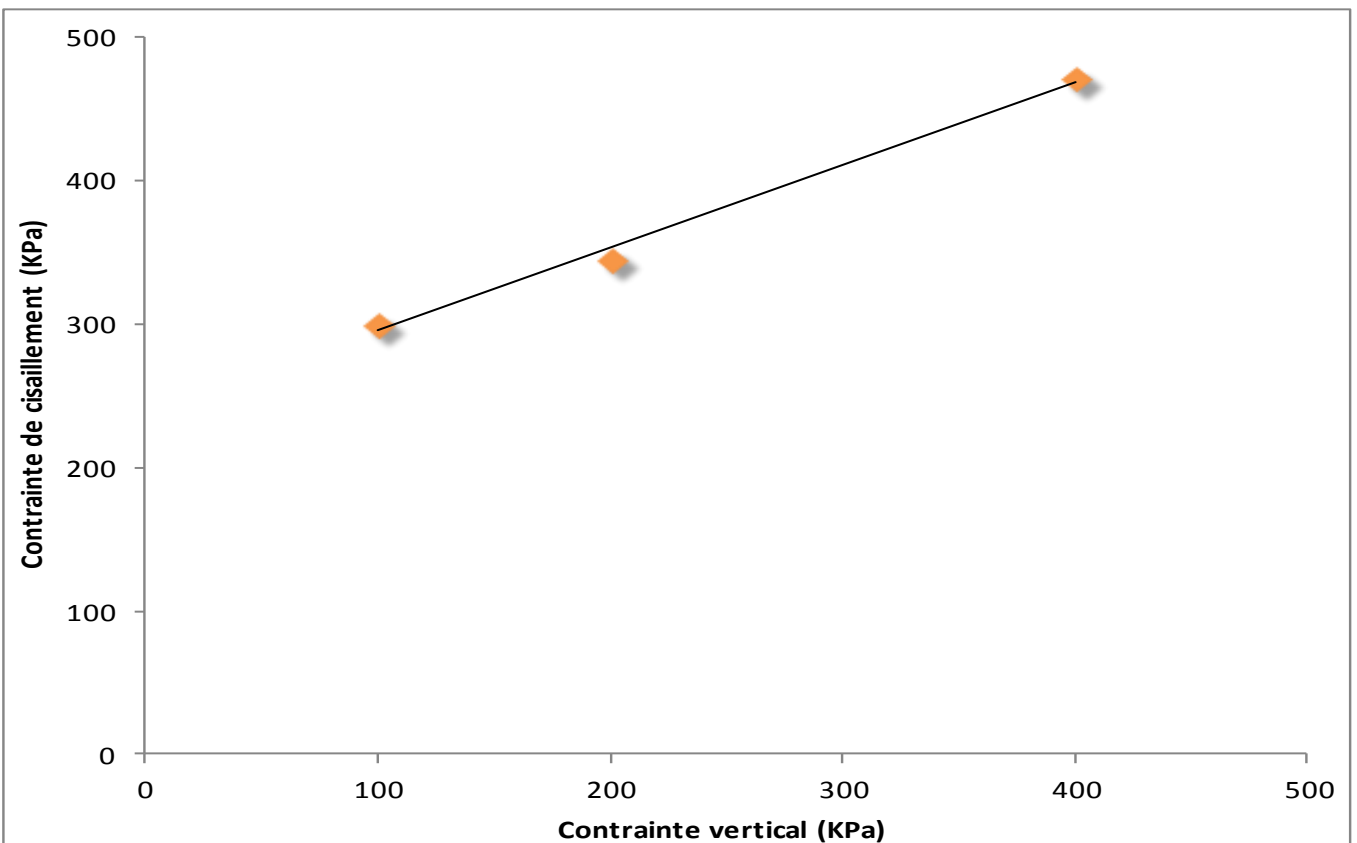


Figure A.5.10.2 Essai de cisaillement n° 1 (OPM).

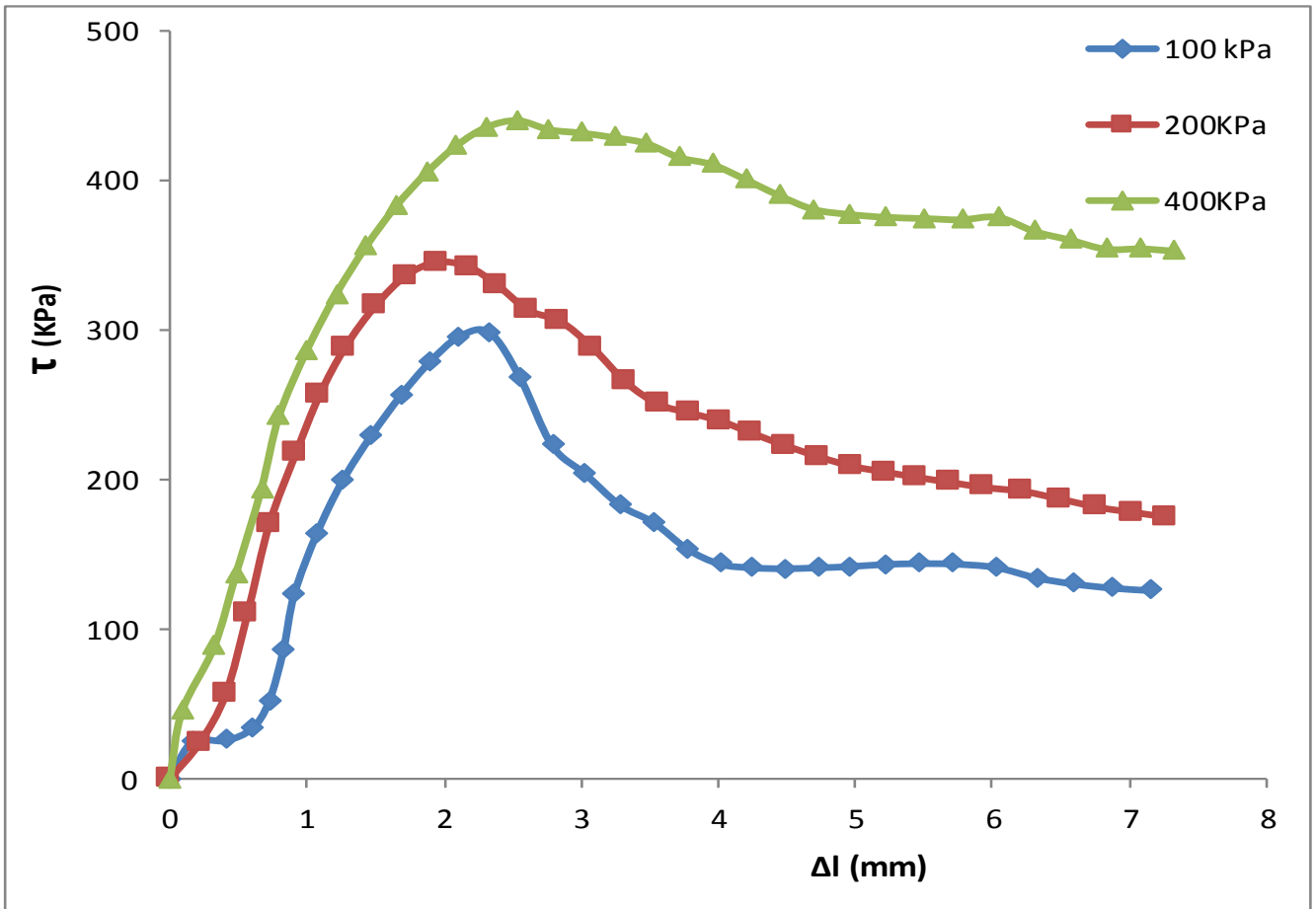


Figure A.5.11.1 Essai de cisaillement n° 2 (OPM).

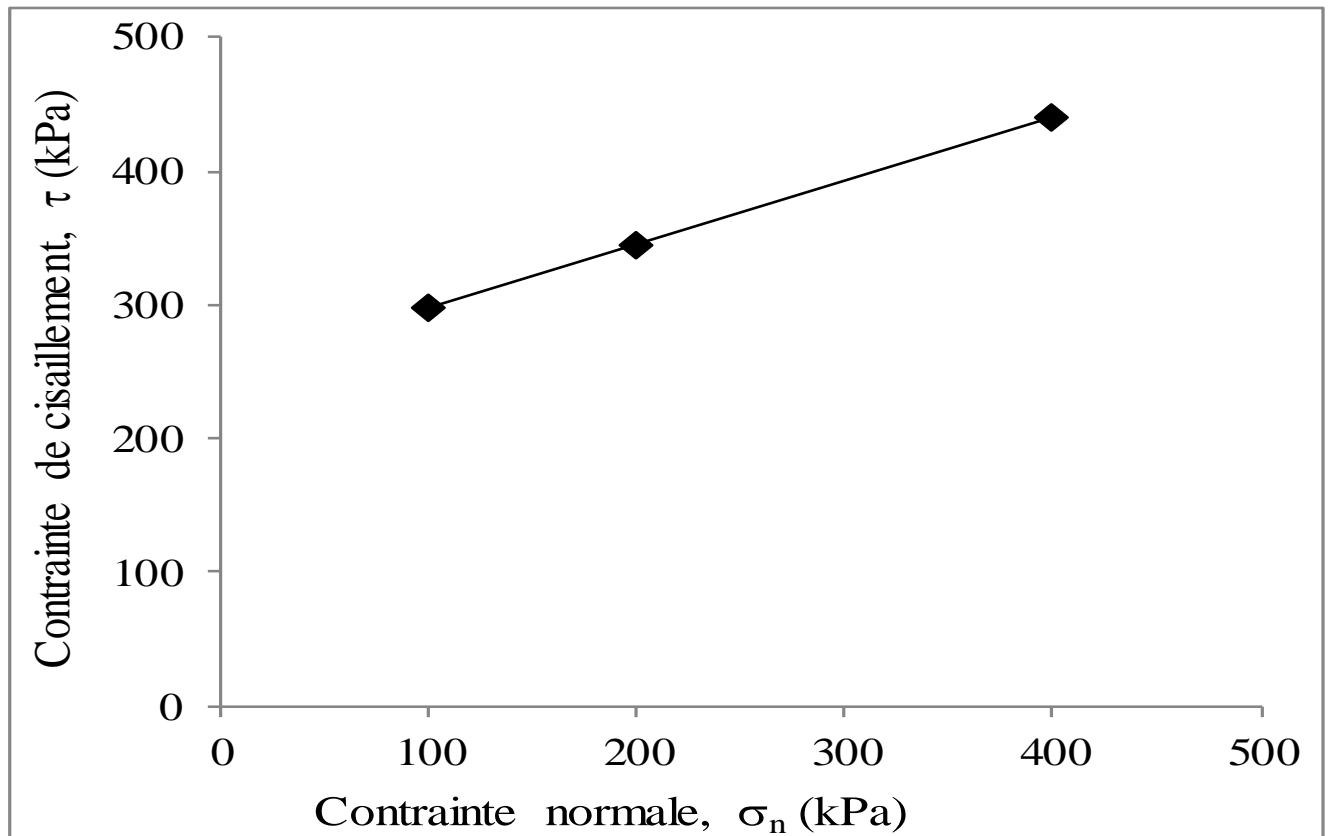


Figure A.5.11.2 Essai de cisaillement n° 2 (OPM).

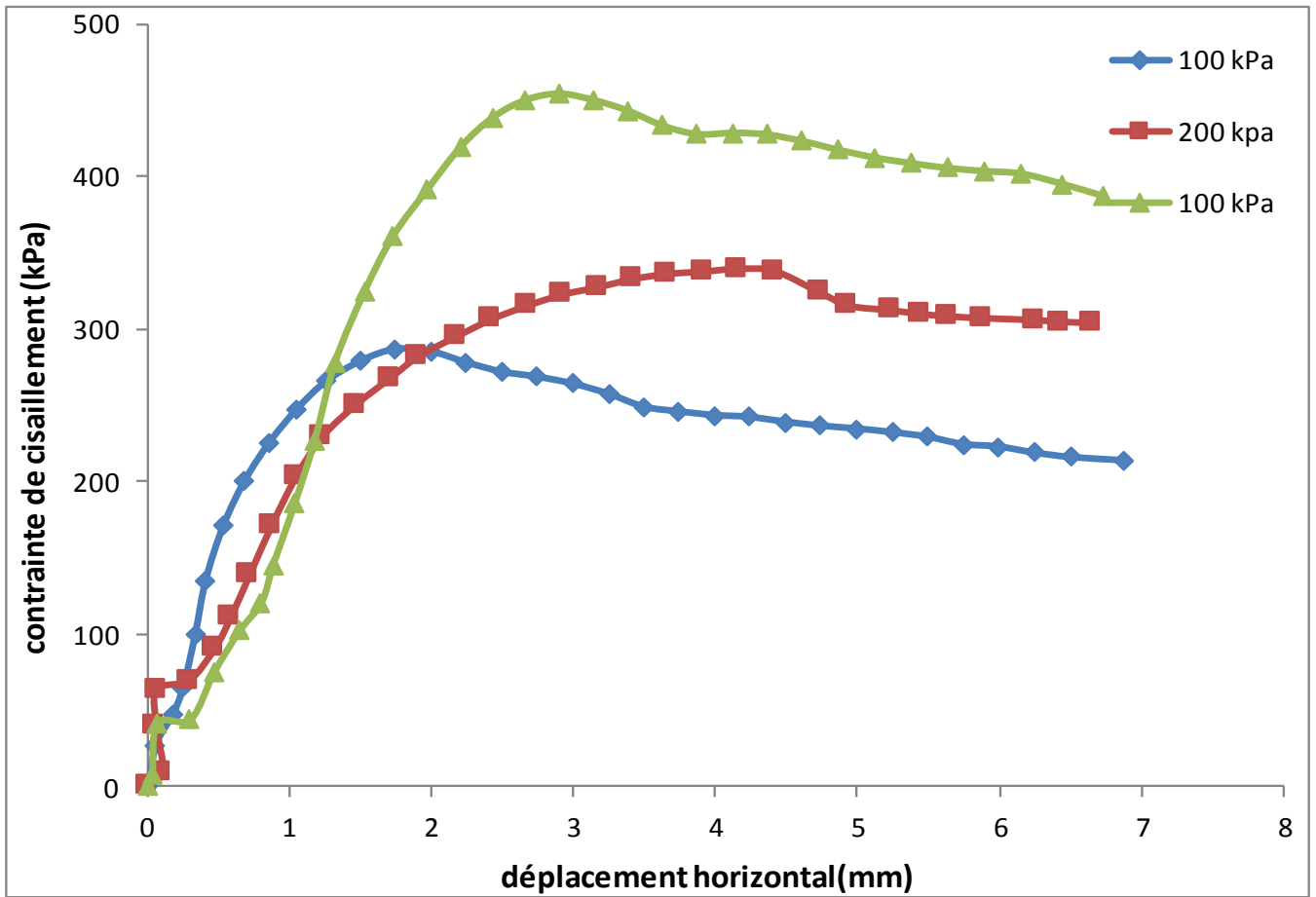


Figure A.5.12.1 Essai de cisaillement n° 3 (OPM).

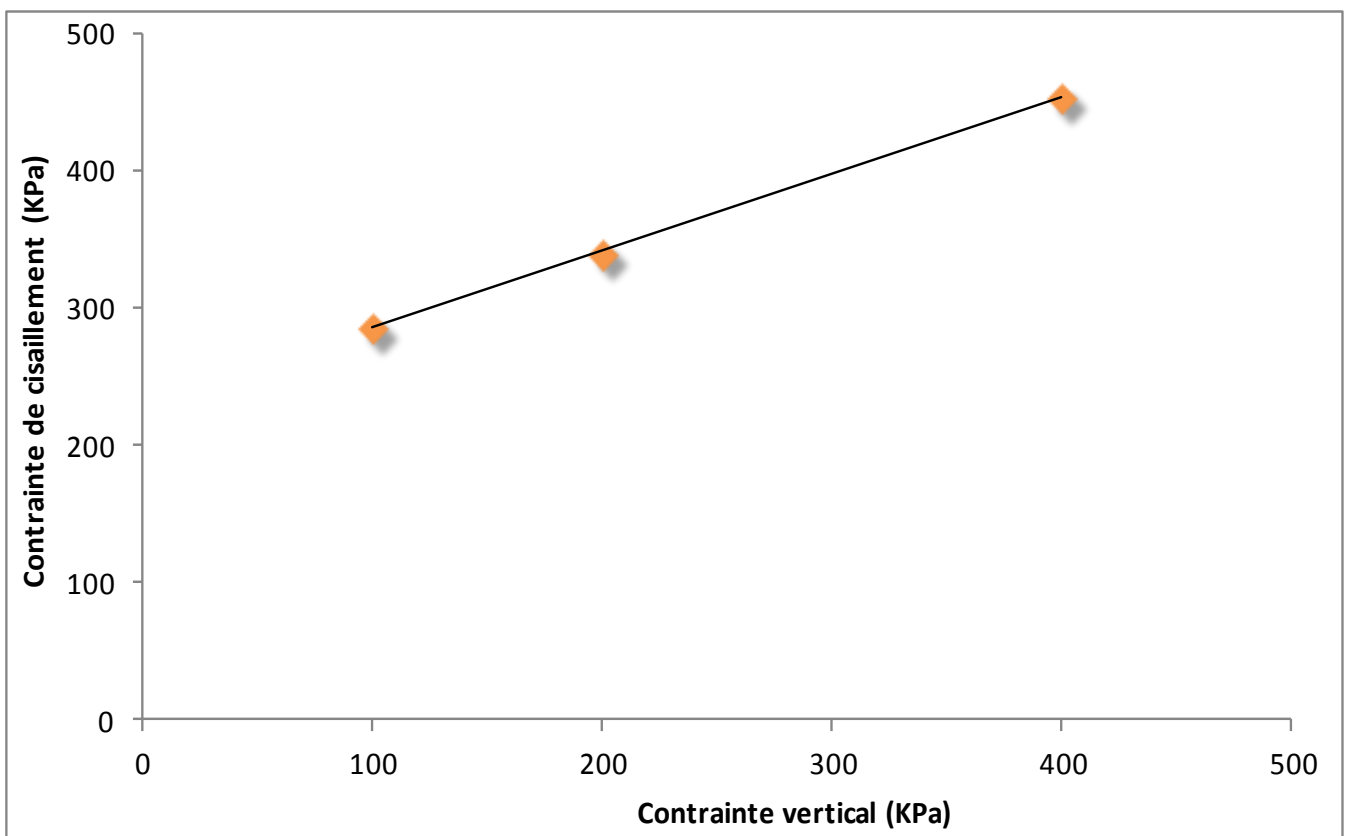


Figure A.5.12.2 Essai de cisaillement n° 3 (OPM).

ملخص

كثيراً ما تسبب الظواهر المناخية الطبيعية والنشاط البشري خسائر في كتلة التربة الناعمة التي تتميز بتفاوت كبير في الحجم بمجرد تغير شروط توازنها. للحد من هذا النوع من الكوارث، من الضروري وصف سلوك الترب الناعمة بشكل أفضل فيما يتعلق بدورات الترطيب والجفاف. تقدم هذه الأطروحة وتحلل نتائج دراسة تجريبية أجريت على غضار انتفاخي تم جلبه من الموقع الحضري لبلدية سيدي هجرس (ولاية المسيلة، الجزائر) حيث تظهر إضطرابات معتبرة وبشكل متكرر في الطرقات والشبكات المختلفة وفي المباني منخفضة الارتفاع. وتهدف هذه الدراسة إلى تعيين الخصائص الفيزيو-كيميائية والميكانيكية لهذه التربة الطبيعية الانتفاخية في الحالتين السليمة (غير مضطربة) والمعاد تشكيلها عن طريق رصها حسب شروط "بروكتور" العادية والمعدلة. تظهر نتائج التجارب التي تم الحصول عليها أن قيم الخصائص الجيوتقنية تتعلق بجوانب تجريبية معينة مثل طاقة الرص ومدة التجفيف والتشوه الأولي وتشبع التربة. ومع ذلك، تجدر الإشارة إلى أنه بالنسبة لجميع مستويات الحصر التي يتم النظر فيها، فإن سلوك الغضار السليم والمعاد تشكيله بواسطة الرص يخضع لنفس قوانين الانضغاطية والارتصاص (التشديد)، الانكماش والانتفاخ، والانهيار بالقص. الكلمات الدالة: غضار انتفاخي، الرص، الانضغاطية، الارتصاص (التشديد)، الانكماش، الانتفاخ، الانهيار بالقص.

Résumé

Les phénomènes climatiques naturels et l'activité humaine engendrent fréquemment des sinistres dans les massifs de sols fins caractérisés par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées. Pour limiter ce type de sinistre, il est nécessaire de mieux décrire le comportement des sols fins vis-à-vis des cycles de sécheresse-humidification. Cette thèse présente et analyse les résultats d'une étude expérimentale effectuée sur une argile expansive prélevée sur le site urbain de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voiries et réseaux divers et autres constructions légères de faible hauteur. Cette étude vise à déterminer les paramètres physico-chimiques et mécaniques de cette argile naturelle expansive aux états intact et reconstitué par compactage aux optimums Proctor normal et modifié. Les résultats d'essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques déduits de ces essais dépendent de certains aspects expérimentaux tels que l'énergie de compactage, la durée de séchage, la déformabilité initiale et la saturation du sol. Cependant, on notera que, pour tous les niveaux de confinement considérés, le comportement de l'argile intacte et reconstituée par compactage est régi par les mêmes lois de compressibilité-consolidation, de retrait-gonflement et de cisaillement-rupture.

Mots clés : Argile expansive, compactage, compressibilité, consolidation, gonflement, retrait, rupture de cisaillement.

Abstract

Natural climatic phenomena and human activity frequently cause disorders in the masses of fine-grained soils characterized by very significant volume variation as soon as the conditions of their equilibrium are modified. To limit this type of disorder, it is necessary to better describe the behaviour of fine-grained soils with respect to drying-wetting cycles. This thesis presents and analyzes the results of an experimental study carried out on an expansive clay collected on the urban site of Sidi-Hadjrès (province of M'sila, Algeria), where important disorders appear frequently in road infrastructures, roads and networks, various and other light structures of low height. This study aims to determine the physico-chemical and mechanical parameters of this natural clay expansive in intact and reconstituted states by compaction to normal and modified Proctor optimums. Tests results obtained show that the values of the geotechnical parameters derived from these tests are depending on some experimental aspects such as the compaction energy, drying time, initial deformability and soil saturation. However, it should be noted that, for all the confinement levels considered, the behaviour of intact and compacted clay samples is governed by the same laws of compressibility-consolidation, shrinkage-swelling and shear-rupture.

Keywords : Expansive clay, compaction, compressibility, consolidation, swelling,