

SOMMAIRE

Résumé	i
Remerciements	iii
Principales notations	v
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	x
Sommaire	xi
Introduction générale	1

Chapitre I. Étude bibliographique présentant L'essai pressiométrique

I.1.	Le pressiomètre	3
I.1.1.	Le pressiomètre avec forage préalable (pressiomètre de Ménard)	4
I.1.2.	le Pressiomètre autoforeur	8
I.1.3.	Les pressiomètres foncés	10
I.1.4.	Le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRESS)	10
I.2.	Interprétation des résultats pressiométrique	10
1.2.1.	Méthodes d'interprétation de l'essai	11
	I.2.1. 1. Les méthodes directes	11
	I.2.1. 2. Les méthodes analytiques	11
	I.2.1. 3. Les méthodes numériques	11
I.2.2.	Expression des résultats	12
	I.2.2.1. Détermination du module pressiométrique Ménard E_M	12
	I.2.2.2. Détermination de la pression de fluage P_f	12
	I.2.2.3. Détermination de la pression limite P_l	13
	I.2.2.4. Pression limite pressiométrique nette, pression de fluage pressiométrique nette	13
	1.2.2.5. Profile pressiométrique	14
	I.2.2.6. Courbe pressiométrique corrigée	15
	1.2.2.7. Forage pressiométrique	16
I.2.3.	Relation entre P_l et E_M	17

I.2.4.	Relation entre le module pressiométrique E_M et le module œnométrique $E_{œd}$	17
I.2.5.	Ordre de grandeur des pressions limites P_l	18
I.2.6.	Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre	19
I.3.	Conclusion	20

**Chapitre II : Mise en équation générale régissant l'expansion
d'une sonde pressiométrique dans un milieu
bi-phasique**

II.1.	Expansion d'une cavité cylindrique	21
II.1.1.	Hypothèses	21
II.1.2.	Équations d'équilibre	23
II.1.3.	Géométrie et conditions aux limites	25
II.1.4.	Contributions analytiques	26
II.1.4.1.	Comportement élastique linéaire	27
II.1.4.2.	Comportement à la rupture	28
II.2.	Interaction sol-fluide	29

Chapitre III : Modèles de comportement

III.1.	Introduction	30
III.2.	Principaux types de lois de comportement	30
III.2.1.	Comportement élastique linéaire	30
III.2.2.	Comportement élastique non linéaire	31
III.2.3.	Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique	32
III.2.4.	lois de comportement élastoplastiques	34
III.2.5.	Comportement élastoplastique avec écrouissage	35
III.3.	Modèles avancés utilisés dans le logiciel PLAXIS	36
III.3.1.	Modèle de comportement SSM (Soft Soil Model)	36
	III.3.1.1. Paramètres de modèle et notations classiques	36
	III.3.1.2. Prise en compte de la surconsolidation	41
III.3.2.	Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model SSCM)	42

III.3.3	Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)	44
III.4	Conclusions	47

Chapitre VI : Analyse numérique de l'essai pressiométrique

VI.1.	Introduction	48
VI.2.	Présentation du modèle	49
VI.2.1.	Discretisation bidimensionnel (2D)	49
VI.2.2.	Conditions aux limites	50
VI.2.3.	Conditions hydrauliques	50
VI.3.	Déroulement du calcul	51
VI.3.1.	Chargement pressiométrique	51
VI.3.2.	Interprétation des résultats	52
VI.4.	Étude de sensibilité de la courbe pressiométrique aux paramètres du modèle Cam-Clay	53
VI .4.1.	Influence de l'angle de frottement φ'	54
VI .4.2.	Influence de la cohésion C'	56
VI.5.	Évolution des contraintes dans le sol	58
VI.6.	Étude de l'influence de la perméabilité	64
VI.6.1.	Influence de la perméabilité sur la pression limite	64
	VI.6.1.1. Influence de la perméabilité globale	64
	VI.6.1.2. Influence des valeurs des perméabilités horizontale et verticale	65
VI.6.2.	Évolution des contraintes en fonction de la perméabilité du sol	67
VI.7.	L'influence de la loi de comportement sur la réponse pressiométrique	69
VI.7.1.	Calcul avec le modèle Cam-Clay modifié	70
VI.7.2.	Calcul avec le modèle Mohr-Coulomb	71
VI.7.3.	Comparaison entre Cam-Clay modifié et SSM	73
	Conclusion et Perspective	75
	Références bibliographiques	77

INTRODUCTION GENERALE

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

Au delà du problème du choix d'une loi de comportement adaptée au problème à traiter, la détermination des valeurs des paramètres de cette loi reste une étape primordiale pour la modélisation géotechnique. Ces paramètres peuvent être identifiés à partir d'essais de laboratoire et/ou d'essais in-situ, soit avec les deux types d'essais. Dans certaines conditions, le prélèvement d'échantillons nécessaire à la réalisation d'essais en laboratoire n'est pas possible ; l'état de contrainte, de pression, de température du matériau après prélèvement ne sont pas représentatifs du comportement en place de celui-ci. Dans ce cas, l'utilisation d'essais sur site est une étape nécessaire.

L'idée de réaliser un essai de chargement latéral dans un forage revient à l'Allemand Kögler vers les années 1930. Mais c'est Louis Menard qui à partir de 1957, a mis au point de façon définitive l'appareil connu actuellement sous le nom de pressiomètre. Cet appareil permet de mesurer in situ des caractéristiques mécanique des sols, il est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, placée au préalable dans un forage par divers procédés (préforage, autoforage, vérinage etc.), en particulier, permet de réaliser des analyses relativement simples basées sur les théories d'expansion de cavité cylindrique. Le domaine d'interprétation des résultats obtenus reste limité, a quelques paramètres (E_M , P_L) qui sont le plus souvent utilisés dans des formulations empiriques. Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, la pression limite (P_L) qui caractérise la résistance de rupture du sol et la pression de fluage (P_f) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

L'utilisation des méthodes numériques comme les calculs aux éléments finis, s'est largement développée en mécanique des sols depuis une vingtaine d'années. Cependant, la simplicité d'utilisation de ces outils numériques ne doit pas occulter les difficultés liées à une

modélisation correcte des sols. Toutefois, les hypothèses et les simplifications apportées dans la modélisation, ainsi que les limitations liées à la méthode numérique elle-même ont une grande influence sur la précision et la validité des résultats obtenus.

Le but de cette étude, consiste à faire une interprétation numérique des résultats de l'essai pressiométrique lors d'un chargement du sol. Le principe de la méthode est de faire une analyse de l'essai pressiométrique et de répondre à un certain nombre de question concernant le développement possible de la pression limite et le champ de contrainte autour de la sonde et voir l'influence de la perméabilité sur le comportement de ce type du sol.

Le mémoire comporte cinq chapitres :

- Dans le premier chapitre, on présente une synthèse bibliographique qui rend en compte les différents types d'essais pressiométriques, et d'autre part sur les méthodes d'interprétation utilisées pour exploiter cet essai
- Dans le second chapitre, nous présentons les différentes expressions analytiques obtenues au pressiomètre dans un sol élastoplastique. On expose les équations d'équilibre concernons un élément de sol autour de la sonde, avec des hypothèses de calculs peuvent être prises en compte pour cette étude.
- Dans le troisième chapitre, consacré aux modèles du comportement, employés dans les simulations numériques. Tout d'abord, nous présentons en bref les principaux types de loi de comportement, ensuite, quelques modèles avancés utilisés dans le code Plaxis tel que le modèle SSM (Soft Soil Model) concernant les sols mous.
- Dans le quatrième chapitre, une partie est concerne à l'étude de la sensibilité de la courbe pressiométrique aux paramètres du modèle est effectuée en adoptant comme modèle de comportement celui de Cam-Clay (SSM), et la deuxième partie, on s'intéresse à préciser l'influence de la perméabilité du matériau sur la réponse pressiométrique du sol autour de la sonde, par la suite une analyse comparative concernant l'influence de la perméabilité du matériau, à travers les modèles Mohr Coulomb et Cam-Clay modifie. La modélisation numérique d'essai à l'aide d'un code aux éléments finis PLAXIS 2D.
- En fin des conclusions et des recommandations ont été présentées.

**Chapitre I : Étude bibliographique présentant
L'essai pressiométrique**

L'utilisation d'essais de reconnaissance des sols en place est particulièrement développée dans le monde. Ce type d'essai permet en effet de s'affranchir des difficultés de prélèvement, de transport et de conservation des échantillons de sols. Parmi ces essais in-situ, l'essai pressiométrique est aujourd'hui couramment utilisé dans les études de fondations.

Dans cette partie de notre étude, nous allons brièvement rappeler les différents types de pressiomètre existant et les méthodes d'interprétation utilisées pour exploiter cet essai.

I.1. Le pressiomètre :

Sur le plan historique, l'idée de l'essai d'expansion latérale du sol revient à l'Allemand Kögler vers les années 1930, dans le but de mesurer un module de déformation du sol. En raison de la technologie de l'époque, l'appareil n'était pas opérationnel. De plus, l'inventeur n'a pas su interpréter correctement les résultats et l'appareil a été immédiatement abandonné. C'est en 1957 qu'un jeune ingénieur français, Louis Ménard, a repris l'idée en la perfectionnant : au cylindre gonflable de Kögler, il a ajouté deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable. L'appareil est devenu rapidement opérationnel en raison du progrès de la technologie : cellules constituées de caoutchouc admettant de grandes déformations et surtout invention des tubulures de plastique semi-rigides rendant possible la réalisation d'essais en profondeur. Mais l'apport de Louis Ménard a surtout consisté à définir les caractéristiques pressiométriques des sols et à mettre au point des règles d'interprétation pour le dimensionnement des fondations.

Plusieurs générations de pressiomètre ont vu le jour. Ils se classent en quatre grandes familles, se différenciant par leur méthode de mise en place. On distingue le pressiomètre avec forage préalable (PFP), tels qu'imaginés initialement par Ménard, le pressiomètre autoforeur (PAF), le pressiomètre foncé (PMF) et Le pressiomètre de fluage longue durée « DIFLUPRESS ». Il faut noter que les résultats obtenus sont fortement dépendants du pressiomètre utilisé.

I.1.1. Le pressiomètre avec forage préalable (Pressiomètre de Ménard) :

L'essai pressiométrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage exécuté au préalable à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petits déplacements qu'à la rupture

On se propose dans ce qui suit d'exposer sommairement l'appareil pressiométrique ou pressiomètre Ménard et mode opératoire selon les normes françaises NF P 94-110, comme l'illustre suivant (la figure-I.1), l'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- un contrôleur pression-volume (CPV) ;
- une sonde tri-cellulaire ;
- des tubes de connexion reliant le CPV à la sonde ;

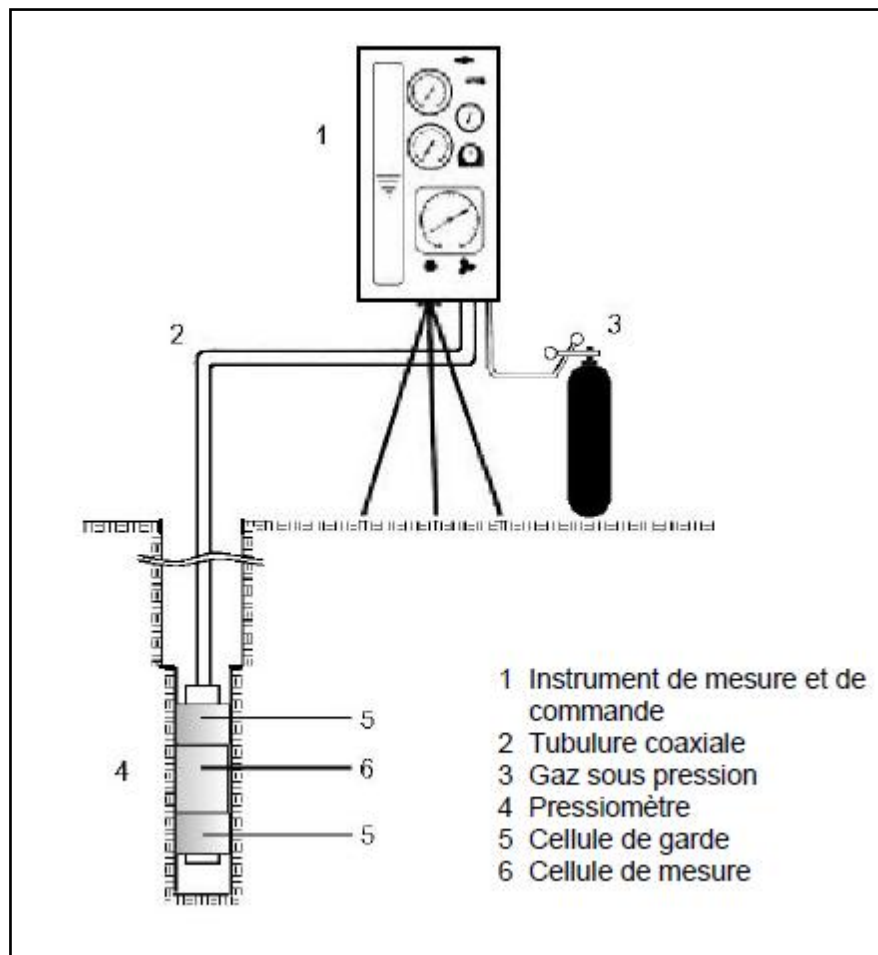


Figure-I.1: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

- Le C.P.V est rempli d'eau et est mis en relation avec la sonde de mesure par les tubulures de connexion. Le refoulement de l'eau dans la sonde est obtenu par application de pressions croissantes sur la surface supérieure de l'eau au moyen d'un gaz comprimé.

La sonde pressiométrique est introduite dans une cavité pré-forée, légèrement surdimensionnée, réalisée soit à la tarière à main, soit de manière mécanique suivant la nature du sol (Baguelin et al. 1978). Elle comporte trois cellules :

- Une cellule de mesure centrale (d'un diamètre compatible avec les diamètres des outils de forage usuels) constituée d'un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc gonflée avec de l'eau, exerçant une pression radiale sur les parois du forage;

- Deux cellules de garde de même conception, disposées aux extrémités de la cellule centrale et gonflées à l'air, tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs <15m. Pour des profondeurs supérieures, il est recommandé de gonfler également à l'eau les cellules de garde, de façon à annuler la différence de pression en cellules due à la pression hydrostatique interne. L'intérêt des cellules de garde est d'assurer une répartition cylindrique uniforme des contraintes et des déformations au niveau de la cellule de mesure et ainsi de neutraliser les perturbations d'extrémité.

Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes. L'essai continue jusqu'à attendre la pression limite, définie ci-après. Cependant, la norme stipule de finir l'essai s'il comporte au moins 8 paliers de pression et si une des conditions suivantes est vérifiée :

- Le volume d'eau injectée a atteint le double de celui du début de la phase pseudo-élastique
- En fin trois paliers ont été appliqués après la pression de fluage et quatre avant paliers ou est la huitième. En fin d'essai le déchargement se fait sans palier.

Pour un niveau de pression donné, on lit au CPV le volume d'eau descendue dans la cellule de mesure, ce qui correspond à l'augmentation du volume de la cavité, la lecture se fait après 15, 30 et 60 secondes du début de palier, voire (la figure-I.2).

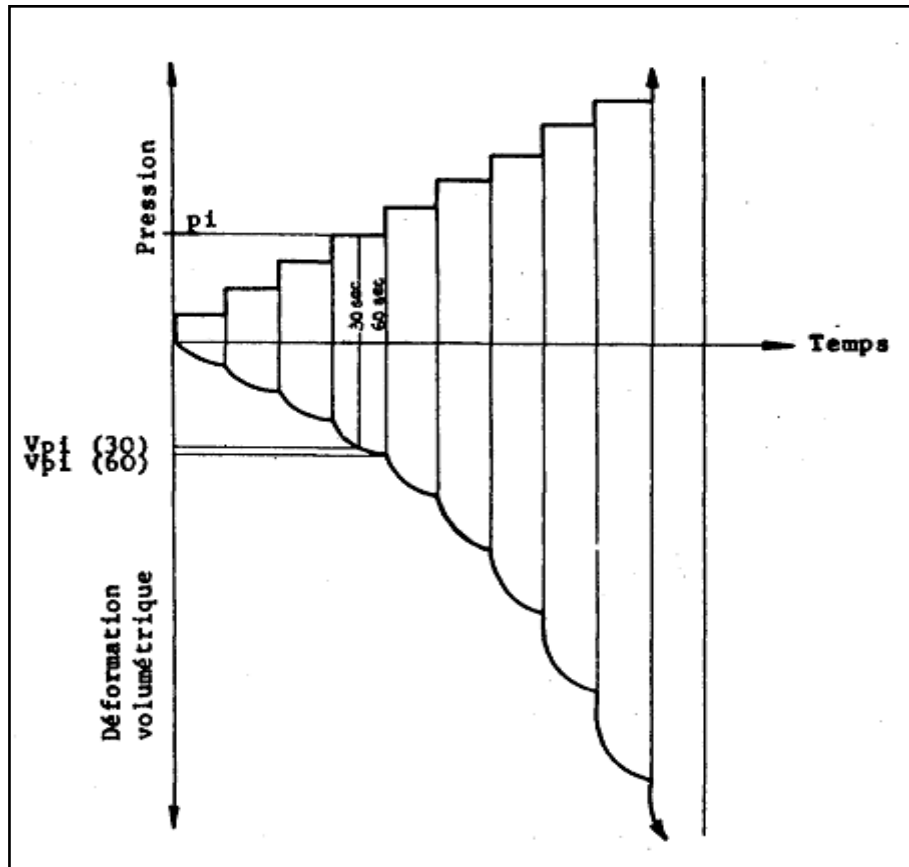


Figure-I.2 : Chargement par palier en fonction du temps

L'essai étant rapide, donc en conditions non drainées, il s'interprète en contraintes totales. Une courbe d'expansion type, représentée sur la (figure-I.3), permet d'obtenir le module pressiométrique E_M , la pression limite pressiométrique P_l , la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_0 . Se décompose habituellement en trois phases

- Une première phase de recomptage du sol autour de la sonde pressiométrique : ($0 \leq P \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$) elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après Fawaz (1993), Baguelin et al (1978) définissent P_0 , la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe. Théoriquement la pression p_0 dans la sonde est alors la pression naturelle de terre au repos.
- Une deuxième phase dite pseudo-élastique : ($P_0 \leq P \leq P_f$; $V_0 \leq V \leq V_f$), caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage P_f . Cette partie de la courbe permet de définir le module pressiométrique Ménard E_M donné par l'expression (I.5).

Un module pressiométrique G_M est également déduit à partir de E_M

$$G_M = \frac{E_M}{2(1 + \nu)} \quad (I.1)$$

- une troisième phase: ($P_f \leq P$; $V_f \leq V$), correspond à l'apparition d'une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur limite. C'est la pression limite, notée $p_{l\infty}$ définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique quand le volume tend vers l'infini. En pratique il est difficile, voire impossible, d'accéder à cette valeur de la pression ; la pression limite est alors définie comme la pression provoquant le doublement du volume initial de la sonde ($V_{lc} = 2V_0$) : c'est la pression limite conventionnelle, notée P_{lc} .

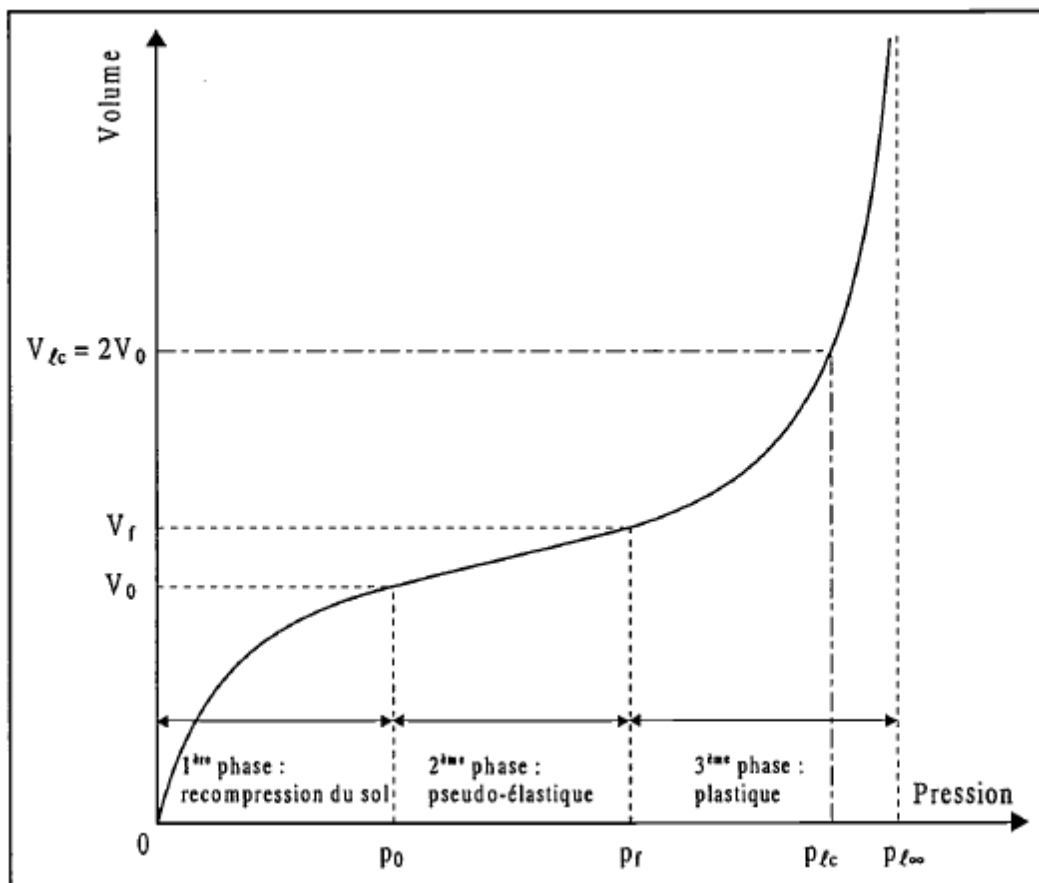


Figure-I.3: Pressiomètre avec forage préalable - Courbe d'expansion type.

L'exploitation de cet essai est essentiellement basée sur une interprétation directe, et repose sur des formulations empiriques. Le rapport $\left(E_M/P_{lc}\right)$ permet notamment de classer les sols en différentes catégories.

α : Étant un paramètre représentatif du sol, fonction du rapport $\left(E_M/P_{lc}\right)$. (Baguelin et al, 1974)

I.1.2. le Pressiomètre autoforeur :

Les premiers pressiomètres autoforeurs (PAF) ont été développés indépendamment au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en 1972 (Baguelin et al., 1972 ; Baguelin et al., 1978) et à l'université de Cambridge en 1973 (Wroth et Hugues, 1973 ; Hugues et al., 1977). Le but de ces appareils est de s'affranchir des problèmes liés au préforage, notamment au déchargement des parois de la cavité qui a lieu dans la période située entre la fin du forage et la mise en place de la sonde de mesure.

Les pressiomètres autoforeurs sont équipés d'un système de forage et sont donc mis en place directement, avec le minimum de remaniement du sol testé. Les courbes pressiométriques obtenues à partir du PAF ne présentent pas la phase de rechargement observée sur les courbes issues du pressiomètre Ménard (Figure I.4). La pression de départ est donc la pression totale horizontale des terres au repos (P_0), et la concavité de la courbe est monotone. Le chargement peut se faire à pression ou à déformation contrôlée.

Pour une utilisation pratique de la courbe pressiométrique, Baguelin et al. (1978), ont été amenés à définir plusieurs modules : un module initial tangent G_{p0} , deux modules de cisaillement sécants G_{p2} et G_{p5} définis entre la pression P_0 et les pressions P_2 et P_5 (P_i est la pression correspondant à la déformation $\frac{\Delta V}{V_0} = i \%$). Le module d'Young est alors donné par l'expression de Lamé :

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (I.2)$$

Baguelin et al. ont également défini un coefficient d'identification des sols, noté B , qui caractérise l'allure des courbes $\Delta V/V_0 = f(P)$.

Le coefficient d'identification β caractérisant le type de sol est défini en fonction des pressions P_0 , P_5 et P_{20} par la relation suivante.

$$\beta = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0} \quad (I.3)$$

Le comportement du sol au cisaillement affecte la forme de la courbe pressiométrique, le coefficient B dépend donc de la nature du sol. Baguelin et al (1978). donnent la classification présentée (Tableau I-1).

	Argiles sensibles	Argiles	Sables compressibles	Sables dilatants	Sables très dilatants
B%	< 25	[25,40]	[35,50]	[25,40]	> 60

Tableau I-1 : Valeur de B suivant la nature du sol (Baguelin et al. 1978).

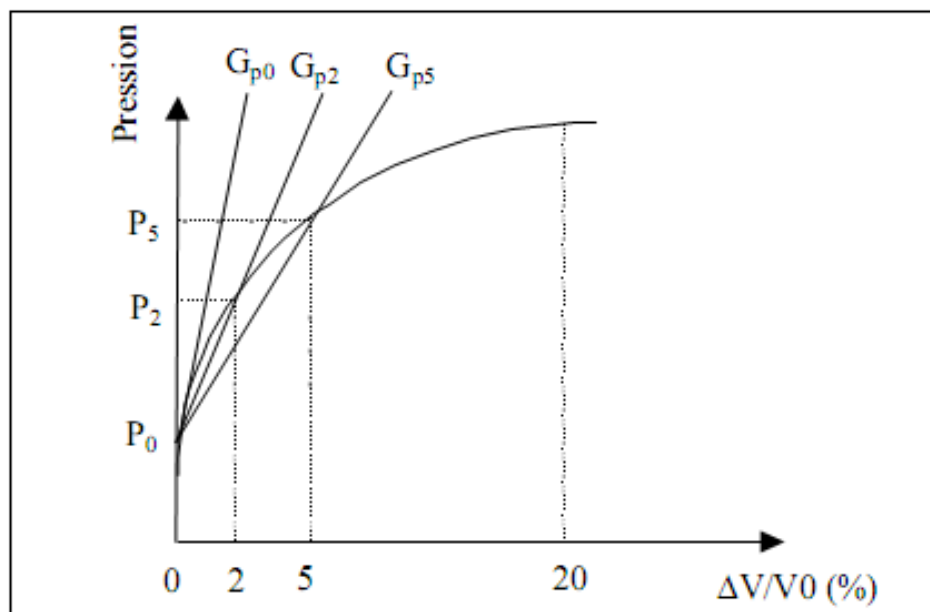


Figure-I.4 : Pressiomètre autoforeur - Interprétation de la courbe d'expansion

Dans la catégorie des pressiomètres autoforeurs, certains ont été développés avec un système de mesure de la pression interstitielle au niveau de la sonde pressiométrique. Le premier pressiomètre ainsi équipé est issu des travaux de Baguelin (1973) au LCPC. Une plaque de bronze poreux de (5cmx5cm) et de 2mm d'épaisseur encastrée de 1mm dans la membrane de la sonde est reliée à un système électronique permettant de mesurer la pression interstitielle. Dès 1977, le pressiomètre autoforeur de Cambridge est équipé de capteurs de pression interstitielle placés sur la membrane de la sonde (Wroth, 1977).

En 1990, un pressiomètre autoforeur développé par l'IFP sous le nom WSBP destiné à la reconnaissance des sols en mer permet également d'avoir accès à la mesure de la pression interstitielle à la paroi de la cavité de forage au cours de l'essai pressiométrique (Cambou et al. 1991).

I.1.3. Les pressiomètres foncés :

Les pressiomètres foncés sont mis en place par battage, ou vérinage dans le sol. Ils regroupent le pressio-pénétrromètre (LCPC-Ménard, 1978) et le pressiomètre Stressprobe (1977) à sonde creuse. Ils étaient originellement conçus pour une utilisation en mer.

I.1.4. Le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRESS) :

Le pressiomètre de fluage longue durée a été développé par EDF-GDF dans le but d'étudier les tassements à très long terme des fondations des centrales nucléaires (Leidwanger C., 1993). La sonde pressiométrique est similaire à celle des PAF. La différence entre ces deux types de pressiomètre provient du système de chargement qui permet dans le cas du DIFLUPRESS d'effectuer des essais à charge constante de très longue durée. Le système de mise en pression de la sonde est de type "Dashpot" : le piston est chargé par une série de poids permettant d'exercer une pression constante dans le temps, indépendamment de la déformation de la sonde.

I.2. Interprétation des résultats pressiométrique :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage jusqu'à la rupture. Il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage, et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite correspondant à la rupture du forage

On se propose dans ce qui suit de présenter quelques méthodes d'interprétation sans les décrire précisément. En outre, on présente les résultats déduire les paramètres utiles au dimensionnement.

I.2.1. Méthodes d'interprétation de l'essai :

Les différentes méthodes d'interprétation peuvent être séparées en trois catégories : les méthodes directes, les méthodes basées sur une étude analytique, et enfin les méthodes numériques.

I.2.1. 1. Les méthodes directes :

Dans le cas de problèmes directs, le système mécanique composé de la géométrie du problème, des conditions initiales, des conditions aux limites, d'un modèle de comportement et des paramètres de ce modèle, est parfaitement défini.

Elles sont encore largement utilisées, notamment dans la réglementation relative au dimensionnement des ouvrages de fondations. Plusieurs auteurs ont proposé des règles empiriques basées sur des observations du comportement de fondations. On peut citer principalement les travaux de Ménard (1957), Amar et Jézéquel (1972) et Baguelin et Jézéquel (1973). Ces méthodes permettent notamment d'évaluer la valeur de la cohésion non drainé C_u à partir de la pression limite P_l .

I.2.1. 2. Les méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques sont principalement basées sur la solution de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élasto-plastique voire (chapitre II). On peut différencier parmi ces méthodes celles prenant en compte une déformation sans variation de volume dans la phase plastique (Ménard, 1957 ; Gibson et Anderson, 1961; Houlsby et Withers, 1988 ; Monnet, 1995) et celles prenant en compte une déformation avec variation de volume (Ladany, 1963 ; Salençon, 1966).

I.2.1. 3. Les méthodes numériques :

Le développement des moyens informatiques a conduit à la mise au point de codes de calcul de plus en plus élaborés. Depuis quelques années, de nombreux travaux portent sur l'identification des paramètres de modèles de comportement à partir de l'essai pressiométrique. Zentar (1999) a utilisé un logiciel d'optimisation couplé à un logiciel d'éléments finis pour identifier certains paramètres d'un modèle élasto-plastique (Cam-Clay modifié) à partir de résultats d'essais pressiométriques.

I.2.2. Expression des résultats :**I.2.2.1. Détermination du module pressiométrique Ménard E_M :**

Partant de la formule fondamentale de l'expansion Δr d'une cavité cylindrique de diamètre r sous l'action d'un accroissement de pression ΔP , on a:

$$\Delta r/r = \Delta P(1 + \nu)/E \quad (I.4)$$

A partir de pente de la droite pseudo-élastique voire (Figure I-3).

On calcul le module préssiométrique, noté E_M comme suit :

$$E_M = \frac{2(1 + \nu) \left[V_S + \frac{(V_0 + V_f)}{2} \right] \langle P_f - P_0 \rangle}{\langle V_f - V_0 \rangle} \quad (I.5)$$

Avec ν : coefficient de Poisson

V_S : volume de la cellule centrale (de l'ordre de 535 cm^3 pour les cellules standard) selon les normes françaises NF P94-110-1.

(P_0, V_0) et (P_f, V_f) : sont respectivement les points du début et la fin de la phase pseudo-élastique. La fin de cette phase correspond à une pression de fluage P_f .

La détermination du module E_M est l'opération la plus délicate dans l'essai pressiométrique. Du fait du remaniement du trou de forage, le module pressiométrique E_M sera toujours plus faible que le module réel du sol.

L'expression (I.5) est obtenue à partir de l'analyse théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique isotrope et homogène, (voir chapitre II).

I.2.2.2. Détermination de la pression de fluage P_f :

- La pression de fluage P_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme $(P, \Delta V_{60/30})$, voir (Figure I.5).

- $\Delta V_{60/30}$: est la variation de volume du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure entre les temps $t = 30 \text{ s}$ et $t = 60 \text{ s}$ après le début du palier de pression P .

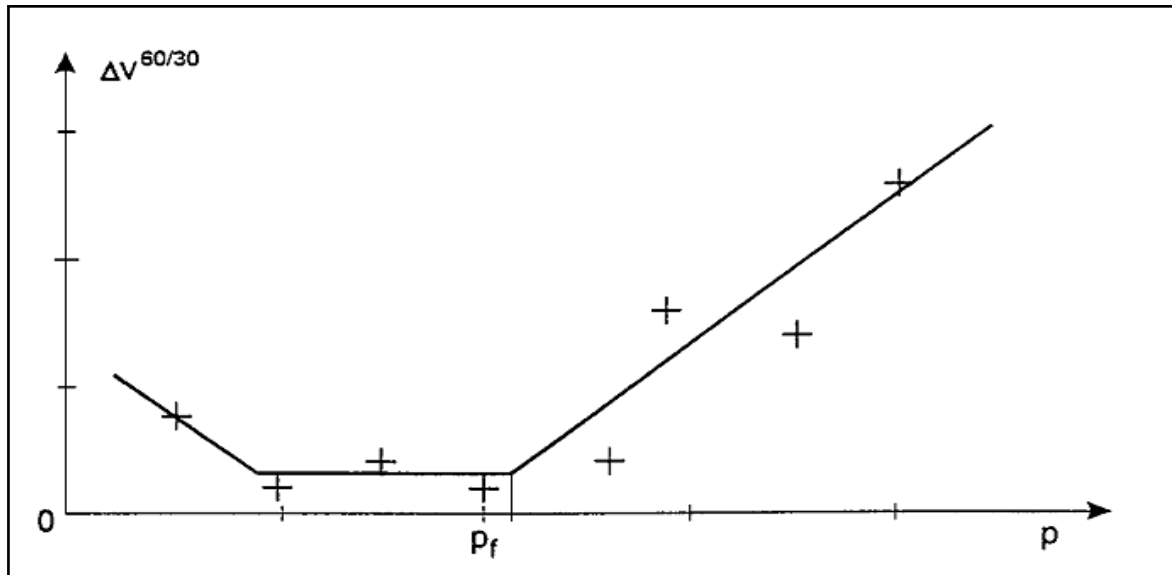


Figure-I.5 : Courbe de fluage pressiométrique.

I.2.2.3. Détermination de la pression limite P_l :

Lorsque la pression appliquée sur les parois du forage par la sonde dépasse la pression de fluage P_f le sol entre en plastification et par convention, la pression limite est la pression qui entraîne le doublement de la cellule centrale de mesure après la pression P_0 . Elle correspond à un volume injecté

$$V_l = V_s + 2 V_0 \quad (I.6)$$

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

I.2.2.4. Pression limite pressiométrique nette, pression de fluage pressiométrique nette :

Les pressions nettes p^* sont comptées par rapport à la contrainte totale horizontale qui régnait dans le sol avant introduction de la sonde pressiométrique.

$$P_l^* = P_l - \sigma_{h0} \quad (I.7)$$

$$P_f^* = P_f - \sigma_{h0} \quad (I.8)$$

Avec :

$$\sigma_{h0} = K_0(\sigma_{v0} - u_0) + u_0 \quad (I.9)$$

u_0 : pression interstitielle.

K_0 : est le coefficient des terres au repos, par rapport aux contraintes effectives horizontale et verticale.

Cette Pression introduit dans le calcul de la capacité portante du sol de fondation, d'après la méthode pressiométrique

$$P_{te}^* = P_t^* (D + 2 \cdot B / 3) \quad (I.10)$$

$$q_l' = q_0' + k_p \cdot pl_e^*$$

Où :

pl_e^* : Pression limite nette équivalente

q_0' : est la contrainte verticale effective au niveau de la fondation après travaux.

k_p : est le facteur de portance pressiométrique, déterminé en fonction de la forme de la fondation, de la nature et des caractéristiques pressiométriques du terrain en place

D : l'encastrement de la fondation

B : la largeur de la fondation

1.2.2.5. Profile pressiométrique :

Les valeurs du module pressiométrique, de la pression de fluage, et de la pression limite obtenues au pressiomètre sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques, en parallèle avec les résultats géologique, les courbes d'avancement de l'outil et les courbes de battage, le niveau de la nappe, etc.

La présentation simultanée de ces divers résultats permet de définir des profils géotechniques comme par exemple celui représenté à (la figure I.6)

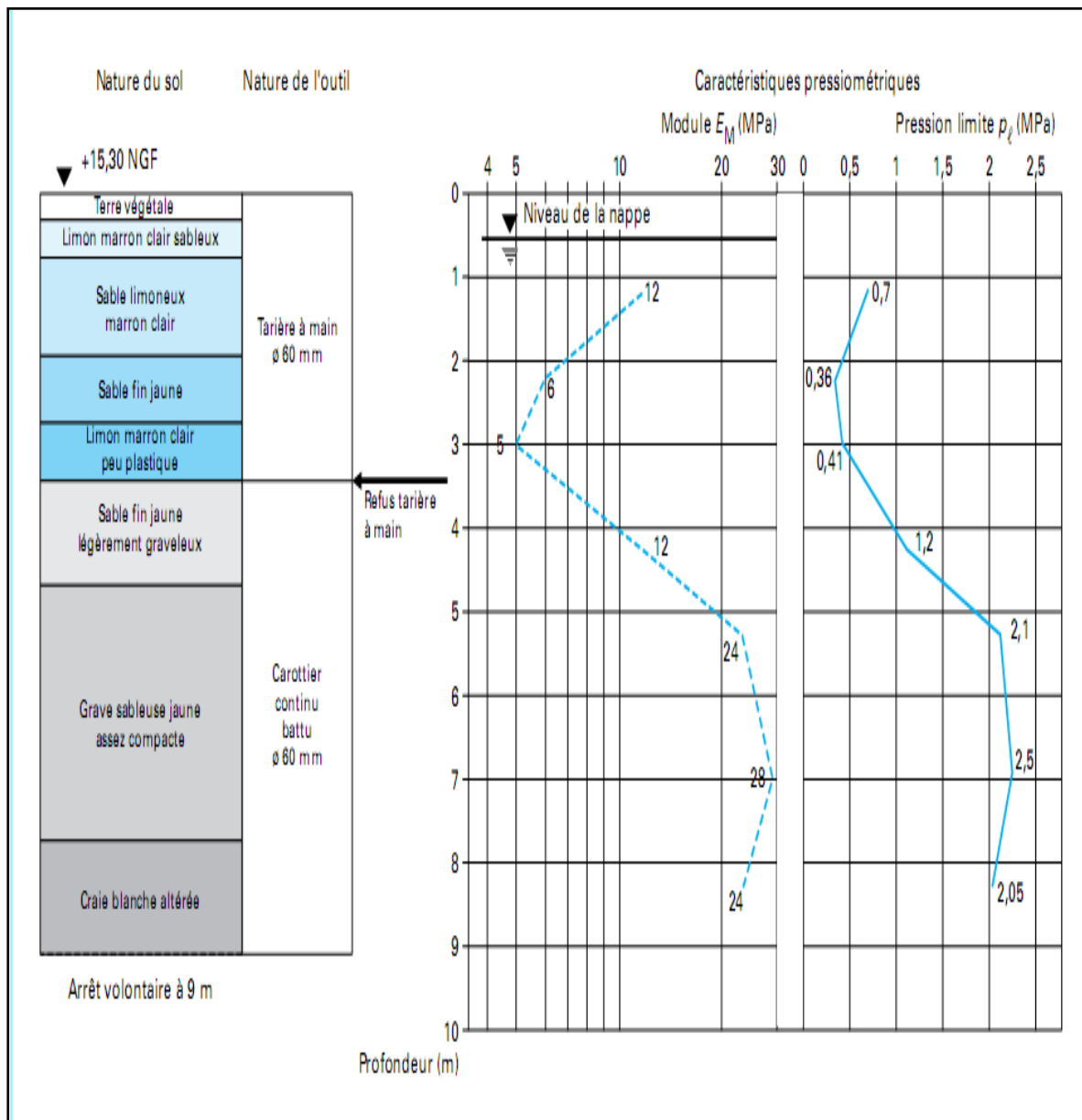


Figure-I.6 : Profil pressiométrique

I.2.2.6. Courbe pressiométrique corrigée :

Les valeurs de pression P_r lues au manomètre et de volume V_r lues au CPV sont corrigées et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée (Figure-1.7)

Pour les pressions, la pression réelle P appliquée par la cellule centrale au sol est égale à :

$$P = P_r + P_h - P_e \quad (I.11)$$

P_h : la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale

P_c : résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné, pour un volume donné (le volume V_r peut être corrigé de la dilatation propre des tubulures pour les pressions importantes $> 2,5$ MPa)

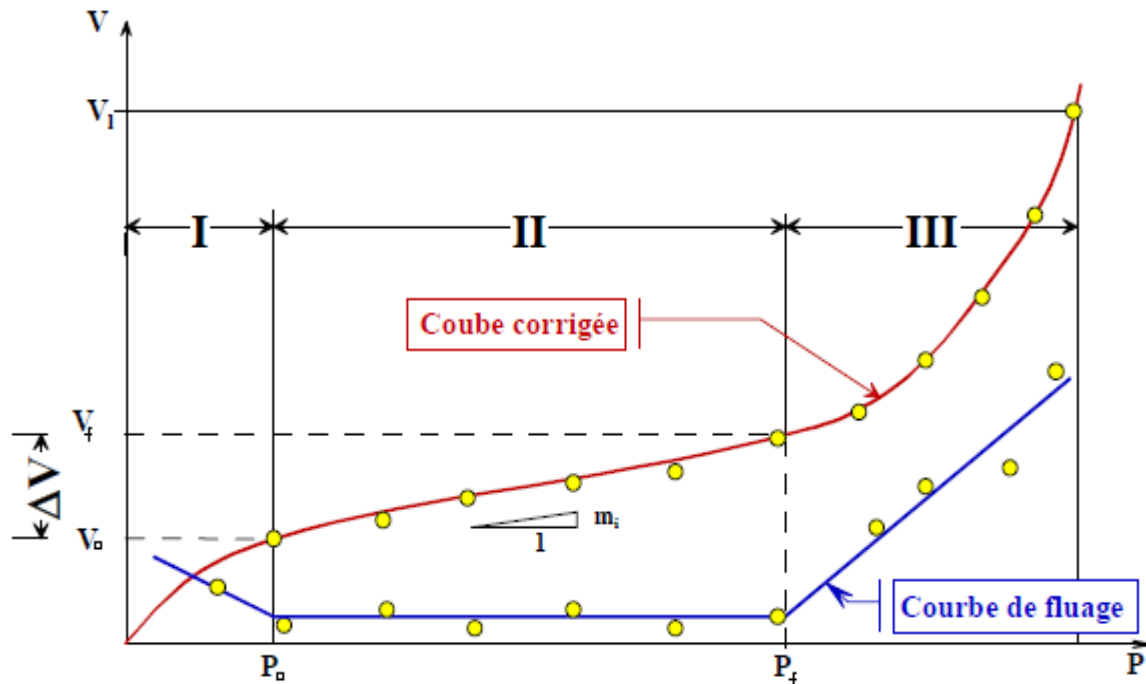


Figure-I.7: Courbe pressiométrique corrigée

1.2.2.7. Forage pressiométrique :

Le forage doit être réalisé à l'aide d'outils de foration adaptés au cas par cas au terrain rencontré, conformément aux prescriptions de la norme, afin que :

- le trou de forage soit correctement calibré au diamètre de la sonde pressiométrique,
- le sol au bord du trou ne soit pas complètement déstructuré par l'outil et le fluide de foration.

Code	Diamètre de la sonde mm	Diamètre du forage mm	
		min	max
EX	32	34	38
AX	44	46	52
BX	58 ~ 60	61 ~ 63	66
NX	(72) 74	(74) 76	80

Tableau-I.2 : Diamètres correspondants aux forages

Concernant l'influence des dimensions de la sonde, AL Husein (2001) trouve que pour des valeurs faibles de la contrainte appliquée, les courbes pressiométriques sont quasiment confondues et dès que la pression augmente, elles se séparent légèrement.

1.2.3. Relation entre P_1 et E_M :

Le rapport (E_M/P_1) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés.

On admet selon Ménard la classification suivante :

• Argiles	$(E_M/P_1) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_M/P_1) < 8$	Argiles sous-consolidées
	$8 < (E_M/P_1) < 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < (E_M/P_1) < 15$	Argiles légèrement surconsolidées
	$(E_M/P_1) > 15$	Argiles fortement surconsolidées
• Sables	$(E_M/P_1) < 5$	Sables remaniés
	$6 < (E_M/P_1) < 8$	Sables et graviers immergés
	$(E_M/P_1) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

Tableau-I.3 : Classification selon le rapport (E_M/P_1)

1.2.4. Relation entre le module pressiométrique E_M et le module œdométrique

$E_{œd}$:

L'essai pressiométrique est pratiquement, un essai non drainé et ne traduit pas le phénomène de consolidation.

À cet effet, Ménard a défini, un coefficient α appelé coefficient rhéologique ou coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique.

$$E_{œd} = E_M / \alpha \quad (I.12)$$

Type de sol	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers	
	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α
Surconsolidé ou très serré	> 16	1	> 14	$2/3$	> 12	$1/2$	> 10	$1/3$
Normalement consolidé ou normalement serré	9 à 16	$2/3$	8 à 14	$1/2$	7 à 12	$1/3$	6 à 10	$1/4$
Sous-consolidé ou altéré et remanié ou lâche	7 à 9	$1/2$	5 à 8	$1/2$	5 à 7	$1/3$		

Tableau-1.4 : coefficient de structure α en fonction du type de sol et du rapport E_M/P_l

1.2.5. Ordre de grandeur des pressions limites P_l :

Le tableau suivant donne une classification des sols en fonction de P_l en vue du dimensionnement des fondations d'ouvrages de génie civil.

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_l (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0-2,0
	C	compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compacte	> 3,0
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	compacts	> 4,5

Tableau-1.5 : Classification des sols d'après P_l

I.2.6. Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre :

L'interprétation de l'essai pressiométrique en terme de résistance au cisaillement implique que plusieurs conditions soient satisfaites :

- le sol doit être intact autour de la sonde ;
- le champ de déformation doit être plan et connu.

Dans l'essai de Ménard, le sol autour de la sonde n'est pas intact : il est décomprimé au bord du trou et perturbé par l'opération de foration (trituration par l'outil et par le fluide d'injection). Quant au champ de déformation, il n'est connu que dans les sols cohérents : la déformation (pour la géométrie donnée de la sonde Ménard) est sensiblement plane et le champ de déformation est connu à chaque instant en raison de l'invariance du volume élémentaire si la sollicitation est non drainée.

Dans un sable, aucune de ces deux hypothèses n'est satisfaite : la déformation est non plane et la dilatance entraîne une variation non connue du volume élémentaire.

Il s'ensuit que l'essai Ménard ne peut être interprété de manière analytique en terme de résistance au cisaillement.

La seule approche réaliste, confirmée par l'expérience, consiste à déduire la cohésion non drainée C_u de la pression limite conventionnelle à partir de Menard (1963), propose la relation empirique suivant telles que :

$$\text{▪ pour } P_l \leq 0,05 \text{ MPa} : C_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} \quad (\text{I.13})$$

$$\text{▪ pour } P_l > 0,05 \text{ MPa} : C_u = \frac{P_l - P_0}{10} + 0.025 \quad (\text{I.14})$$

I.3. Conclusion :

- Depuis sa mise au point par Louis Ménard en 1957, l'essai pressiométrique connaît un essor considérable. Ce succès est dû à de nombreux avantages, comme la simplicité relative d'exécution, la rapidité des mesures et la polyvalence de l'essai (essai praticable dans tous les types de sols).
- le module pressiométrique, et la pression limite ne sont pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques au sol, mais sont liées au terrain et à l'appareillage utilisé, ainsi qu'au mode de réalisation du forage.
- le pressiomètre est le seul appareil d'essai in situ qui mesure à la fois une caractéristique de déformabilité, et une caractéristique de résistance du sol.
- Le pressiomètre C'est un essai rapide ne permettant pas d'aborder les problèmes de consolidation ou de stabilité à long terme.
- Le domaine privilégié d'utilisation du pressiomètre est le dimensionnement des fondations dans les sols.

**Chapitre II : Mise en équation générale régissant
l'expansion d'une sonde pressiométrique
dans un milieu biphasique**

L'expansion d'une longue cavité cylindrique dans un moyen infini est un problème de la valeur de la limite dans mécaniques appliquées qui ont l'intérêt pour les ingénieurs géotechniciens.

La déformation d'un sol sous l'expansion de la membrane d'un pressiomètre est la plupart du temps représentée comme l'expansion d'une cavité cylindrique, Carter et al (1979). Les hypothèses de déformation plane et axisymétrique permettent une simplification de l'analyse de ce type de problème. Si l'expansion se produit dans les sols fins saturés ou partiellement saturés, un paramètre supplémentaire apparaît: C'est la pression interstitielle.

II.1. Expansion d'une cavité cylindrique :

3/La démarche théorique consiste à prendre en compte une loi de comportement élasto-plastique simple pour le sol tel que schématisé sur (la Figure II.1). Combarieu (1995) a examiné deux types de lois ci-après:

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

1/ le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique en élasticité linéaire a été résolu dès (1852) par Lamé, ce n'est qu'à partir de (1950) qu'une phase plastique fut introduite dans l'analyse (Hill, 1950; Ménard, 1957; Salençon, 1966). Nous trouvons un résumé de ces études dans l'ouvrage de Baguelin et al. (1978). Ménard fut le premier à s'appuyer sur des études expérimentales, étude essentiellement menée sur des argiles.

2/Durant la phase élastique, une contractance peut se produire. La phase plastique des déformations se développent sans variation de volume qui correspond à l'état critique introduit par Wroth et Schofield (1968). Les hypothèses retenues dans cette étude concernent, d'une part la modélisation du problème en déformation plane et, d'autre part, la condition de drainage (condition non drainée), Monnet et Chemaï (1995).

II.1.1. Hypothèses :

L'hypothèse des petites déformations est prise en compte. Le sol est considéré avoir comportement élasto-plastique représenté sur la (Figure II.1).

La partie élastique est régie par le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . C et φ sont les caractéristiques de résistance au cisaillement (critère de Mohr-Coulomb).

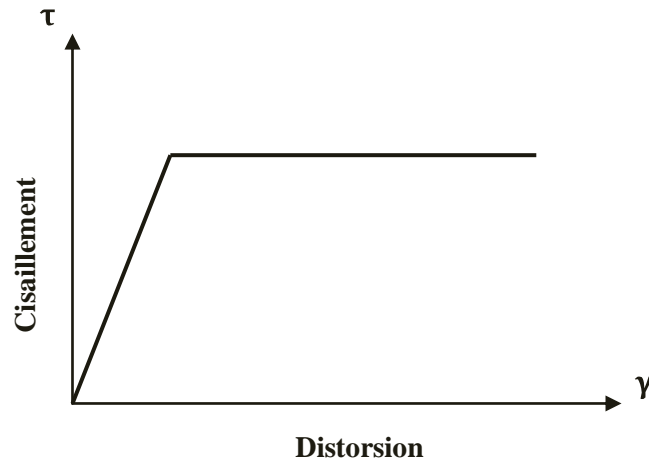


Figure II.1 : Loi élastoplasticité simple.

L'écoulement plastique standard est traduit par :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II. 1})$$

Où F est la fonction de la surface seuil, λ est le multiplicateur de plasticité et $\dot{\varepsilon}_{ij}^p$ est la vitesse de la déformation plastique, définit la longueur de la déformation plastique standard.

L'équilibre limite est atteint quand le critère de Mohr-Coulomb (II.2) s'annule soit:

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2C \cos\varphi = 0 \quad (\text{II. 2})$$

La discussion des hypothèses va porter sur les points suivants (i) l'hypothèse de déformation plane ; (ii) l'essai pressiométrique est un essai non drainé, que l'essai se fait donc sans variation de volume.

➤ **Déformation plane :**

Dans le plan horizontale (figure II.2); L'essai de type pressiométrique est supposé être un essai de déformation plane, $\varepsilon_z = 0$ (z étant la direction de l'axe de la cavité).

La contrainte σ_z reste contrainte intermédiaire.

➤ **L'essai pressiométrique est un essai non drainé:**

Lorsque l'essai pressiométrique est réalisé dans un milieu imperméable sous la nappe, il est important de savoir si l'essai peut être considéré comme non drainé (Cambou et al, 1991), la réponse dépend évidemment de la vitesse de sollicitation utilisée et de la perméabilité du sol testé.

Les simulations réalisées par Cambou et Bahar (1993) montrent que, pour la procédure définie par Ménard, l'essai pourra être considéré comme totalement non drainé pour une perméabilité ($K \leq 10^{-10}$ m/s), ce qui correspond bien évidemment à la perméabilité des argiles molles.

De plus, l'expansion de la sonde pressiométrique se fait à une vitesse relativement grande, la pression interstitielle n'a pas le temps de se dissiper qu'on peut admettre que le sol se déforme sans variation de volume.

$$\varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0 \quad \text{Ou} \quad \Delta\varepsilon_V = 0 \quad (\text{II.3})$$

Donc l'hypothèse de conservation de volume se justifie pour les vases et les argiles molles qui sont des sols de très faible perméabilité.

II.1.2. Equations d'équilibre :

Dans le plan horizontal l'équilibre en axisymétrie d'un élément de sol autour de la sonde se traduit dans (la figure II.2). On adopte un système de coordonnées cylindrique et en l'absence de force volumique, et à cause de la symétrie axiale du problème traité et de l'indépendance de z l'équilibre est seulement étudié dans le plan horizontal.

Cassan (1978) a étudié l'équilibre d'une portion de sol comprise entre les rayons (r) et ($r+dr$) et dans l'angle $d\theta$ (Figure-II.2). D'une manière simplifiée :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (\text{II. 4})$$

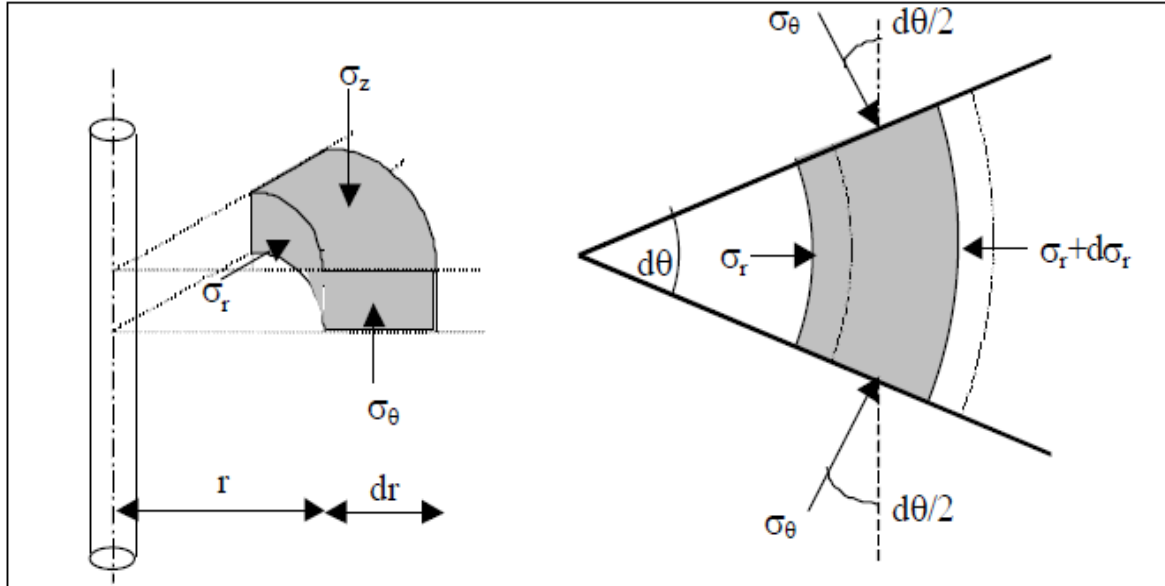


Figure II.2 : Equilibre d'un élément de sol autour de la sonde pressiométrique

Le sol étant initialement en équilibre, l'équation (II-4.a) peut s'écrire en incrément de contraintes :

$$\frac{d\Delta\sigma_r}{dr} + \frac{\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta}{r} = 0 \quad (\text{II. 5})$$

r : étant le rayon de la cavité ;

En grande déformations, cette équation devient :

$$\frac{d\Delta\sigma_r}{dRc} + \frac{\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta}{Rc} = 0 \quad (\text{II. 6})$$

Rc : étant le rayon déformé ;

Les relations de compatibilité relient les déformations aux déplacements, sont le déplacement radial u, le déplacement circonférentiel v et le déplacement vertical w. Comme l'expansion est celle d'une cavité infiniment longue, les déplacements v et w ont une valeur égale à zéro. La position initiale d'un point au bord de la cavité avant le chargement est donné par la distance radiale(r₀). La position du même point pendant le chargement est donnée par la distance radiale (Rc) où :

$$Rc = r_0 + u \quad (\text{II.7})$$

Les déformations principales sont la déformation radiale ε_r , la déformation circonférentielle ε_θ et la déformation verticale ε_z . Par définition, les relations entre les déformations et les déplacements pour le cas des petites déformations sont :

- Petites déformations : $\varepsilon_r = \frac{du}{dr}$ (II.8)

- Déformation plane : $\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}$ (II.9)

Symétries mécaniques et géométriques :

$$\varepsilon_z = 0 \quad (\text{II.10})$$

Pour le cas des grandes déformations (Baguelin et al. 1978) :

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{2} \left(\frac{Rc^2 - r^2}{r^2} \right) \quad (\text{II.11})$$

Qui correspond en terme de volume à :

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta V_c}{V_c} \right) \quad (\text{II.12})$$

Où ΔV_c est l'augmentation du volume de la cavité et V_c est le volume de la cavité.

Les deux premières hypothèses montrent que les contraintes et les déformations dépendent uniquement de la coordonnée radiale.

II.1.3. Géométrie et conditions aux limites :

Le problème étudié est celui de l'expansion d'une cavité dans un sol homogène sous l'action d'une pression latérale qui modélise le chargement de l'essai pressiométrique. Ainsi, on utilise le système de coordonnées cylindriques (r, θ, z) (figure II.2).

Pour raison de symétrie de révolution, l'état de contraintes ne dépend que de la variable (r) . Les caractéristiques géométriques du milieu qui ont été adoptées sont celles présentées sur (la figure II.3). En particulier on note par (r_a) est le rayon de la sonde ; (r_∞)

le rayon d'action (limite la zone influencée par le chargement), et (r_f) le rayon de la zone plastique. Sur le pourtour du trou de forage ($r = r_a$), l'action de la sonde pressiométrique se traduit par l'incrément de pression Δp correspondant au chargement pressiométrique.

Pour le rayon $r = r_\infty$, la contrainte horizontale se réduit à la pression des terres au repos P_0 qui est déterminée à partir d'une courbe pressiométrique. Ainsi, les conditions aux limites en termes de contrainte s'expriment comme suit :

$$(\sigma_r)_{r=\infty} = \sigma_\infty = P_0 \quad (\text{II.13.a})$$

$$(\sigma_r)_{r=a} = \sigma_{ra} = P_0 + \Delta P = P \quad (\text{II.13.b})$$

ΔP : Variation de la pression horizontale P , se produisant lors de l'expansion de la sonde ;

P : étant la pression transmise par la sonde.

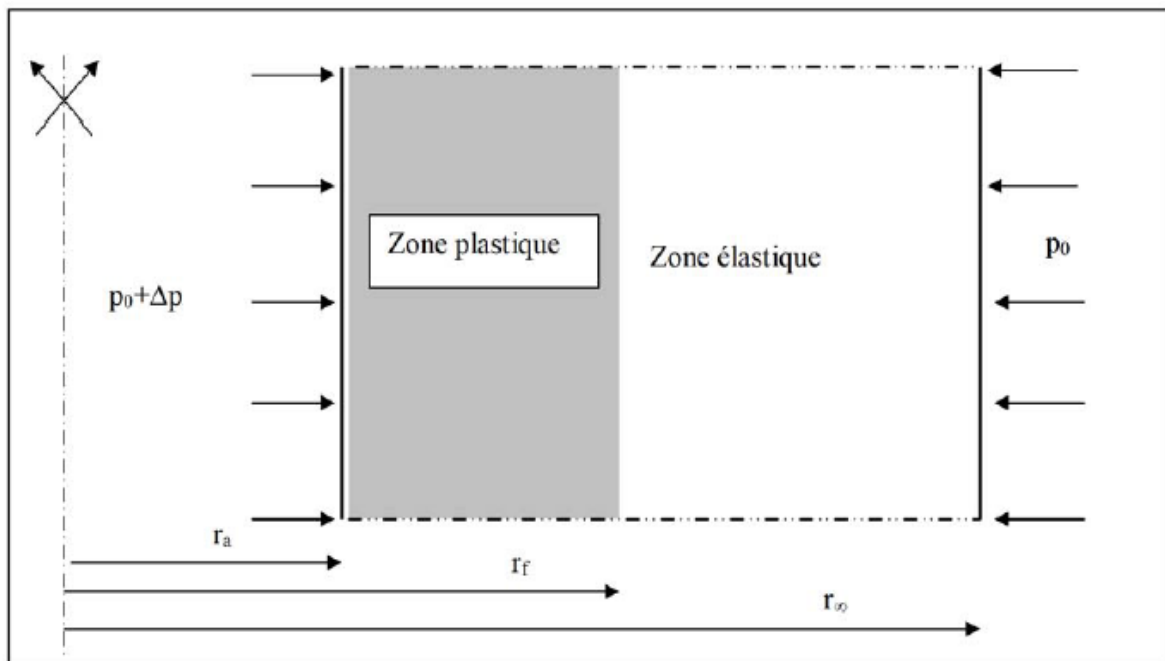


Figure II. 3 : Géométrie et conditions aux limites de l'essai pressiométrique

II.1.4. Contributions analytiques :

Plusieurs contributions relatives à l'essai pressiométrique ont été suggérées pour évaluer la résistance au cisaillement non drainée et le comportement contrainte déformation des argiles saturées. Ces interprétations adoptent les hypothèses suivantes : déformation plane, sol homogène isotrope et conditions non drainées.

II.1.4.1. Comportement élastique linéaire :

Le cas des petites déformations est considéré. Les équations principales pour le cas élastique linéaire sont :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_r - \nu(\Delta\sigma_\theta + \Delta\sigma_z)) \quad (\text{II. 14})$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_\theta - \nu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_r)) \quad (\text{II. 15})$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta)) \quad (\text{II. 16})$$

Les équations II-5, 8, 9, 10 et 11-14, 15, 16 représentent sept équations avec sept inconnues, entraînant l'équation différentielle pour des déplacements (u) :

$$r^2 \frac{d^2 u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (\text{II. 17})$$

Les conditions aux frontières sont :

$$\text{Pour } r = \infty \quad u = 0 \quad (\text{II.18.a})$$

$$\text{Pour } r = r_0 \quad u = u_0 \quad (\text{II.18.b})$$

La solution de ces équations est classique et conduit aux expressions suivantes des contraintes (Lamé.1852) :

$$\sigma_r = P_0 + (P - P_0) \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \quad (\text{II. 19})$$

$$\sigma_\theta = P_0 - (P - P_0) \left(\frac{r_0}{r}\right)^2 \quad (\text{II. 20})$$

$$\sigma_z = P_0 \quad (\text{II. 21})$$

Le déplacement est donné par :

$$u = \frac{1 + \nu}{E} (P - P_0) \frac{r_0^2}{r} \quad (\text{II. 22})$$

Les calculs des déformations conduites à la définition du module d'Young du sol. Ce paramètre se déduit de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique qui est quasi-linéaire le sol est alors supposé élastique (Chapitre I, figure-I.3).

$$E = (1 + \nu)r \frac{d\sigma_r}{du} \quad (\text{II. 23})$$

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

$$V_m = V_s + \frac{V_f + V_i}{2} \quad (\text{II. 24})$$

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

$$\frac{du}{r} = \frac{dV}{2V_m} = \frac{V_f - V_i}{2 \left(V_s + \frac{V_f + V_i}{2} \right)} \quad (\text{II. 25})$$

Le module de déformation se calcul finalement par la relation :

$$E = 2(1 + \nu) \left(V_s + \frac{V_f + V_i}{2} \right) \frac{P_f - P_i}{V_f - V_i} \quad (\text{II. 26})$$

II.1.4.2. Comportement à la rupture

A la fin de la phase élastique le sol entre en plasticité autour de la cavité. Une couronne cylindrique de rayon r_e et qu'au delà, le sol est en comportement élastique. En supposant qu'il n'y a pas de variation de volume dans la zone plastifiée, ce qui donne :

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

$$P_l = (1 + \sin\varphi) \left(P_0 + \frac{C}{\text{tg}\varphi} \right) \left[\frac{E}{2(1 + \nu)(P_0 \sin\varphi + C \cos\varphi)} \right]^{\frac{\sin\varphi}{1 + \sin\varphi}} - \frac{C}{\text{tg}\varphi} \quad (\text{II. 27})$$

Lorsque $C=0$, la formule (II.27) devient :

$$P_l = P_0(1 + \sin\varphi) \left[\frac{E}{2(1 + \nu)(P_0 \sin\varphi)} \right]^{\frac{\sin\varphi}{1 + \sin\varphi}} \quad (\text{II. 28})$$

Pour les milieux purement cohérents ($\varphi=0^\circ$), la relation liant la pression limite nette aux paramètres précédents s'écrit:

$$P_l = P_0 + C_u \left[1 + Ln \frac{E}{2(1 + \nu)C_u} \right] \quad (\text{II. 29})$$

II.2. Interaction sol-fluide :

Dans beaucoup de cas concrets en mécanique des sols, il est nécessaire de prendre en compte la présence d'un liquide interstitiel dans le matériau sollicité et de considérer ainsi que celui-ci est biphasique. Si la sollicitation n'est pas trop lente, en fonction de la nature du sol (plutôt argileux ou plutôt sableux) et plus particulièrement de sa perméabilité, un écoulement se produit et une partie de la contrainte totale appliquée est alors reprise par la phase liquide générant localement une surpression interstitielle.

Par Terzaghi (1943) qui a proposé tout simplement de soustraire aux contraintes totales, la partie hydrostatique reprise par la phase liquide (principe des contraintes effectives) de la manière suivante :

$$\begin{cases} \sigma = \sigma' + U_i \\ \tau = \tau' \end{cases} \quad (\text{II.25})$$

σ, τ : Composantes de la contrainte totale

σ', τ' : Composantes de la contrainte effective

U_i : Pression interstitielle.

Chapitre III : Modèles de comportement

III.1. Introduction :

L'écriture d'une loi de comportement pour un sol consiste à construire une relation permettant d'exprimer les accroissements de contraintes en fonction des accroissements de déformations correspondantes au cours d'une sollicitation donnée. En général, l'élaboration d'une loi de comportement dépend de plusieurs phénomènes liés à la nature du sol comme les caractéristiques de compressibilité, de perméabilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement. Elle s'appuie également sur les connaissances acquises en mécanique des milieux continus comme les principes de la mécanique et de la thermodynamique, l'élasticité, la plasticité, la viscosité ou leurs combinaisons, Mestat (1993).

Les lois de comportement doivent alors représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose dans les essais en place comme de laboratoire.

Tout d'abord, on présentera une étude bibliographique des principaux types de lois de comportement ; ensuite, nous présenterons en bref les modèles avancés utilisés dans le code Plaxis tel que le SSM (Soft Soil Model), SSCM (Soft Soil Creep Model) et Hardening Soil Model .

III.2. Principaux types de lois de comportement :

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenté le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement.

III.2.1. Comportement élastique linéaire :

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte-déformation est la même au chargement et au déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke, qui publia la loi qui porte son nom en 1678 dans *De Potentia Restituta* cité par Mestat, (1993). La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale d'Young (E) dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement (G) pour un essai de cisaillement simple (figure-III.1) et le coefficient de Poisson ν .

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} ; G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (\text{III. 1})$$

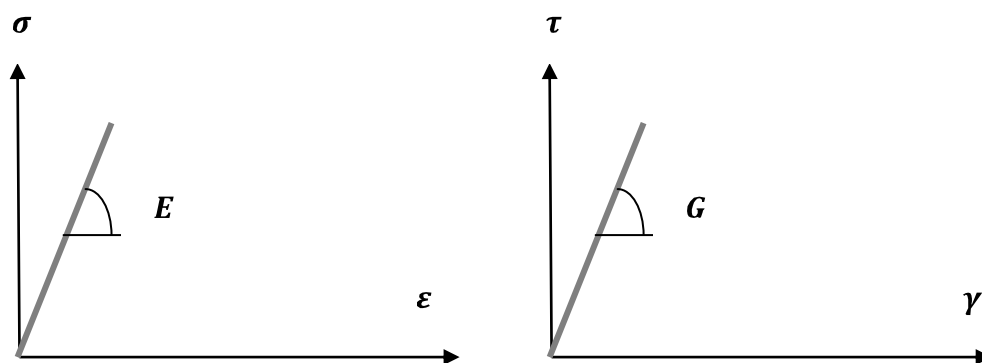


Figure-III.1 : Schématisation de la loi de comportement élastique linéaire

Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui, très rapidement, même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

III.2.2. Comportement élastique non linéaire :

La loi de comportement élastique linéaire est très simple à introduire dans le calcul numérique avec un seul module de déformation « E » (figure III.2.a, b). Toutefois, cette approche produit de mauvais résultats car la plupart des simulations prennent en compte seulement un module élastique constant au sein du massif de sol.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un domaine purement élastique avant l'atteinte de la plasticité, avec deux modules E_1 et E_2 caractérisant le domaine élastique et le domaine plastique permettant de mieux modéliser le comportement en élasticité et en

plasticité (figure III.2.a, b). Suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à ε_p ou supérieur ε_p), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul. Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à ε_p), soit dans le domaine plastique (supérieur ε_p).

Toutefois, la question du choix du module à prendre en compte se pose dans le cas où le niveau de déformation se trouve dans la zone de transition. Il est impossible d'obtenir une estimation fiable en utilisant cette approche. Pour prendre en compte la zone de transition, il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance (Thépot, 2004). En effet, la non linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais de mécanique des sols montrent que le module de déformation diminue lorsque la déformation augmente, dès le début des essais.

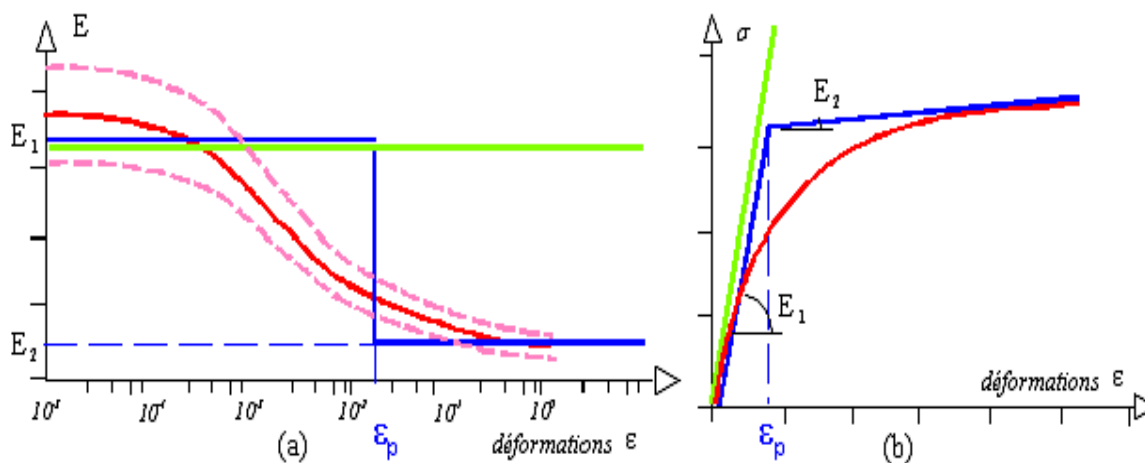


Figure-III.2 : Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la Déformation

III.2.3. Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique :

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement « contraintes – déformations » de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, des tunnels, des murs de

soutènements. Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure III.3) est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale σ' et contrainte tangentielle τ , par l'équation (figure III.3.a)

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (\text{III. 2})$$

En termes de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3), il s'écrit aussi (figure III.3.b) :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad (\text{III. 3})$$

σ'_1, σ'_3 : contraintes effectives principales majeure et mineure,

φ' : angle de frottement interne,

c' : cohésion.

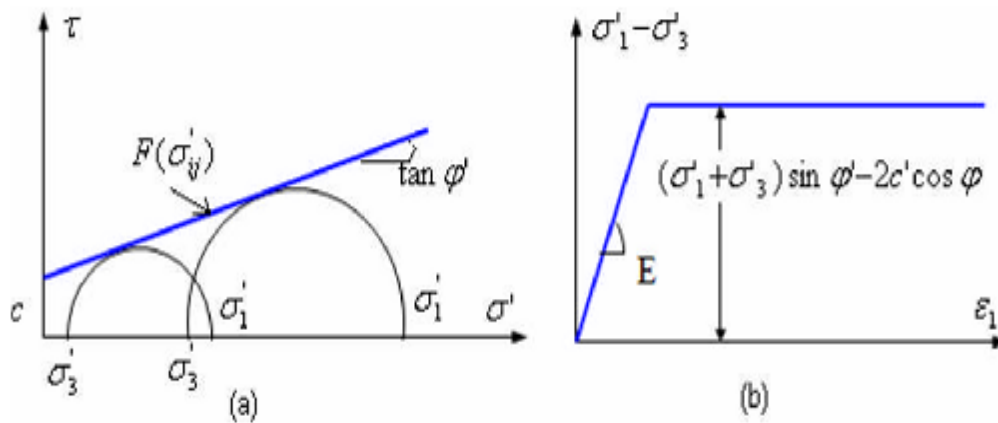


Figure-III.3 : Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure III.3.a) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

La surface de charge $F(\sigma_{ij})$ s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma'1 - \sigma'3) - (\sigma'1 + \sigma'3) \sin\varphi' + 2 C' \cos\varphi' = 0 \quad (\text{III.4})$$

III.2.4. lois de comportement élastoplastique :

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal cité par Mestat, (1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides.

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs sont des lois élastoplastique composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique.

Il s'appuie sur les concepts fondamentaux suivants Mestat (1993) :

- la partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques ;

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{III.5})$$

- le seuil de plasticité mis en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales, ou la notion de surface de charge en sollicitations multiaxiales, qui définit la frontière entre le comportement élastique et le comportement plastique, exprimé par une fonction scalaire voire (la figure III.3)

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad (\text{III.6})$$

Ou $F(\sigma_{ij}, k) = 0$; dans le cas un matériau écrouissable (k est la variable d'écrouissage).

Pendant l'écoulement, la condition de consistance est ainsi vérifiée, soit :

$$dF(\sigma_{ij}) = 0 \quad (\text{III.7})$$

le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles.

- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également.

- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini) correspondant à une résistance maximale suivie par un palier d'écoulement de déformation plastique. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

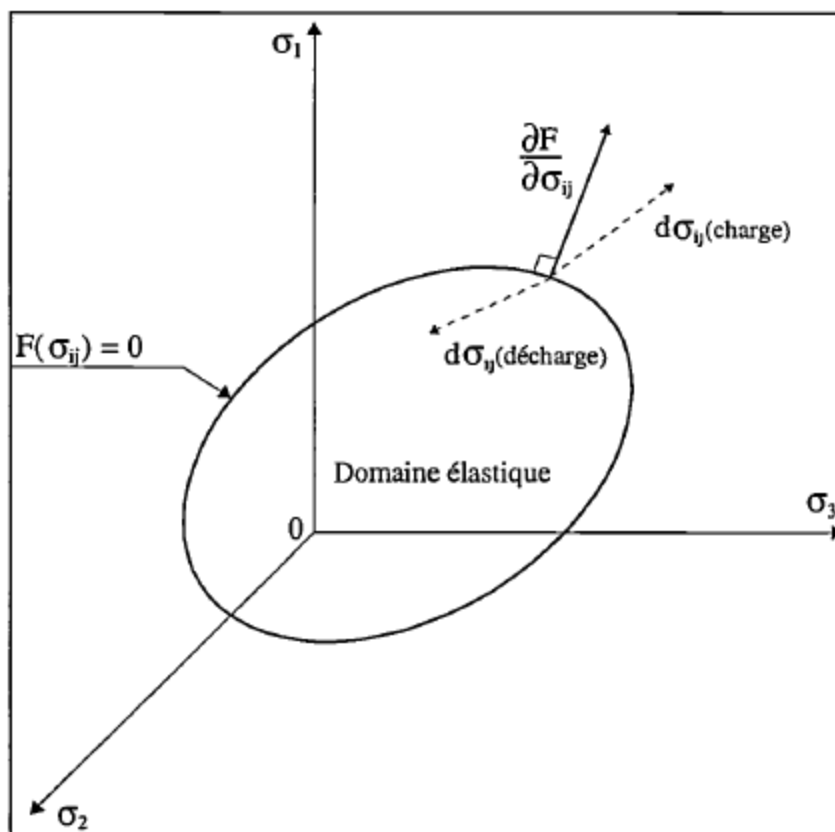


Figure-III.4 : Notion de surface de charge.

III.2.5. Comportement élastoplastique avec écrouissage :

Les essais de chargement – déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou la limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage.

L'écroûissage ne modifie pas l'instant de la rupture par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques.

Un comportement élasto-plastique avec écroûissage permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écroûissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais. Magnan (1991)

III.3. Modèles avancés utilisés dans le logiciel Plaxis :

III.3.1. Modèle pour sols "mous" SSM (Soft Soil Model) :

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay (original (Roscoe et Schofield, 1963)) et Modifié (Roscoe et Burland, 1968)). a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe Schofield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroûissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

III.3.1.1. Paramètres de modèle et notations classiques :

Les paramètres de ce modèle peuvent être rattachés aux paramètres couramment utilisés en mécanique des sols, et sont aisément identifiables à partir d'essais classiques de laboratoire. L'élasticité associée au modèle est linéaire isotrope. Les paramètres élastiques sont alors le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Le module de cisaillement G s'exprime en fonction de ces deux paramètres par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{III. 8})$$

Les paramètres du SSM sont les suivants :

λ^*	: Indice de compression	[-]
k^*	: Indice de gonflement	[-]
C	: Cohésion	[KN/m ²]
φ	: Angle de frottement	[-]
ψ	: Angle de dilatance	[-]

Les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge-décharge	[-]
K_0^{NC}	: Coefficient de Pression latérale (sol NC)	[-]
M	: Paramètre K_0^{NC}	[-]

▪ **Paramètres de compressibilité:**

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme décimal, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale. Ces paramètres sont définis par :

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} ; k^* = \frac{k}{1+e} \quad (\text{III. 9})$$

Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} ; k^* = \frac{2C_s}{2,3(1+e)} \quad (\text{III. 10})$$

Les paramètres « λ , κ et e » peuvent être déterminés par l'essai oedométrique de consolidation par paliers et/ou à vitesse de déformation verticale constante.

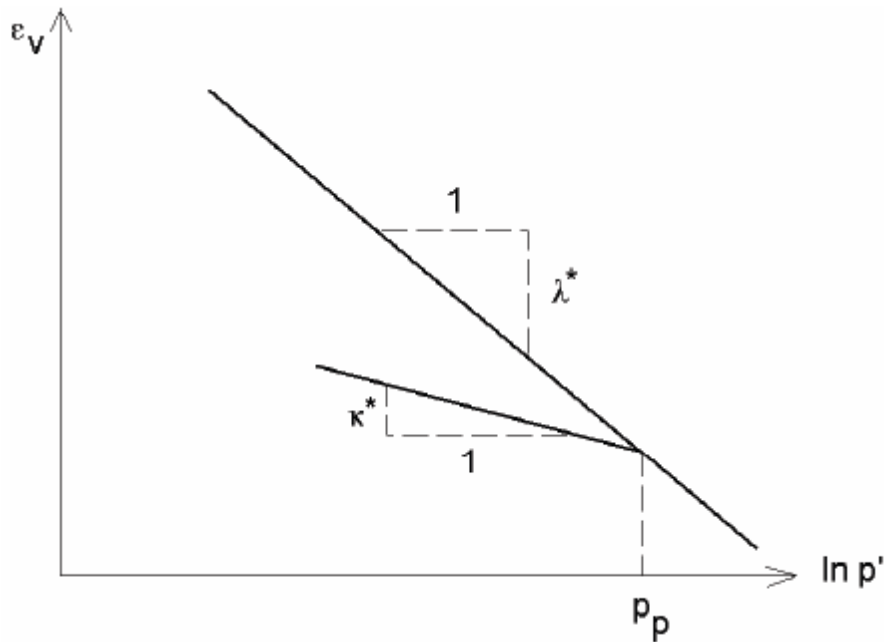


Figure-III.5: Représentation d'un essai de compression isotrope

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

$$\lambda^* = \frac{I_p(\%)}{500} \text{ et } \frac{\lambda^*}{\kappa^*} = 5 \text{ à } 10 \quad (\text{III.10})$$

- **Cohésion :**

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

- **Paramètre de frottement et de dilatance :**

On rentre directement les valeurs la cohésion et l'angle de frottement. le Paramètre de dilatance, Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de frottement, normalement dans les sols mous celui-ci est très faible, peut être nul ($\psi = 0$).

- **Paramètre de contrainte k_0 :**

Avant de définir le paramètre k_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de la Ligne d'État Critique (LEC).

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, PLAXIS permet de calculer, une valeur approximative de k_0^{NC} (0 à 1), qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation (III. 11). En général, la valeur de k_0^{NC} calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($k_0^{NC} = 1 - \sin\phi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de k_0^{NC} pour calculer la valeur de M à partir de la formule de

Brinkgreve, 1994 équation (III. 12).

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1-k_0^{NC})^2}{(1+2k_0^{NC})^2} + \frac{(1-k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/k^* - (1-k_0^{NC})(1+\nu_{ur})}} \quad (III. 11)$$

$$M = \frac{6\sin\phi'}{3 - \sin\phi'} \approx 3,0 - 2,8k_0^{NC} \quad (III. 12)$$

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

Le rapport k_0^{NC} peut être estimé à partir de la relation suivante, proposée par Jacky :

$$k_0^{NC} = 1 - \sin 6\phi' \quad (III. 13)$$

- **Coefficient de Poisson :**

Dans les modèles Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de k_0 (i.e. $\nu/(1-\nu)$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (III. 14)$$

- *Les surfaces de charge :*

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

Les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié ont été développés pour décrire le comportement des argiles reconstituées normalement consolidées ou faiblement surconsolidées. La surface de charge est exprimée comme suit dans le plan (p' , q) :

Cam-Clay original :

$$F(p', q) = \frac{q}{Mp'} + \ln p' - \ln p'_0 = 0 \quad (\text{III. 15})$$

Cam-Clay modifié :

$$F(p', q) = \frac{q^2}{M^2 p'} + p' - p'_0 = 0 \quad (\text{III. 16})$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} ; \quad q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (\text{III. 17})$$

avec: p' : contrainte moyenne,

q : contrainte déviatorique,

M : pente de la courbe du critère de rupture ou courbe d'état critique,

p'_0 : contrainte moyenne initiale,

Ces expressions représentent une surface de charge avec un écrouissage isotrope. La contrainte moyenne p'_0 est l'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope. p'_0 fixe la limite du domaine d'élasticité actuel et permet de faire évoluer la surface de charge. La figure (III.6. a, b) présente la forme de la surface de charge des modèles Cam-Clay original (figure III.6.a) et Cam-Clay modifié (figure III.6.b).

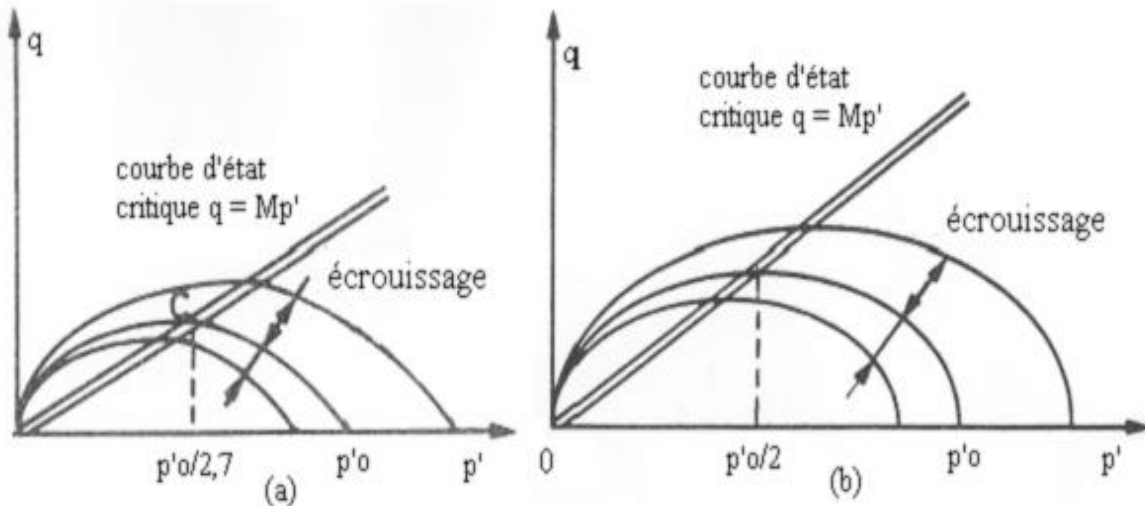


Figure-III.6 : Surface de charge en Modèles Cam-clay original et Cam-clay modifié

III.3.1.2. Prise en compte de la surconsolidation:

La pression de préconsolidation σ'_p est l'une des propriétés importantes d'un sol mou, elle correspond à un seuil d'écrouissage au delà duquel les déplacements irréversibles se manifestent. Cette pression définit la limite entre un comportement que l'on peut considérer comme élastique et un comportement plastique, voir (la Figure-III.7)

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{III. 18})$$

σ'_{v0} : étant la contrainte verticale effective actuelle.

Ce rapport est le degré de surconsolidation (OCR) (overconsolidation ratio). Des mécanismes mécanique et physique contribuent au développement de la résistance entre les particules lors de la compression des argiles molles et donc à l'augmentation de σ'_p .

Il est aussi possible de spécifier que l'état de contrainte initial est du à une surcharge uniformément appliquée qui a ensuite été enlevée, cette surcharge (POP, Pre-Overburden Pressure): est définie par :

$$\text{POP} = |\sigma'_p - \sigma'_{v0}| \quad (\text{III. 19})$$

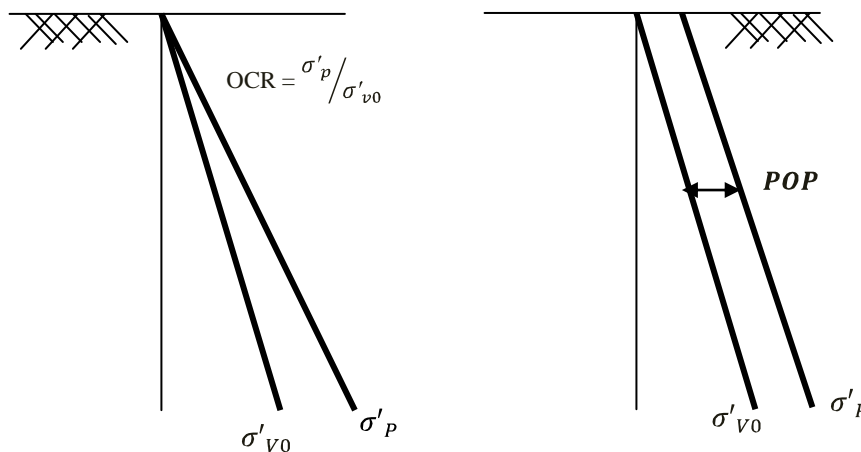


Figure-III.7 : Illustration de la contrainte verticale de préconsolidation en relation avec la contrainte verticale in situ,

L'utilisation du modèle Cam-Clay modifié conduit à utiliser un rapport de surconsolidation « isotrope » R défini comme étant p'_{c0}/p'_0 , p'_{c0} étant la pression de préconsolidation définie par l'intersection de la courbe d'état limite et de l'axe isotrope (Figure III.6.b) et p'_0 la pression moyenne effective initiale. Ce rapport, ainsi défini, ne correspond pas au degré de surconsolidation OCR classiquement défini par $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{V0}$.

où σ'_p : est la pression effective de préconsolidation verticale ;

σ'_{V0} : est la pression effective verticale initiale.

La relation entre le degré de surconsolidation « conventionnel » OCR et le degré de surconsolidation « isotrope » R a notamment été établie par Chang et al. (1999).

S'exprime par :

$$R = \frac{9(1 - k_0^{NC})^2 + M^2(1 + 2k_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0)(1 + 2k_0^{NC})^2} \quad (\text{III. 20})$$

III.3.2. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps

observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$, elle génère ce qui est appelé la quasi-reconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (cf. Bjerrum, 1967).

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C_{av}}{2.3(1 + e)} \quad (III. 21)$$

La figure résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

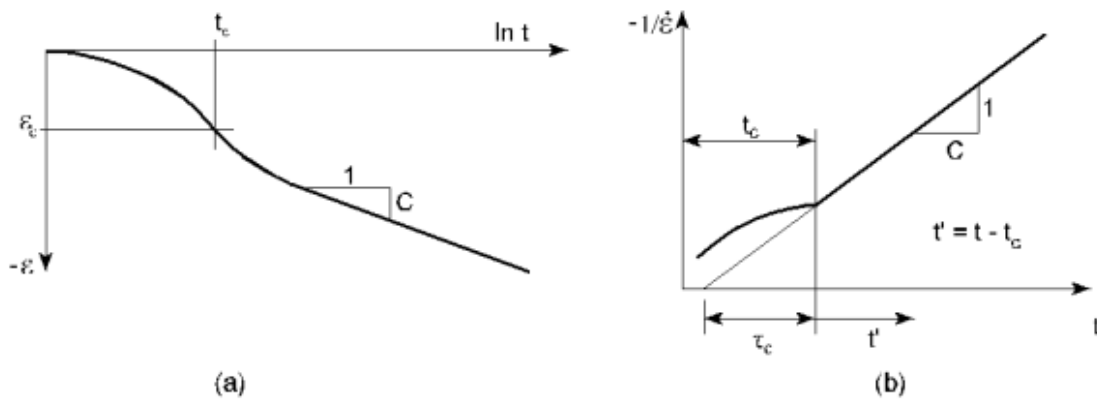


Figure-III.8 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p - q en introduisant des surfaces de charges qui "s'appuient" sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

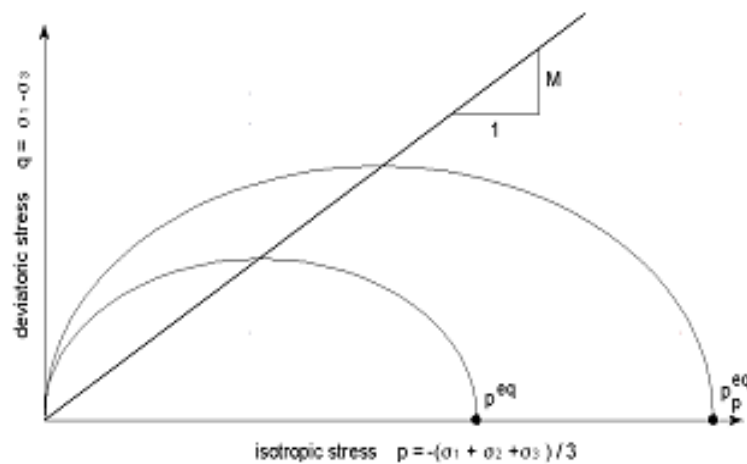


Figure-III.9 : surface de charge pour SSCM

Avec :

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0^{NC})} \right] \quad (\text{III. 22})$$

III.3.3. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :

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

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste: il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

- **Courbes effort-déformation :**

$$\text{pour } q < q_f \quad - \varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \left(\frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \right) \quad (\text{III. 23})$$

et avec : $q_f = (C \cot \varphi - \sigma'_3)$ et $q_a = q_f / R_f$

- **Module :**

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{C \cot \varphi - \sigma'_3}{C \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad (\text{III. 24})$$

avec $P^{ref} = 100 \text{ (KP)}$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{C \cot\varphi - \sigma'_3}{C \cot\varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (III. 22)$$

La figure suivante redonne ces définitions :

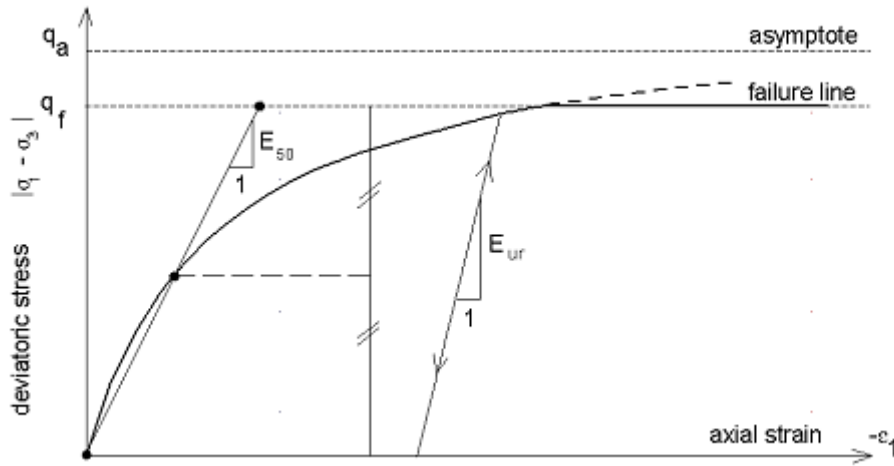


Figure-III.10 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.

▪ **Surfaces de charge :**

En fonction du paramètre d'érouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (voir figure 6).

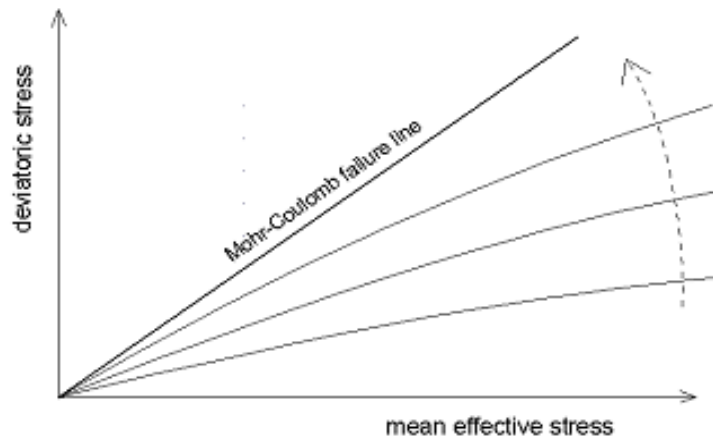


Figure-III.11 : Forme des surfaces de charge du HSM.

Les paramètres du HSM sont les suivants :

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C	: Cohésion	[KN/m ²]
φ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref}	: Module sécant dans un essai triaxial	[KN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: Module tangent dans un essai oedométrique	[KN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,5 pour les sables et 1 pour les Argiles)	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$)	[KN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100s$)	[KN/m ²]
k_0^{NC}	: k_0 consolidation (par défaut $k_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_0 (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[KN/m ²]
$G_{increment}$: Coefficient modèle de Mohr-Coulomb (par défaut =0)	[KN/m ²]

La définition du module œdométrique tangent est donnée dans (la figure-III) et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) (figure-III).

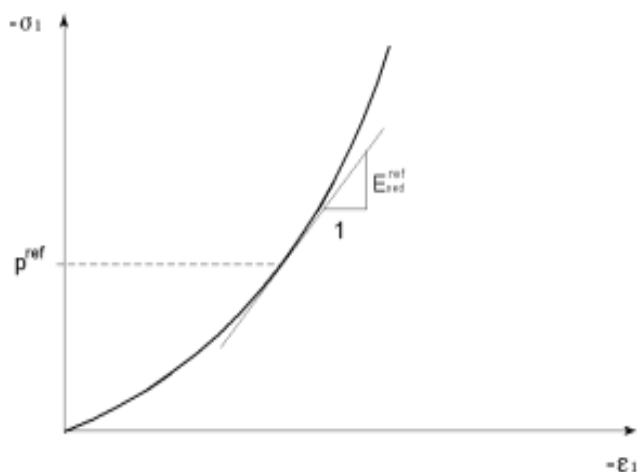


Figure-III.12 : Définition du module œdométrique tangent.

III.4. Conclusions :

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

Certains des paramètres sont différents dans leur expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques, les modèles développés distinguent surtout par le nombre et le type de paramètres qui les caractérisent. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Chapitre VI : Analyse numérique de l'essai pressiométrique

VI.1. Introduction :

PLAXIS traite les problèmes hydromécaniques bidimensionnels de valeur limite en utilisant la méthode des éléments finis pour les médias en continu et pour plusieurs types de chargements, où les déplacements, ou les forces de surface ou les forces de volume sont imposées. Il fonctionne en déformation plane et déformation axisymétrique, et pour des petites déformations. Il regroupe dans ses différentes versions plusieurs modèles élastoplastique (Mohr Coulomb, Hard soil model, soft soil model...) qui permettent de simuler le comportement des sols. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème étudié.

Dans cette partie de notre étude, différentes simulations numériques de l'essai pressiométrique sont réalisés. Dans un premier temps, une présentation du modèle numérique concernons la géométrie de la sonde pressiométrique et les conditions aux limites, par la suite, des simulations numériques considérant les différentes allures de la courbe pressiométrique en fonction d'un jeu de paramètres du modèle de comportement (SSM), pour voir et étudier la sensibilité de la courbe pressiométrique aux paramètres du modèle

Dans une seconde partie, une modélisation numérique de l'essai qui prendra en compte le couplage fluide-solide du matériau. On s'attachera alors à préciser l'influence de la perméabilité du matériau sur le comportement des sols mous saturés ou partiellement saturés, y compris l'évolution des contraintes en différents ordonnés on utilise le modèle SSM.

Par la suite une étude comparative pour définir l'influence de la perméabilité sur la loi de comportement à travers les modèles Mohr Coulomb et Cam-Clay modifiée.

VI.2. Présentation du modèle :

VI.2.1. Discrétisation bidimensionnel (2D):

La modélisation de l'essai est faite en axisymétrie (autour de l'axe vertical) selon la procédure proposée par Al Hussein (2001) le volume de sol est modélisé avec des éléments à quinze nœuds. Les dimensions du massif modélisé sont données en (figure VI.1)

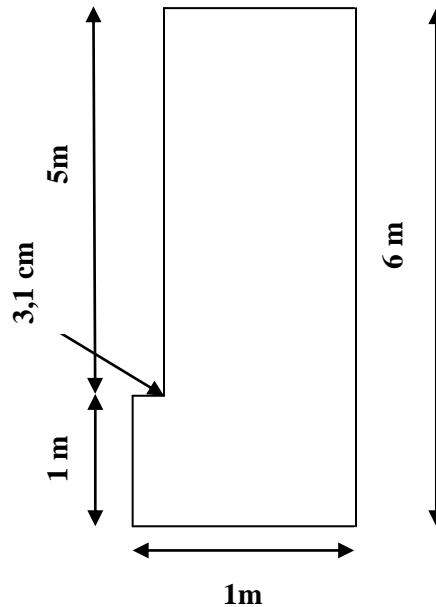


Figure-VI.1 : Dimension du massif modélisé

VI.2.2. Conditions aux limites :

PLAXIS utilise 15 Nœuds d'éléments triangulaires, ce qui permet de prédire avec une grande précision les charges classiques limite de plasticité en mécanique des sols. La méthode d'intégration utilisée est la méthode de Gauss, en utilisant 15 points d'intégration pour chaque élément d'axisymétrie.

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

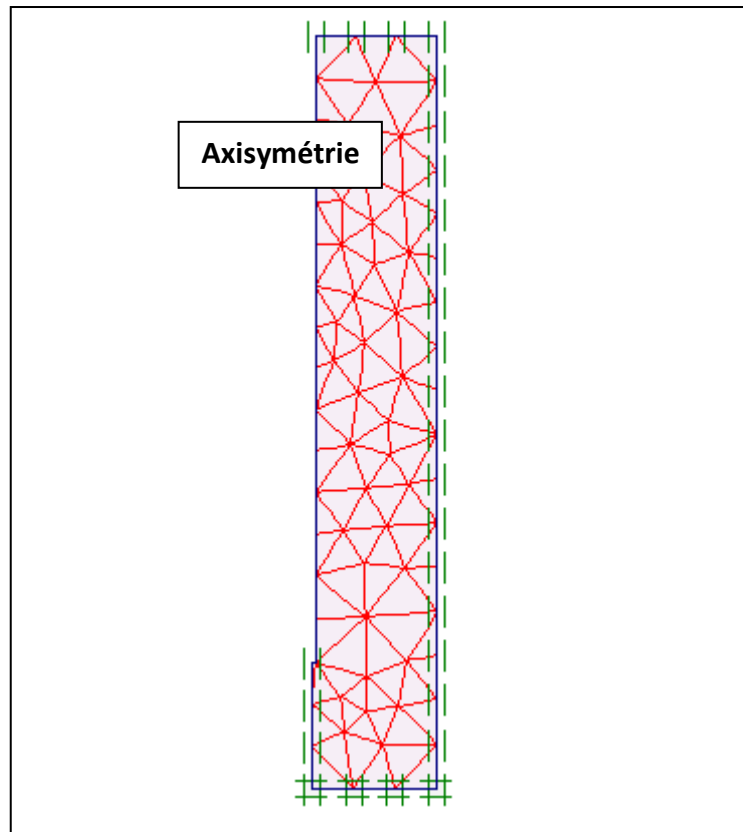


Figure-VI.2 : maillage et conditions aux limites en axisymétrie

VI.2.3. Conditions hydrauliques :

Le sol est considéré à l'état saturé : le niveau de la nappe est en surface.

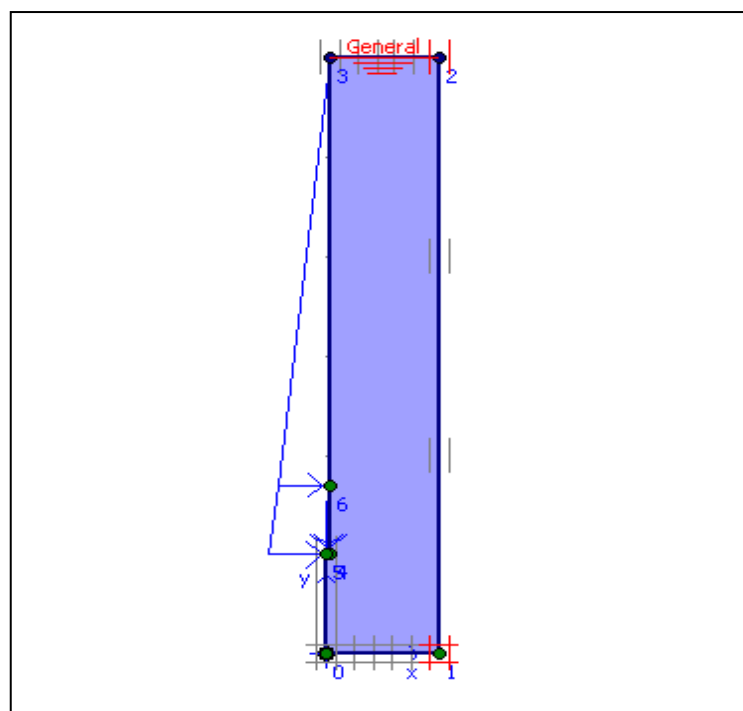


Figure-VI.3 : Conditions hydrauliques

VI. 3. Déroulement du calcul :

VI.3.1. Chargement pressiométrique :

La sonde pressiométrique permet d'appliquer au sol une pression croissante et d'exercer sur les parois du forage une distribution cylindrique uniforme de contrainte. Sur le modèle éléments finis, ce champ de contrainte est modélisé par une pression homogène qui évolue progressivement jusqu'à la pression limite. De ce champ de contrainte résulte un champ de déformation fonction des pressions appliquées.

Deux chargements interviennent dans ce problème :

- Un chargement dû au poids des terres au repos avant le forage, permettra alors d'obtenir l'état de contrainte initial homogène dans tout le massif du sol.
- Un chargement qui simule le chargement appliqué par la sonde sur le sol, est appliqué radialement sur une longueur égale à la longueur de la sonde, en fond de forage.

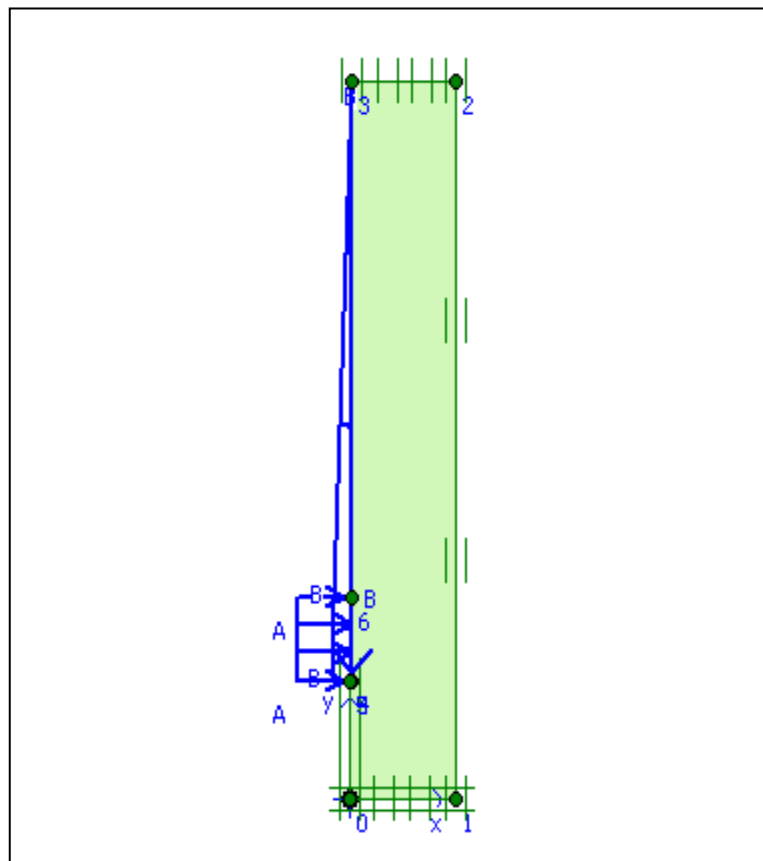


Figure-VI.4 : Chargement de la sonde (A) et Simulation du forage(B).

VI.3.2. Interprétation des résultats :

L'expansion de la sonde pressiométrique est alors simulée en augmentant la charge pressiométrique uniforme depuis 0.0, jusqu'à la pression limite, l'essai pressiométrique ainsi simulé s'apparente à un essai pressiométrique autoforeur.

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

$$dV_i = 2\pi * U_{r_i} * r_0 * dz \quad (\text{VI. 1})$$

Où :

r_0 : le rayon initial de la sonde et du forage

U_{r_i} : le déplacement horizontal au nœud i

dz : la distance entre deux nœuds successifs

La variation de volume totale de la sonde est :

$$\Delta V = \sum_{i=1}^{i=n-1} dV_i \quad (\text{VI. 2})$$

n : est le nombre de nœuds situé sur la surface latérale de la sonde.

La sonde pressiométrique a une hauteur totale de $H=70$ cm, un diamètre $D=62$ mm. La hauteur de la cellule de mesure est de 40cm, et les cellules de garde de hauteur 15 cm et de rayon $r_0=3,1$ cm. Dans ce cas, nous avons pris en compte 9 nœuds sur la surface de la sonde sur les 33 répartis le long de la sonde. Les déplacements sont connus tous les $dz=70/8=8.75$ cm. Les valeurs des déplacements intermédiaires sont voisines des déplacements des nœuds sélectionnés.

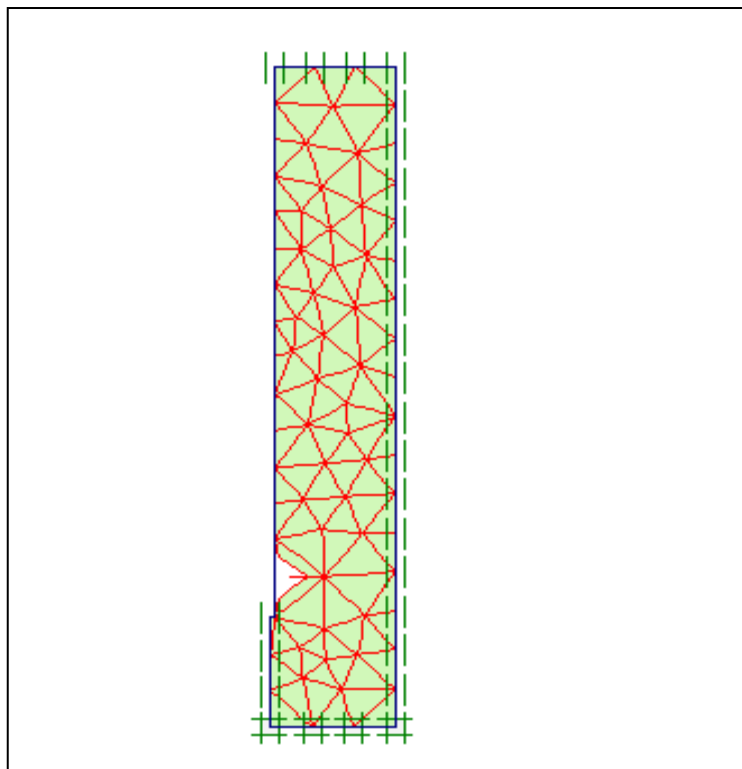


Figure-VI.5: Déplacement des nœuds de la sonde pressiométrique

Nous pouvons tracer alors à partir des résultats une courbe pressiométrique classique et variation de volume relative en fonction de la pression appliquée. A partir de cette courbe on détermine le module de cisaillement G et la pression limite p_l .

Le calcul du module de cisaillement G se fait dans la partie quasi- linéaire :

$$G = \frac{\Delta P}{\Delta V / V_0} \quad (\text{VI. 3})$$

VI.4. Étude de la sensibilité de l'expansion pressiométrique aux paramètres du modèle Cam-Clay (SSM):

L'objectif de cette modélisation est d'évaluer l'influence du module de cisaillement G et de la pression limite P_l en fonction des paramètres du sol. Les calculs ont été réalisés en faisant varier un seul paramètre à la fois. Les différents facteurs étudiés sont: φ' ; C' .

Au départ, nous avons commencé les calculs en adoptant comme modèle de comportement celui de Cam-Clay (SSM), et en faisant les calculs en petites déformations. Les données expérimentales utilisées ici sont extraites de l'étude générale de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France), présentée par Khemissa et al (1993). C'est une argile

limoneuse d'apparence homogène, de couleur grisâtre, faiblement organique et très plastique. Les paramètres du sol étudié sont donnés ci-dessous (tableau VI.1) :

γ_h (KN/m ³)	e_0	P'_c (KN/m ³)	C_c	C_s	I_p	W_L	w (%)
16,4	1,46	63	0,69	0,08	36	62	53

Tableau-VI.1 : Caractéristiques géotechniques de l'argile de Guiche

VI.4.1. Influence de l'angle de frottement ϕ' :

Pour étudier l'influence de ϕ' sur la courbe de gonflement pressiométrique, nous avons fait le calcul pour chacune des valeurs suivantes : $\phi' = 20^\circ, 22^\circ, 24^\circ, 26^\circ, 28^\circ$ et 30° . La modélisation a été réalisée à une profondeur $Z=5m$, les paramètres du modèle étudié sont donnés ci-dessous (tableau VI.2) :

γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	K(m/s)	OCR	λ^*	k^*	ψ	C' (KPa)	ν_{ur}
16,4	10,72	10^{-10}	1	0,122	0,028	0	3	0,15

Tableau-VI.2 : Paramètres de simulation pour le modèle SSM

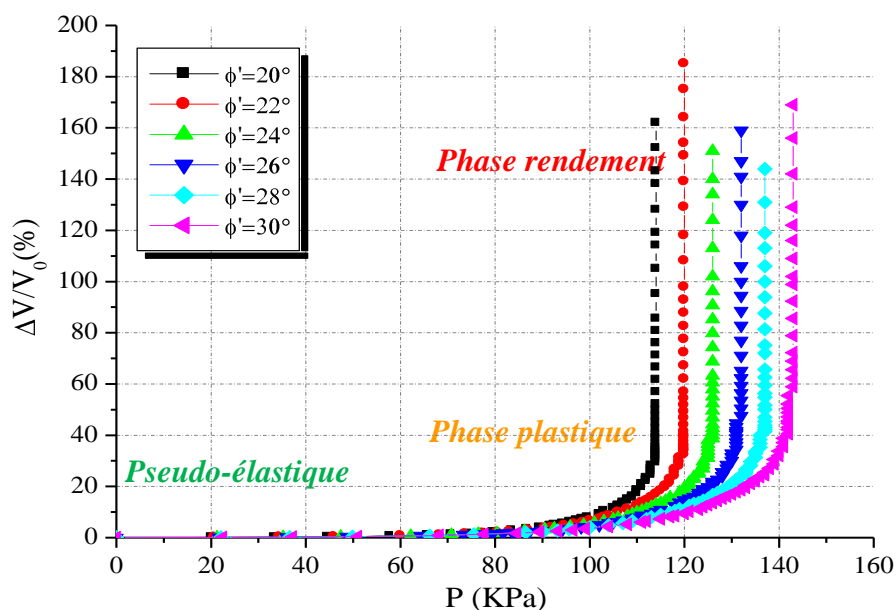


Figure-VI.6.a : Influence de l'angle de frottement sur la courbe pressiométrique, « $C'=3$ KPa »

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

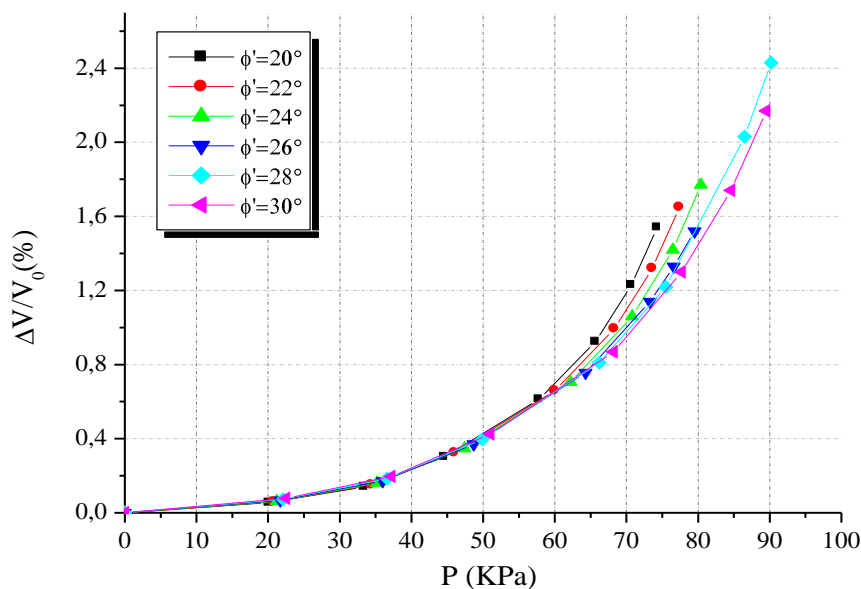


Figure-VI.5.b : Influence de l'angle de frottement sur la courbe pressiométrique, « Phase pseudo-élastique, $C'=3$ KPa »

Pour diverses valeurs de φ' , soit :

φ'	20°	22°	24°	26°	28°	30°
P_L (KPa)	114	120	126	132	137	143

Tableau-VI. 3 : Valeurs de P_L pour diverses valeurs de φ'

Les simulations numériques pour une cohésion de 3 KPa (Figure-VI.6.a et b), montre que plus l'angle de frottement interne φ' est grand, plus le module de cisaillement G_{max} et la pression limite sont grandes. En effet le module de cisaillement G_{max} passe de 692 kPa à 813 kPa et la pression limite passe de 114 kPa à 143 kPa. Ces courbes sont presque confondues pour une pression P inférieure de 60 KPa.

Pour la modélisation numérique par Plaxis d'un essai pressiométrique avec un modèle de Mohr-Coulomb, Al Husein(2001) montre que la variation de volume est très sensible à la valeur de l'angle de frottement du sol.

➤ **Comparaison :**

La relation analytique entre la pression limite et l'angle de frottement a été menée par Combarieu (1995). Les simulations numériques sont effectuées par une cohésion de 1kPa et les autres paramètres sont donnés au (tableau VI.2). Ces résultats peuvent être comparés aux résultats analytiques et numériques avec le modèle Mohr Coulomb.

$$P_l = (P_0 + \frac{C}{tg\varphi})(1 + \sin\varphi) \left[\frac{E}{2(1 + \nu)(P_0 \sin\varphi + C \cos\varphi)} \right]^{\frac{\sin\varphi}{1 + \sin\varphi}} - \frac{C}{tg\varphi}$$

Pour $E=18300$ kPa et $\nu = 0,21$, on obtient les résultats ci dessous tracés dans (la figure VI.6)

On remarque que la pression limite augmente lorsque l'angle de frottement augmente soit analytiquement ou numériquement, avec une même pente et même allure, néanmoins la valeur analytique est surestimer par rapport à celle numérique, voir (la figure VI.7).

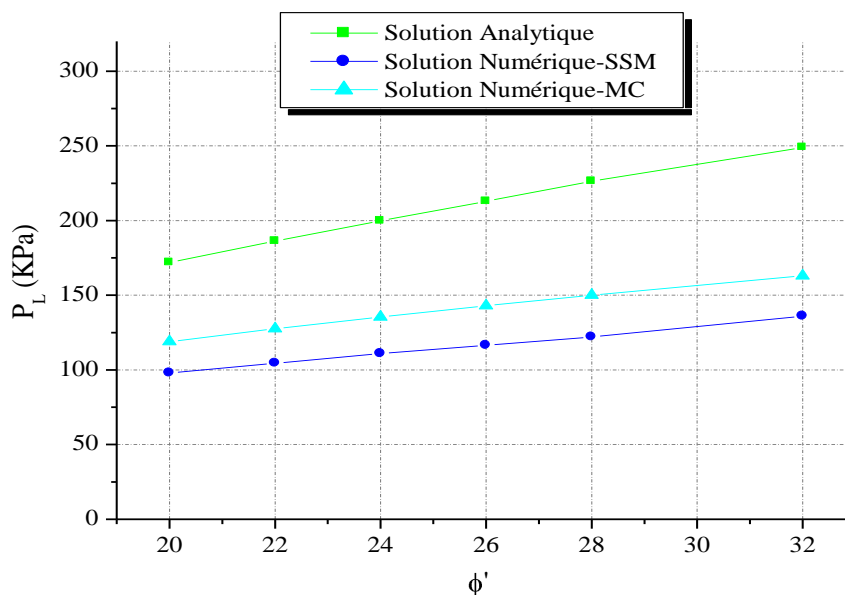


Figure-VI.7 : Comparaison entre la pression limite analytique et numérique

VI .4.2. Influence de la cohésion C' :

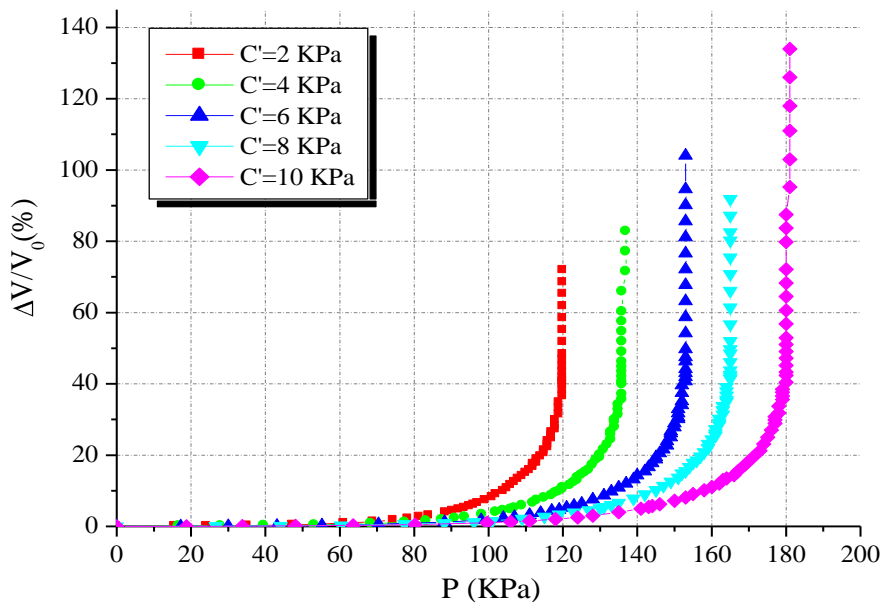
Pour étudier l'influence de C' sur la courbe de gonflement, nous avons fait le calcul pour chacune des valeurs suivantes de C' : 2, 4, 6, 8 et 10 kPa, les paramètres du sol étudié sont donnés ci-dessous (tableau VI.4) :

γ_h	γ_d	$K(m/s)$	OCR	λ^*	k^*	ψ	φ'	K_0
16,4	10,72	10^{-10}	1	0,122	0,028	0	25°	0,577

Tableau-VI.4 : Paramètres du sol pour le modèle SSM.

Les figures (VI.8.a) et (VI.8.b) montre qu'une augmentation de la valeur de C' correspond à une augmentation du module de cisaillement G et de la pression limite P_L . En effet P_L passe de 120 kPa pour $C'=2$ kPa et 181 KPa pour $C'=10$ kPa, le module de cisaillement G_{max} passe de 720 kPa à 1224 kPa.

C' (kPa)	2	4	6	8	10
P_L (kPa)	120	137	153	165	181

Tableau VI.5 : Valeurs de P_L pour diverses valeurs de C' .**Figure-VI.8.a** : Influence de la cohésion sur la courbe pressiométrique, $\varphi'=3^\circ$.

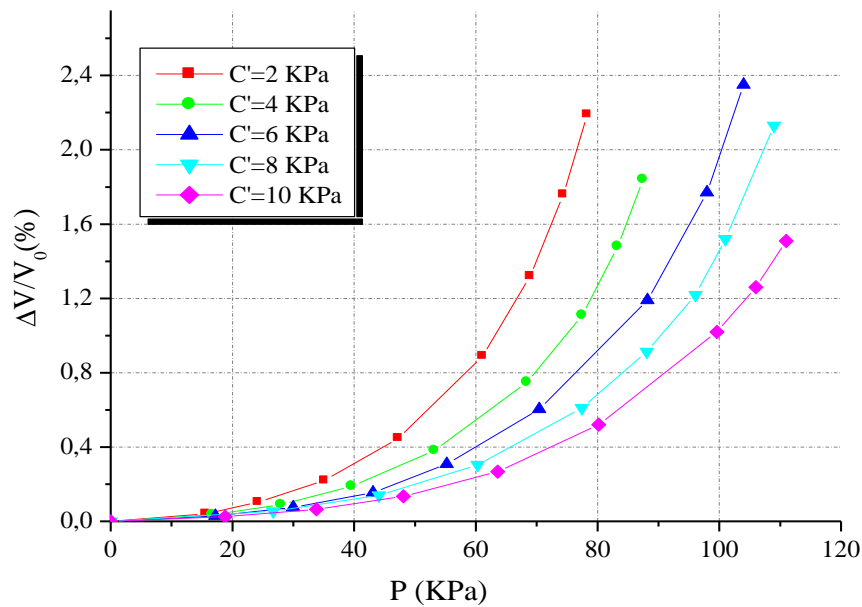


Figure-VI.8.b : Influence de la cohésion sur la courbe pressiométrique
« Phase pseudo-élastique, $\varphi' = 3^\circ$ »

La pente de la courbe ($P, \Delta V/V_0$) déminu avec l'augmentation de la cohésion ce qui relatif à la valeur de G_M voir (la figure VI.8.b).

VI.5. Evolution des contraintes dans le sol :

On s'intéresse dans cette partie, de représenter l'évolution des contraintes et de la pression interstitielle à la paroi droite de la sonde pressiométrique correspond à un matériau dont la perméabilité isotrope est de 10^{-9} m/s. Les résultats suivants ci-dessous, sont obtenus en différents ordonnés de la paroi pressiométrique spécifiquement en milieu et aux bords supérieur et inférieur de la sonde. Les paramètres utilisés dans cette partie de notre étude concernant le modèle SSM sont définies au (tableau VI.4) :

$\gamma_h = 16,4$ KPa	$\gamma_d = 10,72$ KPa	$\lambda^* = 0,122$	$k^* = 0,028$
	$\psi = 0$	$\varphi' = 25$	$C' = 3$ KPa

Tableau VI.6 : Paramètres de simulation

La Figure VI.9 montrée que la distribution de la contrainte radiale (σ_{rr}) en fonction de la variation volumique de la sonde ($\Delta V/V_0$ %) en milieu est plus grand qu'aux bords. On vérifie qu'au voisinage de la sonde (à la paroi), la contrainte radiale (σ_{rr}) croît de façon significative puis reste constante pour des déformations volumiques supérieur à 50 (%), le même constate soit en milieu ou aux bords.

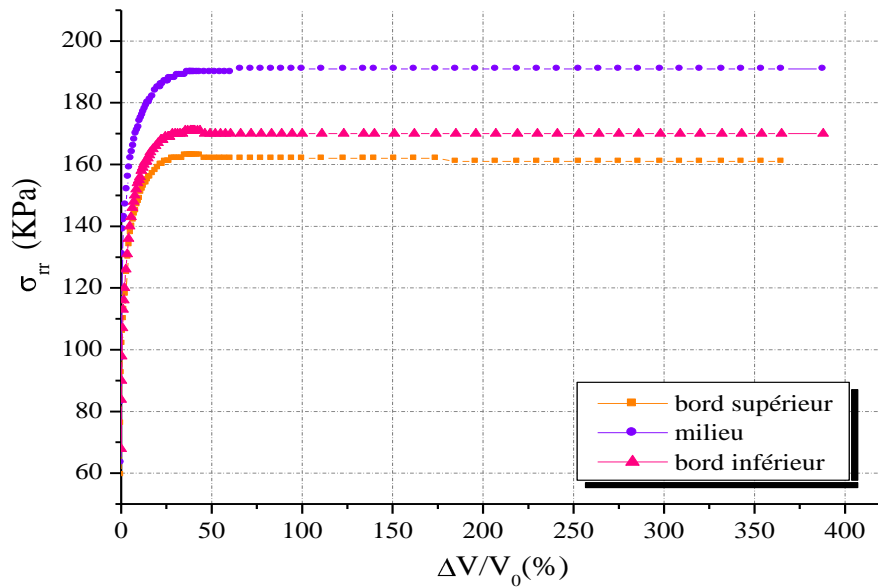


Figure-VI.9 : Évolution des contraintes radiale σ_{rr} aux bords et en milieu de la sonde pressiométrique

Le même constat pour l'évolution de la contraintes orthoradiale (σ_{zz}), Ce qui devient en milieu ($\sigma_{zz} = 169$ KPa ,141 KPa, 147 KPa) respectivement au bord supérieur et inférieur de la sonde pressiométrique, voir (figure VI.10).

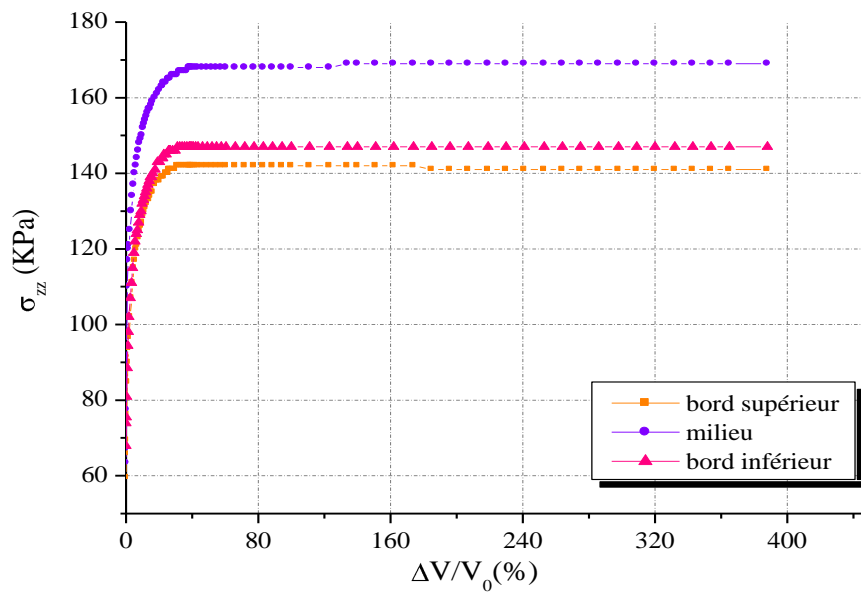


Figure-VI.10 : Evolution des contraintes orthoradiale σ_{zz} aux bords et en milieu de la sonde pressiométrique

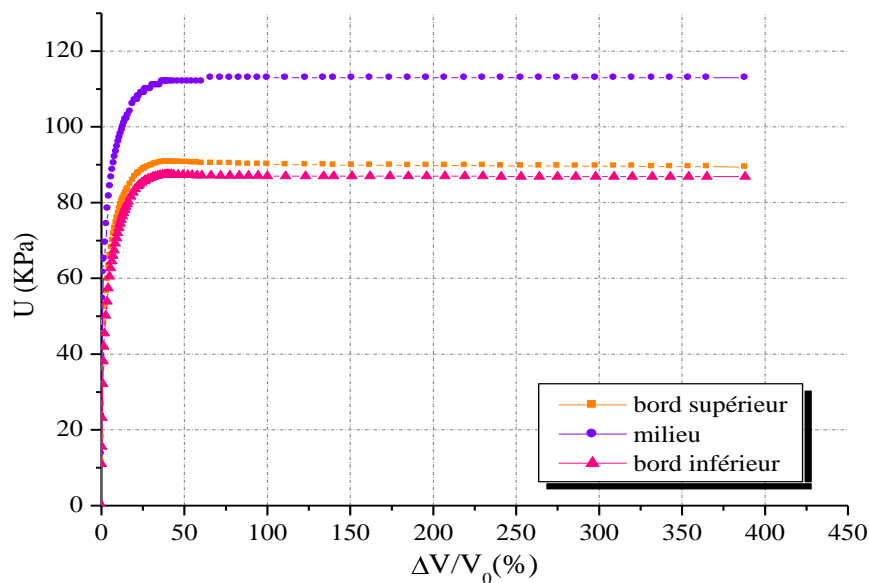


Figure-VI.11 : Evolution des pressions interstitielles U aux bords et en milieu de la sonde pressiométrique.

La distribution de la pression interstitielle (U) autour du bord de la sonde est très visualisée en milieu que aux bords voir (la figure-VI.11), elle devienne pratiquement constante lorsque les déformations volumiques de la sonde pressiométrique dépasse 50(%).

Dans la suite de notre étude, et compte tenu des remarques énoncées ci-dessus, le champ des contraintes totales est obtenu au milieu de la sonde pressiométrique.

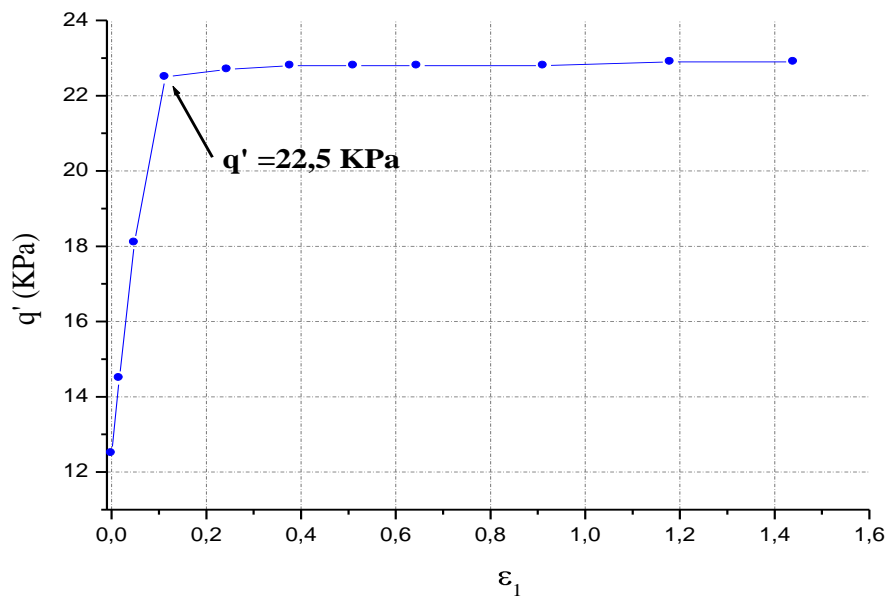


Figure-VI.12 : Evolution de déviateur q' (KPa) en fonction de déformation axiale ε_1
« Milieu de la sonde »

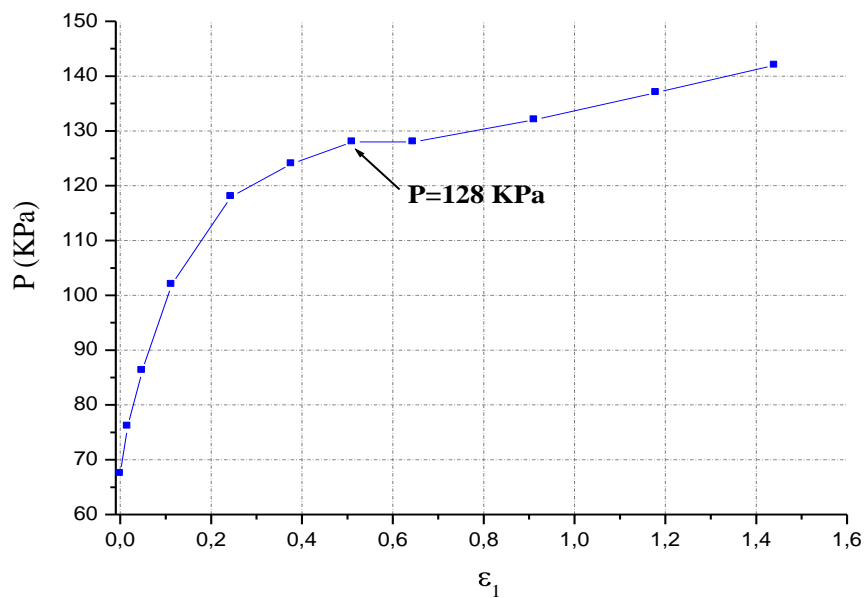


Figure-VI.13 : Evolution de la contrainte moyenne p (KPa) en fonction de déformation axiale ε_1
« Milieu de la sonde »

Le déviateur augmente au début du cisaillement de façon très vite jusqu'à ce que la Valeur maximale soit atteinte. Ce pic défini à une déformation de l'ordre de 0,1 , le déviateur tend à se stabiliser après la valeur 22,5 KPa voir (Figure VI.12).

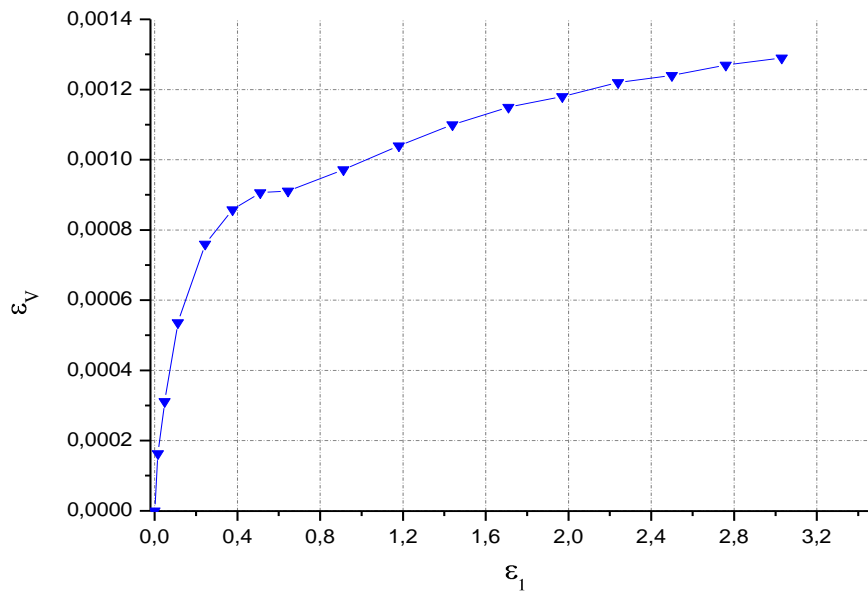


Figure-VI.14 : Evolution de déformation volumique en fonction de déformation axiale
« Milieu de la sonde »

D'après la figure VI.14, On remarque que l'état de massif du sol conforme avec l'état des sols normalement consolidés.

➤ **Distribution des contraintes radiales :**

On effectué plusieurs calculs sur le massif du sol modélisé au (Figure-VI.1). Le modèle de comportement adopté est celui de SSM. Quant aux propriétés du sol, ce sont celles du (tableau-VI.6). Pour savoir où sont situées les contraintes calculées numériquement par rapport à celles calculées analytiquement, nous avons effectué une étude comparative en prenant la relation ci-dessous, pour calculer les contraintes analytiquement. Sans oublier que le calcul a été fait pour le modèle élastique est avec un module d'élasticité E de 18300 Kpa et un coefficient de poisson de 0,21.

$$\sigma_r = P_0 + (P - P_0) \left(\frac{r_0}{R} \right)^2$$

Avec r_0 : le rayon initiale de la sonde, dans ce cas $r_0=0.031\text{m}$

P_0 (kPa): la pression de terre au repos

P (kPa): la pression appliquée

R (m): la distance du centre du forage

On trace la distribution des contraintes radiales à la fin de l'expansion pour différentes valeurs de (R/r_0) voir (la figure VI.15). On note que la zone d'influence de la sonde s'étend sur un rayon $R \approx 26r_0$.

Le point obtenue numériquement pour le modèle SSM approche avec celle obtenue analytiquement pour $R/r_0 = 26,3$. On constate que pour R/r_0 supérieure à 15 la courbe obtenue numériquement pour le calcul élastique coïncide avec celle obtenue analytiquement.

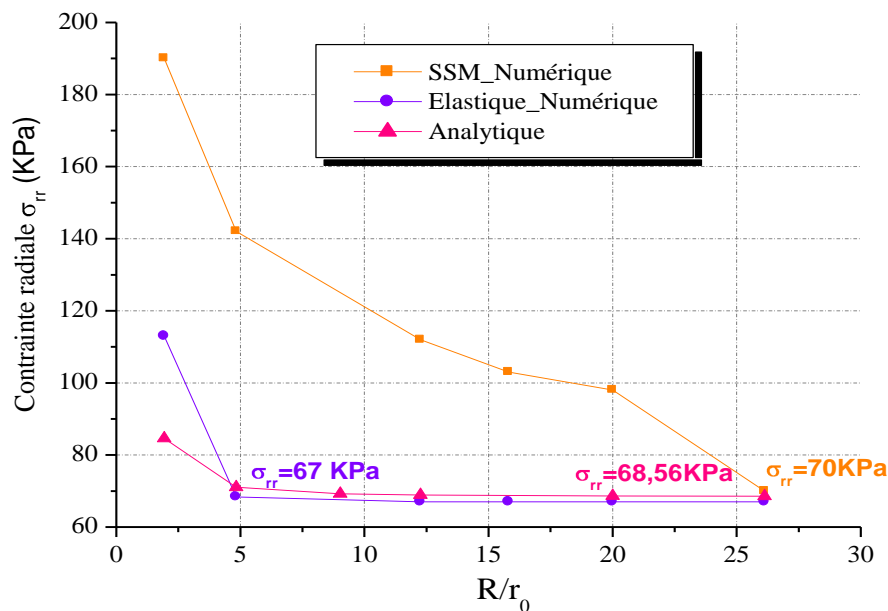


Figure-VI.15 : Comparaison de l'effet du rapport R/r_0 sur la pression limite.

Concernant la zone influencée par le gonflement de la sonde pressiométrique. La figure-VI.16 présente des exemples d'évolutions de contraintes radiales, à une distance égale 1.94 fois le rayon initial de la sonde jusqu'à $R/r_0 = 26,13$, obtenues lors d'un essai de chargement pressiométrique. Il apparaît que plus loin de la sonde pressiométrique, la variation des contraintes radiales sont faible.

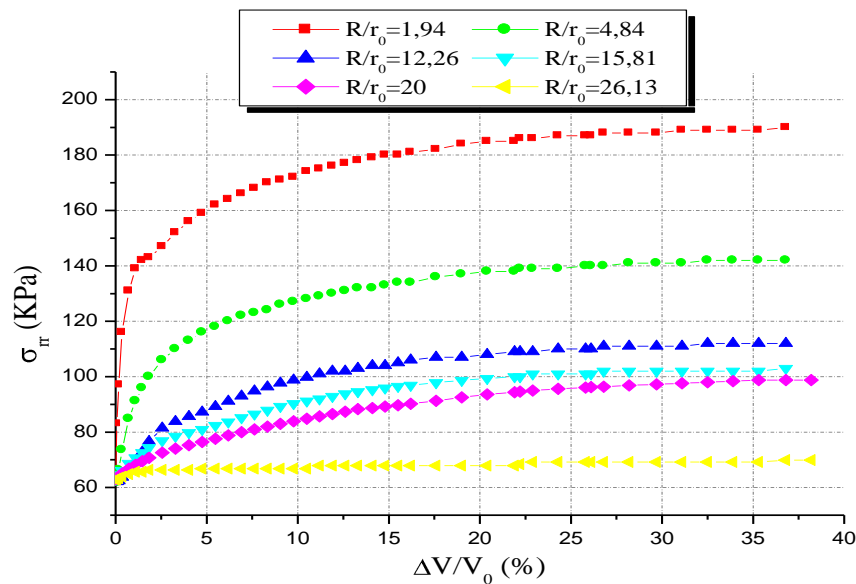


Figure-VI.16 : L'influence du rapport R/r_0 sur les l'évolution de σ_{rr} .

VI.6. Etude de l'influence de la perméabilité :

Dans le cadre d'un problème couplé mécanique-diffusion, la réponse pressiométrique d'un sol dépend à la fois des valeurs de ses paramètres mécaniques et de celle de la perméabilité du sol. Notamment, suivant la valeur de la perméabilité du sol et de la vitesse de chargement appliquée à la paroi du forage.

VI.6.1. Influence de la perméabilité sur la pression limite :

Pour voir l'influence de la perméabilité, les calculs sont réalisés en faisant varier les valeurs de la perméabilité (k). Dans premier temps, on a fait varier les valeurs de la perméabilité de 10^{-9} m/s (sol très peu imperméable) à 10^{-3} m/s (sol peu perméable).

En utilisant le modèle Cam-Clay, les valeurs de paramètres de ce modèle sont définies au (Tableau VI.6).

VI.6.1.1. Influence de la perméabilité globale :

Les calculs sont réalisés en considérant un sol de perméabilité isotrope ($K_x=K_y$) de valeur respective 10^{-9} , 10^{-7} , 10^{-5} , 10^{-3} m/s.

On remarque, d'après (la Figure-VI.17), que les courbes pressiométrique obtenues à partir de ces valeurs de perméabilités sont identiques, avec une pression limite de 129 KPa. Les résultats de ces calculs se superposent parfaitement assure des résultats identiques pour P inférieur de 80 KPa, une faible différence concernant la perméabilité ($K_x=K_y=10^{-03}$ m/s).

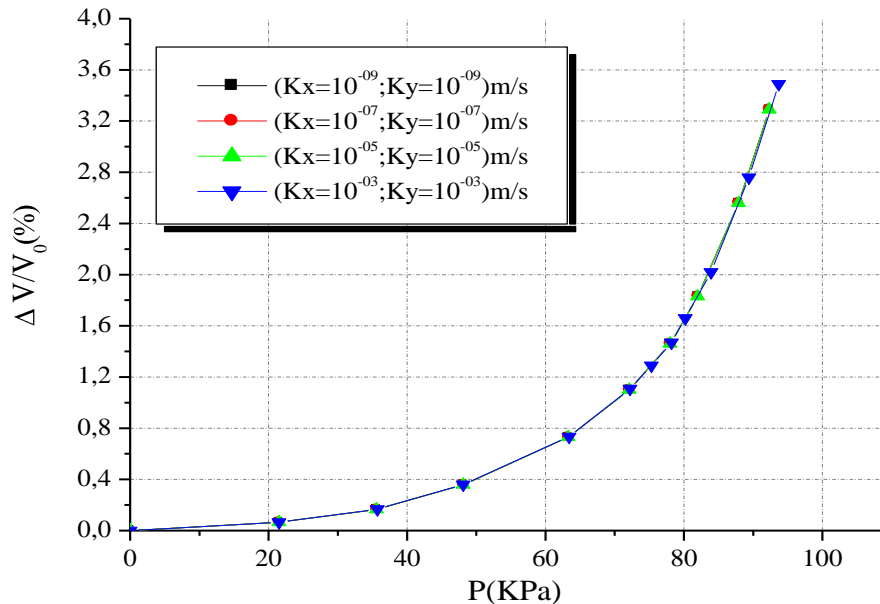


Figure-VI.17 : Simulations numériques d'un essai pressiométrique
« Cas Perméabilité isotrope »

VI.6.1.2. Influence des valeurs des perméabilités horizontales et verticales :

Dans cette partie, différentes simulations ont été réalisées en considérant les valeurs des perméabilités radiale K_x et K_y verticale définies dans (le Tableau-VI.7). Les valeurs des autres paramètres sont celles définies dans le Tableau-VI.6.

Calcul	K_x (m/s)	K_y (m/s)
1	10^{-09}	10^{-07}
2	10^{-09}	10^{-05}
3	10^{-09}	10^{-03}
4	10^{-07}	10^{-09}
5	10^{-05}	10^{-09}
6	10^{-03}	10^{-09}

Tableau-VI.7 : Valeurs des perméabilités radiales et verticales utilisées dans les calculs.

La Figure VI.18 représente les courbes pressiométriques à la paroi, obtenue à partir des valeurs de perméabilité anisotrope du Tableau VI.7.

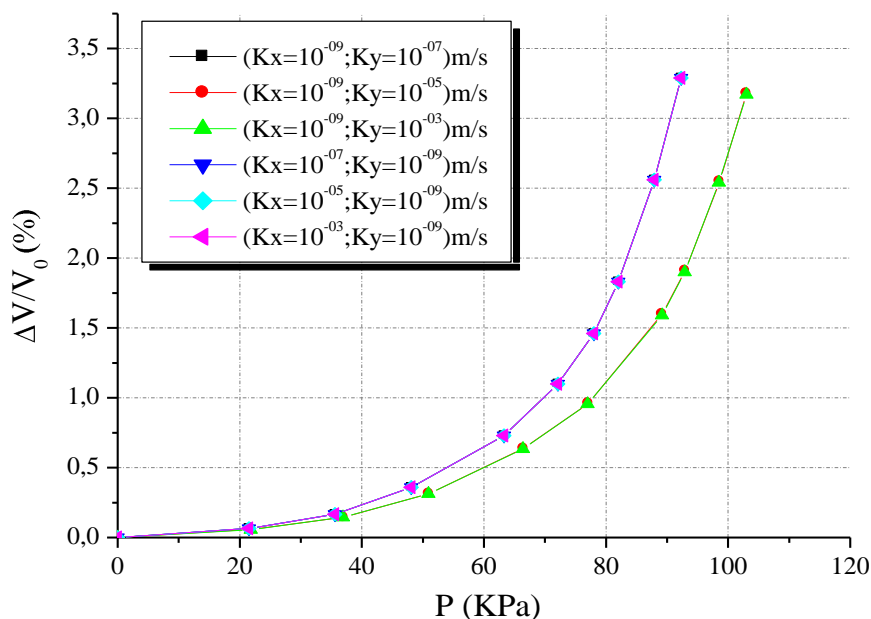


Figure-VI.18 : Simulations numériques d'un essai pressiométrique,
« Cas Perméabilité anisotrope »

Les calculs 2 et 3 sont réalisés en considérant une perméabilité du sol très fortement anisotrope telle que $K_y = 10^{-5}$ m/s, $K_y = 10^{-03}$ m/s avec $K_x = 10^{-9}$ m/s. Les courbes pressiométrique obtenue à partir de ces valeurs sont identiques.

Les calculs 1, 4, 5 et 6 sont réalisés en considérant un sol de perméabilité anisotrope de valeurs définies dans (le Tableau-VI.7). On remarque, d'après (la Figure-VI.17) que les courbes pressiométrique obtenue à partir de ces valeurs sont identiques à celles obtenues pour les sols de perméabilité isotrope.

Il apparaît que seule la perméabilité verticale fortement anisotrope s'influence le résultat de l'essai voir (Tableau-VI.8). Nous constatons qu'il ya une augmentation de la pression limite pour les valeurs de la perméabilité : ($K_y = 10^{-5}$ m/s, $K_y = 10^{-03}$ m/s avec $K_x = 10^{-9}$ m/s), voir (le Tableau-VI.8).

Calcul	1	2	3	4	5	6
P_L (KPa)	129	144	144	129	129	129

Tableau-VI.8 : Valeurs de P_L cas de perméabilité anisotrope.

VI.6.2. Evolution des contraintes en fonction de la perméabilité du sol :

De manière plus précise, cette partie de notre analyse représente l'évolution des contraintes suivant le chargement pressiométrique (P) et la variation volumique ($\Delta V/V_0$) au milieu de la sonde, les résultats obtenues à partir des valeurs de perméabilité du (Tableau VI.7) cas perméabilité anisotrope.

La Figure-VI.19 montre que la répartition de la contrainte radiale (σ_{rr}) pour le couple ($K_y=10^{-5}$ m/s, $K_x=10^{-9}$ m/s) est identique de celle obtenue à partir le couple ($K_y=10^{-03}$ m/s, $K_x=10^{-9}$ m/s), qui correspond le cas d'une perméabilité fortement anisotrope alors ces résultats confirme l'énoncées ci-dessus (& VI.6.1.2.).

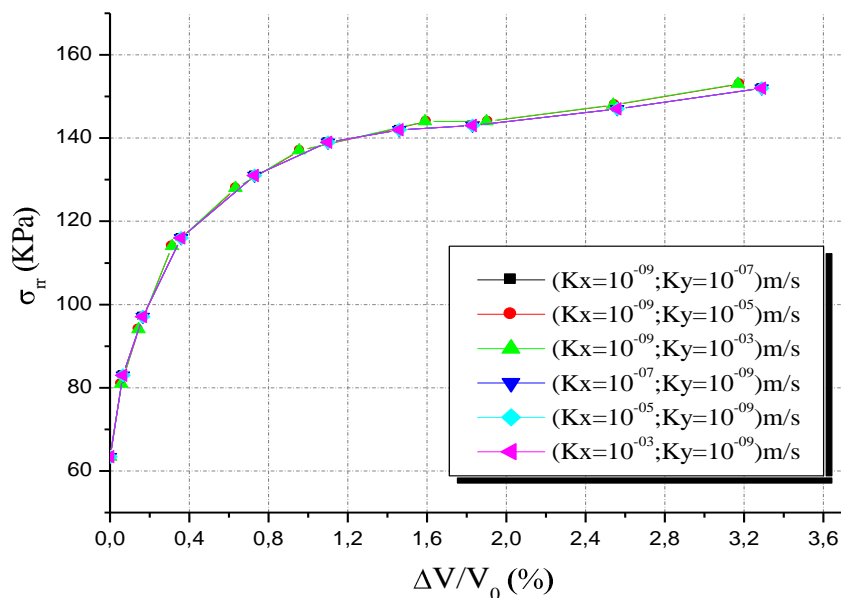


Figure-VI.19 : Répartition de σ_{rr} (KPa) en fonction de V/V_0
« Cas perméabilité anisotrope »

L'influence de la perméabilité elle est plus aperçu lorsque (P) tant vers la limite, voir (Figure VI.20). La contrainte radiale (σ_{rr}) suit l'évolution de la pression dans la sonde.

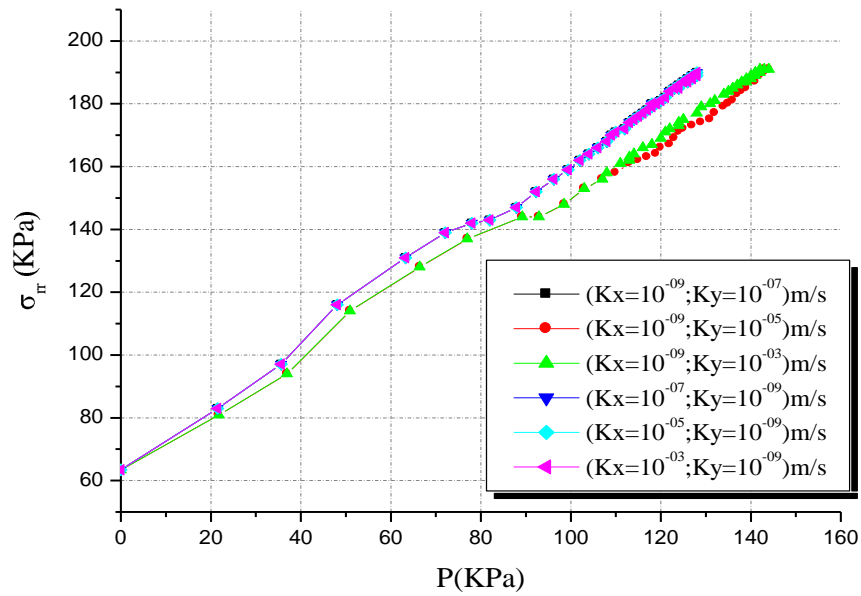


Figure-VI.20 : L'évolution de σ_{rr} (KPa) en fonction de P
 « Cas perméabilité anisotrope »

Le même constat pour l'influence de la perméabilité sur l'évolution de la pression interstitielle, concernant la perméabilité anisotrope voir (Figure VI.21).

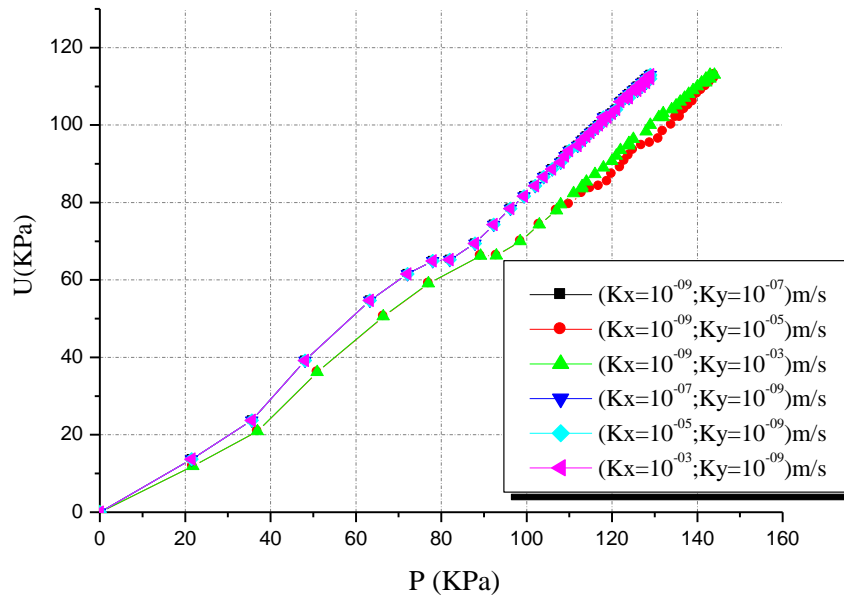


Figure-VI.21 : L'évolution de U (KPa) en fonction de P
 « Cas perméabilité anisotrope »

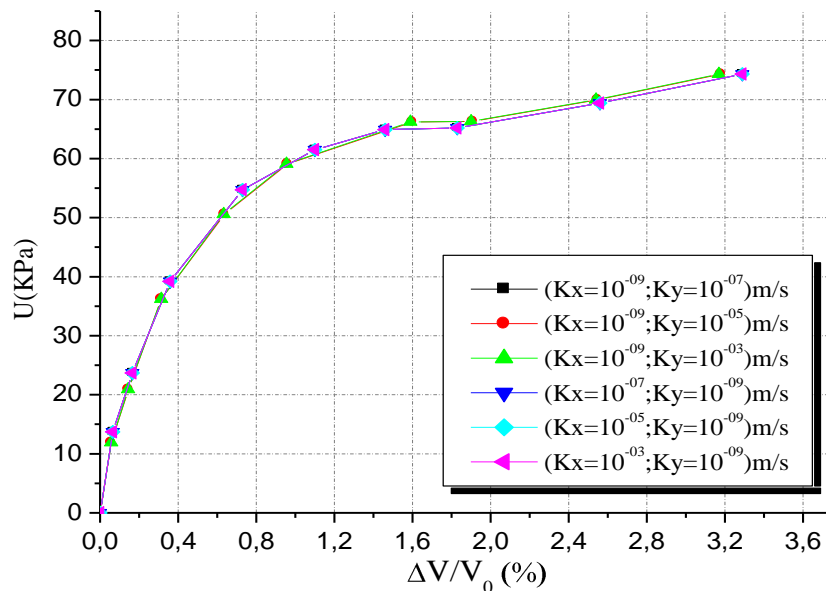


Figure-VI.22 : L'évolution de U (KPa) en fonction de V/V_0
 « Cas perméabilité anisotrope »

VI.7. L'influence de la loi de comportement sur la réponse pressiométrique:

Dans cette partie de notre étude, une analyse qualitative (allure de la courbe pressiométrique), Afin de visualiser l'effet de la loi comportement sur la réponse pressiométrique. Différentes simulations ont été réalisées en considérant comme modèles Mohr Coulomb et Cam-Clay modifiée.

Les données expérimentales utilisées ici sont extraites de l'étude générale de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France), présentée par Khemissa et al (1993). Les paramètres mécaniques de simulation sont définis dans (le tableau VI.6)

Dans la première partie de notre étude, les résultats ont été obtenus en considérant de perméabilité isotrope et anisotrope.

VI.7.1. Calcul avec le modèle Cam-Clay modifié :

Les simulations numériques concernant Cam-Clay modifié a été effectuée par Plaxis V8.5. Les paramètres de ce modèle sont définis dans le tableau-VI.10 :

λ	k	M	e_0
0,31	0,031	1,41	1,63

Tableau-VI.9 : Paramètres pour le modèle Cam-Clay modifié.

Les courbes pressiométrique obtenues à partir des valeurs de la perméabilité isotrope sont identiques d'après (la figure-VI.23), avec une pression limite de 117 KPa.

Ces résultats sont compatibles avec ceux obtenus à partir de modèle SSM concernant l'effet des perméabilités isotropes.

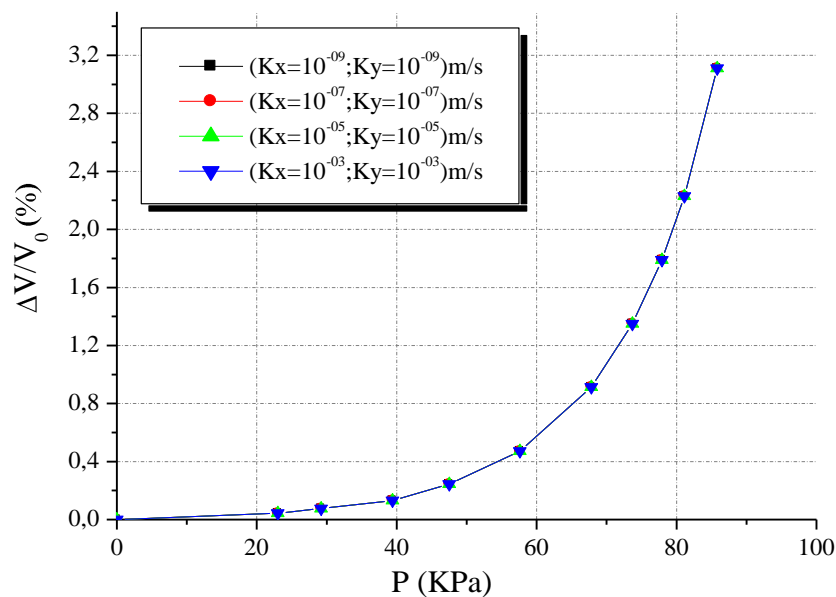


Figure-VI. 23 : Influence de perméabilité isotrope ;
« Modèle Cam-Clay modifié »

Lorsque les perméabilités du sol très fortement anisotrope telle que $K_y= 10^{-5}$ m/s, $K_y=10^{-03}$ m/s avec $K_x = 10^{-9}$ m/s. Les courbes pressiométrique obtenue à partir de ces valeurs sont confondues, la montre dans (la figure-VI.24).

D'autre part les courbes pressiométrique obtenue à partir les couples : ($K_y=10^{-7}$ m/s, $K_x=10^{-9}$ m/s), ($K_y=10^{-9}$ m/s, $K_x=10^{-7}$ m/s), ($K_y=10^{-9}$ m/s, $K_x=10^{-5}$ m/s), ($K_y=10^{-9}$ m/s, $K_x=$ sont identiques à celles obtenues pour les sols de perméabilité isotrope.

On constate une faible différence concernant l'influence de perméabilité verticale fortement anisotrope ($K_y=10^{-03}$ et $K_y=10^{-05}$ m/s), sur la courbe pressiométrique. La pression limite augment de 2,56% par rapport à celle trouvée en calculer dans le cas isotropique

On note que la dernière conclusion est compatible avec celles trouvées dans le modèle SSM pour l'effet de perméabilité.

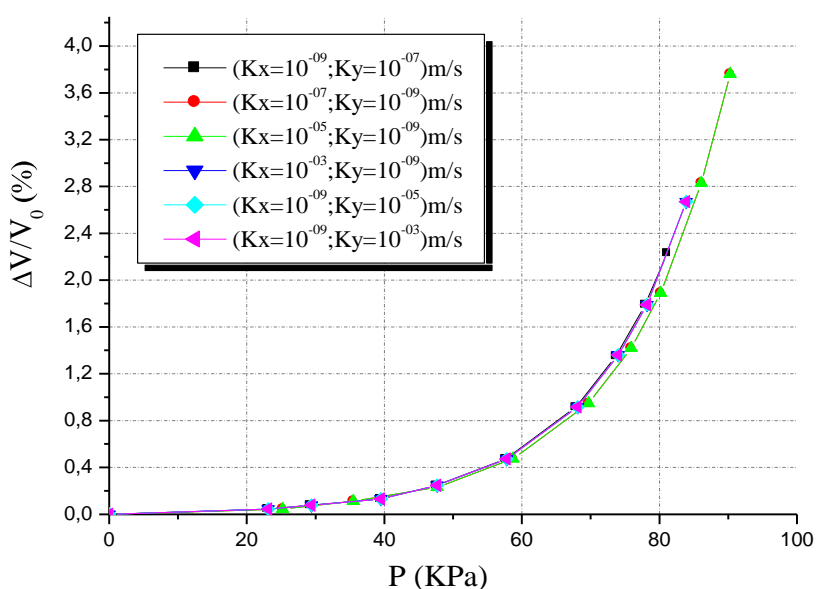


Figure-VI.24 : Influence de perméabilité anisotrope ;
« Modèle Cam-Clay modifié »

VI.7.2. Calcul avec le modèle Mohr-Coulomb :

Dans le même contexte étude d'influence de la perméabilité, une série d'analyse a été réalisée. Les paramètres utilisés pour le modèle Mohr Coulomb sont définis dans le tableau suivant :

E (KPa)	ν	φ'	c' (KPa)	ψ
18300	0,21	25	3	0

Tableau-VI.10: Paramètres pour le modèle Mohr Coulomb.

Les figures (VI.25 et VI.26), montrent qu'il n'y a aucun effet sensible concernant la perméabilité isotrope ou anisotrope, alors on constate que le modèle Mohr Coulomb ne pas générer les effets de la perméabilité, La pression limite est presque 162 KPa.

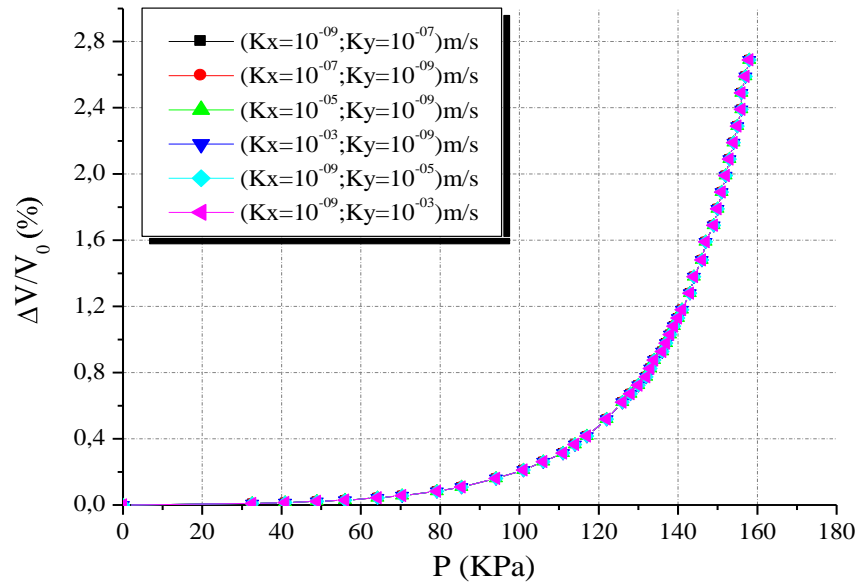


Figure-VI.25 : Influence de perméabilité anisotrope,
« Modèle Mohr Coulomb »

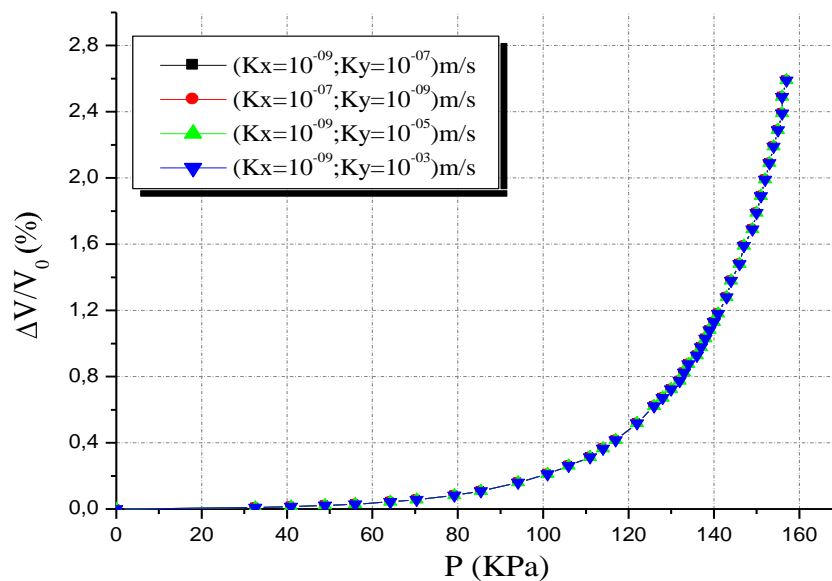


Figure-VI.26: Influence de perméabilité isotrope,
« Modèle Mohr Coulomb »

VI.7.3. Comparaison entre Cam-Clay modifiée et SSM:

Les calculs précédents ont été effectués avec le modèle de Mohr-Coulomb et Cam-Clay modifiée. Dans la suite de cette étude, nous avons effectués une autre série de calcul avec le modèle SSM et Cam-Clay modifiée.

Une analyse correspond à un matériau dont la perméabilité isotrope est de 10^{-9} m/s. Les résultats obtenus, correspondant aux deux jeux de propriétés, sont présentés sur le tableau VI.12

	<i>Jeu 1</i>	<i>Jeu 2</i>
<i>Modèle</i>	<i>SSM</i>	<i>Cam-Clay modifiée</i>
$C' (KPa)$	3	3
φ'	25	25
ψ	0	0
ν_{ur}	0,15	0,15
M	1,41	1,41
λ	-	0,31
k	-	0,031
e_0	1,63	1,63
λ^*	0,118	-
k^*	0,012	-

Tableau-VI.11 : Jeu de paramètres de simulation « SSM-Cam-Clay modifiée ».

Le passage entre les paramètres de Cam-Clay modifiée et SSM, a été mené par la formule présentée au (chapitre III) :

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad ; \quad k^* = \frac{k}{1 + e_0}$$

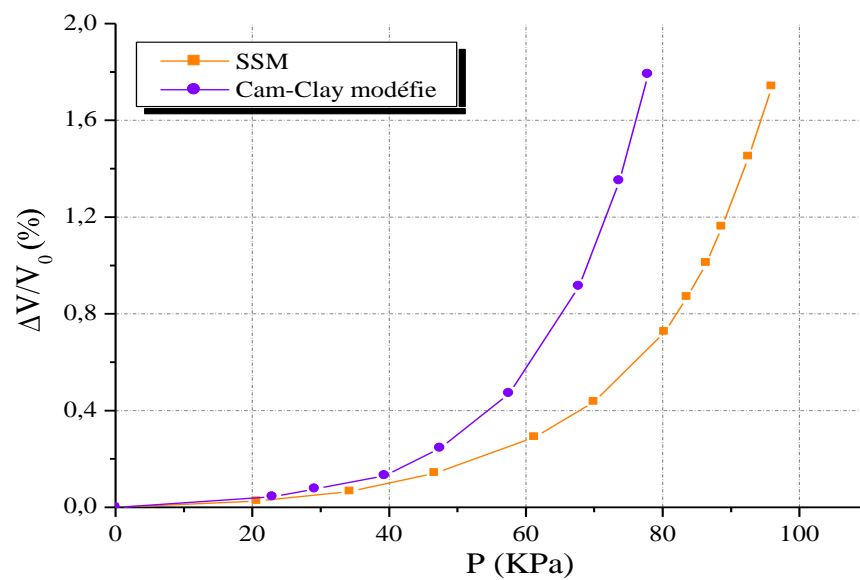


Figure-VI.27: Comparaison entre le modèle SSM et Cam-Clay modifié.

La pression limite devienne 127 KPa pour le modèle SSM et 117 avec celle de Cam-Clay modifié. En attend la rupture pour ($\Delta V/V_0 = 14,6\%$) avec le modele SSM et ($\Delta V/V_0 = 59,3\%$) avec celle de Cam-Clay modifié, voir (la figure VI.27)

CONCLUSIONS

On peut constater à travers cette étude numérique des sols mous, la grande sensibilité de l'expansion pressiométrique à la valeur de l'angle de frottement interne et de la cohésion du sol, en effet :

- Une augmentation de φ' de 4° peut entraîner une augmentation de la pression limite P_L de l'ordre de 10,52 %. Le module de cisaillement est aussi sensible à la valeur de l'angle de frottement : G_M augmenté de 17,48 % quand φ' passe de 20° à 30° .
- La pente de la courbe $(P, \Delta V/V_0)$ se diminue avec l'augmentation de la cohésion C' ce qui est relatif à la valeur de G_M . Par conséquent, Nous avons trouvés que la pression limite (PL) s'augmente de l'ordre de 11,68 % quand C' augmente de 4 KPa à 6 KPa.

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

En ce qui concerne la comparaison analytique et numérique de la valeur limite (P_L), les simulations numériques que nous avons faites avec le modèle SSM et Mohr Coulomb, ont données des résultats comparables aux valeurs analytiques de point de vue qualitatif (pente de la courbe).

Concernant la zone influencée par le gonflement de la sonde pressiométrique. Il apparaît que plus loin de la sonde préssiométrique, les variations des contraintes radiales sont faibles. On note que la zone d'influence de la sonde s'étend sur un rayon $R \approx 26 r_0$.

Le SSM nous a permis de simuler l'influence de la perméabilité lors du chargement préssiométrique, spécifiquement le cas de la perméabilité frottement anisotrope. Il apparaît que seule la perméabilité verticale frottement anisotrope influe sur les résultats obtenus, nous constatons qu'il ya une augmentation de la pression limite.

Cependant, une étude comparative est faite pour définir l'influence de la perméabilité du matériau sur le comportement des sols mous lors du chargement pressiométrique. En effet :

- Le modèle Mohr Coulomb montre qu'il n'y a aucun effet sensible sur la perméabilité (isotope ou anisotrope).
- Le modèle Cam-Clay modifié génère l'effet des perméabilités frottement anisotrope ($k_x \neq k_y$). ce qui est compatible avec le modèle SSM, d'autre part aucun effet remarquable sur la perméabilité isotope ($k_x = k_y$).

La prise en compte des variations de la perméabilité des sols argileux peut améliorer la prévision du comportement de façon à augmenter la résistance limite (P_L) de 11,63% et 2,56 % respectivement pour le modèle SSM et Cam-Clay modifié.

La valeur atteinte à la fin de l'expansion pressiométrique pour un matériau dont la perméabilité est isotope, est plus grande en utilisant le modèle Mohr Coulomb que-celle calculer en utilisant les modèle SSM et Cam-Clay modifie sont respectivement 25,5% et de 38,46 %.

PERSPECTIVE :

- Pour arriver à faire une étude complète d'un essai pressiométrique on doit étudier le cas d'un essai réalisé et comparer les résultats à ceux obtenus numériquement de façon à réduire le nombre d'essai, c à d arriver à faire une étude probabilité est arrivé à utilise les notions mathématiques de la similitude.
- Prendre en considération l'effet de fluage dans l'étude de la pression limite c.à.d. l'évolution de la pression en fonction du temps.

BIBLIOGRAPHIE

- AL HUSEIN M., (2001). Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques, *Thèse de doctorat*, Université Joseph Fourier- Grenoble I.
- AMAR S., JÉZÉQUEL J-F., Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. C 220. *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C21*.
- AMAR S., JEZEQUEL J.F., (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents, comparaison des résultats, Bulletin de liaison des LPC, Paris, N° 58.
- AMAR S., JÉZÉQUEL J-F., (1985). Essai pressiométrique. Projet de méthode d'essai LCP n° 15, *Division géotechnique-mécanique des sols*.
- BAHAR R., CAMBOU B., (1993). Contribution à l'identification des paramètres de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique. Revue Algérie équipement n° 8, Avril.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., all. (1972). Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 61, p. :189-201.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., (1973). Le pressiomètre autoforeur, Annales de l'ITBTP, Vol. 307.
- BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.F., et SHIELDS D.H., (1978). The Pressurimeter and Foundation Engineering. *Tram Tech publications, Clausthal*.
- BELHANNACHI C., (2010). Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine, *Thèse de doctorat*, l'université Mentouri Constantine.
- BENSALIM M.A., (1985). Mesures in-situ des pressions interstitielles application à la reconnaissance des sols, *Thèse de doctorat*, Ecole nationale des ponts et chaussées.
- BRINKGEREVE R.B.J., et VERMEER P.A. (2003). PLAXIS version 8, validation manuel, DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- BORNAREL B., (1999). Fondations superficielles sur pente et essai pressiométrique- Approche numérique. *Thèse de Doctorat*, Ecole Centrale de Lyon.

-
- CAMBOU B., SOEGIRI S., et all., (1991). Pressiomètre avec mesure de pression interstitielle. *Comptes Rendus de la 10^{ème} Conférence de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*. Florence, A.A Balkema, p. :45-48.
 - CAMBOU B., BAHAR R., (1993). Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. *Revue Française de Géotechnique*, No. 63, p. 39-50.
 - CARTER J.P., RANDOLPH M.F. & WROTH C.P., (1979). Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity, *International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, VoL 3,1979, p.305-322.
 - CASSAN M., (1978). Les essais in situ en mécanique des sols - 1. *TOME 1, réalisation et interprétation*, Paris.
 - COMBARIEU O., (1995). L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols. *Bull. liaison Labo. P & Ch-196-mar-avr. 1995-Réf. 3886*, pp 51-57.
 - FAWAZ, A. (1993). Etude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent. *Thèse de Doctorant*, Univ de Joseph Fourier, Grenoble-France.
 - GIBSON R.E., ANDERSON W.F., (1961). In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civ. Engng. Pub. Wks. Rev. 56*, pp.615-618.
 - HOULSBY G.T. WITHERS N.J., (1988), Analysis of cone pressuremeter test in clay. *Géotechnique*, 38, No. 4, 575-587.
 - HUGUES J.M.O., WROTH C.P., WINDLE D., (1977). Pressuremeter test in sands, *Geotechnique*, Vol. 27, N° 4, p. : 455-477.
 - KHEMISSA M., MAGNAN J-P., & JOSSEAUME H., (1993). Etude des propriétés - mécaniques de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour). *Etudes et recherches des LPC*, série GT, n° 153, 204 pages.
 - LADANY B., (1963). Expansion of a cavity in saturated clay medium. *Journal of Soil Mechanic and Foudation Division*, Proc. Of ASCE, 89, N° SM 4, p. : 127-161.
 - LEIDWANGER C., (1993). Etude des tassements différés à partir de résultats d'essais au DIFLUPRESS Longue Durée, *Thèse de doctorat*, Université Joseph Fourier-Grenoble 1.

-
- MAGNAN PH., MESTAT J-P. (1991). Lois de comportement et modélisation des sols C 218. In Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C21. Paris.
 - MENARD L., (1957). Mesures in-situ des propriétés physiques des sols, Annales des ponts et chaussées, p. :357-376.
 - MENARD L., (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, n° 5, Tome 2, Paris.
 - MENARD L., (1965). Rules for the calculation and design of foundation elements on the basis of pressuremeter investigations in the ground. Proceedings of the 6" ICSMFE, Vol. II, 265.
 - MENARD L., (2000). Reconnaissance et Essais – Essai pressiométrique. Partie 1 : Essai sans cycle. NF P94-110-1, (2ème édition), Paris-la Défense.
 - MESTAT P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Etude et recherches des laboratoires des Ponts et chaussées Série géotechnique*, ISSN 1157-3910, mars 1993, 193 pages.
 - MONNET J., CHEMAA T., (1995). Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élastoplastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre ». *Revue française de géotechnique*, No. 73, p. 15-26.
 - MONNET J., et FOURIER J., (2008). Numerical Analysis for an interpretation of the pressuremeter test in cohesive soil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXX, No. 1–2.
 - OEGIRI S., (1991). Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide solide. Application a l'identification du comportement des sols, *Thèse de doctorat*. Ecole centrale de lyon.
 - RANGEARD D., HICHER P-Y., & Zentar R., (2003). Determining soil permeability from pressuremeter tests. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27:1–24.
 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ; *Fascicule n° 62 - Titre V*.

- SALENCON J., (1966). Expansion quasi statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique, Annales des Ponts et Chaussées, Vol. III, p. : 175-187.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P., (1968). Critical state soil mechanics . London: McGraw Hill.
- WROTH C.P., HUGUES J.M.O., (1973). An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clay, Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Moscou, Vol. 1, p. :487-494.
- ZENTAR R., MOULIN G., HICHER P.Y., (1999). Inverse analysis of the pressuremeter test, 2 International Conference on identification in engineering system, Swansea (UK).