

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

Département de Génie Civil

Laboratoire de Mécanique des Soils

الدراسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**THESE DE MAGISTER**

*Présentée par: Mohamed TAS*

*Ingenieur d'Etat Diplômé de l'ENP.*

**INFLUENCE DES PROCEDURES EXPERIMENTALES SUR  
L'ESTIMATION EN LABORATOIRE DES PARAMETRES DE  
CONFLEMENT DES ARGILES EXPANSIVES**

*Soutenue le 15 Juillet 1992 devant le jury composé de:*

MM. M.	<b>TELIOLINE</b>	Professeur	Président
S.	<b>BEKACERH</b>	Maître de conférences	Rapporteur
A.	<b>BALI</b>	Professeur	Examineur
R.	<b>BOUTEMEUR</b>	Chargé de cours	Examineur
T.	<b>BESSAFER</b>	Maître de conférences	Examineur
A.	<b>KARA SLIMANE</b>	P.D/G EPE/LNHC	Invité
A.	<b>KAZTANI</b>	D.G. NA-FTBC	Invité

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère des Universités et de la Recherche Scientifique

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

**Département de Génie Civil**

**Laboratoire de Mécanique des Sols**

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

**THESE DE MAGISTER**

*Présentée par: Mohamed TAS*

*Ingénieur d'Etat Diplômé de l'E.N.P.*

**INFLUENCE DES PROCEDURES EXPERIMENTALES SUR  
L'ESTIMATION EN LABORATOIRE DES PARAMETRES DE  
GONFLEMENT DES ARGILES EXPANSIVES**

*Soutenu le 15 Juillet 1992 devant le jury composé de:*

MM. B. TILIOUINE	Professeur	Président
S. BELKACEMI	Maître de conférences	Rapporteur
A. BALI	Professeur	Examineur
R. BOUTEMEUR	Chargé de cours	Examineur
T. MESSAFER	Maître de conférences	Examineur
A. KARA SLIMANE	P.D.G. EPE/LNHC	Invité
A. KAZITANI	D.G. NAFTEC	Invité



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ  
وَتَرَى الْأَرْضَ هَامِدَةً فَإِذَا أَنْزَلْنَا  
عَلَيْهَا الْمَاءَ اهْتَزَّتْ وَرَبَتْ .

الحج : الآیة 5

De même, tu verras la terre éteinte,  
dés que Nous faisons descendre de l'eau,  
elle remue et gonfle

Le pèlerinage, verset 5.

## **DEDICACES**

*A mes Parents;*

*A mes Frères;*

*A mes Soeurs;*

*A mes Amis.*

***Je dédie ce modeste travail.***

*Mohamed TAS*



## AVANT-PROPOS

*Qu'il me soit permis d'exprimer ici ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont apporté soutien, conseils et assistance durant le déroulement de cette recherche.*

*En premier lieu, mes remerciements vont à Monsieur S. BELKACEMI, maître de conférences, qui a encadré et suivi de très près mon travail, en discutant chaque point dans le détail et avec bienveillance. Il m'a prodigué ses conseils précieux, je lui exprime ma profonde reconnaissance.*

*Je prie Monsieur le professeur B. TILIOUINE, Directeur de L'Ecole Nationale Polytechnique (ENP), de vouloir trouver ici, l'expression de ma gratitude, d'abord, pour avoir accepté de présider le jury, et ensuite, pour la confiance qu'il a toujours manifesté à l'égard des étudiants en post-graduation de l'école.*

*Mes remerciements vont:*

*- A Monsieur A. BALI, professeur, responsable du projet PNUD, à L'ENP qui a bien voulu accorder toute l'attention à ce travail,*

*- A Monsieur MESSAFER, maître de conférences, qui s'est intéressé à mes travaux sur le gonflement des sols, ses conseils et ses critiques m'ont été efficaces, je lui suis reconnaissant.*

*- A Monsieur R. BOUTEMEUR, chargé de cours, chef de département de Genie-civil à ENP, qui a accepté de participer au jury.*

*Je tiens également à remercier Monsieur A. KARA SLIMAN, PGD de l'EPE/LNHC et Monsieur A. KAZITANI, D.G de l'entreprise NAFTEC qui ont accepté de se joindre au jury.*

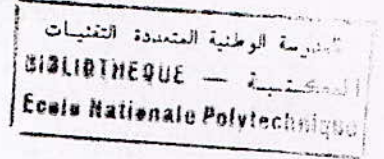
*J'ai bénéficié du concours très efficace et généreux de toute l'équipe du laboratoire National de L'habitat et de la construction, LNHC de Oued Esmar, pour la réalisation des essais expérimentaux. Monsieur MOKHTARI, chef du département sol, m'a toujours accordé les facilités nécessaires, je le remercie.*

*Je dois exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur BIAREZ, Directeur du laboratoire de mécanique des sols-structures, à l'Ecole Centrale de PARIS (L.C.P), à Monsieur FAVRE, à Monsieur FIEUREAU, et à tout le groupe "sols non saturés", pour l'accueil qu'ils m'ont réservé durant mon stage au laboratoire du LPC. J'ai beaucoup apprécié la compétence de Monsieur S. TAIBI, sa rigueur scientifique et ses qualités humaines.*

*Enfin, je dois aussi une mention particulière à tout mes collègues Post-Graduant de L'ENP, et plus particulièrement ceux du département de Genie-Civil. J'ai beaucoup apprécié de travailler avec ce groupe, dans une ambiance amicale, et avec beaucoup de soutien morale durant ces années.*



# SOMMAIRE



Avant propos .....	i
Sommaire .....	iii
Liste des figures .....	xi
liste des tableaux .....	xii

## CHAPITRE ZERO: INTRODUCTION

## CHAPITRE 1: NOTION SUR LES ARGILES

1.1.- TERMINOLOGIE UTILISEE POUR DEFINIR LES SOLS EXPANSIFS .....	7
1.2.- ORIGINE DES SOLS EXPANSIFS .....	7
1.2.1.- Matériaux parents .....	7
1.2.2 - Altération .....	7
1.3.- CARACTERISTIQUES ET PROPRIETES DES SOLS GONFLANTS .....	8
1.4.- MINERALOGIE DES SOLS ARGILEUX .....	9
1.4.1.- Introduction .....	9
1.4.2.- Rappels des définitions .....	9
1.4.1.1.- Sol .....	9
1.4.1.2.- Argile .....	10
1.4.3.- Constitution des argiles .....	
1.4.3.1.- Rappels des définitions cristallographiques .....	11
a.- Grain .....	11
b.- Feuillet .....	11
c.- Couches structurales .....	11
d.- Unité structurale tétraédrique .....	12



e.- Unité structurale octaédrique	12
1.4.4.- Principales argiles mono-couches	13
1.4.4.1.- La Kaolinite	13
1.4.4.2.- La Montmorillonite	13
1.4.4.3.- L'Illite	14
1.5.- PROPRIETES SPECIFIQUES AUX PARTICULES ARGILEUSES	14
1.5.1.- Concept de la double couche dans une particule	14
1.5.2.- Surface spécifique d'une particules argileuse	16
1.5.3.- Charges électriques	18
1.5.4.- Hydratation ionique	18
1.5.5.- Cations dans le sol	18
1.6.- INTERACTION ENTRE PARTICULES ARGILEUSES	21
1.6.1.- Disposition relative des particules lors des phénomènes d'agréations	21
1.6.2.- Forces gérant le gonflement	22
1.6.3.- Forces entre deux particules adjacentes	24
1.6.4.- Interaction et type de structures	25
1.6.5.- Interaction entre sols gonflants et non gonflants	24
1.6.6.- Conséquence de l'anisotropie de structure sur le gonflement	27

## CHAPITRE 2: PHENOMENES DU GONFLEMENT

2.1.- INTRODUCTION	28
2.2.- MECANISMES DU GONFLEMENT	28
2.1.1.- Composante mécanique du gonflement	29
2.1.2.- Composante physico-chimique du gonflement	30
2.3.- DIVERES APPROCHES DU PHENOMENE DE GONFLEMENT	31
2.4.- CAS DES ARGILES SURCONSOLIDEES	33
2.5.- MECANISME DE LA PRESSION OSMOTIQUE	36
2.5.1.- Principe de la pression osmotique	37
2.5.2.- Pression osmotique répulsive dans l'argile	37

### CHAPITRE 3: PARAMETRES DEFINISSANT LE GONFLEMENT

3.1.- INTRODUCTION .....	41
3.2.- PRESSION DE GONFLEMENT .....	41
3.3.- POTENTIEL DE GONFLEMENT .....	42
3.3.1. Gonflement libre .....	43
3.3.1.1.- Gonflement primaire .....	43
3.3.1.2.- Gonflement secondaire .....	44
3.4.- INDICES DE GONFLEMENT .....	45
3.4.1.- Indice de gonflement primaire .....	45
3.4.2.- Indice de gonflement secondaire .....	46
3.5.- ACTIVITE DU GONFLEMENT .....	47

### CHAPITRE 4: FACTEURS AFFECTANT LE GONFLEMENT

4.1.- INTRODUCTION .....	51
4.2.- PROPRIETES DU SOL IN-SITU ET CONDITIONS DE SITE .....	51
4.2.1.- Type et quantité d'argile .....	51
4.2.2.- Densité sèche et saturation .....	53
4.2.3.- Pression de confinement .....	53
4.2.4.- Epaisseur de la couche expansive .....	53
4.2.5.- Perméabilité du terrain .....	53
4.3.- FACTEURS D'ENVIRONNEMENTS .....	54
4.3.1.- Conditions climatiques .....	54
4.3.2.- Drainage .....	54
4.3.3.- Nappe phréatique .....	54
4.3.4.- Etendu de la zone des variations de la teneur en eau .....	55
4.4.- FACTEURS EXTERNES .....	55
4.4.1.- Source localisée d'eau .....	55
4.4.2.- Source chaude .....	56
4.4.3.- Effet de la végétation .....	56
4.4.4.- Présence d'une couverture .....	56



4.5- FACTEURS PHYSICO-CHIMIQUES .....	57
4.5.1.- Concentration de l'électrolyte .....	57
4.5.2.- Composition du fluide interstitiel .....	57
4.6.- DISCUSSION ET CONCLUSION .....	58

## CHAPITRE 5: MESURES DIRECTES DU GONFLEMENT

5.1.- INTRODUCTION .....	60
5.2.- METHODE DU PREGONFLEMENT .....	60
5.2.1.- Gonflement libre .....	60
5.2.2.- Gonflement sous charge .....	61
5.3.- METHODES DU GONFLEMENT SOUS DIFFERENTES PRESSIONS .....	62
5.4.- METHODES DU VOLUME CONSTANT .....	62
5.5.- AUTRES METHODES .....	63
5.5.1.- Méthodes du doubles oedomètres .....	63
5.5.2.- Méthodes des ingénieurs chinois .....	63
5-6.- DISCUSSION .....	64
5-7.- CONCLUSION .....	66

## CHAPITRE 6: FACTEURS AFFECTANT LES MESURES DU GONFLEMENT

6.1.- INTRODUCTION .....	68
6.2.- EFFETS DES DIVERS FACTEURS .....	68
6.2.1.- Effet du temps .....	68
6.2.2.- Taille de l'échantillon .....	69
6.2.3.- Forme de l'échantillon .....	70
6.2.4.- Effet du remoulage .....	71
6.2.5.- Effet du mode de compactage .....	72
6.2.6.- Effet de la durée du broyage .....	73

6.2.7.- Effet de la densité et de la teneur en eau initiale .....	73
6.2.8.- Effet de l'histoire des contraintes .....	74
6.2.9.- Effet du préchargement .....	74
6.2.10.- Effet de la pression de surcharge .....	75
6.2.11.- Effet du fluide interstiel .....	76
6.2.12.- Effet de température .....	76
6.2.13.- Déformabilité des appareils de mesures .....	77
6.2.14.- Effet des frottements .....	77
6.3.- DISCUSSION ET CONCLUSIONS .....	78

#### CHAPITRE 7: PREDICTION DU GONFLEMENT

7.1.- INTRODUCTION .....	79
7.2.- TECHNIQUES INDIRECTES .....	79
7.2.1.- Paramètres usuelles pour estimer le gonflement ..	80
7.2.1.1.- Composition du sol .....	80
7.2.1.2.- Limites d'Atterberg .....	80
7.2.1.3.- Teneur en eau .....	81
7.2.1.4.- Surcharge externe .....	81
7.2.1.5.- Densité et saturation .....	82
7.3.- APPLICABILITE DES METHODES DE PREDICTION .....	82

#### CHAPITRE 8: NOTIONS DE SUCCION DANS LE SOL

8.1.- INTRODUCTION .....	84
8.2.- DEFINITIONS DES PARAMÈTRES LIES à LA SUCCION .....	85
8.2.1.- Potentiel d'eau du sol .....	85
8.2.2.- Définitions des composantes du potentiel .....	
de l'eau .....	86
8-2.2.1.- Potentiel matriciel .....	86
8.2.2.2.- Potentiel osmotique .....	86



8-2-2-3.- Potentiel de pression	87
8-2.2-4.- Potentiel gravitationnel	87
8.3.- SUCCION DANS LE SOL	87
8.3.1.- Définitions	87
8.3.2.- Mécanisme de la succion	88
a.- En terme mécanique	88
b.- En terme énergétique	88
8.3.3.- mécanisme de la rétention de l'eau dans un sol argileux	88
a. Tension de surface	89
b. Absorption de l'eau à la surface du minéral argileux	89
c. Imbibition osmotique	89
8.4.- COMPOSANTES DE LA SUCCION	89
8.4.1.- succion matricielle	89
8.4.1.1.- Définitions	89
a. Les forces d'absorption	90
b. les forces capillaires	90
8.4.1.2.- Mécanisme de la succion matricielle	90
8.4.2.- succion osmotique	87
8.4.2.1.- Définitions	91
8.4.2.2.- Mécanisme de la succion osmotique	92
8.5.- CONCLUSION	93
8.6.- NATURE DES SOLS NON SATURES	93
8.6.1.- Contraintes effectives dans le cas des sols non saturé	94
8.7.- TECHNIQUES DE MESURES DE LA SUCCION	95
8.7.1.- Méthodes d'imposition d'une pression capillaire	96
8.7.2.- Principe des techniques de mesures	96
a- Les plaques tensiométriques	97
b- La méthode à suppression d'air (cellules de RICHARDS)	97
c- La Pression osmotique	98
d- Les dessiccateur à solutions salines	100

8.7.3.- Techniques mesurant directement du sol .....	101
8.8.- RELATIONS ENTRE GONFLEMENT ET SUCCION DES SOLS .....	102
CHAPITRE 9: ETUDE EXPERIMENTALE	
9.1.- INTRODUCTION .....	105
9.1.1.- Morphologie .....	105
9.1.2.- Hydrologie .....	105
9.2.- DETERMINATION DES CARACTERISTIQUE MINERALOGIQUE ET GEOTECHNIQUEDES ARGILES ETUDIEES .....	106
9.2.1.- Caractéristiques géotechnique .....	106
9.2.2.- Composition chimique - perte au feu .....	106
9.2.3.- Caractérisatiques minéralogiques .....	108
9.2.4.- Intérprétation des résultats et discussions .....	108
9.2.4.1.- Caractéristiques géotéchniques .....	108
9.2.4.2.- Analyse chimique .....	109
9.2.5.- Détermination des activités du gonflement .....	110
9.3.- ESSAI DE GONFLEMENT .....	111
9.3.1.- PRESENTATION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL .....	111
9.3.2.- PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATIONS .....	113
9.3.2.1.- Essai de gonflement libre sous le poids du piston .....	113
9.3.2.2.- Essai de gonflement sous une pression équivalente au poids des terres .....	117
9.3.2.3.- Essai de l'inondation sous charges .....	118
9.3.2.4.- Effet du préchargement sur le potentiel du gonflement .....	119
9.3.2.5.- Effet des frottements sur le potentiel du gonflement .....	120
9.3.2.6.- Effet du rapport hauteur/diamètre (H/φ) .....	122
9.3.2.7.- Effet des cycles de charge-décharge .....	123
9.4.- DISCUSSION DES RESULTATS .....	128



9.4.1.- Effet de l'histoire des contraintes sur le gonflement	128
9.4.2.- Effet de la diffusion	129
9.5.- EXPLOITATION DES RESULTATS	130
9.5.1.- Effet du rapport hauteur / Diamètre	130
9.5.2.- Effet de la surcharge	131
9.5.3.- Effet de l'histoire des contraintes	131
9.5.4.- Effet des cycles de charge-décharge	131
9.5.5.- Effet du préchargement	132
9.5.6.- Effet des frottements	132
9.6.- CONCLUSION	133
9.6.- APPLICATION DES CRITERES DE CLASSIFICATION - IDENTIFICATION	135
9.6.1.- Classifications des sols	135
9.6.2.- Estimation du potentiel de gonflement	135
9.7.- INTERPRETATION ET CONCLUSIONS	137
9.8.- ESSAIS DE SUCCION	138
9.8.1.- Procédures de préparation des échantillons et représentation des courbes de succions	138
9.8.2.- Paramètres affectant le comportement du sol soumis à des pressions capillaires	139
9.8.2.1.- Effet de nature des matériaux	139
9.8.2.2.- Effet du remaniement	140
9.8.3.- Relation entre l'essai de succion et l'essai mécanique	141
9.8.4.- CONCLUSION	141
CHAPITRE 10: CONCLUSIONS GENERALES	142
ANNEXE 1 : Figures "Partie expérimental"	
ANNEXE 2 : Motifs unitaires tétraédrique et octaédrique	
ANNEXE 3 : Critères d'identification-classification	

- ANNEXE 4 : Principes des procédures d'essais de mesures direct du gonflement
- ANNEXE 5 : Mesure directe de la succion
- ANNEXE 6 : Calcul des courbes de succion



LISTE DES FIGURES:



Fig. 1.1.- Couches structurales: (a) tétraédriques;	.....	
(b) octaédriques (d'après GILLOTT, 1987)	.....	10
Fig. 1.2.a.- Disposition des feuillet dans un grain	.....	
argileux	.....	
Fig. 1.2.b.- Feuillet dans une particule argileuse	.....	11
Fig. 1.3.- Unité tétraédrique	.....	12
Fig. 1.4.- Unité octaédrique	.....	12
Fig. 1.5.- Représentation de la structure minéralogique	.....	
d'une particule argileuse	.....	13
Fig. 1.6.a.- Particule de la Kaolinite	.....	15
Fig. 1.6.b.- Particule de la Montmorillonite	.....	15
Fig. 1.6.c.- Particule de l'Illite	.....	15
Fig. 1.7.- Distribution des ions dans la double	.....	
couche d'une particule argileuse	.....	16
Fig. 1.8.- Molécules dipolaires d'eau, dans la double	.....	
couche diffuse (d'après DAS, 1985).	.....	19
Fig. 1.9.- Structures idéales dans une particule d'argile:	.....	
(a) flocculée; (b) aléatoire; (c) dispersée	.....	
(d'après YONG et WARKENTIN, 1965).	.....	23
Fig. 1.10.- Mode d'agrégation des particules	.....	
argileuses (d'après PEDRO, 1976).	.....	23
Fig. 1.11- Mode d'arrangement des particules d'argiles	.....	
(d'après VAN OLPHEEN, 1963).	.....	23
Fig. 1.12.- Forces entre deux particules d'argiles	.....	
adjacentes (d'après LEFLAIVE, 1972).	.....	24
Fig. 1.13.- Formation de lien aux points de contactes	.....	
entre deux particules adjacentes	.....	
(d'après NEWLAND, 1965).	.....	25

Fig. 1.14.- Effet de l'anisotropie de structure sur le gonflement (d'après POPESCU, 1986).	35
Fig. 2.1.- Mécanisme du gonflement d'argile par hydratation (d'après POPESCU, 1985)	35
Fig. 2.2.- Soudures solide-solide ds à la consolidation (d'après MARIOTTI, 1976)	37
Fig. 2.3.- Principe de la pression osmotique (d'après LADD, 1961)	37
Fig. 2.4.- Pression osmotique entre deux feuillets d'argiles immergées dans l'eau (d'après LADD, 1961)	39
Fig. 3-1.- Courbe de gonflement en fonction du temps (d'après CHEN, 1988)	44
Fig. 3.2.- Classification du potentiel de changement de volume des sols argileux (d'après VAN DER MERWE, 1964)	50
Fig. 4.1.- Diagramme de CASAGRANDE: Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité (d'après MOUROUX et al, 1988)	52
Fig. 6.1.- Effet de la courbure des échantillons après compactage; essai du gonflement empêché (d'après SEED et al, 1962-a)	71
Fig. 8.1.- Représentation du potentiel d'eau du sol (d'après RICHARDS, 1980)	85
Fig. 8.2.- Effet de la teneur en eau sur la succion Interface eau-air idéalisée (CHEN, 1988)	91
Fig. 8.3.- Mécanisme de la pression osmotique (d'après CHEN, 1988)	92
Fig. 8.4.- Variation des contraintes dans un sol non saturés (d'après SULLIVAN et McLLELAND, 1969)	94
Fig. 8.5.- Schéma de montage de la plaque tensiométrique (d'après ZERHOUNI, 1991).	97
Fig. 8.6.- Schéma de l'appareil de RICHARDS.	98
Fig. 8.7.- Dispositif utilisé par INDARTO pour l'imposition de la pression interstitielle négative (d'après ZERHOUNI, 1991).	99
Fig. 8.8. Relation entre la pression interstitielle négative et la concentration de PEG (FLEUREAU et al, 1992).	99
Fig.8 9.- Schéma d'une cellule de pression de vapeur	100



LISTE DES TABLEAUX:

Tab. 1.1.- Capacité d'échange des cations (C.E.C.) et surface spécifique de quelques argiles (d'après LAUTRIN, 1987).	17
Tab. 4.1.- Relation entre la limite de retrait et le type d'argile (d'après KOMORNIK et DAVID, 1969).	58
Tab. 4.2.- Relation entre types cations et gonflement (d'après GUPTA et al, 1967).	58
Tab. 8.1.- Correspondance entre solutions salines saturées pression négative imposées (d'après ZERHOUNI, 1991).	101
Tab. 8.2.- Valeurs des coefficients A et B (d'après JOHNSON et SNETHEN, 1978)	103
Tab. 8.3.- Valeurs des coefficients $\alpha$ en fonction de l'indice de plasticité (d'après O'NEILL et POORMOAYED, 1980)	104
Tab. 9.1.- Résultats des caractéristiques géotechniques chimiques, et des activités des argiles	107
Tab. 9.2.- caractéristiques des argiles de In Amenas et présentation des résultats des essais effectués	112
Tab. 9.3.- Effet des cycles charge-décharge, sur le potentiel de gonflement mesuré sous le poids du poids du piston, argile de In Amenas	124
Tab. 9.4.- Effet de l'histoire de contrainte sur le taux de gonflement mesuré sous une pression donnée, argile de In Amenas.	124
Tab. 9.5.- Classification du potentiel de gonflement des argiles de In Amenas selon les auteurs.	136
Tab. 9.6.- Estimation du potentiel de gonflement des argiles de In Amenas selon les auteurs	136

# INTRODUCTION



## CHAPITRE ZERO

### INTRODUCTION



Certains sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ces phénomènes cycliques de gonflement-retrait provoquent des contraintes parasites dans les structures, et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, les autoroutes, les pavages, les pistes d'aéroports, et dans les autres structures légèrement chargées.

Jusque vers la fin des années 1930, le problème du gonflement été méconnu par les ingénieurs géotechniciens. Avant 1920, la plupart des habitations légèrement chargées, étaient constituées de portiques, pouvant supporter des mouvements sans fissures notables. Après 1930, l'extension de l'utilisation des briques, était à l'origine de l'apparition de fissures préjudiciables, dans les constructions. Cependant, seul le tassement était considéré, comme une cause possible de ces dégâts (CHEN, 1988).

Lors du premier congrès international de la mécanique des sols et des travaux de fondations (I.C.S.M.F.E.), tenu au Texas, en 1936, PORTERS (1936), a rapporté, les observations de mouvements sur des pavages en béton, constatées en 1931 au Texas. Des fissures de 15 cm de largeur, et de 3.5 m de profondeur, étaient observées sur les cotés des pavages, des fluctuations saisonnières en élévation de 12cm au bord, et 6cm au centre des pavages ont été mesurées. Tandis que WOOLTORTON (1936), a présenté en détail, les dommages de plusieurs habitations au Mandalay de Burma, causés par des mouvements verticaux et horizontaux. Dans cette région à climat contraste, les variations saisonnières de la teneur en eau sont mesurées à une profondeur de 3.5 m, Les fissures dans le sol, sont

observées dans des zones plus profondes. Cependant, les dommages étaient attribués à une faible capacité portante du sol.

En 1938; le bureau de réclamation des Etats Unis (U.S.B.R), était le premier à reconnaître le problème de gonflement en rapport avec des fondations d'un siphon en acier, dans un projet à l'Oregon. Depuis cette date, les ingénieurs acceptent que les causes des dommages soient, autre que les tassements. Vers 1940, le développement des constructions en béton, sur fondations superficielles, a poussé les ingénieurs à se poser de nombreuses questions, relatives au phénomène du gonflement des sols.

Treize années plus tard, avec la performance des fondations, des murs de soutènement, du pipelines, et des pavements, de sérieux problèmes ont été identifiés, comme associés aux argiles gonflantes. Suite à cela, ZEITLEN (1953), a initié de très vastes recherches en Palestine.

En 1956, HOLTZ et GIBBS; ont publié d'importants travaux concernant l'identification, la classification, l'estimation, et les mesures directes du gonflement au laboratoire. Ces auteurs ont montré l'importance, des effets des cycles de chargement, de la saturation, et des conditions initiales (teneur en eau et de la densité sèche), sur les valeurs du gonflement, et de la pression de gonflement. Pour cette raison, ces mêmes auteurs ont recommandé de reproduire au laboratoire, le plus étroitement que possible, les conditions du site.

Mc Dowell (1956), a présenté un modèle de prédiction des soulèvements des surfaces, en fonction des pressions de confinement. Ces deux importantes publications ont influencé les recherches subséquentes sur les argiles gonflantes.

La première conférence nationale sur les sols gonflants s'est tenue en 1959, au Colorado à l'Ecole des Mines. Eu égard à l'importance du sujet, plusieurs pays ont organisé le congrès international sur les sols gonflants, "I.C.E.S." (International



Conference on Expansive Soils). Le Texas a abrité le premier congrès en 1965, et le deuxième en 1969; le troisième a eu lieu à Haifa (Palestine) en 1973; le quatrième s'est déroulé à Denver colorado (U.S.A) en 1980; le cinquième a eu lieu à Adelaide (Australie) en 1984; et enfin le sixième a eu lieu à New delhi ( Inde), en 1987. Le prochain congrès aura lieu à Dallas (U.S.A), au mois d'août, 1992.

Le problème du gonflement est rencontré dans beaucoup de pays tels que; l'Afrique du Sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite, l'Australie, le Brésil, le Canada, la Chine, l'Espagne, l'Ethiopie, l'Egypte, l'Inde, la Jordanie, le Maroc, le Mexique la Mauritanie, la Palestine, La Roumanie, le Soudan, la Turquie l'U.S.A, et le Venezuela.

. En analysant les résultats obtenus en 1978 par la Fondation National de Science, CHEN (1988) a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affecter par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état, n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter.

. JOHN et HOLTZ (1973) ont estimé que, 20 % des américains risquent d'être affecter par ce type de dommages. Tandis que, POPESCU (1986) a noté, que la moyenne des dommages annuels causés par les sols gonflants aux U.S.A. dépasse celle causée à la fois par les inondations, les cyclones, les séismes et les tornades.

. Aux U.S.A, le coût des pertes annuelles occasionnées par le gonflement ont été évaluées à environ 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1980, et à plus de 10 milliards de dollars, en 1986 (STEINBERG, 1986).

. En Algérie, plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés dans plusieurs régions: à la raffinerie de In Amenas, à l'Hôpital de N'Gaouss (Batna), sur la ligne de chemin de fer Ramdane-Djamel (Jijel).

Quoique les argiles gonflantes apparaissent dans plusieurs régions du Monde, les problèmes de gonflement se

manifeste spécialement dans les régions arides et semi-arides, qui se caractérisent par de longues périodes de sécheresse, suivies par de courtes périodes pluviales, ainsi que dans les régions à climat Méditerranéen contrasté.

Actuellement le problème de gonflement des sols, fait l'objet de recherche dans beaucoup de laboratoire. Les divers publications ont largement contribué, à l'identification et à la classification des sols gonflants, sur la base de simples données. Usuellement, Les techniques citées ci-après sont couramment utilisées pour la classification de ces sols:

- . ALTMAYER (1955) a estimé le potentiel de gonflement à partir de la limite de retrait.
- . HOLTZ et GIBBS (1956) ont classé les sols expansifs sur la base du gonflement libre et des limites d'ATTERBERG.
- . McDOWELL (1959) a recommandé l'indice de plasticité comme paramètre de classification des sols pour les conditions du Texas.
- . LADD et LAMBE (1961) ont introduit la notion du P.V.C. (Potential Volume Change), pour estimer le gonflement.
- . SEED et al (1962) ont utilisé l'indice de plasticité pour prédire le gonflement des argiles compactées.
- . VAN DER MERWE (1964) a utilisé une technique basée sur l'activité du sol, pour la région de Highveld en Afrique.

Certains auteurs ont développé des modèles de prédiction du potentiel de gonflement en se basant sur des paramètres physiques (limites d'Atterberg, teneur en éléments inférieurs à deux microns, densité sèche), et sur les conditions d'environnements (teneur en eau initiale, confinement). Néanmoins aucune méthode pratique, n'a été encore développée, cela est essentiellement attribué, à la mauvaise appréciation des phénomènes, aux difficultés de détermination des propriétés du sol, ainsi qu'aux difficultés de prise en considération des conditions d'environnement.

Les connaissances de l'amplitude, et de la pression de



gonflement sont indispensables pour calculer convenablement les ouvrages édifiés sur des sols gonflant. Par ailleurs, dans les régions arides et semi-arides, zones où les sols expansifs sont très répandus, afin d'arriver à des modèles, d'estimation du gonflement, simples, et pratiques, les recherches sont catégoriquement nécessaires. Toutefois, les méthodes empiriques de prédiction du potentiel de gonflement à partir des caractéristiques physiques du sol (VAN DER MERWE, 1964; KOMORNIK et DAVID, 1969; BRACKLEY, 1975, VIRJEVERJIYA et GHAZALLY, 1973, JOHNSON et al, 1977), ne sont pas toujours applicables. La détermination du taux, et de la pression de gonflement, devient indispensable.

L'oedomètre est l'appareil classique le plus utilisé dans les laboratoires de géotechniques pour les études courantes. Cependant, les procédures et les normes d'essais diffèrent selon les auteurs (JENNINGS et KNIGHT, 1957; MC CLELLAND et SULLIVAN, 1969; MYSLIVEC, 1969; BRACKLEY, 1975; DEDIER et al 1987; CHEN, 1988), rendant les comparaisons et les corrélations délicates. L'estimation des caractéristiques du gonflement nécessite donc de disposer d'essais, standards, à la fois simples, bien adaptés et fiables.

Outre la diversité des procédures d'essai, un nombre de facteurs affectent les mesures du gonflement en laboratoire, et résultent en des difficultés d'expérimentations considérables. Parmi les principales préoccupations de beaucoup de laboratoire de recherche est d'arriver à une procédure expérimentale standard, minimisant les effets des divers facteurs mis en jeu lors des mesures.

L'objectif de cette présente recherche consiste à étudier un nombre de facteurs susceptibles d'affecter la valeur du potentiel du gonflement. Le travail est scindé en deux volets: le premier volet est une synthèse bibliographique relative aux:

- a. propriétés, mécanismes, et causes du gonflement (chapitres 1 et 2);
- b. définitions des paramètres du gonflement, et aux divers facteurs qui affectent ce phénomène (chapitres 3 et 4);

- c. procédures expérimentales de mesure du gonflement, ainsi qu' aux facteurs affectant ces mesures (chapitre 5 et 6);
- d. prédiction du gonflement (chapitre 7);
- e. notions de succion dans le sol (chapitre 8).

Le deuxième volet de cette recherche consiste en un travail expérimental, en laboratoire. Cette étude est réalisée sur 25 échantillons, de quatre types d'argiles de In Amenas: argiles verte, argile violette, et deux argiles rouges. Ces échantillons ont été divisés en 9 series d'essais (S):

- . Les essais de gonflement sous le poids du piston (S1, S2, S3 et S4)
- . Les essais de gonflement sous une charge constante de 0.4 bar (S5), et de 5, 10, et 20 bars (S6).
- . Les essais de gonflement libre sur des échantillons initialement préchargé (S7):
- . Les essais de gonflement libre, sur des échantillons placés dans des trousses graissées (S8)
- . Les essais de gonflement libre sur des échantillons remoulés (S9).

plusieurs facteurs ont été examinés:

- a. L'effet du temps dans la valeur ultime du gonflement;
- b. L'effet des dimensions de l'échantillon; rapport hauteur sur diamètre ( $H/\phi$ );
- c. L'effet des surcharges initiales;
- d. L'effet des frottements;
- e. l'effet des cycles de charge-décharges;
- f. L'effet des techniques d'expérimentations.



**CHAPITRE I**

**NOTIONS  
SUR  
LES ARGILES**

## CHAPITRE PREMIER

### NOTIONS SUR LES ARGILES

#### 1.1. - TERMINOLOGIE UTILISEE POUR DEFINIR LES SOLS EXPANSIFS

Les formations des sols expansifs sont appelées de diverses manières:

- . pour les pédologues: ce sont les vertisols (BARTELLI and Mc CORMACK, 1976);
- . pour les géotechniciens et mécaniciens du sols: ce sont les argiles gonflantes "swelling clays", (CHEN, 1988; MOURoux et al, 1988); les argiles expansives "expansives clays", (LADD and WILLIAM, 1961; EL SOHBY and al, 1986); ou bien les sols difficiles "difficult soils", (DAS, 1984).
- . en Afrique: se sont les argiles noires tropicales (LOZET et MATHIEU, 1986);
- . en Inde: ce sont les argiles noires à coton "black cotton soils", (UPPAL, 1969; CHEN, 1988).
- . pour EKODECK (1979), ce sont les dépôt superficiels gonflants.

#### 1.2. - ORIGINE DES SOLS EXPANSIFS:

L'origine des sols expansifs est liée à des combinaisons complexes de conditions et processus, aboutissant à la formation de minéraux argileux, ayant des structures chimiques particulières. Ces minéraux peuvent gonfler en contact de l'eau. Le degré d'altération et la composition des matériaux parents déterminent la granulométrie et la minéralogie des minéraux argileux ainsi formés.

##### 1.2.1. - Matériaux parents:

Les constituants des matériaux parents, avant le stade d'altération, déterminent le type d'argile formée. DONALDSON,



(1969) a subdivisé les matériaux parents associés aux sols expansifs, en deux groupes:

- a. Les roches ignées basiques;
- b. les roches sédimentaires qui contiennent le minéral montmorillonite comme constituant:
  - . Les roches ignées, ayant une faible teneur en silice ( 45 % à 50 %), comprennent, les roches riches en base métalliques (les gabbros, les basalte, et les cendres volcaniques);
  - . Les roches sédimentaires qui renferment la montmorillonite comme constituant. Les éléments constituants les "shales" et les "claystones", lesquels contiennent une quantité variable de cendres volcaniques, sont rapidement altérés en montmorillonite, CHEN (1988).

#### 1.2.2. - Altération:

L'altération consiste en un certain nombre de processus physique, chimique et biologique. L'altération physique affecte la taille des particules et le volume total de la masse du matériau parent, mais n'affecte pas de façon notable leurs compositions. Ce type d'altération provoque l'expansion et la contraction du matériau. L'altération chimique provoque un changement total, des propriétés des minéraux.

#### 1.3. - CARACTERISTIQUES ET PROPRIETES DES SOLS GONFLANTS:

Les sols susceptibles de gonfler sont des sols ayant in situ les caractéristiques et les conditions suivantes:

- . un taux d'évaporation ou d'évapotranspiration très élevé, durant la majorité du temps de l'année;
- . une pluie suffisante, pour mouiller le sol entièrement, jusqu'à une profondeur d'environ 76 cm (30 in);
- . un climat contraste; de longues périodes sèches, suivies par de courtes périodes pluvieuses.

BARTELLI et DE McCORMACK (1976) ont noté que les sols les plus expansifs sont caractérisés par les propriétés suivantes:

- . une minéralogie dominée par le groupe des montmorillonites;
- . une teneur élevée en ions calcium  $\text{Ca}^{2+}$  et magnésium  $\text{Mg}^{2+}$ ;
- . une teneur en argile supérieure à 30 %;
- . une plasticité élevée (groupe des argiles CH).

#### 1.4. - MINÉRALOGIE DES SOLS ARGILEUX:

##### 1.4.1. - Introduction:

La minéralogie des sols étudie la taille, la forme, la structure de surface et la densité de charge des particules. Ces facteurs contrôlent le taux de gonflement, résultant des mécanismes physico - chimiques (EL SOHBY, 1973). Ainsi, l'analyse minéralogique devient alors, un élément très déterminant dans l'étude du mécanisme de gonflement.

Le concept d'argile a beaucoup évolué avec le temps. Avant le siècle dernier, les céramistes désignèrent l'argile comme un matériau plastique à l'état humide, et devenant dure après cuisson. Vers 1913, ATTERBERG a donné la classification granulométrique. Les cristallographes ont ensuite développé la notion d'espèces argileuses.

Avant 1928 , l'argile était considérée comme amorphe, peu après, la composition chimique et la maille de certaines argiles ont été définies. Actuellement, les cristallographes reconnaissent que toutes les argiles sont cristallisées, mis à part les allophanes. La formule chimique est remplacée par la composition de la maille cristalline. Avec le développement des travaux sur la cristallographie, le nombre d'espèces argileuses s'est multiplié; engendrant des dizaines de classifications et de nomenclatures.

##### 1.4.2. - Rappels des définitions:

###### 1.4.1.1. - Sol:

Le sol est un mélange complexe d'origine détritique, composé de granulats rocheux et de particules de minéraux individualisés.



## 1.4.1.2. - Argile:

Pour le géologue, le concept d'argile est minéralogique. Tandis que pour les mécaniciens du sol, le concept d'argile est plutôt physique (granulométrie, plasticité). Par convention, en mécanique des sols, l'argile est représentée par la fraction des éléments inférieurs à deux microns ( $C < 2\mu$ ).

## 1.4.3. - Constitution des argiles:

Les argiles sont des phyllosilicates à structure en feuillets très étendus. Ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales; tétraédriques et octaédriques.

Les couches structurales sont à leur tour formées d'unités structurales de base, par empilement d'ions et/ou d'hydroxyles en disposition hexagonale (avec des trous) ou compacte. Ces dispositions sont représentés sur Fig. 1.1.

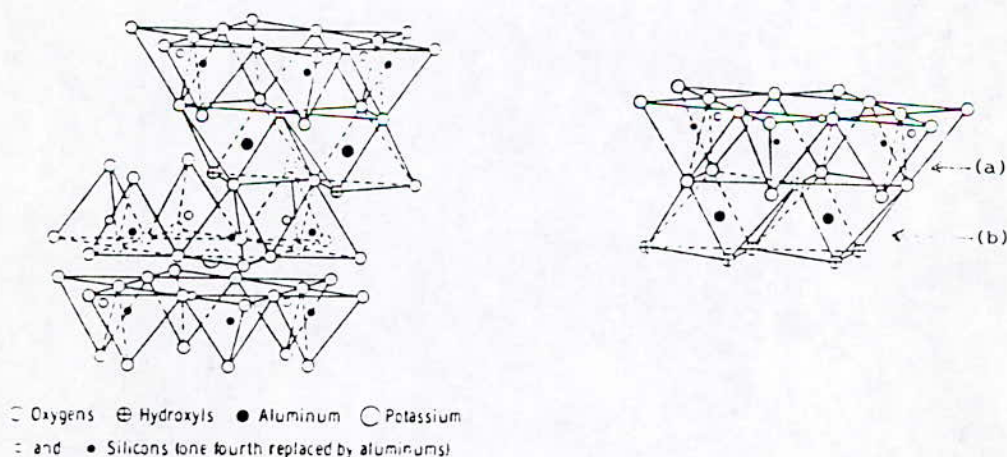


Fig. 1.1.- Couches structurales: (a) tétraédrique;  
 (b) octaédrique (d'après GILLOTT, 1987).

1.4.3.1. - Rappels des définitions cristallographiques:

a. - Grain:

Dans une poudre sèche (sols grenus), un grain est la particule élémentaire de matière solide, isolable par les procédés de séparation granulométrique.

Pour les argiles, le grain est constitué par un groupement désordonné de paquets de feuillets, plus ou moins régulièrement empilés (Fig. 1.2.a).

b. - Feuille:

Le feuillet est la particule élémentaire des phyllosilicates, constitué par la superposition de deux à trois couches tétraédriques et octaédriques. Ces feuillets s'empilent pour former la particule.

Selon les conceptions de la structure cristalline, le feuillet est constitué par la juxtaposition bidimensionnelle des motifs unitaires, en formant une monocouche (Fig. 1.2.b).

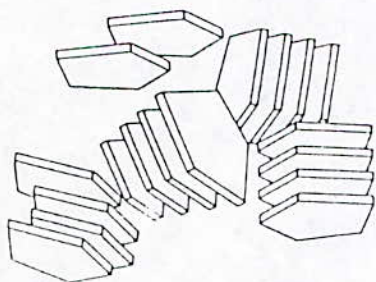


Fig. 1.2.a. - Disposition des feuillets dans un grain argileux.

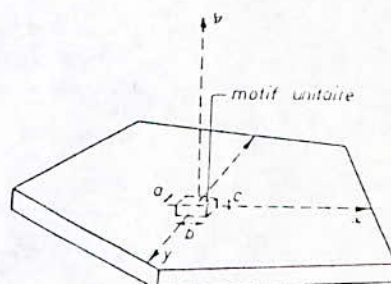


Fig. 1.2.b - Feuille dans une particule d'argile.

c. - couches structurales:

Les couches structurales sont formées par l'assemblage d'unités structurales soit tétraédriques, soit octaédriques. (Tab. 1.1.a et Tab.1.1.b, annexe 2).



d. - Unité structurale tétraédrique:

L'unité tétraédrique est représentée par l'élément de structure formé par quatre ions d'Oxygène, entourant un ion Silicium. Schématiquement, sa formule  $(\text{SiO}_4)^{4-}$  est représentée par un tétraèdre. Ce tétraèdre est matérialisée par la cavité comprise entre trois sphères en contact, d'une couche hexagonale d'Oxygène, et une sphère de la couche contiguë d'Oxygène, (Fig. 1.3).

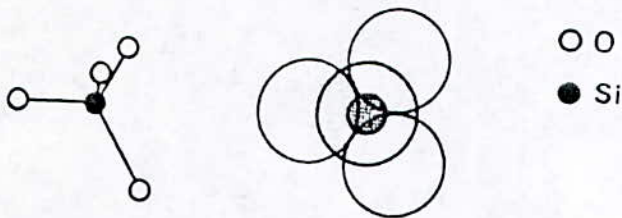


Fig. 1.3.- Unité tétraédrique

e. - Unité structurale octaédrique:

L'unité octaédrique est représentée par l'élément de structure formé par six ions d'hydroxyles ou d'oxygènes, renfermant en leur centre un ion d'Aluminium ou de Magnésium. Sa formule chimique qui s'écrit  $\text{Al}(\text{OH})_3$  ou  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ , est schématisée par un octaèdre. Ce dernier est représenté par la cavité entre six sphères jointives, de deux couches compactes d'hydroxyles ou d'oxygènes, (Fig. 1.4).

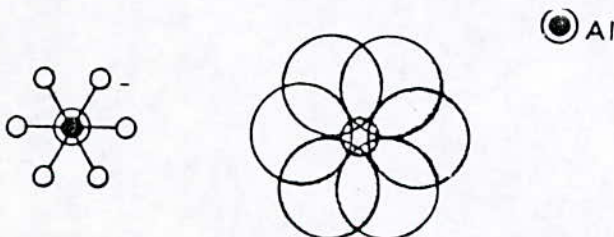


Fig. 1.4.- Unité octaédrique

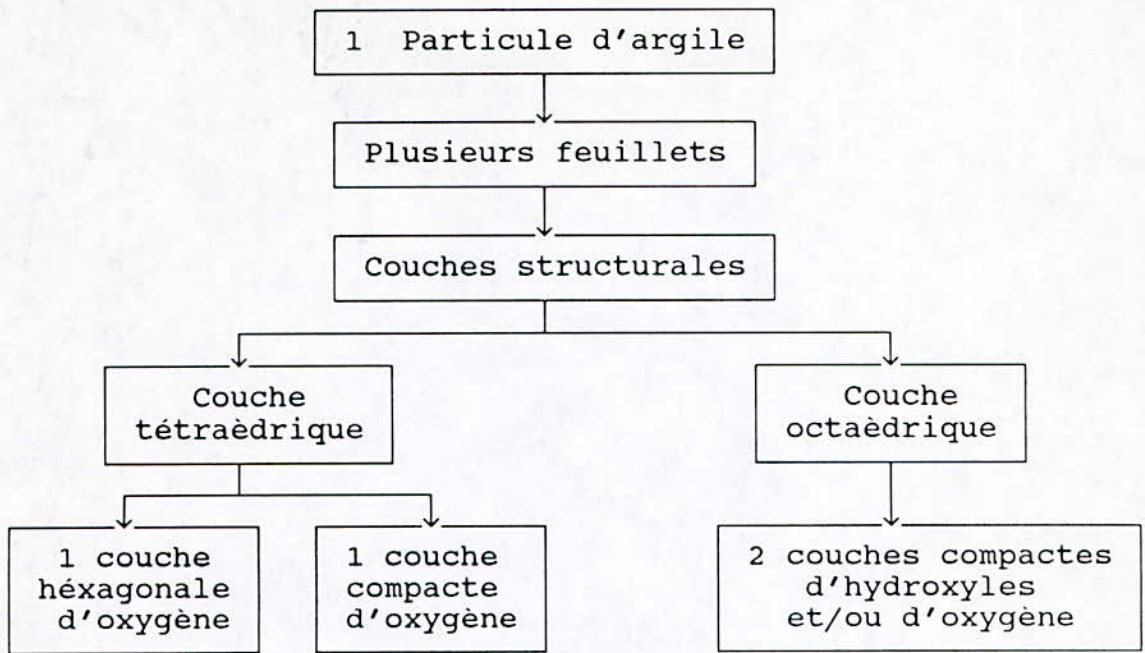


Fig. 1.5.- Représentation de la structure minéralogique d'une particule argileuse.

#### 1.4.4. - Principales argiles monocouches:

Parmi les principales argiles monocouches évoquées dans la littérature, les argiles les plus citées sont: la Kaolinite, la Montmorillonite et l'Illite.

##### 1.4.4.1. - La Kaolinite:

Le feuillet de la Kaolinite est constitué par l'association d'une couche tétraédrique de Silicium (Si) et d'une couche octaédrique d'Aluminium (Al). La liaison se fait par les atomes d'Oxygènes. L'empilement de ces feuillets forme la particule de Kaolinite. L'épaisseur du feuillet est de 7Å (Fig. 1.6.a).

##### 1.4.4.2. - La montmorillonite:

Le feuillet de la montmorillonite est formé d'une couche octaédrique, prise en sandwich par deux couches tétraédriques. L'épaisseur du feuillet est de 10Å (Fig. 1.6.b).



1.4.4.3. - L'Illite:

La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais des ions potassium  $K^+$  sont intercalés entre les feuillets tétraédriques. Le Potassium sert de lien entre deux feuillets. Sa liaison est relativement forte. Les molécules d'eau ne peuvent plus s'intercaler entre les feuillets (Fig. 1.6.c).

1.5. - PROPRIETES SPECIFIQUES AUX PARTICULES ARGILEUSES:

1.5.1. Concept de la double couche dans une particule:

L'expérience montre que toute particule d'argile est chargée négativement. Bien que théoriquement, cette charge peut être positive ou négative, seules les charges négatives ont été mesurées (SCHLOSSER, 1969). Cette charge est due à plusieurs phénomènes tels que:

- . Les substitutions isomorphiques de cations;
- . l'absence de certains cations dans le réseau cristallin;
- . l'absorption d'anions.

La substitution isomorphe demeure la cause principale du déficit de charge.

La particule d'argile, présente une charge négative par suite aux substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Souvent, un cation de valence élevée est remplacé par un cation de valence plus faible. Ces substitutions sont de trois types, (MERINGS et GLAESER, 1951):

- .  $Li^+$                      $\longrightarrow$   $Mg^{2+}$
- .  $Mg^{2+}$  ( $Fe^{2+}$ )         $\longrightarrow$   $Al^{3+}$  ( $Fe^{3+}$ )
- .  $Al^{3+}$  ( $Fe^{3+}$ )         $\longrightarrow$   $Si^{4+}$

Cette charge non compensée ou déficit de charge, crée un champ électrique. Les cations présents dans l'eau, et les molécules polaires d'eau, se trouvent ainsi attirées à la surface des particules d'argiles. Au voisinage de la particule, deux couches peuvent se distinguer:

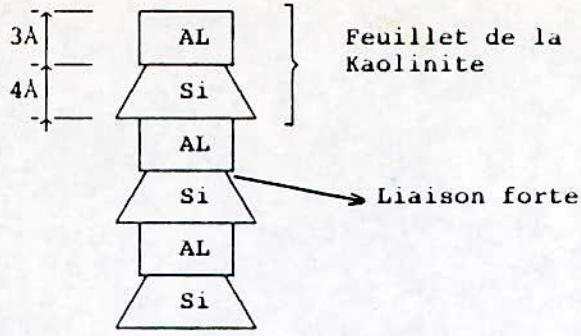


Fig. 1.6.a. - Particule de la Kaolinite

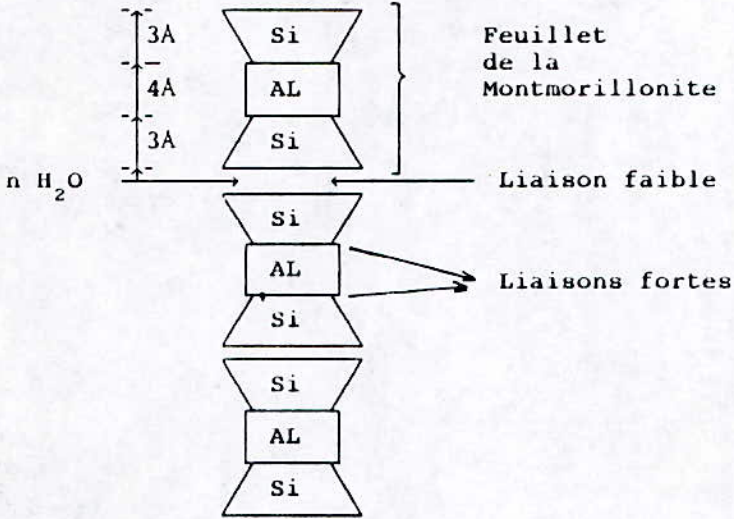


Fig. 1.6.b. - Particule de la montmorillonite.

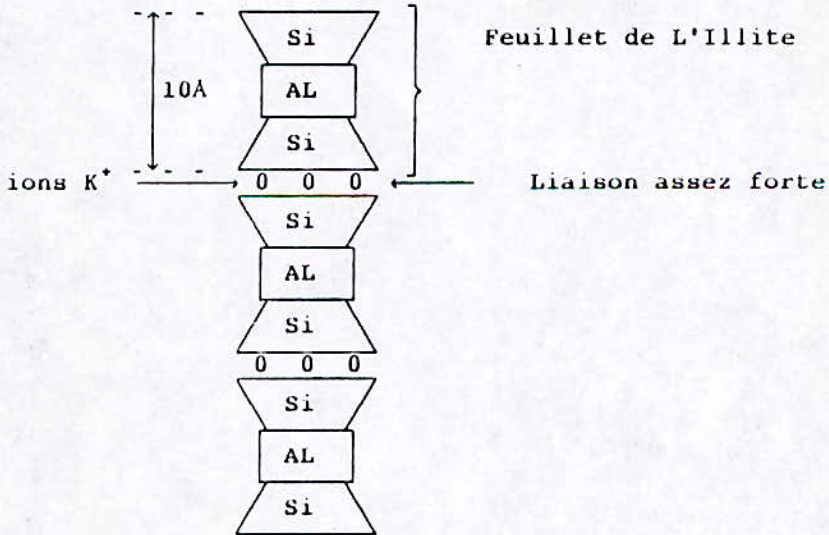


Fig. 1.6.c. - Particule de l'illite



- a- Une couche d'eau adsorbée, dont les molécules sont très fortement liée à la surface de la particule; (Fig. 1.7)
- b- Une double couche ionique, (constituée à la fois des anions de la surface des particules et des cations présents dont, notamment  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ).

l'épaisseur de la double couche est affecté par; la concentration du fluide interstitiel, et par la valence des ions. Cette épaisseur peut atteindre l'ordre de 400 Å. La densité des cations diminue en s'éloignant de la particule; ce qui la qualifie de couche diffuse (VAYSSADE, 1978). l'interaction des doubles couches des particules adjacentes, expliquent les propriétés de gonflement, de plasticité, et de rétention d'eau dans les argiles (YONG et WARKENTIN, 1965).

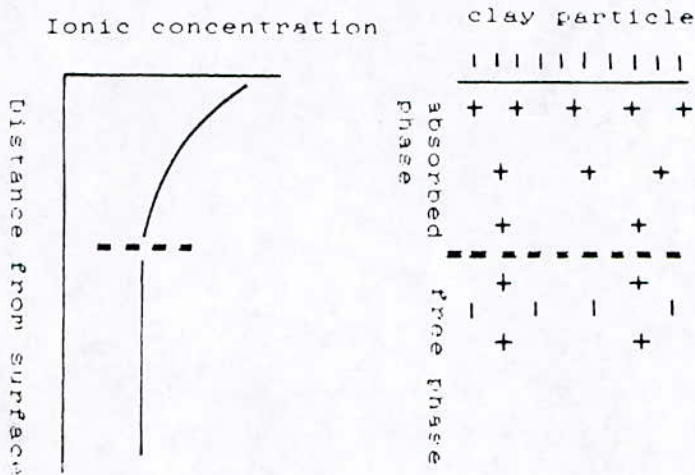


Fig. 1.7.- Distribution des ions dans la double couche d'une particule argileuse (d'après SCHREINER, 1988)

1.5.2. - Surface spécifique d'une particule argileuse:

Les particules d'argile, présentent des surfaces spécifiques très importantes et peuvent de ce fait attirer un grand nombre de molécules et d'ions; et exercer ainsi entre eux, d'importantes forces d'interactions. Ces forces, influent amplement sur le comportement mécanique des ces argiles.

L'intensité de la charge électrique, est liée à la surface

spécifique de la particule. Dans le cas des argiles, cette surface varie entre 10 à 20 m<sup>2</sup>/g , et peut atteindre 800 m<sup>2</sup>/g dans le cas de la montmorillonite (Tab. 1.1).

LAMBE (1960) a indiqué que les argiles grasses, ayant de larges surfaces spécifiques, gonflent souvent plus que les argiles maigres.

KOMORNIK et DAVID, (1969) ont rapporté que la limite de liquidité, qui est étroitement liée à la surface spécifique, est un paramètre très indicatif de l'activité des argiles. Ces mêmes auteurs ont recommandé que les essais de limites d'ATTERBERG soient effectués sans séchage préalable, de façon à éviter les changements dans les caractéristiques du sol.

PARCEVAUX (1980) a indiqué que l'indice de gonflement est proportionnel à la surface spécifique du matériau. Tandis que, EL SOHBY et al (1985) ont précisé, que l'indice de plasticité, qui reflète la capacité d'absorption d'un sol, est très affecté par la surface spécifique.

Dans les essais sur sols remaniés, le mode et l'énergie du compactage, ainsi que le mode et la durée du broyage affectent la surface spécifique (DEDIER et al, 1973)

Tab. 1.1. - Capacité d'échange de cations (C.E.C) et surface spécifique de quelques argiles (d'après D. LAUTRIN, 1987)

Argiles	C.E.C [meq/100g]	Surface spécifique totale [m <sup>2</sup> /g]
Montmorillonite - Ca <sup>++</sup>	80	300
Montmorillonite - Na <sup>+</sup>	150	800
Illite	10 - 40	40 - 60
Kaolinite	3 - 15	5 - 20
Éléments non argileux	-	1 - 3



### 1.5.3. - Charges électriques:

Les charges électriques proviennent souvent de deux sources principales:

- a. Les substitutions isomorphes, d'un ion dans la particule, par un autre ion de taille approximativement égale, mais de valence faible;
- b. Les charges non équilibrées aux bords des particules (liens brisés).

Ces charges négatives non équilibrées attirent les cations, l'hydrogène, les ions hydroxyles et les molécules d'eau. Cela a une influence très sensible sur l'activité des argiles, ainsi que sur leurs gonflement.

### 1.5.4. - Hydratation ionique:

Les particules d'argiles sont souvent hydratées, c.à.d., entourées par l'eau adsorbées. La plasticité, le compactage, les liens entre particules, et le mouvement de l'eau dans le sol sont tous influencés par ces couches d'eau.

Les molécules d'eau sont polaires (équivalentes à des doublets électriques), leurs charges positives sont attirées par les charges négatives superficielles des particules d'argile (Fig. 1.8). Une première couche mono-moléculaire d'eau vient se fixer à la surface des particules, (cette couche dite liée ne possède pas les mêmes caractéristiques de structure, de densité et de viscosité que celle de l'eau libre).

Les molécules d'eau de cette couche absorbée, attirent à leur tour une seconde couche d'eau et ainsi de suite, résultant en des couches faiblement liées. La concentration ionique de l'eau diminue en s'éloignant de la surface de la particule.

Durant plusieurs années, les minéralogistes ont axé leurs travaux sur les effets physico-chimique, induisant la formation des cations hydroxyles, tels que: Fe-OH; Al-OH et Mg-OH. L'hydratation des cations et l'hydratation des surfaces des

particules, semblent être les causes principales des effets physico-chimiques (MITCHELL, 1973) .

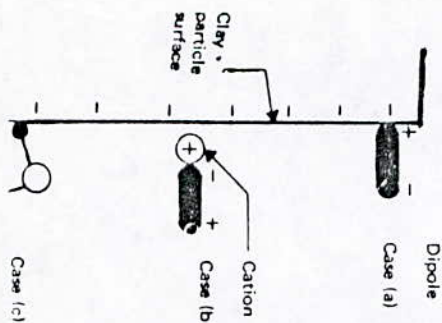


Fig. 1.8.- Molécules dipolaires d'eau, dans la double couche diffuse (d'après DAS, 1985).

EL SOHBY et al (1985) ont montré que l'hydratation ionique dépend des ions présents dans le système sol-eau. Ces ions jouent un rôle important dans la quantité d'eau captée par les particules, et dans les changements de volumes. Cependant, en absence d'ions aux intercouches des particules, et en présence d'ions de faibles énergie d'hydratation, le gonflement y est pratiquement nul.

Toutefois, NORRISH (1954) a noté que la montmorillonite - H peut capter quatre couches discrètes d'eau. Par ailleurs, POPESCU (1986) a noté que le gonflement libre donné par la montmorillonite -  $\text{Na}^+$  est vingt fois plus, que celui donné par la montmorillonite -  $\text{Ca}^{2+}$ .

#### 1.5.5. - Cations dans le sol:

En présence d'eau, chaque particule d'argile est dissociée en plusieurs cations, et un grand anion qui équilibre les charges des cations. Dans le sol, les cations se regroupent en deux catégories interdépendantes; les cations liés à



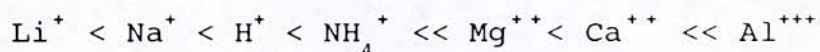
l'argile, et les cations déplaçables du système sol-eau.

- a. Les cations reliés à la surface de la particule, et qui sont facilement remplaçables par d'autres cations sont dits cations échangeables. Cependant, un cation, peut être facilement remplacé par un autre cation de valence inférieure. La nature de ces cations affecte les propriétés physiques et mécaniques des sols. Les cations échangeables les plus prédominant dans un sol sont: le Calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) et le Magnesium ( $\text{Mg}^+$ ), (YONG et WARKENTIN, 1965)
- b. Les cations reliés à la structure du cristal ne peuvent être échangés, que si la structure chimique est changée (SCHREINER; 1978).

Dans un sol, l'eau est aussi divisée en deux régions: l'eau adsorbée, et l'eau libre;

- a. L'eau adsorbée est fortement liée à la particule d'argile. Cette eau contient les cations échangeables.
- b. L'eau libre, contenant les sels solubles.

La quantité d'eau adsorbée, et d'eau libre est fonction des cations échangeables et des sels dissous, de manière à obtenir un équilibre chimique, et une neutralité électrique, à l'intérieur de ces deux phases, et sur leur interface. La facilité de substitution des cations est dictée par leurs valence. Plus la valence est faible, et plus le cation est facilement remplaçable (YONG et WARKENTIN, 1965; DAS, 1985). Cependant, pour une même valence, les ions de taille inférieure, sont facilement remplaçable. Les cations peuvent être classées par ordre croissant, sur la base de leurs énergie de substitution:



La nature des cations présents dans l'eau du sol, ainsi que leurs concentrations affectent le type de structures, et les arrangements entre particules. Par conséquent, ces facteurs affectent le comportement mécanique de ces sols, (NORRISH, 1954; KAZDA, 1961; LADD, 1961; MITCHELL, 1973).

## 1.6. - INTERACTION ENTRE PARTICULES ARGILEUSES:

### 1.6.1. - Disposition relative des particules lors des phénomènes d'agréations

Les particules d'argiles présentent des charges négatives sur les faces et des charges positives sur les bords. Ces charges sont à l'origine des forces électromagnétiques d'attraction et de répulsion entre particules (CAMAPUM DE CARVALHO et al, 1987). Les interactions entre particules se font à travers les couches d'eau absorbées, à travers les doubles couches diffuses (cations échangeables), et à travers le contact direct entre particules (YONG et WARKENTIN, 1965). Ces interactions résultent en trois types de structures bien distinctes:

- a. Une structure floculée; qui se caractérise par une forte agrégation des particules, mais sans une orientation spécifiée. Cette structure résulte suite à une diminution des répulsions entre particules, et à un accroissement de la concentration en sel du milieu sol-eau (Fig. 1.9.a).
- b. Une structure aléatoire (randon); indiquant une agrégation des particules de façon aléatoire, mais sans contact direct. C'est le cas des argiles compactées à des teneurs en eau inférieures à l'optimum. Cette structure résulte en des répulsions élevées, entre particules (Fig. 1.9.b).
- c. une structure dispersée; indiquant un certain degré d'orientation des particules. C'est le cas des structures compactées, à des teneurs en eau supérieures à l'optimum. Cette structure est souvent liée avec une forte surconsolidation (Fig. 1.9.c).

PEDRO, (1976) a montré que, l'agrégation des particules pouvait se faire selon trois modes principaux (Fig. 1.10):

- . Bord à Bord;
- . Face à Face;
- . Bord à Face.

De ce fait, la disposition générale engendrée pouvait être



fort variable. VAN OLFHAN (1963) a proposé une nomenclature des modes d'agrégations (Fig. 1.11). Cette classification est basée sur l'association des particules, et des possibilités de leurs assemblages, selon les critères suivants:

- . dispersé, agrégé (particules face contre face en agrégats);
- . flocculé (particules, bord à bord ou bord à face);
- . déflocculé (sans association, ni orientation des particules)

#### 1.6.2. - Forces gérant le gonflement:

Les interactions entre particules se font par contact direct dans le cas des sols grenus ou par l'intermédiaire de forces électromagnétiques dans le cas des argiles. Les forces entre particules résultent des effets de charges, de la cimentation, des matières organiques, et des tensions de surface (YONG et WARKENTIN, 1965; DAS, 1985). Cependant, ces forces dépendent de la structure individuelle de la particule, et du milieu qui l'entoure.

CAMAPUM DE CARVALHO et al, (1987) ont noté que l'interaction entre deux colloïdes dépend de quatre types de forces;

- a. les forces extérieures appliquées;
- b. les forces de contacts, liées directement aux forces extérieures et qui peuvent être de trois types:
  - . minéral-minéral;
  - . minéral-air;
  - . minéral-eau.
- c. les forces d'attractions électriques de VAN DER WAALS, qui sont relativement faibles. Néanmoins, leurs effets peuvent s'étendre à de grandes distances (plus de 100 Å);
- d. les forces de répulsions électrostatiques, qui sont très sensibles au milieu entourant la particule. Ces forces augmentent avec l'épaisseur de la double couche, et avec l'absorption d'anions; et diminuent avec l'augmentation de la valence ionique, et / ou diminution de la concentration de l'électrolyte du milieu.

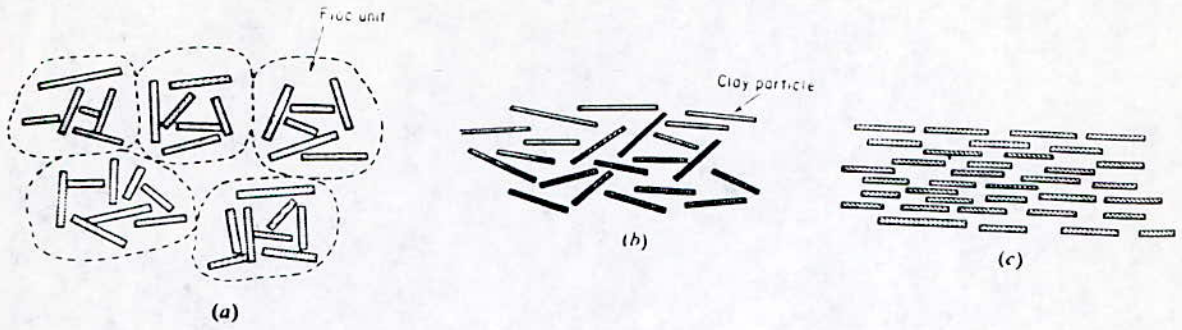


Fig. 1.9.- Structures des sols: (a) flocculée; (b) aleatoire; (c) dispersée (d'après YONG et WARKENTIN, 1965).

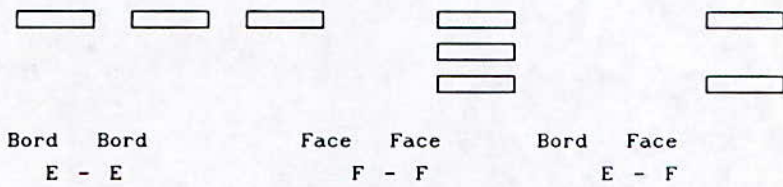


Fig. 1.10.- Mode d'agrégation des particules argileuses (d'après PEDRO, 1976).

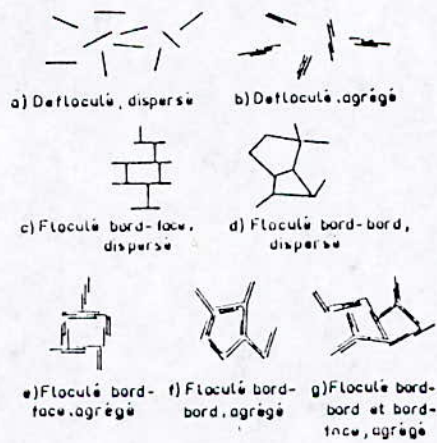


Fig. 1.11.- Mode d'arrangement des particules d'argiles (d'après VAN OLPHEN, 1963).



### 1.6.3. - Forces entre deux particules adjacentes:

La force d'interaction entre deux particules d'argile dépend de la distance qui les séparent. La Fig. 1.12 montre que les forces d'attraction et les forces de répulsion varient en sens inverse de la distance entre particules. (LEVLAIIVE, 1972; CAMAPUM DE CARVALHO, 1987).

La force de répulsion (R) entre deux particules augmente avec la diminution de l'espacement qui les séparent. Cependant, si l'espacement est réduit par application d'une contrainte extérieure suffisamment importante, l'énergie limite pourra être atteinte. A ce niveau, la force répulsive va diminuer, changer éventuellement de signe, et devenir attractive. Au point de contact, la force attractive est très importante, et un lien pourra s'établir entre ces deux particules. Les autres points de la particule sont soumis à des forces répulsives (Fig. 1.13).

Pour des distances inférieures à 10 Å ou supérieures à 1000 Å la force nette résultante est une attraction. Cependant, entre 10 Å et 1000 Å, ce sont les forces de répulsion qui prédominent, (YONG et WARKENTIN 1965; LEVLAIIVE, 1972; CAMAPUM DE CARVALHO, 1987).

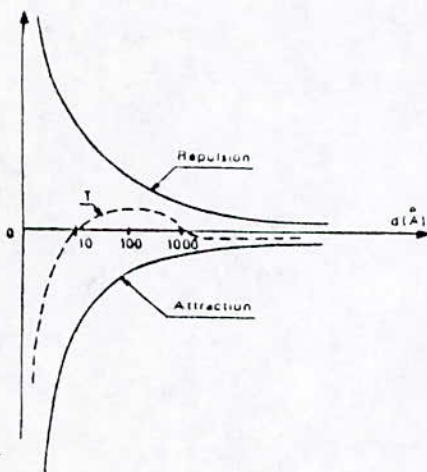


Fig. 1.12.- Forces entre deux particules d'argiles adjacentes (d'après LEVLAIIVE, 1972).

La répulsion entre particules s'accroît avec la diminution de la valence, et / ou de la concentration du fluide des pores. Tandis que, l'attraction s'accroît avec la formation des liens de contact entre particule, avec la dessiccation (tensions de surfaces), et avec la consolidation (la cimentation due aux matières organique).

Dans les argiles, la magnitude des forces de répulsions est souvent supérieure à celle des forces d'attractions. Les forces d'attraction se manifestent uniquement si les conditions ne favorisent pas la répulsion (YONG et WARKENTIN, 1965).

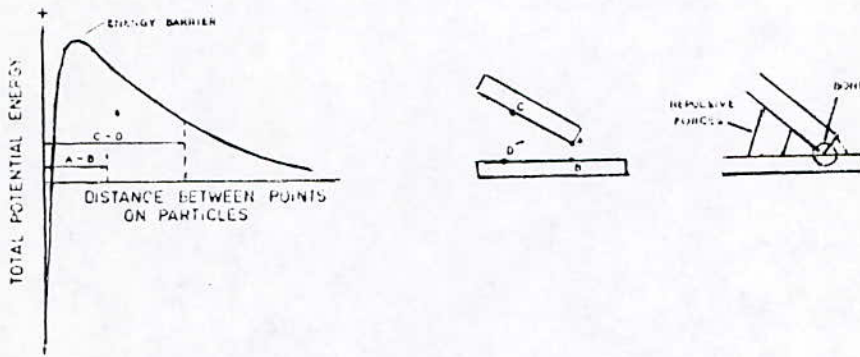


Fig. 1.13.- Formation de lien aux points de contacts entre deux particules adjacentes (d'après NEWLAND, 1965).

1.6.4. - Interaction et type de structure:

Lorsque la résultante des forces entre deux particules en interaction est attractive, les particules ont tendance à adopter une structure non orientée dite "Floculée". Dans ce type de structures, les contacts sont du type bord-face. Ces structures comportent beaucoup de vide, mais sont stables en raison des liens entre particules.

Cependant, si la résultante des forces est répulsive, les bords et faces de même signe se repoussent. Dans ce cas, les



particules tendent vers une structure de plus en plus parallèle dite "dispersée" (NEWLAND, 1965; DAS, 1985).

Plusieurs facteurs peuvent influencer le type d'arrangement des particules et affecter ainsi le comportement des sols. Parmi ces facteurs on distingue:

- a. la nature et la concentration du fluide interstitiel (type de cation, sa valence);
- b. le remaniement dû au prélèvement et au transport ainsi que les déformations causées au cours des sollicitations, qui ont tendance à désorganiser les structures flocculées (CAMAPUM DE CARVALHO, 1987).
- c. Le mode de compactage (statique, dynamique), les conditions de compactage (humide, à sec), et le malaxage (WARKENTIN et BOZOZUK, 1961; LAMBE, 1961; SEED et al, 1962-a).

#### 1.6.5. - Interaction entre sols gonflants et non gonflants:

Un sol argileux peut contenir entre 20 % à 30 % d'argile dont les particules sont inférieures à deux microns, le reste étant du quartz, du silt et du calcite dont l'effet est de réduire la surface spécifique moyenne (KOMORNIK et DAVID, 1969).

Dans un système de sol, les particules d'argile expansive sont entourées par des particules non expansives qui peuvent s'opposer au gonflement, lors du mouillage de la masse du sol. L'amplitude du gonflement est liée à la nature du minéral argileux, à la porosité, à la direction du gonflement, et à la résistance développée par l'interaction entre particules. Le gonflement mesuré dans une direction donnée est une composante du gonflement volumique total.

Les sols expansifs intacts et cimentés possèdent une forte résistance à la déformation; de ce fait, l'amplitude du gonflement peut se réduire de manière très sensible. Ceci explique, les différences de gonflements entre les argiles intactes, et les argiles reconstituées

1.6.6. - Conséquence de l'anisotropie de structure sur le gonflement:

le potentiel de gonflement ne dépend pas uniquement, du type et de la quantité du minéral argileux, mais aussi de la structure du sol. Les sols qui ont une orientation préférentielle, montrent un gonflement anisotrope. Suite à des recherches expérimentales sur l'effet de l'orientation, POPESCU (1986), a montré que les paquets de particules orientées à  $45\frac{1}{2}^\circ$ , donnent un gonflement maximum (Fig. 1.13).

De même, WARKENTIN et BOZOZUK, 1961; SEED et al, 1962-a POPESCU, 1986, ont noté que les particules floculées (structure non orientée, gonflent plus, que les particules dispersées (structure parallèles).

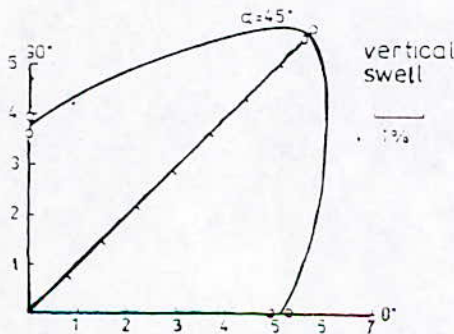


Fig. 1.14.- Effet de l'anisotropie de structure sur le gonflement (d'après POPESCU, 1986).



**CHAPITRE II**

**PHENOMENE  
DU  
GONFLEMENT**

## CHAPITRE DEUXIEME

### PHENOMENE DU GONFLEMENT

#### 2.1. INTRODUCTION:

le gonflement des argiles à fait l'objet de très nombreuses études, qui font apparaître des domaines d'intérêt particuliers. Parmi les principales préoccupations des chercheurs dans l'étude des sols expansifs, est de comprendre le phénomène, et de déterminer les facteurs responsables de ce phénomène.

L'examen des divers facteurs évoqués par la littérature (LADD, 1960; LAMBE, 1961; SEED et al, 1961-a; DIDIER, 1972; MITCHELL, 1973), montrent l'existence d'un consensus quant à la complexité du phénomène du gonflement des argiles expansives. Cependant, les principaux facteurs régissant le gonflement des argiles peuvent être classés en deux catégories: les facteurs mécaniques, et les facteurs physico-chimiques.

Le but de ce présent chapitre est de présenter les divers mécanismes, et approches du gonflement, des sols expansifs.

#### 2.2. - MECANISME DU GONFLEMENT:

Le gonflement représente l'extension des doubles couches. Le phénomène se développe souvent avec :

- . une diminution de la concentration du fluide des pores;
- . une diminution de la valence des cations;
- . une augmentation de la taille des ions hydratés;

Deux approches sont souvent utilisées pour expliquer les causes fondamentales qui contrôlent le gonflement: L'approche mécanique et l'approche physico-chimique (SEED et al, 1961-a; MITCHELL, 1973).



- a. Dans l'approche mécanique, la composante du gonflement est analogue à l'extension mécanique, et est reliée l'énergie emmagasinée dans la structure solide (TERZAGHI, 1941). Dans cette approche, l'imbibition par l'eau est attribuée à un gradient hydrostatique, induisant un écoulement de l'eau à travers l'échantillon.
- b. L'approche physico-chimique est basée sur la théorie de la double couche de GOUY-CHAPMAN (1910). Cette approche tient compte des forces interparticulaires, qui sont fonction:
  - . des forces électriques;
  - . de la structure de la surface des particules;
  - . de la composition du fluide interstitiel;
  - . des propriétés des tensions de surface des particules.

De 1950 à 1962, de nombreuses tentatives d'explications du gonflement du point de vue physico - chimique ont été examinées (NORRISH, 1954; BOLT, 1956; LADD, 1961; KAZDA, 1961). Durant cette période, l'attention des chercheurs était attirée par les aspects minéralogiques. Cette approche attribue la répulsion des particules, à la pression osmotique.

### 2.2.1. - Composante mécanique du gonflement:

Les facteurs mécaniques ne sont pas purement physiques, les effets de surfaces et de tension superficielle sont en fait d'origine physico-chimique.

Dans la masse du sol gonflant, sous l'action d'un chargement, certaines particules se trouvent déformées selon deux chemins de déformations: la compression volumétrique, et la courbure des particules.

- a. La compression volumique des particules solides est souvent négligeable.
- b. La courbure des particules, provoque un changement de volume, souvent appréciable.

Les particules peuvent se maintenir courbées sous les effets d'un chargement externe, et/ou du tensions capillaires.

Par déchargement, et / ou suite à l'exposition à l'eau, les particules courbées se redressent, les espacements entre particules augmentent, et résultent en un gonflement de la masse de sol.

### 2.2.2. - Composante physico-chimique du gonflement:

Les effets physico-chimiques sont fonction des propriétés d'hydratation et de l'absorption des cations.

En effet, les particules d'argile ont une structure de surface qui permet une forte liaison à l'eau. Cette affinité à l'eau est responsable du gonflement du sol.

Souvent, La surface des particules argileuses possède une charge négative non compensée. Afin d'assurer une neutralité électrique des charges, les cations sont attirés vers la surface de ces particules. Les cations et les molécules d'eau d'hydratation, prennent place entre les particules d'argiles, et provoquent l'expansion de la masse du sol.

La concentration en cations, dans l'eau adsorbée (au voisinage des particules) est supérieure à celle de l'eau libre du sol. Cette différence dans la concentration ionique conduit à l'apparition d'une pression osmotique, engendrant un écoulement de l'eau, de la zone la moins concentrée vers la zone à forte concentration. L'écoulement prend fin, lorsque l'équilibre osmotique est rétablie dans le système.

Plusieurs autres théories sont apparues, suite à la théorie de GOUY-CHAPMAN. Selon ces théories, le gonflement peut être annulé par une concentration élevée en cations de l'électrolyte. Des expériences ont pu montrer l'existence d'un gonflement résiduel indépendant de la concentration (GUPTA et al, 1967). Cependant, l'insuffisance de ces théories réside dans leurs hypothèses (particules parallèles, pas d'interaction entre les ions, argile homo - ionique), (YONG, et al, 1967; CHRISTENSEN et GHAZZALY, 1973; PARCEVAUX, 1980). Néanmoins, ces théories sont bien applicables au cas des sols surssaturés, là où le moteur du gonflement est la pression osmotique



(CHRISTENSEN et GHAZZALY, 1973).

En outre, l'approche analytique, basée sur le principe osmotique n'est pas très satisfaisante, du fait que, dans un sol, l'osmose se développe sans la présence réelle d'une membrane semi - perméable. De même, la détermination de la concentration en cations à mi-plan entre particules, est difficile à évaluer en pratique, pour les sols naturels.

le potentiel de succion est similairement inadéquat, puisque un gonflement résiduel existe, même pour une succion nulle (GUPTA et al 1967). De même, un sol saturé peut avoir de la succion (BIAREZ et al, 1988; FLEUREAU et al, 1990).

### 2.3. - DIVERSES APPROCHES DU PHENOMENE DE GONFLEMENT:

Plusieurs auteurs ont expliqué le phénomène du gonflement de diverses manières:

- Selon NORRISH (1954), le gonflement se développe selon deux processus distincts: Le gonflement cristallin dans le premier stade, et le gonflement osmotique dans le deuxième stade.

- . Le gonflement cristallin dépend de l'énergie d'hydratation des cations inter-couches. La distance entre les feuillets atteint à ce stade  $30\text{Å}$ . A ce niveau, la double couche n'est pas complètement formée.
- . Au deuxième stade, le gonflement osmotique est normal au plan des particules. Selon les mesures, ce gonflement est proportionnel à la distance entre particules. Cette dernière passe de  $30\text{Å}$  à  $130\text{Å}$  et même plus suite au gonflement.

Le gonflement osmotique est associé avec la formation de la double couche, et du changement de la force électrostatique attractive en une force osmotique, répulsive.

- Travaillant sur les argiles compactées, très plastique du Vicksburg Buckshot, LAMBE (1960) a conclu que, l'explication du gonflement par le concept de la pression osmotique, est

satisfaisante lorsque la teneur en eau, est supérieure à optimum PROCTOR. Si la teneur en eau est inférieure à l'optimum, en plus des pressions osmotiques, le gonflement est affecté par d'autres facteurs tels que:

- . l'effet du champs électrique négative;
- . l'effet du champs de force de VAN DER WAALS;
- . l'hydratation des cations;
- . l'attraction de l'eau à la surface des particules;
- . l'orientation, et le redressement élastiques des particules;
- . la présence de l'air.

- SEED et al (1961-a), travaillant sur les argiles reconstituées ont attribué le gonflement à deux phases: une phase mécanique, et une phase physico-chimique. Ces auteurs ont observé que des échantillons d'argiles reconstitués à la même densité, par le compactage statique, ont donné un gonflement approximativement double, de celui donné par les échantillons reconstitués par malaxage. Dans ces essais, les effets physico-chimiques sont sensiblement identiques. Cependant, les différences dans les modes de préparations des échantillons, résultent en des structures différentes, (contribution des effets mécaniques)

- VAN OLFHAN (1963), a expliqué le processus du gonflement par deux étapes: La première étape serait due à la capacité d'absorption des monocouches successives d'eau à la surface des particules. La seconde étape serait quant à elle due aux forces de répulsions, qui sont dominantes dans ce stade.

- CHANG et WARKENTIN (1966) ont divisé le gonflement en deux composantes; un gonflement structural et un gonflement normal.

- . Dans la première composante, les pores ne sont pas totalement remplis d'eau.
- . Dans la deuxième composante, l'échantillon est totalement saturé, (Lorsque l'affinité à l'eau de la double couche est satisfaite; cette couche est dite normale).



- KOMORNIK et DAVID (1969) ont noté que les deux mécanismes de gonflement, osmotique et mécanique agissent simultanément dans le sol. Selon la théorie des répulsions entre particules, le gonflement dû à l'imbibition par l'eau sous une pression osmotique, résulte d'un excès dans la concentration ionique de la couche adsorbée, par rapport à l'eau libre du sol. Cependant l'approche mécanique attribue l'imbibition par l'eau à un gradient hydrostatique, induisant un écoulement de l'eau, d'une zone à forte pression capillaire, vers une zone à faible pression, entre particules.

Ces auteurs ont noté que, la surface spécifique (reflétée par la limite de liquidité) explique la répulsion osmotique, tandis que la densité sèche explique le phénomène de la tension capillaire (composante mécanique).

La contribution des facteurs mécaniques et physico-chimiques varie d'un sol à l'autre. KOMORNIK et DAVID (1969) ont noté que l'importance relative de ces facteurs peut être donnée par le rapport de l'indice de gonflement et de l'indice de compression ( $C_s / C_c$ );

- .  $C_s / C_c = 1$  ; pour l'argile pure à structure parallèle;
- .  $C_s / C_c < 0.1$  ; pour les matériaux granulaires;
- .  $C_s / C_c < 0.3$  ; pour les argiles naturelles actives.

MITCHELL (1973) a indiqué que l'importance relative de ces deux facteurs, peut être obtenue en comparant les gonflements, d'échantillons identiques d'une même argile, obtenus d'une part avec l'eau, et d'autre part avec une solution qui supprime les effets physico-chimique telles:

- . une solution d'électrolyte très concentrée;
- . une solution contenant des cations, de valence élevée;
- . une solution de fluide non polaire.

- WONG et YONG (1973), ont montré expérimentalement que l'évolution de la pression de gonflement est rapide au début de l'essai, et s'atténue avec le temps. L'accroissement rapide est dû à l'hydratation des feuillets d'argile et des cations échangeables (cas du gonflement cristallin de NORRISH), et à la



tendance des feuillets d'argile à se redresser (gonflement mécanique de TERZAGHI). Après obturation des pores capillaires, l'accroissement devient graduel, lequel est attribué au gonflement osmotique.

- SNETHEN et al (1977) ont indiqué qu'il n'est pas très satisfaisant d'expliquer les mécanismes du gonflement à échelle microscopique à partir du changement de volume, qui est macroscopique. Les mécanismes d'attraction des particules d'argile, et l'hydratation de cations jouent un rôle important dans le changement de volume. Néanmoins, pour des teneurs en eau élevées, et pour de fortes concentrations en cations, le mécanisme de la répulsion osmotique devient secondaire.

- POPESCU (1986), a suggéré deux types de gonflement: un gonflement intercrystallin (interparticule), et un gonflement intracrystallin.

- . Le gonflement intercrystallin peut affecter tout les types de minéraux argileux. Ce gonflement est engendré par relâchement des tensions capillaires, après mouillage d'un sol non saturé.
- . Le gonflement intracrystallin est une caractéristique des minéraux type montmorillonite. Dans ce cas de gonflement, l'eau pénètre non seulement entre les cristaux, mais aussi entre les couches individuelles qui forment le cristal (Fig. 2-1).

- MOUROUX et al (1988), ont distingué deux gonflements; un gonflement interfoliaire, et un gonflement interparticulaire.

- . Le gonflement interfoliaire résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets, des particules d'argiles, et permettant ainsi l'acquisition d'eau au sein de la structure des particules. Quoique ce gonflement est assez rapide, son amplitude est en revanche très notable.
- . Le gonflement interparticulaire résulte de l'apport d'eau supplémentaire, en écartant les plaquettes (assemblage de feuillets) les unes des autres. Sa réaction est lente (peut



durer des années, même lorsque la succion devient nulle). Contrairement au gonflement interfoliaire, le gonflement interparticulaire a une ampleur assez limitée, et affecte toutes les argiles.

- ALONSO et al (1989), ont subdivisé le gonflement en deux phases, qui peuvent exister simultanément et agir l'une sur l'autre: le gonflement primaire, et le gonflement secondaire.

. Le gonflement primaire est relativement rapide, et commence immédiatement au contact du sol avec l'eau. Ce gonflement dit macroscopique est contrôlé par la perméabilité, et est lié au degré de saturation (Sr). Ce premier processus est associé avec l'écoulement de l'eau, au sens de la loi de DARCY.

. La seconde phase du gonflement dite " microscopique ", résultant de l'hydratation progressive des minéraux actifs, est lente. Ce gonflement est affecté par le type des minéraux présents dans le fluide interstitiel, et est influencé par la pression de confinement.

- FLEUREAU et al (1990), ont noté que l'existence simultanée de ces deux mécanismes qui inter-réagissent l'un sur l'autre, rend l'étude de la cinétique du phénomène du gonflement, très complexe.

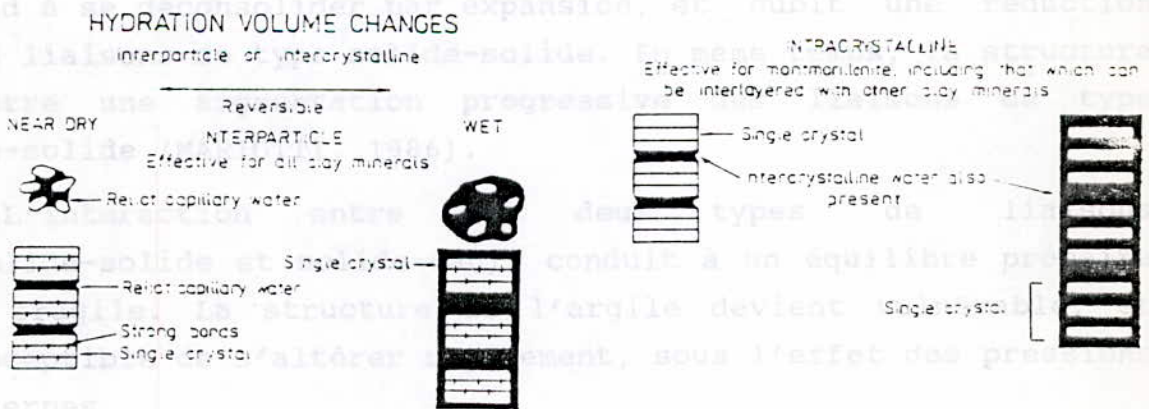


Fig. 2.1.- Mechanisme du gonflement des argiles par hydratation (d'après POPESCU, 1985).

Au vu de ces considérations, l'examen des différentes approches citées ci-avant, indique l'existence de deux types de gonflement: le gonflement mécanique et le gonflement physico-chimique. Bien que ces deux gonflements agissent simultanément, le gonflement mécanique (cristallin, structural, macroscopique, interfoliaire) semble être dominant dans le premier stade, tandis que, le gonflement physico-chimique (osmotique, interparticule, microscopique, normal), l'est dans le deuxième stade.

#### 2.4. - CAS DES ARGILES SURCONSOLIDÉES:

DENNISOV (1969), a noté que seuls les sols surconsolidés, peuvent gonfler. Cependant, une surconsolidation ne suppose pas obligatoirement une expansibilité du sol (MARIOTTI, 1976).

Dans la nature, les sols peuvent être surconsolidés à la suite de l'érosion, ou sous l'action de la dessiccation. Deux causes essentielles peuvent engendrer une surconsolidation:

- . une cimentation des grains;
- . une succion élevée de l'eau interstitielle.

Dans les argiles très compactes, les liaisons de type solide-solide entre particules sont importantes et peuvent être complétées par des soudures intergranulaires (Fig. 2.2). Après disparition des pressions s'exerçant sur le sol, la structure tend à se déconsolider par expansion, et subit une réduction des liaisons de type solide-solide. En même temps, la structure montre une augmentation progressive des liaisons de type eau-solide (MARIOTTI, 1986).

L'interaction entre ces deux types de liaisons (solide-solide et solide-eau), conduit à un équilibre précaire et fragile. La structure de l'argile devient vulnérable, et susceptible de s'altérer rapidement, sous l'effet des pressions externes.

Selon l'importance des sollicitations, et l'importance des liens solide-solide, les déchirures provoquées dans la masse du sol peuvent conduire à une structure plus ou moins discontinue,



facilitant ainsi la pénétration de l'eau.

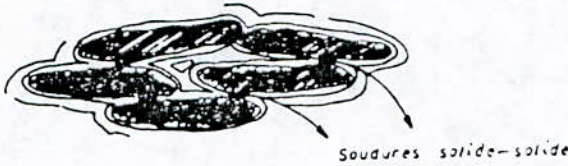


Fig. 2.2.- Soudures solides-solides du à la consolidation  
(d'après MARIOTTI, 1976).

## 2.5. - MECANISME DE LA PRESSION OSMOTIQUE:

### 2.5.1. - principe de la pression osmotique:

Lorsque une solution aqueuse est séparée de l'eau par une membrane semi-perméable, (permettant uniquement le passage de l'eau), l'eau passe à travers la membrane pour diluer la solution: c'est le phénomène d'osmose, (Fig. 2.3).

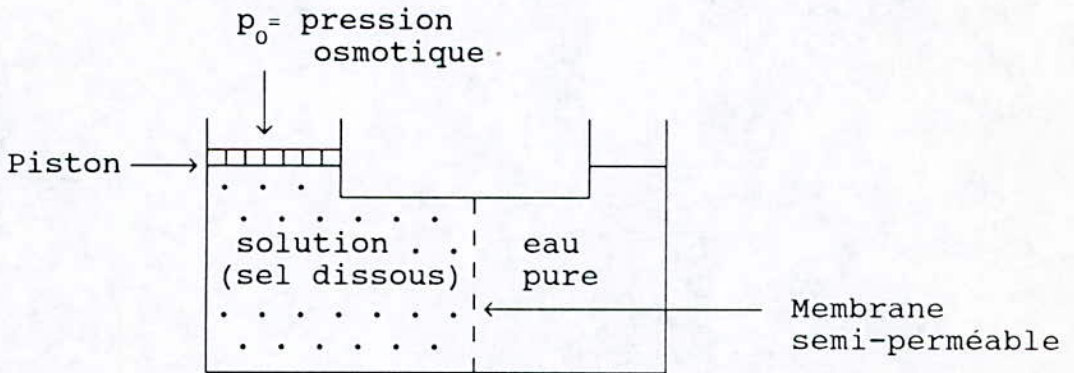


Fig. 2.3. - Principe de la pression osmotique  
(d'après LADD, 1961)

La pression nécessaire pour empêcher l'écoulement de l'eau vers la solution, à travers la membrane est appelée: pression

osmotique. LAAD (1961) a donné les deux expressions de la pression osmotique suivantes:

. cas d'une solution de concentration (C);

$$P_o = R.T.C \quad ; \quad (2.1) ;$$

. cas de deux solutions de concentration (Ca), et (Cb);

$$P_o = R.T.(C_a - C_b) \quad ; \quad (2.2);$$

$P_o$  : pression osmotique [ $N/m^2$ ] ;

R : La constante des gaz [ $8.3 \text{ N.m K}^{-1} \cdot \text{mole}^{-1}$ ];

T : température absolue [ $^{\circ}K$ ] ;

C : concentration [ $\text{mole} / m^3$ ].

### 2.5.2. - pression osmotique répulsive dans l'argile:

Selon la théorie de la double couche, une particule d'argile présente une différence de concentration en ions. Cependant, la concentration en cations échangeables dans la double couche est supérieure à celle de l'eau libre.

Les cations échangeables sont attachés aux particules d'argiles par un champ électrique, qui joue le rôle d'une membrane semi-perméable. Cette membrane permet à l'eau de pénétrer dans la double couche, mais ne permettant pas aux cations de quitter cette double couche.

Lorsque l'eau coule de (b) vers (a) (Fig. 2.5), une pression est nécessaire pour empêcher l'accroissement de l'espacement intergranulaire (gonflement). Suite à cette écoulement de l'eau, la concentration d'ion en (a) diminue, la double couche s'élargie, jusqu'à ce que la pression osmotique équilibre de nouveau, le système sol-eau.

En se basant sur l'équation de VANT'HOFF, NAYAK et CHRISTENSEN (1971) ont noté comme première approximation, que la pression de gonflement peut être exprimée par la pression osmotique donnée par la relation (2.1). Dans cette relation, le terme (C) désigne la concentration des cations à mi-plan,



Par ailleurs, PARCEVAUX (1980) a donné une relation du type (2.2). Dans cette relation, les termes (Ca) et (Cb) représentent respectivement la concentration à l'intérieur de la double couche, et la concentration du fluide interstitiel.

DAS (1985), et KABBAJ (1988) ont donné une autre relation:

$$P = 2.C_0.K.T.[\cosh (u) - 1] , \quad (2.3)$$

- Co : concentration du milieu liquide;
- K : constante de Boltzman;
- T : température absolue;
- u : potentiel électrique au milieu de la distance interparticulaire.

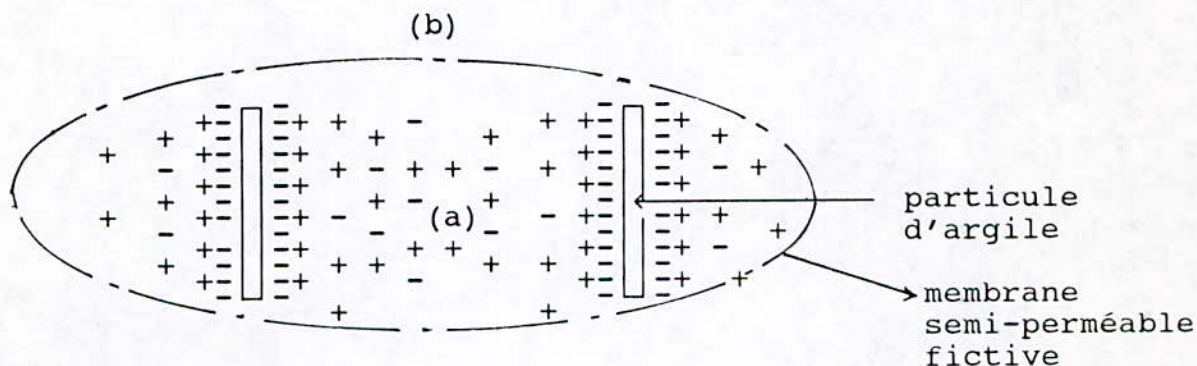


Fig. 2.4.- Pression osmotique entre feuillets d'argiles immergées dans l'eau (d'après LADD, 1961).

Les modèles de la pression osmotique basés sur la théorie de GOUY-CHAPMAN, laquelle suppose que les particules sont parallèles (YEVNIN et ZASLAVSKY, 1970; NAYAK et CHRISTENSEN, 1971 ; DAS, 1984; KABBAJ, 1988) ne sont pas d'un emploi général. En effet, les argiles naturelles possèdent souvent, des particules arrangées aléatoirement.

Toutefois, MITCHELL (1973) à montré que le modèle théorique est applicable uniquement, lorsque les fractions d'argiles sont inférieures à 0.2 microns.

Par ailleurs, PARCEVAUX (1980) en notant l'insuffisance des modèles basés sur la théorie de GOUY - CHAPMAN, a conclu que

l'étude du gonflement doit s'effectuer à partir d'autres propriétés que les propriétés physico-chimique, à savoir les propriétés géotechniques et mécaniques.



**CHAPITRE III**

**PARAMETRES DEFINISSANT  
LE  
GONFLEMENT**

## CHAPITRE QUATRIEME

### FACTEURS AFFECTANT LE GONFLEMENT

#### 4.1. - INTRODUCTION:

Durant les vingt dernières années, de nombreuses recherches ont été effectuées pour déterminer les caractéristiques de gonflement des sols argileux (JENNINGS, 1969; DONALDS, 1969; CHEN, 1988). Le nombre complexe du problème a compliqué d'avantage l'établissement des procédures, et le choix de modèles pouvant mettre en valeur l'influence d'un facteur donné. Dans ce chapitre, plusieurs facteurs ont été examinés comme:

- . les propriétés du sol in situ;
- . les conditions d'environnement;
- . les facteurs externes;
- . les facteurs physico-chimiques.

#### 4.2. - PROPRIETES DU SOL IN SITU ET CONDITIONS DE SITE

##### 4.2.1. - Type et quantité d'argile

Les sols expansifs sont des argiles contenant généralement une quantité relativement élevée du minéral montmorillonite. Le type d'argile est déterminé par l'analyse minéralogique, ou indirectement à partir des essais classiques d'identification des sols. KOMORNIK et DAVID (1969) ont rapporté que la limite de retrait (WR) peut être utilisée pour prévoir la composition minéralogique des argiles (Tab. 4.1).

Les limites d'ATTERBERG sont de bons paramètres indicateurs de la teneur d'argile. En réalité, sur le diagramme de CASAGRANDE, (Fig. 1-1), les sols expansifs se localisent généralement au dessus de la ligne A, dans les zones des



**Définition 4**

C'est la pression nécessaire pour recomprimer le sol à son volume initial non chargé, après que le sol inondé ait gonflé librement sous des petites surcharges, d'environ 0.01 Pa ( $10^{-5}$  bar).

Sur des échantillons identiques, MYSLIVEC (1969) impose des pressions différentes, et mesure soit le taux du gonflement soit le taux du tassement (voir chapitre 5, ci - après). La pression de gonflement est déterminée graphiquement, pour une variation relative de hauteur ( $\Delta H/H$ ), nulle.

Selon chaque auteur, la méthode proposée dépend de la définition choisie. Les valeurs de la pression de gonflement obtenues diffèrent d'une méthode à l'autre, du fait que les grandeurs mesurées n'étant pas rigoureusement les mêmes. Aussi, avant la mise en eau, le sol est usuellement chargé avec une charge "nulle" (correspondante au poids du piston), ou avec une charge égale au poids des terres.

**3.3. - POTENTIEL DE GONFLEMENT:**

Les essais de gonflement sont usuellement effectués dans un oedomètre. Le potentiel de gonflement étant défini comme la déformation volumique totale ( $\Delta V/V_0 = \Delta H/H_0$ ,  $H_0$ : hauteur initial de l'échantillon), suite à une inondation.

Plusieurs méthodes ont été suggérées pour caractériser le degré de gonflement des sols.

- LADD et LAMBE (1961) ont suggéré une méthode d'estimation du potentiel de gonflement appelée P.V.R (Potential Vertical Rise). Cette méthode se base sur les mesures des variations de la hauteur sous un chargement d'environ 0.1 bar (200 lb.per sq.ft.). La variation du volume par gonflement est désignée par  $\Delta H_{200}$ .

- Travaillant sur des échantillons compactés à l'optimum PROCTOR, SEED et al (1962-b) ont mesuré le gonflement, par la variation du volume, suite à l'inondation sous une surcharge de 0.07 bar (1 psi). Dans ce cas la teneur en eau initiale

correspond à l'optimum proctor.

- Pour les argiles intactes, SNETHEN et al (1977) ont défini le potentiel de gonflement comme, le changement total de volume par inondation, sous une surcharge équivalente à la pression des terres. Dans ce cas, la teneur en eau initiale est la teneur en eau naturelle.

- Les Normes A.S.T.M. de 1986, déterminent le pourcentage de soulèvement, d'une colonne de sol in situ. comme le rapport de l'accroissement de la hauteur sur la hauteur initiale.

L'examen de ces définitions permet de conclure, qu'une méthode universelle, permettant de mesurer le potentiel de gonflement n'est pas encore établie. Toutefois, le potentiel de gonflement d'un échantillon de sol étant affecté par l'état initial du sol, le poids de la surcharge, et par la hauteur initiale. La procédure expérimentale de détermination du potentiel de gonflement doit nécessairement reproduire les conditions in situ, et spécifier les conditions initiales (teneur en eau, densité, surcharge, taille de l'échantillon) et les conditions du déroulement des essais (paliers de chargement, et de déchargement), (SNETHEN et al, 1977).

### 3.3.1. - Gonflement libre:

Le gonflement libre est défini comme la variation relative de la hauteur ( $\Delta H/H \times 100$ ), résultant de l'absorption d'eau sous le poids du piston. Les courbes d'évolution du gonflement en fonction du temps présentent généralement une asymptote assez marquée (Fig. 3-1).

Arbitrairement, le gonflement est divisé en un gonflement primaire, et un gonflement secondaire (HOLTZ et GIBBS, 1956; MOUROUX et al, 1988; CHEN, 1988).

#### 3.3.1.1. - Gonflement primaire:

Graphiquement, sur la courbe de variation relative de la hauteur en fonction du logarithme du temps (Fig. 3.1), la fin du gonflement primaire est caractérisée par l'intersection de



la tangente à la courbe, au point de pente maximale, avec la portion droite asymptotique à la courbe.

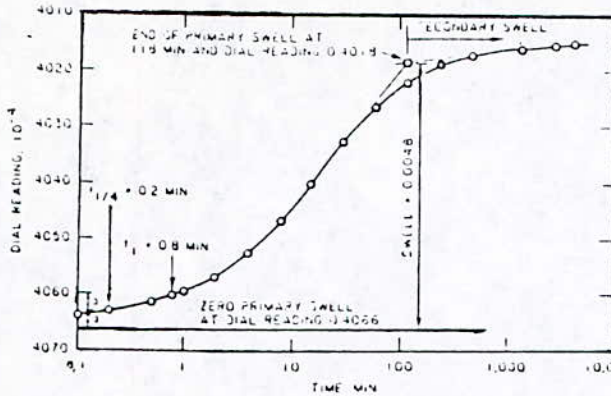


Fig. 3.1.- Courbe de gonflement en fonction du temps (d'après CHEN, 1988).

Très souvent, le gonflement primaire est caractérisé par la loi de comportement effort - déformation, définie par une relation semi logarithmique (CAROTHERS, 1965; SAMPSON et al, 1965; SULLIVAN et MAC CLELLAND 1969; JOHNSON et SNETHEN, 1978; CHEN, 1988) de la forme:

$$\Delta H/H_0 = (C_e / 1 + e_0) \cdot \text{Log} (\sigma_i' / \sigma_f') , \quad (3.1)$$

- $e_0$  : indice des vides;
- $C_e$  : indice de gonflement (pente de la courbe  $e - \text{Log } \sigma$ );
- $\sigma_i$  : contrainte initiale;
- $\sigma_f$  : contrainte finale.

3.3.1.2. - Gonflement secondaire:

Le gonflement secondaire est caractérisé par la portion linéaire de la courbe  $H/H - \text{Log} (t)$ , après achèvement du gonflement primaire.

Au taux du gonflement primaire, s'ajoute un taux de gonflement secondaire (CAROTHERS, 1965) défini par:

$$\Delta H/H = C_s / (1 + e_0) , \quad (3.2)$$

- $C_s$  : indice de gonflement secondaire; pente de la courbe  $e - \text{Log } t$ , pour la partie correspondant au gonflement secondaire

Sur des argiles tertiaires, MYSLIVEC (1969) a remarqué que le gonflement n'a pas cessé de se développer après huit mois (250 jours). Cet auteur a conclu que le gonflement est un phénomène à long terme.

En mesurant le gonflement durant six mois, sur des argiles plastiques, VAYSSADE (1978) a remarqué que le gonflement secondaire est faible, vis à vis du gonflement primaire. Tandis que, MOUROUX (1980) a rapporté que, le gonflement secondaire mesuré sur des "shales" fortement consolidées, est très significatif, (le rapport entre le gonflement secondaire et le gonflement primaire pouvant atteindre 0.4). Néanmoins, dans le cas général, le gonflement secondaire est souvent négligé.

### 3.4. - INDICE DE GONFLEMENT:

Sur la courbe classique  $e - \text{Log } \sigma'$ , CAROTHERS (1965) a estimé l'indice d'expansion du sol, en utilisant la courbe de décompression. Après que l'échantillon ait gonflé librement, un cycle de charge - décharge, permet de déterminer l'indice de gonflement. Cet auteur a défini deux indices: l'indice de gonflement primaire et l'indice de gonflement secondaire.

#### 3.4.1. - Indice de gonflement primaire:

CAROTHERS (1965) a défini l'indice de gonflement primaire comme la variation de l'indice des vides par cycle logarithmique de chargement (des durées de 24 heures) lorsque la pression varie de  $9.7.10^{-3}$  à  $9.7.10^{-4}$  bar (1 à 0.1 tsf).

MITCHELL (1973) a défini le même indice, comme la moyenne des pentes de la courbe  $e - \text{Log } \sigma'$ , lorsque la pression change entre 0.03 à 0.048 bar (64 psf et 100 psf):

$$C_e = \Delta e / \Delta(\text{Log } \sigma') \quad (3.3)$$

CAROTHERS (1965) a précisé que l'indice de gonflement primaire varie usuellement, entre 0.03 et 0.06; et peut atteindre 0.25, pour les argiles très plastiques.

Travaillant sur les argiles "shales" fissurées et dures du



Colorado, SAMPSON et al (1965) ont observé que l'indice de gonflement est peu affecté par:

- le choix des incréments lors du chargement,
- le choix des incréments lors du déchargement;
- la charge maximale atteinte avant saturation.

la relation (3.4), entre l'indice d'expansion et la limite de liquidité n'est représentative qu'à 50 % des cas. Cette relation est plus adéquate pour l'argile CL, que pour l'argile CH.

$$C_e = 0.0009 (WL - 10) \quad (3.4)$$

Pour les sols au dessus de la profondeur de gonflement, O'NEILL et GHAZZALY (1977) ont proposée la relation entre l'indice de gonflement  $C_e$  et la limite de liquidité WL:

$$C_e = 0.0017 (WL - 10) \quad (3.5)$$

#### 3.4.2. - Indice de gonflement secondaire:

Sur les essais de gonflement avec des durées de chargement de cinq à sept jours, CAROTHERS (1965) a défini l'indice de gonflement secondaire comme, le changement de l'indice des vides par cycle logarithmique du temps:

$$C_s = \Delta e / \Delta \log t \quad (3.6)$$

Pour des argiles de limite de liquidité supérieure à 50%, le même auteur a indiqué que l'indice du gonflement secondaire varie entre 0.002 à 0.007.

Sur la base de 270 échantillons intacts, VIJAYVERGIYA et GHAZZALY (1973), ont défini l'indice de gonflement ( $I_s$ ) comme le rapport de la teneur en eau naturelle (W), et de la limite de liquidité (WL), en pourcentage.

$$I_s = \frac{W}{WL} \times 100 \quad (3.7)$$

Récemment le comité A.S.T.M (section sol et roche), a

suggéré l'utilisation de l'indice d'expansion comme une méthode unifiée pour mesurer les caractéristiques de gonflement (CHEN, 1988). L'indice d'expansion ( $I_e$ ) est exprimé par:

$$I_e = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 \quad , \quad (3.8)$$

$\Delta H$  : variation de la hauteur  
 $H_0$  : hauteur initiale.

L'indice  $I_e$  offre une méthode simple, pour comparer les caractéristiques du gonflement. Cependant cet indice est limité pour les sols remoulés.

STAMATOPOULOUS et al (1989) ont exprimé l'indice du gonflement libre, comme le rapport de l'accroissement de volume suite à un gonflement, et le volume à sec, d'un échantillon séché à l'air libre:

$$I_{sf} = \frac{\Delta V}{V} \times 100 \quad (3.9)$$

$\Delta V$  : accroissement du volume

$V_s$  : Volume à sec de l'échantillon séché à l'air.

Suite à ces trois indices, plusieurs classifications des sols ont été proposées (CHEN, 1988; STAMATOPOULOUS, 1989).

### 3.5. - ACTIVITE DU GONFLEMENT:

SKEMPTON, (1953) a considéré que les valeurs des limites d'ATTERBERG sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et par suite à la quantité d'argile présente dans le sol. Cette auteur a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (IP) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ( $C < 2\mu$ ).

$$A_1 = \frac{IP}{C} \quad (3.10)$$



SKEMPTON a proposé la nomenclature suivante:

- Argile inactives: les argiles qui ont une activité inférieure à 0.75. Ces argiles sont à base de kaolinite, ou des argiles contenant peu de minéraux argileux.
- Argiles normales: les argiles qui ont une activité comprise entre 0.75 et 1.25.
- Argiles actives: les argiles qui ont une activité supérieure à 1.25.

Les activités des argiles les plus courantes sont:

- 0.38 , pour la Kaolinite;
- 0.90 , pour l'Illite;
- 1.50 , pour la Montmorillonite calcique;
- 7.20 , pour la Montmorillonite sodique.

STAMATOPOULOUS et al, (1989) ont noté que si l'activité (A) est supérieure à 1.25, le sol risque de gonfler.

Travaillant sur un grand nombre de mélanges de sols préparés artificiellement, SEED et al, (1962-b) ont introduit une modification à la définition de SKEMPTON, sous la forme:

$$A_2 = \frac{IP}{C - n} \quad , \quad (3.11)$$

n = 5 , cas des sols naturels;  
 n = 10 , cas des sols artificiels.

En étudiant le rôle de la composition minéralogique sur l'activité des argiles, EL SOHBY (1980); et EL SOHBY et al (1985), ont modifié la relation de SKEMPTON, en introduisant le coefficient (n):

$$A_3 = \frac{IP(100 \pm n)}{100(c \pm n)} \quad , \quad (3.12)$$

n : l'intersection avec l'axe (C)

RANGANATHAN et SATYANARAYARA, (1965) ont défini l'activité du gonflement en fonction de l'indice de retrait (IR):

$$A_4 = \frac{IR}{C} = \frac{WL - WR}{C} , \quad (3.13)$$

WR : limite de retrait  
WL : limite de liquidité

Pour les argiles compactées, SEED et al (1962-b) ont proposé une relation de prédiction du gonflement en fonction de l'activité. Cette relation estime le gonflement avec une précision de  $\pm 33\%$  (NAYAK et CHRISTENSEN, 1973).

Sur quatre types de sols naturels d'Inde (black cotton soils), RANGANATHAM et SATYANARAYANA (1965) ont établie une relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de retrait (activité). Ces auteurs rapportent que leur équation estime le gonflement avec une précision de  $\pm 34\%$ .

En utilisant l'activité, WILLIAMS (VAN DER MERWE, 1964) a donné une classification du potentiel de gonflement des sols (Fig. 3.2).

L'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique: le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur d'argile, et des ions échangeables (EL SOHBY et al, 1985). Les quatres définitions de l'activité présentées ci-dessus, indiquent que celle-ci, est proportionnelle à la l'indice de plasticité ou à l'indice de retrait, et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns. (A noter, que, la limite de plasticité est très liée à la teneur en éléments inférieurs à deux microns).



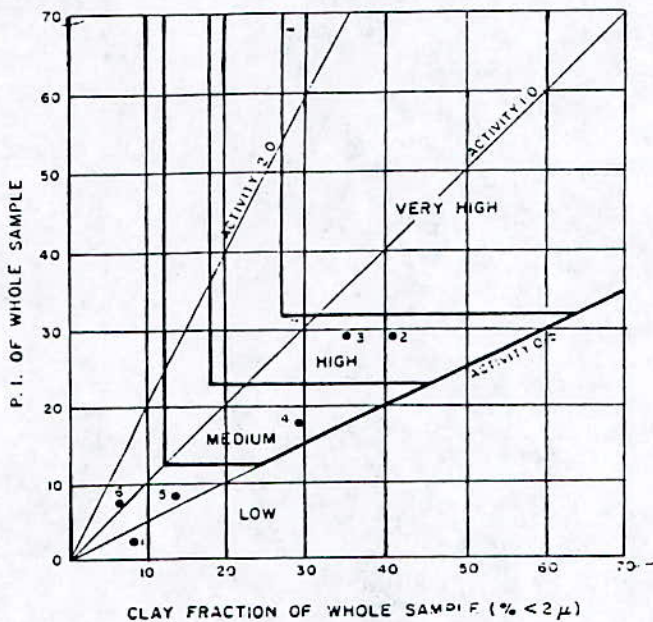


Fig. 3.2.- Classification du potentiel de gonflement des sols argileux (d'après VAN DER MERWE, 1964).

**CHAPITRE IV**

**FACTEURS AFFECTANT  
LE  
GONFLEMENT**



## CHAPITRE QUATRIEME

### FACTEURS AFFECTANT LE GONFLEMENT

#### 4.1. - INTRODUCTION:

Durant les vingt dernières années, de nombreuses recherches ont été effectuées pour déterminer les caractéristiques de gonflement des sols argileux (JENNINGS, 1969; DONALDS, 1969; CHEN, 1988). Le nombre complexe du problème a compliqué d'avantage l'établissement des procédures, et le choix de modèles pouvant mettre en valeur l'influence d'un facteur donné. Dans ce chapitre, plusieurs facteurs ont été examinés comme:

- . les propriétés du sol in situ;
- . les conditions d'environnements;
- . les facteurs externes;
- . les facteurs physico-chimiques.

#### 4.2. - PROPRIETES DU SOL IN SITU ET CONDITIONS DE SITE

##### 4.2.1. - Type et quantité d'argile

Les sols expansifs sont des argiles contenant généralement une quantité relativement élevée du minéral montmorillonite. Le type d'argile est déterminé par l'analyse minéralogique, ou indirectement à partir des essais classiques d'identification des sols. KOMORNIK et DAVID (1969) ont rapporté que la limite de retrait (WR) peut être utilisée pour prévoir la composition minéralogique des argiles (Tab. 4.1).

Les limites d'ATTERBERG sont de bons paramètres indicateurs de la teneur d'argile. En réalité, sur le diagramme de CASAGRANDE, (Fig. 1-1), les sols expansifs se localisent généralement au dessus de la ligne A, dans les zones des

argiles peu plastiques (CL) et des argiles très plastiques (CH)

KATTI et al, (1969); DEDIER et al, (1973); MOUROUX et al, (1988), ont montré que le gonflement et la pression de gonflement, augmentent avec l'accroissement de la teneur en éléments inférieurs à deux microns. En travaillant sur plusieurs sortes de sols, classés dans le système américaine du H.B.R (Highway Research Board) comme sols argileux du groupe A-7-5, et A-7-6 (plus de 35% des grains sont inférieurs à 80 microns). Les premiers auteurs ont remarqué que si le sol contient moins de 30 % d'éléments inférieurs à deux microns, le gonflement est pratiquement nul.

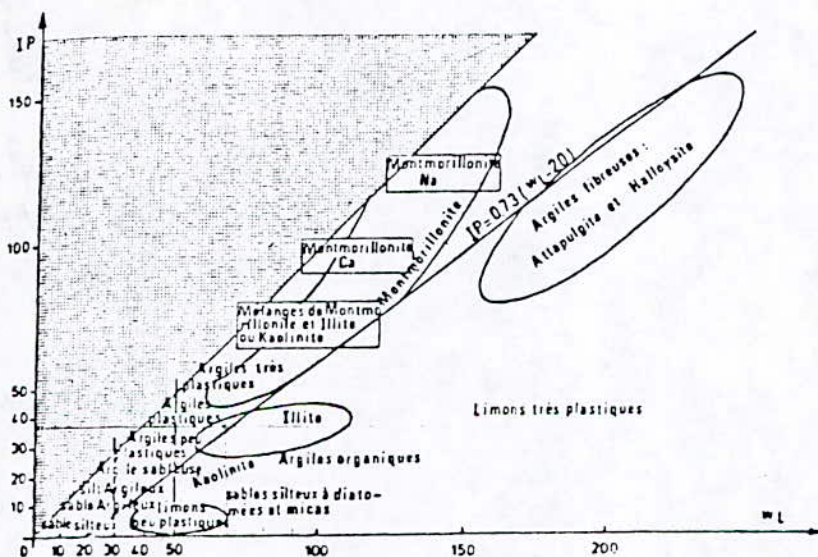


Fig. 4.1.- Diagramme de CASAGRANDE: Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité (d'après MOUROUX et al, 1988).

Tab. 4.1. - Relation entre limite de retrait et type d'argile (d'après KOMORNIK et DAVID, 1969)

Limite de retrait WR [%]	catégorie
25 - 29	Kaolinite
15 - 19	Illite
15 - 9	Montmorillonite



#### 4.2.2. - Densité sèche et structure

HOLTZ et GIBBS (1956) ont remarqué sous des conditions d'essai identique, qu'un sol dense gonfle plus qu'un sol lâche. DEDIER et al, (1973) ont noté que la pression de gonflement est proportionnelle à la densité sèche. De même, CHEN (1988) a montré que la pression de gonflement ne dépend que de la densité sèche initiale.

Sur des argiles recompressées à une même densité initiale, WARKENTIN et BOZOK, (1961); SEED et al (1962-a) ont noté, que les échantillons à structure flocculée gonflent plus que les échantillons identiques, à structure dispersée (parallèle).

#### 4.2.3. - Pression de confinement

les désordres liés aux soulèvements des sols sont souvent associés avec des constructions légères, et les pavements. Pour ces types de structures les pressions de confinement sont faibles et le plus souvent, inférieures aux pressions de gonflement.

#### 4.2.4. - Epaisseur de la couche expansive

L'épaisseur de la couche susceptible de gonfler peut s'étendre à de grandes profondeurs (O'NEILL et POORMOAYED, 1980; WISEMAN et al, 1986). La valeur pratique de la couche potentiellement expansive (zone active) est gouvernée par la pénétration d'eau de surface, ainsi que par la position et les niveaux des fluctuations de la nappe. Pour un but pratique, CHEN, (1988) a proposé une valeur de 4.6m (15 feet), cette épaisseur pouvant s'étendre à 9 m (30 feet) si le terrain est fissuré.

#### 4.2.5. - Perméabilité du terrain

Une perméabilité élevée favorise la propagation rapide du gonflement. La présence de fissures affecte la perméabilité et accélère la diffusion de l'eau. Lorsque le sol n'est pas

homogène, cas le plus fréquent, la perméabilité différentielle conduit à des soulèvements différentielles.

#### 4.3. - FACTEURS D'ENVIRONNEMENT

##### 4.3.1. - Conditions climatiques

DONALDSON (1969) a noté qu'in situ, chaque sol est caractérisé par une limite supérieure et une limite inférieure de teneur en eau. Entre ces limites naturelles, le gonflement et le retrait peuvent se manifester.

Cependant, lorsque la précipitation annuelle moyenne dépasse l'évaporation, la teneur en eau du sol se rapproche de la limite supérieure, à ce moment, le potentiel de gonflement devient nul.

En revanche, dans les régions arides et semi - arides caractérisées par un taux d'évaporation élevé, la teneur en eau est généralement proche de la limite inférieure. Au début de la saison pluvieuse, la teneur en eau augmente, rétablissant par la même occasion le potentiel de gonflement.

##### 4.3.2. - Drainage

Le drainage permet la collecte et l'éloignement rapide des eaux de pluie. Un mauvais drainage, conduit souvent à l'accumulation d'eau, et résulte en de larges variations de la teneur en eau. Par conséquent, les amplitudes de mouvement pourront être très élevées

##### 4.3.3. - Nappe phréatique

Les fluctuations de la nappe, attribuées aux changements climatiques, induisent de larges variations de la teneur en eau. Ce phénomène est très marqué dans les régions arides, caractérisées par un taux élevé d'évaporation. En dessous de la nappe, les sols sont généralement saturés et ne présentent pas de risque de gonflement.

UZAN (1973) a montré que lorsque le niveau de la nappe se



situé à une profondeur supérieure à 10 m, son influence sur les changements de la teneur en eau, de la zone superficielle, devient négligeable.

L'épaisseur (H) à prendre en considération, dans les calculs du soulèvement est celle, qui correspondant aux fluctuations de la teneur en eau (CHEN, 1988).

#### 4.3.4. - Etendue de la zone des variations de la teneur en eau

Cette étendue, représente l'épaisseur totale du matériau qui possède un potentiel de gonflement. Cette zone active, est affectée par les conditions climatiques, le type de sol, et par la position de la nappe.

Pratiquement, la détermination de cette étendue sur le terrain est difficile. Celle-ci est d'autant plus large, si le climat est chaud et sec.

Dans les régions à climat contraste, CHEN (1988) a indiqué que la profondeur des fluctuations de l'eau peut dépasser les 3 m (10 feet).

Travaillant sur la détermination du comportement des argiles gonflantes sous l'influence des changements saisonniers, ZEITLEN et KOMORNIK (1961) ont observé en Palestine que, jusqu'à 2 m de profondeur, les variations de la teneur en eau peuvent atteindre 30 %. En dessous des 2 m, ces variations sont inférieures à 3 %. Cependant, VIJAYVERGIA et SULLIVAN (1972) ont pu observer des variations saisonnières de la teneur en eau, dans une zone se situant entre 4.6 à 6.1 m (15 à 20 feet).

#### 4.4. - FACTEURS EXTERNES

##### 4.4.1. - Source localisée d'eau

Une variation locale de la teneur en eau, une conduite ou un drain brisé au voisinage d'une structure, peut engendrer des mouvements différentiels importants. Ces effets sont notamment très sérieux, si la source apparaît en période sèche.

#### 4.4.2. - Source chaude

Les sols peuvent gonfler sans la présence d'eau libre. Le transfert de la vapeur d'eau peut donner un accroissement de volume par condensation. Les expériences conduites à l'Université de Princeton (USA) ont montré qu'une température différentielle de 1°C équivaut à une pression hydrostatique de  $0.91 \times 10^{-3}$  bar (3 feet), (CHEN, 1988). Cependant, JENNINGS, (1969) à signalé que les fondations chaudes, telles, les fourneaux doivent être traitées avec beaucoup de précaution.

#### 4.4.3. - Effet de la végétation

La densité de la végétation diminue l'écoulement des eaux pluviales, et augmente de la sorte la teneur en eau du sol. Les plantes qui demandent beaucoup d'eau (suceuses) telles; les peupliers, le "gravillia", et le "jarrahs" ont un taux de transpiration élevé, causant des pertes d'eau au sol de fondation. Ce déséquilibre hydrique conduit à une nouvelle habilité de succion du sol. Comme conséquence, les fondations subissent des tassements différentiels non négligeables (CHEN, et TIAN, 1985).

#### 4.4.4. - Présence d'une couverture:

Une dalle, un pavage, une chaussée, un bâtiment, ou une couverture imperméable affectent le régime d'évaporation, en isolant le sol des variations climatiques, saisonnières.

Durant les périodes de précipitations, l'eau a tendance de migrer de la périphérie vers le centre de la couverture. Au centre, la teneur en eau devient maximale et demeure constante (UZAN, 1973). Cependant, la périphérie reste soumise aux variations de la teneur en eau. Ces différences dans les variations de la teneur en eau peuvent induire des mouvements différentiels important, et des désordres dans les structures (MOURoux et al, 1988).



## 4.5. - FACTEURS PHYSICO-CHIMIQUES

## 4.5.1. - Concentration de l'électrolyte

Selon la théorie de la double couche, les ions s'accumulent au voisinage de la particule, de manière que la concentration ionique dans la double couche, dépasse celle dans la solution. Cette différence de concentration induit la diffusion de l'eau entre particules, résultant en un gonflement

Plusieurs auteurs ont exprimé la pression osmotique nécessaire à maintenir le gonflement en terme de concentrations ioniques:

$$P = R T ( C_c - N C_o ), \quad (4.3); \quad \text{KASDA (1961)}$$

$$P_c - P_o = K T \sum ( C_c - C ), \quad (4.1); \quad \text{GUPTA et al (1967)}$$

$$P = R T C_o ( C_o / C_c + C_c / C_o - 2 ), \quad (4.2); \quad \text{MITCHELL (1973)}$$

avec: P : pression de gonflement;  
 P<sub>c</sub> : pression à mi-plan, entre particules;  
 P<sub>o</sub> : pression dans la solution externe;  
 R : constante des gaz;  
 T : température absolue;  
 C<sub>c</sub> : concentration dans le plan central;  
 C<sub>o</sub> : concentration dans l'eau interstitielle;  
 N : nombre de cations et anions / molécule de composé;

Ces équations montrent, qu'avec un choix convenable de la concentration d'électrolyte, la pression osmotique peut être annulée et le gonflement contrôlé.

## 4.5.2. - composition du fluide interstitiel

Le type de cations présent dans la solution influ ablement sur les caractéristiques du gonflement. La prédominance des cations monovalents augmente le gonflement, celle des cations bivalents l'inhibe. MITCHELL (1973) a montré que les cations bivalents, réduisent le gonflement de la montmorillonite, en diminuant l'espacement maximum entre particules, à 9 Å.

Les cations fortement hydratés, qui ont tendance à être éloignés de la surface des particules, sont facilement remplaçables (voir chapitre 1).

Les résultats rapportés par GUPTA et al (1967) indiquent que l'amplitude du gonflement mesurée en présence des cations monovalents, est supérieure à celle, mesurée en présence des cations bivalents, laquelle est à son tour, supérieure à celle mesurée en présence des cations trivalents. Selon les types des cations présent dans le fluide interstitiel, l'amplitude du gonflement peut être classés par ordre croissant (Tab. 4.2).

Tab. 4.2. - Relation entre types de cations et gonflement  
(d'après GUPTA et al, 1967)

cations	ordre du gonflement
monovalents	$\text{Na}^+ > \text{K}^+ > \text{NH}_4^+ > \text{H}^+$
Divalents	$\text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+} > \text{Sr}^{2+} > \text{Ba}^{2+}$
Trivalents	$\text{Al}^{3+} > \text{Cr}^{3+} > \text{Fe}^{3+}$

KASDA (1961) a observé les même tendances. Cependant, LADD (1960); MITCHELL (1973) et ITLIS (1979) ont montré que le gonflement diminue avec l'augmentation de la concentration des sels solubles. De même, HO (1967) a montré que la diminution de la pression de gonflement suit l'ordre suivant:

hydroxyle > sulfate > chlorite.

En conclusion, l'effet physico-chimique est important dans l'étude des sols, et pourra être utilisé dans le traitement chimique des sols pour réduire la pression de gonflement et pour stabiliser les sols de fondations.

#### 5.6. - DISCUSSIONS ET CONCLUSIONS

Plusieurs facteurs peuvent affecter le gonflement et par conséquent les soulèvements sur le terrain. La connaissance de ces divers facteurs permet d'estimer l'ordre de grandeur des soulèvements.



1. l'analyse minéralogique donne le pourcentage, de l'élément montmorillonite. A défaut de cet essai très coûteux, les limites d'Atterberg peuvent eux aussi, donner des indications satisfaisantes.
2. le gonflement est réduit de façon très significative, si les pressions de confinement sont élevées. Sur les argiles gonflantes, les structures lourdes sont mieux adaptées, que les structures légères.
3. le gonflement est proportionnel à l'épaisseur (H) de la couche expansive. Les études géologiques, minéralogiques et d'identifications classiques sont très indispensables. la détermination de la couche gonflante permet d'estimer la profondeur qui doit nécessiter un traitement, pour inhiber le soulèvement, ou le réduire à une valeur donnée.
4. le gonflement se manifeste par changement de la teneur en eau. En dehors des eaux superficielles, ces changements sont influencés par la position et les fluctuations de la nappe. Les études hydrologique et les mesures de la teneur en eau sont très utiles. Toutefois, un bon drainage permet l'élimination rapide des eaux superficielles, et ainsi, la diminution des variations de la teneur en eau.
5. les fuites d'eau, et notamment en période sèche, peuvent induire des désordres sur les structures édifiées sur les sols gonflants. Sur ces types de sols, les fuites d'eau doivent être minimisés. En outre, l'arrosage des plantes se trouvant près des murs est à bannir.
6. la nature, et la concentration du fluide interstitiel, affectent amplement l'intensité du gonflement. Par suite, cet effet physico - chimique pourra être exploiter dans la stabilisation des sols gonflants.

**CHAPITRE V**

**MESURES DIRECTES  
DU  
GONFLEMENT**



## CHAPITRE CINQUIEME

### MESURES DIRECTES DU GONFLEMENT

#### 5.1. - INTRODUCTION:

Actuellement, aucune procédure expérimentale, de mesure de la pression de gonflement n'est encore standardisée. Cependant, trois techniques principales sont couramment utilisées pour mesurer le gonflement (BRACKLEY, 1975; TISOT et ABOUSHOOK, 1980 SRIDHARAN et al 1986; ). Ces trois méthodes qui diffèrent par leurs définitions sont:

1. la méthode du prégonflement;
2. la méthode des différentes pressions;
3. la méthode du volume constant.

#### 5.2. - METHODE DU PREGONFLEMENT:

##### 5.2.1. - Gonflement libre:

La pression de gonflement est définie comme la pression nécessaire pour recomprimer le sol à son état initial, après que le sol ait gonflé sous de faibles charges, (Voir procédures expérimentales en annexe 3).

Dans la plupart des cas, le gonflement est mesuré dans l'oedomètre sous la pression du poids du piston, ou bien sous une faible surcharge. La pression de surcharge varie généralement d'un auteur à l'autre:

- . HOLTZ et GIBBS (1956), CHEN (1988) ont utilisé une pression de  $4.8 \times 10^{-4}$  bar (1 psf).
- . SEED et al (1962-b), ont utilisé une pression de 0.07 bar (1 psi);
- . GUPTA et al (1967); KATTI et SADASIVAN (1967); VIJAYVERGIYA et SULLIVAN (1972); VIJAYVERGIYA et GHAZZALY (1973), ont

utilisé une pression de 0.098 bar (0.1 t/ft<sup>2</sup>).

- . JENNINGS et KNIGHT (1957), FIRTH (1973), BRACKLEY (1975) et les normes A.S.T.M, ont utilisé 0.01 bar (1 KPa);
- . VAYSSADE (1978) a utilisé 0.046 bar (4.6 KPa);
- . SRIDRAHAN et al (1986) ont utilisé 0.625 bar;

Certains auteurs chargent d'abord l'échantillon à une pression équivalente au poids des terres, le déchargent, puis l'inondent (JOHNSON et SNETHEN, 1978)

Selon FIRTH (1973), la série de charge-décharge ne sert qu'à déterminer l'indice des vides initial. RALPH et NAGAR (VAYSSADE, 1978) ont noté que la variation de l'indice des vides entre 0.10, et 1 bar, est souvent négligeable, et ont proposé de supprimer le cycle de charge-décharge.

Le gonflement libre (GL) est exprimé par la variation relative de la hauteur (volume):

$$GL(\%) = \frac{\Delta H}{H} \times (100) = \frac{H_f - H_i}{H}$$

H<sub>f</sub>: hauteur initiale;  
H<sub>f</sub>: hauteur finale après stabilisation.

DIDIER et al (1973) ont mesuré le gonflement libre dans une cellule identique à la cellule oedométrique, tandis que TISOT et ABOUSHOUK (1980) ont utilisé la cellule triaxial

L'essai du prégonflement permet de déterminer:

- . le taux de gonflement;
- . la pression de gonflement;
- . l'indice de gonflement (voir chapitre 3).

#### 5.2.2. - Gonflement sous charge:

Afin de tenir compte des conditions actuelles sur le terrain, la pression de gonflement est aussi définie comme la pression nécessaire pour recomprimer l'échantillon de sol à son état de terrain. L'échantillon de sol est d'abord chargé à une pression donnée; après équilibre, le sol est inondé sous cette charge (voir annexe 3). La pression de gonflement étant la



pression nécessaire pour remettre l'échantillon à son état initial chargé.

Le corps des ingénieurs U.S.; JOHNSON et SNETHEN, (1978); les normes A.S.T.M.; et DEDIER et al (1987), utilisent une surcharge équivalente à la pression des terres au repos ( $\sigma_0 = \gamma h$ ) Tandis que, DAS (1984) utilise une surcharge, correspondant à la pression sous la fondation ( $\sigma_0 = \gamma h + \Delta P$ ).

### 5.3. - METHODE DU GONFLEMENT SOUS DIFFERENTES PRESSIONS:

La pression de gonflement est définie comme la pression nécessaire pour maintenir le sol à son volume initial, après que l'échantillon du sol soit submergé d'eau (MYSLIVEC, 1969; BRACKLEY, 1975; TISOT et ABOUSHOOK, 1980; SRIDRAHAN et al, 1986). Après stabilisation, le taux de gonflement est mesuré sur chaque échantillon (voir annexe 3).

La relation entre le pourcentage de gonflement et la pression de surcharge initiale appliquée sur chaque échantillon est une droite. La pression de gonflement correspond à un pourcentage nul du gonflement.

BRACKLEY (1975) a noté que 90 % du gonflement total est obtenu en 24 heures, et a proposé des surcharges initiales de 0.01 bar et 0.1 bar.

### 5.4. - METHODE DU VOLUME CONSTANT:

La pression de gonflement est définie comme la pression qui doit être appliquée à l'échantillon de sol pour que, ni gonflement, ni compression ne prennent place quand l'échantillon est inondé.

Certains auteurs inondent l'échantillon sous une très faible surcharge (EL SOHBY, 1980; SRIDRAHAN et al, 1986), et appliquent des charges par de petits incréments; afin de maintenir le volume de l'échantillon constant.

D'autres auteurs chargent d'abord l'échantillon à une pression équivalente à la pression in situ (SULLIVAN et Mc

CLELLAND, 1969; JOHNSON et SNETHEN, 1978; DEDIER et al, 1987; CHEN, 1988) puis submerge le sol sous cette charge. De petits incréments de charges sont ensuite appliquées sur l'échantillon de sol, jusqu'à ce que la pression de gonflement soit complètement développée.

#### 5.5. - AUTRES METHODES:

##### 5.5.1. - Méthode du double oedomètre: (JENNINS et KNIGHT, 1957)

Deux échantillons prélevés à une même profondeur en deux points adjacents sont placés dans deux oedomètres: (voir annexe 3)

- . le premier échantillon maintenu à sa teneur en eau initiale, est soumis à un essai de consolidation classique, (Fig. 3A.1, courbe (1));
- . le second échantillon est soumis à un prégonflement sous une faible pression. Après stabilisation l'échantillon est ensuite soumis au même chemin de consolidation classique suivi par le premier échantillon (Fig. 3A.1, courbe (2)).

Les deux courbes (1) et (2) sont représentées sur le même graphe, et afin d'assurer la coïncidence des sections vierges des courbes une des deux courbes est translatée pour l'ajustement. La différence entre les deux courbes (1) et (2) (voir annexe 3) permet de déterminer la variation du volume due à l'inondation.

##### 5.5.2. - Méthode des ingénieurs Chinois:

En Chine, les ingénieurs géotechniciens déterminent la pression de gonflement, en se basant sur la courbe de déchargement, au lieu de la courbe de consolidation (annexe 3)

La pression de gonflement est définie comme la pression nécessaire pour maintenir le sol à son indice des vides initial. L'échantillon est soumis initialement à une charge (P), puis inondé, pour gonfler sous cette charge. Après stabilisation, le sol est déchargé par incréments.



## 5.6. - DISCUSSION

Parmi les diverses méthodes d'essais de gonflement rapportées dans la littérature, la méthode la plus représentative est celle qui simule le plus adéquatement que possible, les conditions sur le site.

1. L'essai classique de gonflement libre sous un chargement nul ou négligeable (HOLTZ et GIBBS, 1965) ne suit pas le chemin de contrainte réel, et surestime le gonflement. CHEN (1988), a noté que cette méthode n'est pas recommandée pour l'évaluation de la pression de gonflement car, l'absorption d'eau sous une charge négligeable, ou nulle modifie la structure du sol et, par conséquent son comportement. Néanmoins, cette méthode à l'avantage de permettre la détermination:
  - . du taux de gonflement libre;
  - . du taux de gonflement sous une contrainte verticale inférieure à la pression de gonflement du sol.
  - . de la pression de gonflement;
  - . de l'indice de gonflement.
2. L'essai de gonflement sous une charge donnée semble refléter les situations in situ. Cette procédure donne:
  - . le soulèvement (tassement) pour une charge équivalente à celle estimée in situ;
  - . La pression de gonflement;
  - . l'indice de gonflement;

L'insuffisance de cette procédure, réside dans les difficultés pour assurer l'entrée de l'eau sous un état de chargement du sol. Par conséquent, la durée de l'essai pourra s'étendre à plus de deux semaines, et la procédure devient alors coûteuse. Si les micro-fissures se referment sous l'effet du chargement, la vitesse du gonflement pourra être affectée.

3. La méthode d'inondation de l'échantillon à volume constant (Mc CLELLAND et SULLIVAN, 1969) ne représente pas les séquences de chargement sur le site. En outre, les

incréments de chargement doivent se faire avec beaucoup de précautions pour maintenir le volume constant sans aucun risque de compression. Toutefois, les petites variations sont inévitables et au lieu d'avoir une ligne droite, la courbe a l'allure d'une ligne en dents de scie. Cette procédure permet de déterminer :

- . le taux de gonflement après déchargement sur la courbe de rebondissement;
- . la pression de gonflement.

Cette méthode est relativement rapide, mais, la vitesse du gonflement reste inconnue. A noter, que la rigidité du consolidomètre peut influencer le gonflement observé. Cette procédure a le mérite d'utiliser un seul échantillon.

4. Le double oedomètre de JENNINGS et KNIGHT (1957) permet de donner le gonflement ou le tassement sous des états de chargements différents. La détermination des conditions initiales n'est pas évidente, cependant cette méthode les impose. Cette procédure a donné de bons résultats en Afrique du Sud; des différences de 10 % à 20 % entre les soulèvements mesurés et ceux observés sur le terrain (JENNINGS, 1961). Néanmoins la pression de gonflement reste indéterminée.
5. Sur une étude comparative (Fig. 3A.3, annexe 3), BRACKLEY, (1975) a noté que la méthode du gonflement sous différentes charges est incontestablement la plus acceptable. L'inconvénient de cette méthode provient des difficultés de prélever plusieurs échantillons non remaniés, de même conditions initiales, et de maintenir les mêmes conditions d'essais jusqu'à la fin des essais.

La comparaison des résultats du taux de gonflement donné par les trois méthodes a montré que les valeurs du gonflement suivent l'ordre croissant suivant:

% de gonflement. libre > % de gonflement sous charge > % de gonflement après déchargement d'un essai à volume constant



EL SOHBY et MAZEN (1980), SRIDHARAN et al (1986) ont observé les mêmes tendances, c.à.d:

% de gonflement libre > % de gonflement sous charge

Sur une autre étude comparative (Fig. 3A.4, annexe 3), SRIDHARAN et al, (1986) ont montré que les pressions de gonflement ( $P_g$ ) suivent l'ordre croissant suivant:

$P_{g_1}$  ( libre ) >  $P_{g_e}$  ( empêché ) >  $P_{g_c}$  ( sous charges )

En revanche, selon les méthodes des normes A.S.T.M., CHEN (1988) a montré que la méthode du type A (gonflement libre) et du type C (gonflement empêché), donnent des soulèvements compatibles à ceux, observés sur le terrain. la méthode B (gonflement sous charges), sous-estime le gonflement réel.

Sur trois sites différents, en utilisant trois méthodes différentes (prégonflement; gonflement sous le poids des terres; et gonflement empêché puis déchargement), JOHNSON et SNETHEN (1978) ont observé que dans tout les cas, les résultats donnés par le consolidomètre sont inférieurs à ceux observés sur le terrain. Ces différences s'expliquent par le fait que, les essais de laboratoires ne simulent pas les points suivants:

- . Les conditions initial et final, des contraintes;
- . Le cheminement des contraintes au cours de l'essai;
- . Les effets de l'écoulement et de la fissuration;
- . Les effets à long terme, et d'échelle sur le terrain.

#### 5.7. - CONCLUSION

La difficulté principale des essais de gonflement réside dans la définition du potentiel de gonflement. Cependant, la réalisation des essais de gonflement à l'oedomètre, suppose que les échantillons sont complètement saturés. Cette condition n'est pas toujours satisfaite. l'examen des différentes méthodes citées, ci - dessus, montre que la pression de gonflement mesurée dans un essai est liée à sa définition:

1. Le taux et la pression de gonflement dépendent essentiellement de la procédure expérimentale utilisée,

et du chemin de contrainte suivi au cours de l'essai.

2. Pour un même type de sol, les valeurs du potentiel de gonflement mesurés par les diverses méthodes sont différentes.
3. La meilleure procédure d'essai est celle qui tient compte le plus des conditions in situ
4. La présence de fissures, le remaniement, la rigidité des appareils de mesures peuvent affecter largement, les gonflements mesurés.



**CHAPITRE VI**

**FACTEURS AFFECTANT  
LES MESURES DU  
GONFLEMENT**

## CHAPITRE SIXIEME

### FACTEURS AFFECTANT LES MESURES DU GONFLEMENT

#### 6.1. - INTRODUCTION:

Le gonflement est un phénomène très complexe. la diversité des paramètres et des facteurs qui affectent le comportement des argiles expansives compliquent d'avantage l'étude du phénomène. Outre les facteurs d'environnement, les facteurs externes, et les facteurs physico - chimiques, qui affectent le potentiel de gonflement, les procédures de mesure du potentiel de gonflement dans un laboratoire ne sont pas standardisées. Les facteurs susceptibles d'affecter le potentiel de gonflement en laboratoire sont:

- . le temps alloué au gonflement;
- . la taille et la forme des échantillons;
- . l'histoire des contraintes;
- . le mode de compactage;
- . les conditions de compactage (teneur en eau, densité sèche;
- . la température, et le fluide interstitiel;
- . la déformabilité des appareils de mesures;
- . les frottements.

#### 6.2. - EFFETS DES DIVERS FACTEURS:

##### 6.2.1. - Effet du temps:

Le temps joue un rôle important dans la valeur ultime du changement de volume. L'équilibre des forces est souvent lent et dépend essentiellement de la densité initiale, de la perméabilité, et de l'épaisseur de l'échantillon.

Le gonflement est rapide durant les premiers jours d'essai,



puis devient de plus en plus lent, et après une semaine, le gonflement se stabilise (SEED et al, 1962-a).

Sur des échantillons remaniés et non saturés, TSYTOVICH et al, (1967); WONG et YONG (1973), ont établi des relations entre la propagation du front d'eau, et le temps.

MYSLIVEC (1969) a observé sur une argile tertiaire, que le gonflement se poursuit au delà de 250 jours.

Travaillant sur les argiles plastiques et les argiles vertes du Bassin Parisien, VAYSSADE (1978) a mesuré le gonflement de ces argiles pendant une durée de six mois. Les résultats ont montré que l'essentiel du gonflement se déroule durant les premiers jours.

Sur des sols de Roumanie, POPESCU (1986) a établi une relation hyperbolique entre la variation du volume au premier stade du gonflement et le temps.

Sur des bentonites fortement compactées, BUCHER et MAYOR (1989) ont noté que le développement de la pression de gonflement mesuré dans une expérience à échelle moyenne (diamètre  $\phi = 185$  mm, largeur  $h = 62.5$  mm), pendant une durée de 240 jours, augmente avec le temps. De telles longues durées sont souvent observées sur des sols partiellement saturés et sur des argiles compactées peu perméables.

#### 6.2.2. - Taille des échantillons:

La taille des échantillons (épaisseur, diamètre) affecte la durée de stabilisation du gonflement. HOLTZ et GIBBS (1956) ont étudié l'influence des épaisseurs sur la durée de stabilisation du gonflement des argiles du Taylor (U.S.A). Pour les échantillons d'épaisseur  $h = 12.7$  mm (0.5 in) et  $h = 31.7$  mm (1.25 in), le gonflement primaire s'est développée dans les quatres premiers jours. Tandis que, pour les échantillons d'épaisseur  $h = 127$  mm (5 in), uniquement 30 % du gonflement primaire s'est développée dans les quatres premiers jours.

En étudiant l'influence de l'épaisseur sur divers

paramètres, des argiles Parisiennes, VAYSSADE (1978) a pu noter, que l'épaisseur de l'échantillon n'a pas d'influence notable sur le taux de gonflement finale, sauf pour les faibles valeurs (12 mm).

En revanche, ce même auteur a montré que le temps correspondant au taux de demi-gonflement, varie comme le carré de l'épaisseur de l'échantillon. Tandis que, PARCEVAUX (1980) a montré que ce même temps est proportionnel à l'épaisseur de l'échantillon.

Par ailleurs, CHEN (1988) a indiqué que l'amplitude du gonflement ( $\Delta h$ ) est proportionnelle à l'épaisseur, tandis que le taux de gonflement ( $\Delta H/H$ ) reste constant. Afin de diminuer les effets de frottement entre l'échantillon de sol, et les parois de la trousse, CHEN (1988) a suggéré d'utiliser des échantillons, de diamètre supérieur à 50.8 mm (2 in) et de hauteur inférieure à 25.4 mm (1 in).

### 6.2.3. - Forme de l'échantillon:

Entre la période de compactage et le début de l'essai, l'échantillon peut se déformer à cause des frottements sur les parois du moule. La surface de contact entre l'échantillon et le piston ne sera pas uniforme (figure 6.1).

SEED et al (1962-a) ont montré que les pressions de gonflement mesurées sur des échantillons à surface plane sont supérieures à celles mesurées sur des échantillons déformés. Pour une même teneur en eau, le rapport des pressions mesurées sur des échantillons taillés et non taillés, pouvant atteindre la valeur 4. Cet effet est particulièrement observé dans l'essai à volume constant.



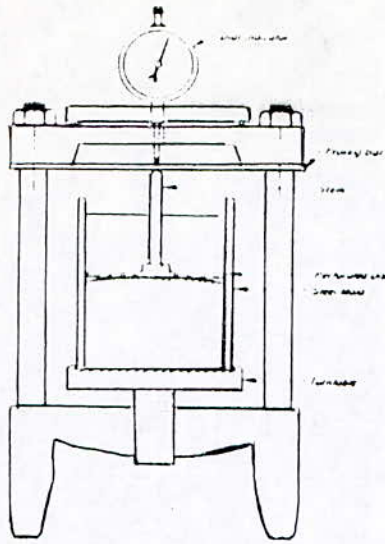


Fig. 6.1 Effet de la courbure des échantillons après compactage dans l'essai de l'inondation à volume constant (d'après SEED et al, 1962-a).

#### 6.2.4. - Effet du remoulage:

Dans les mêmes conditions initiales, les échantillons remoulés développent des pressions de gonflements supérieures à celles données par des échantillons intacts (WARKENTIN et BOZOZUK, 1961; KASSIF et al, 1965; YONG et WARKENTIN, 1965; HOLTZ, 1969).

HOLTZ et GIBBS (1956) ont noté que des échantillons intacts d'une montmorillonite-Na de l'Utah (U.S.A.) ont développé une expansion d'environ 4 %, tandis que des échantillons remoulés, préparés dans les mêmes conditions ont donné une expansion de l'ordre de 15%. Cette différence est attribuée à l'énergie emmagasinée durant le compactage des échantillons remoulés.

MITCHELL (1973) a rapporté que la sensibilité au gonflement, définie comme le rapport d'indice de gonflement mesuré sur des échantillons remoulés et sur des échantillons intacts, peut dépasser la valeur 20. Ce même auteur a précisé que, l'augmentation du gonflement des échantillons remoulés, résulte de la rupture des liens entre particules, lesquelles peuvent s'opposer au gonflement dans les échantillons intacts.

NEWLAND (1965) a observé une l'augmentation du gonflement

suite au remoulage, d'une argile d'Adelaide. Cette augmentation a été attribuée à l'altération des liens entre particules, lors du remoulage.

#### 6.2.5. - Effet du Mode de compactage:

Selon leurs compositions, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée. Les sols ayant une forte tendance à la floculation, où à la dispersion, sont peu sensibles à la méthode de compactage (CAMAPUM DE CARVALHO et al, 1987). Cependant, l'influence de la méthode de compactage sur la structure, est observée notamment, pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum PROCTOR (SEED et al, 1962-a).

En effet, si la teneur en eau est inférieure à l'optimum PROCTOR, le compactage statique, et le compactage dynamique du type "Kneading", résultent en une structure floculée. Tandis que, lorsque la teneur en eau est supérieure à l'optimum, le compactage statique résulte en des structures flocuées et le compactage malaxage résulte en des structures dispersées (LADD, 1960; SEED et al, 1962-a; WARKENTIN et BOZOZUK, 1961; YONG et WARKENTIN, 1965; SCHREINER, 1987-a). Ces auteurs ont noté que les échantillons floculés gonflent plus que les échantillons dispersés.

Le développement de la double couche entraîne l'apparition des forces de répulsions, et favorise l'orientation des particules. Travaillant sur une argile silteuse, compactée du Mississippi, et sur une kaolinite pure du sud de la Caroline, LAMBE (1961) a montré que les structures parallèles peuvent s'obtenir par:

- . augmentation de la teneur en eau de compactage;
- . augmentation de l'effort de compactage;
- . utilisation du compactage dynamique.



#### 6.2.6. - Effet de la durée du broyage:

Travaillant sur une montmorillonite d'Italie (appellation commerciale 7C), DEDIER et al ont montré que pour une même densité sèche initiale, les échantillons broyés dans un broyeur à boulets pendant, respectivement, 8 heures et 5 heures ont donné des pressions de gonflement de 19 bars et 10,5 bars. Ces différences des pressions de gonflement sont attribuées aux différences dans la préparation des échantillons.

#### 6.2.7. - Effet de la densité et de la teneur initiale en eau:

Auparavant, le contrôle de l'expansion se faisait par le contrôle de la teneur en eau (HOLTZ et GIBBS, 1956), en prémouillant préalablement le sol sous la base des fondations. Cette méthode a été vite abandonnée, en raison du temps nécessaire pour saturer les argiles peu perméables, et de la difficulté de maintenir la teneur en eau constante dans les régions arides et semi arides.

Pour des argiles compactées, HOLTZ et GIBBS (1956); KASSIF et al (1965); YEVNIN et ZASLAVSKY (1970), ont montré que le gonflement peut être réduit et même annulé, si les échantillons sont compactés à une teneur en eau élevée, ou à une faible densité.

Pour les argiles expansives compactées, ayant une même densité sèche initiale et des teneurs initiales en eau différentes, HOLTZ et GIBBS (1956); LADD (1960); SEED et al (1962-a); KASSIF et al (1965); HOLTZ (1969); YEVNIN et ZASLAVSKY (1970); VIJAYVERGIYA et SULLIVAN (1972); POPESCU (1986); CHEN (1988), ont montré que la variation relative de volume diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. En revanche, les échantillons de même teneur en eau initiale ont donné, des variations relatives de volume, et des pressions de gonflement, qui augmentent avec la densité.

L'augmentation du taux de gonflement avec l'augmentation de la densité sèche initiale, est une conséquence logique de l'augmentation de la masse des particules gonflantes.



Ces résultats montrent que le taux de gonflement est fonction de la densité et de la teneur en eau initiale. Par conséquent, la connaissance des caractéristiques du sol (densité sèche initiale, teneur en eau initiale) de fondation devient indispensable, pour effectuer dans un laboratoire, des essais, sous des conditions représentatives de celles du site.

En mesurant le gonflement cristallin des montmorillonites, DEDIER (1973) a néanmoins précisé que, même pour des densités sèches en place faibles, les pressions de gonflement sont mesurables et non négligeables.

#### 6.2.8. - Effet de l'Histoire des contraintes:

Le taux de gonflement ne dépend pas uniquement de la charge à la fin de l'essai, mais aussi de la charge avant inondation et du mode de chargement.

HOLTZ et GIBBS (1956) ont montré que les gonflements mesurés sur des échantillons fortement chargés, inondés, puis déchargés sont nettement inférieurs, aux gonflements mesurés sur des échantillons identiques, directement inondés sous de faibles charges.

Sous un état de contrainte donnée, HOLTZ et GIBBS (1956); BRACKLEY (1975); ont noté que les taux de gonflements mesurés, sur des échantillons inondés, puis chargés sont supérieurs aux taux de gonflements mesurés sur des échantillons inondés à volume constant, puis déchargés. Cependant, des échantillons inondés sous charges constantes, ont donné des taux de gonflement dont les valeurs sont intermédiaires entre les deux cas précédent (HOLTZ et GIBBS, 1956; BRACKLEY, 1975).

Pour la méthode de l'inondation à volume constant, SRIDHARAN et al (1986) ont observé que la pression de gonflement est très sensible à l'incrément de charge et à la vitesse du chargement.

#### 6.2.9. - Effet du préchargement:

Contrairement au cas précédent, un échantillon



initialement chargé, déchargé, puis inondé exhibe un gonflement plus important qu'un échantillon non chargé, mis directement en contact avec l'eau (KOMORNIK et DAVID, 1969). Cette différence dans les gonflements, résulte de la consolidation par préchargement du premier échantillon, qui tend à orienter d'avantage les particules et diminuer leurs espacements. La tendance au gonflement devient plus forte.

Cependant, un échantillon chargé puis inondé développe un potentiel de gonflement plus important que si l'échantillon est simultanément chargé et inondé. Cette différence est attribuée à l'augmentation de densité avant mouillage (KASSIF et al, 1965).

Pour des échantillons de même taille, et pour des conditions d'essais identiques, l'échantillon de plus forte densité sèche initiale exhibera un gonflement plus élevé.

#### 6.2.10. - Effet de la pression de surcharge:

La pression de surcharge appliquée sur un échantillon dans le consolidomètre, doit simuler la surcharge appliquée par la fondation sur le sol. Les surcharges diminuent le taux de gonflement.

HOLTZ et GIBBS (1956) ont montré qu'une petite surcharge peut réduire sensiblement le gonflement. Sur des échantillons inondés sous des charges constantes, MAZURIK et KOMORNIK (1973); YEVNIN et ZASLAVSKY, (1970); POPESCU (1986); SRIDHARAN et al (1986); SCHREINER (1987-a), ont observé que l'amplitude de gonflement mesurée est très affectée par l'intensité de la pression de surcharge initiale.

Toutefois, YEVNIN et ZASLAVSKY (1970) ont noté que l'effet de la pression de surcharge sur le gonflement diminue lorsque la teneur en eau augmente. SCHREINER (1987-a) a attribué la diminution du gonflement avec l'augmentation de la surcharge, à l'arrangement structurel des particules d'argiles.

Par ailleurs, CHEN (1988) a montré que la pression de

surcharge contrôle uniquement le changement de volume, la pression de gonflement est indépendante de la surcharge. Dans l'essai oedométrique, ce même auteur a recommandé une pression de surcharge égale à  $4.8 \times 10^{-4}$  bar (1 psf).

#### 6.2.11. - Effet du fluide interstitiel:

LADD (1960); SEED et al (1962-a); MITCHELL (1973); DEDIER (1973); ITLIS (1979), ont montré que le gonflement peut être réduit de façon très sensible, par augmentation de la concentration en sels du fluide interstitiel (voir chapitre 4).

#### 6.2.12. - Effet de la Température:

Les essais de gonflement sont généralement, effectués sous une température ambiante. Sur le terrain, le sol n'est pas maintenu à une température constante durant l'année. Pour des raisons physico-chimiques, les forces entre particules sont très sensibles aux variations de la température. Dans les essais de consolidation, les mesures ont montré que des échantillons soumis à un état de chargement constant, ont gonflé lorsque la température a diminué, et se sont contractés, lorsque cette dernière a augmenté (YONG et WARKENTIN, 1965; YONG, 1967)

LAMBE (1961) a noté que le refroidissement du sol durant le compactage, tend à mettre l'échantillon dans une structure plus dispersée réduisant ainsi, le gonflement.

Sur des échantillons d'épaisseur  $H = 25.4$  mm (0.5 in), SEED et al (1962-a) ont montré que pour une variation de température entre  $5.56^{\circ}\text{C}$  à  $8.33^{\circ}\text{C}$  (10f à 15f), la variation de gonflement est de 0.5 %.

RADHAKRISHNAN (1967) a noté que l'indice de gonflement est affecté par la température. Cette indice qui est de 0.11 pour  $105^{\circ}\text{C}$ , diminue à 0.02 pour  $1000^{\circ}\text{C}$ . Pour des température de l'ordre de 100 à  $300^{\circ}\text{C}$ , ce même auteur a constaté une perte du potentiel au gonflement des argiles.



SALAS et SERATOSA (1961) ont prouvé expérimentalement qu'une variation de température, provoque un changement dans le volume du sol. Bien qu'une réduction de température de 1 degré a provoqué une dilatation de  $9.10^3$  % de la hauteur initiale de l'échantillon, ces auteurs ont conclu que l'effet de la température n'est pas absolument nécessaire à prendre en compte dans l'étude des argiles gonflantes.

#### 6.2.13. - Déformabilité des appareils de mesures:

EL SOHBY et al (1989) ont indiqué que l'effet de la déformabilité des appareils de mesure est très sensible à la méthode d'essai utilisée, et au chemin des contraintes suivi durant les essais.

HOLTZ et GIBBS (1956); SEED et al (1962-a) ont noté que la pression de gonflement mesurée, dans l'essai oedométrique à volume constant, est très affectée, si une faible variation de volume se développe durant les mesures. DEDIER et al (1973) ont noté que, la pression de gonflement peut être réduite en permettant une certaine flexibilité des appareils de mesures. Néanmoins, NAYAK et CHRISTENSEN (1971) ont noté qu'une déformation de 0.1% est négligeable dans les cas pratiques.

La déformabilité des appareils de mesures augmente avec le diamètre de l'échantillon. Cependant, EL SOHBY et al (1989) ont observé que l'effet de la hauteur n'est pas très significatif. Toutefois, l'étalonnage des appareils de mesures et les corrections des valeurs mesurées sont nécessaires.

#### 6.2.14. - Effet des frottements:

RABBA et BAUER (1986), ont étudié l'effet des frottements contre les parois, sur le gonflement. Ces auteurs, ont montré que le taux de gonflement mesuré sur des échantillons placés dans un moule graissé est supérieur à celui, mesuré sur des échantillons identiques, placés dans un moule non graissé.

Pour les faibles teneur en eau, EL SOHBY et al (1989) ont noté que le rapport des pressions mesurées sur un échantillon placé dans un moule graissé, et sur un échantillon placé dans un moule non graissé, peut atteindre l'ordre de 1.5. Ce rapport est proche de 1, si la teneur en eau est élevée.

### 6.3. - DISCUSSION ET CONCLUSION:

Eu égard du nombre considérable des facteurs qui affectent les mesures du gonflement, l'étude des phénomènes qui affectent le comportement des argiles expansives devient très complexe. La standardisation des essais permet de comparer les résultats. Les valeurs des caractéristiques du gonflement sont influencées par plusieurs facteurs tels que:

- a. Le temps alloué au gonflement: les argiles très dense et / ou fortement surconsolidées, nécessitent environ une semaine, pour la stabilisation du gonflement.
- b. l'épaisseur de l'échantillon: l'utilisation d'un échantillon de faible dimensions permet de réduire adurée des essais
- c. la période entre le compactage et le début des essais: une longue durée entre le compactage des échantillons, et le début des essais, peut altérer la surface des échantillons.
- d. Le remoulage et le mode compactage (statique dynamique, malaxage), affectent la structure des particules, et par conséquent le potentiel de gonflement.
- e. les conditions initiales: Le potentiel de gonflement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale, avec l'augmentation de la pression de surcharge, et avec la diminution de la densité.
- f. L'histoire de contrainte: le choix de la procédure d'essais doit être représentative des conditions in situ.
- g. La température et le fluide interstitiel.
- h. la déformabilité des appareils de mesures, et les frottements contre les troussees oedométriques.



**CHAPITRE VII**

**PREDICTION  
DU  
GONFLEMENT**

## CHAPITRE SEPTIEME

### PREDICTION DU GONFLEMENT

#### 7.1. - INTRODUCTION

Durand les trente dernières années, plusieurs méthodes de prédiction du gonflement ont été publiées. La plupart de ces techniques sont basées sur les mesures du gonflement, de la teneur en eau, de la densité, des limites d'ATTERBERG et des contraintes. les diverses méthodes développées jusqu'à présent sur des sols intacts et / ou des sols reconstitués peuvent être classées en trois catégories:

1. les techniques directes (voir chapitre 5);
2. les techniques indirectes;
3. les méthodes combinant les deux techniques à la fois (Mc DOWELL, 1959).

#### 7.2. - TECHNIQUES INDIRECTES

Cette catégorie est largement rencontrée dans la littérature. Certaines techniques permettent d'estimer le taux et / ou la pression de gonflement, à partir d'essais simples de laboratoire. La plupart de ces techniques, utilisées pour l'identification - classification des sols, ne servent qu'à caractériser qualitativement le potentiel de gonflement. Les paramètres les plus couramment utilisés sont:

1. la composition du sol;
2. les limites d'ATTERBERG;
3. la teneur en eau;
4. la surcharge externe;
5. la densité;
6. la saturation.



### 7.2.1. - Paramètres usuels pour estimer le gonflement:

#### 7.2.1.1. - composition du sol:

La composition minéralogique renseigne quant au type du minéral présent dans le sol. Ce paramètre très indicatif de l'existence du risque de gonflement, ne donne malheureusement pas l'amplitude des soulèvements attendus. Cependant, comme l'analyse minéralogique est très coûteuse, ce facteur est moins utilisé dans la routine.

SKEMPTON a proposé le rapport entre l'indice de plasticité, et le pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ( $A = IP / C$ ), pour évaluer l'activité et pour avoir une idée sur la composition minéralogique du sol.

KOMORNIK et DAVID (1969) ont noté que le pourcentage des éléments inférieurs à deux microns est un paramètre très indicatif de la nature d'argile. Tandis que, la limite de retrait (WR) est un bon critère empirique, indiquant le type du minéral présent dans le sol.

Toutefois, DONALD et al (1977) ont noté que dans le système U.S.C.S., de classification des sols, les catégories des argiles plastiques (CL), et très plastiques (CH), couvrent la zone des sols gonflants. Tandis que, dans le système A.A.S.H.T.O, les groupes A<sub>6</sub> et A<sub>7</sub>, constituent la majorité des sols expansifs.

#### 7.2.1.2. - limites d'Atterberg:

ALTMAYER (1955), HOLTZ et GIBBS (1965), SEED et al (1962 - b) RANGANATHAN et SATYANARAYANA (1965), DAVID et KOMORNIK (1969), SCHREINER (1987-b), ont noté la logique entre les limites d'ATTERBERG, et le gonflement des sols.

A partir de la relation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité, VIJAYVERGIYA et GHAZZALY (1973) ont défini une ligne "A", qui sépare les sols gonflants, des sols non gonflants.

Les limites d'ATTERBERG qui sont de bons indicateurs du potentiel de gonflement, doivent être déterminées avec beaucoup de soins. Afin de ne pas altérer les caractéristiques du sol, KOMORNIK et DAVID (1969) ont recommandé que les limites d'ATTERBERG soient déterminées sans séchage préalable. SCHREINER (1987-b) a recommandé de faire des corrélations, entre les limites d'ATTERBERG, effectuées sur la fraction de dimension inférieure à 0.425 mm, et le gonflement de la fraction entière du sol.

#### 7.2.1.3. - teneur en eau:

O'NEILL et GHAZZALY (1977); BRACKLEY (1975); et SCHREINER (1987-b), ont montré que l'inclusion de la teneur en eau dans les équations d'estimations du gonflement, est une amélioration des méthodes de prédiction, par rapport aux équations utilisant l'indice de plasticité. L'écart est très significatif pour les faibles teneur en eau. Cependant, dans la plupart des cas, les équations restent limitées à une condition bien déterminée.

#### 7.2.1.4. - Surcharge externe:

Afin de tenir compte de l'état des contraintes, BRACKLEY (1975) a introduit la pression de surcharge dans l'équation du gonflement des argiles compactées. Néanmoins, l'équation ainsi déterminée est applicable uniquement pour une teneur en eau égale à celle du compactage.

Le mode, et l'énergie du compactage, affectent amplement la structure du sol. Par conséquent, les variations de volume estimées à partir des échantillons remoulés, diffèrent de celles, estimées à partir des argiles naturelles.

En outre, le mode de chargement, et le déroulement des essais affectent amplement les résultats, et par conséquent sur le choix, du modèle de prédiction.



#### 7.2.1.5. - Densité et saturation:

KOMORNIK et DAVID (1969); VIJAYVERGIYA et SULLIVAN (1972), ont montré que le taux de gonflement, dépend étroitement de la densité sèche initiale, et de la saturation (voir chapitre 6)

#### 7.3. - APPLICABILITE DES METHODES DE PREDICTION:

Les techniques directes, sont basées souvent, sur des résultats d'essais oedométriques. Les résultats dépendent très étroitement de la méthode expérimentale. Cependant, la divergence dans les valeurs obtenues par chacune des méthodes citées, proviennent de divers facteurs tels que:

- . les différences de définitions du taux et de la pression de gonflement;
- . les différences des procédures expérimentales;
- . le type de sol (intact, ou remoulés);
- . les différences dans les conditions initiales du sol (teneur en eau, densité sèche, surcharge);
- . les différences dans les conditions d'environnement;

Les techniques indirectes ou combinées, semblent loin d'être universellement applicables. SCHREINER (1987-b) a critiqué l'emploi abusif des méthodes de prédiction, lesquelles, sont le plus souvent limitées à des conditions bien déterminées. Par conséquent, ces relations ne peuvent être étendues, à des conditions, autres que celles utilisées dans leurs développement.

vu que les chemins de contraintes suivis au cours de l'essai sont ignorés, les méthodes de prédiction du gonflement, basées sur les données de classifications sont insuffisantes. Un même paramètre définit différemment par chaque auteur, peut conduire à des classifications différentes.

Afin que les résultats soient plus représentatifs, l'utilisation des relation à deux, ou plusieurs paramètres est préférable (SCHREINER et al, 1987-b).

Une étude comparative menée par SNETHEN et al (1977) sur 3 sites, et sur 17 techniques différentes, a montré que les paramètres indicateurs du potentiel de gonflement, les plus représentatifs, sont les couples suivants: (WL, IP); (WL,  $W_0$ ); (LR, IP).

En comparant 9 techniques différentes, JOHNSON et SNETHEN (1978) ont confirmé que les deux premiers couples, ont permis d'obtenir des valeurs relativement conformes, à celles observées sur le terrain.

En analysant les résultats du gonflement libre, en fonction de 11 couples de variables différentes, SCHREINER et al (1987) ont montré que le couple (WR,  $C < 2\mu$ ), donne les tendances les plus représentatives.

La limite de retrait (WR) semble plus appropriée que l'indice de plasticité (IP). Ce résultat paraît logique et justifié, du fait que les limites de liquidité, et de plasticité ne sont pas des mesures absolues des caractéristiques du sol. Cependant, la limite de retrait se mesure par la variation du volume, résultant des variations de la teneur en eau.

La majorité des relations d'estimation du gonflement, sont développées sur des sols reconstitués, et avec des conditions d'essais bien déterminées. Souvent, les conditions expérimentales ne reflètent pas les conditions in situ. L'emploi de ces relations doit être justifié.

En conclusion, ces techniques d'estimation du potentiel de gonflement ne sont pas générale, et ne s'appliquent qu'à titre indicatif. Néanmoins, les essais de gonflement direct restent indispensables pour les projets importants.



**CHAPITRE VIII**

**NOTIONS DE SUCCION  
DANS  
LE SOL**

## CHAPITRE HUITIEME

### NOTIONS DE SUCCION DANS LE SOL

#### 8.1. - INTRODUCTION

Dans le domaine des sciences du sol, les études ont montré que l'eau retenue dans un sol est soumise à des tensions. L'eau remplissant les interstices n'est pratiquement, jamais libre; une pression est souvent nécessaire, pour l'extraire du sol. Cela a conduit à concevoir, la notion du potentiel de l'eau dans le sol.

La relation entre sol et eau est fondamentale, en tant que caractéristique physique du sol. Deux approches sont utilisées pour étudier ces relations; une approche énergétique, et une approche mécanique.

- . L'approche énergétique, est basée sur le concept du potentiel capillaire de BUCKINGHAM.
- . L'approche mécanique, est basée sur la théorie de TERZAGHI, (1941) qui décrit l'état de l'eau dans le sol, en terme des pressions négatives (succions).

Du point de vue mécanique, la contrainte appliquée à l'eau du sol, appelée classiquement pression interstitielle, est la somme des trois termes suivant:

1. Une contrainte extérieure (géostatique), obéissant à la gravité;
2. Une succion matricielle, obéissant aux lois de la capillarité;
3. Une succion osmotique, obéissant à la loi de VANT'HOFF

La succion d'un sol décrit qualitativement, l'interaction entre les particules du sol et l'eau. C'est la force responsable de la rétention d'eau dans le sol.



L'énergie avec laquelle l'eau est retenue, a été appelée "potentiel capillaire" par BUCKINGHAM (1907). HAINES (1927) a développé les principes de la capillarité. En 1935, SCHOFIELD a introduit le terme "PF" pour désigner la succion du sol. Le PF étant défini comme le logarithme décimal de la succion, exprimée en centimètres, et correspond à une différence d'énergie libre. TESSIER (1984) a noté que le PF n'implique pas un mécanisme spécifique de la tension de l'eau, celui-ci peut être causé par des forces provenant de diverses origines (capillaire, osmotique, gravitaire,..) Cette notation très utilisée par les pédologues, est devenue classique.

$$PF = \text{Log } h = \text{Log } s \quad (8.1)$$

h : hauteur d'une colonne d'eau en cm  
s : succion du sol

8.2. - DEFINITION DES PARAMETRES LIES A LA SUCCION

8.2.1. - Potentiel d'eau du sol ( $\phi$ )

La Société Internationale de Science du Sol (S.I.S.S.), a défini le Potentiel d'eau du sol comme le travail effectué par une quantité unitaire d'eau pure, lors du transport de façon réversible et isotherme, d'une quantité infinitésimale d'eau, à partir d'un bassin d'eau pure, en dehors du champs de forces d'adsorption, (à une élévation spécifique et sous la pression atmosphérique), à l'eau du sol (au point en considération), (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980; OFER et BLIGHT, 1985).

L'écoulement de l'eau cesse, lorsque le potentiel d'eau pure diminue, et devient équivalent au potentiel d'eau du sol (Fig. 8.1).

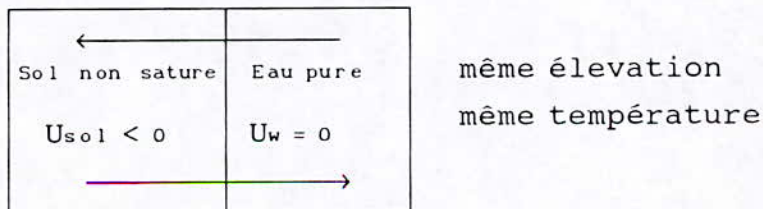


Fig. 8.1. - Representation du potentiel d'eau du sol

Ce phénomène, conduit à exprimer la succion du sol, en terme de la pression interstitielle négative, qui produit le même abaissement du potentiel de l'eau du sol. Cependant, RICHARDS (1980) a noté que le potentiel d'eau, peut être aussi abaissé par différence de température (thermo-osmose), par différence de voltage (électro-osmose), et par différence de concentration du soluté (chimi-osmose).

### 8.2.2. - Définitions des composantes du potentiel de l'eau

Conventionnellement, et pour des buts pratiques, le potentiel d'eau a été subdivisé en quatre composantes (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980):

- a. le potentiel matricielle ( $\phi_m$ );
- b. le Potentiel osmotique ou potentiel du soluté ( $\phi_s$ );
- c. le potentiel de pression ( $\phi_p$ );
- d. le potentiel gravitationnel ( $\phi_z$ ).

#### 8.2.2.1. - Potentiel matriciel ( $\phi_m$ ):

Le potentiel matriciel résulte de l'interaction de l'eau avec le champs des forces d'adsorptions, provenant des surfaces solides (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980).

Le potentiel matriciel est la somme de deux termes:

- . le potentiel capillaire (obéissant aux lois de capillarité);
- . le potentiel d'adsorption (se caractérisant par la présence d'eau sous forme de films).

L'équivalent de la composante du potentiel matriciel du sol; est la succion matricielle ( $h_m$ ). Ce potentiel matriciel est toujours négatif, (RAWLINS, 1971).

#### 8.2.2.2. - Potentiel osmotique ( $\phi_s$ ):

Le potentiel osmotique résulte de l'interaction de l'eau avec le champs des forces, provenant des substances dissoutes (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980).

L'équivalent de la composante du potentiel osmotique est la



succion osmotique ( $h_s$ ). Comme ( $\phi_m$ ), le potentiel ( $\phi_s$ ) est toujours négatif (RAWLINS, 1971).

#### 8.2.2.3. - Potentiel de pression ( $\phi_p$ ):

Le potentiel de pression, résulte de la différence d'énergie de l'eau, causée par une pression extérieure, autre que la pression appliquée à l'eau de référence (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980).

Quoique ce potentiel existe, RICHARDS (1980) a noté que le potentiel de pression, n'a pas d'équivalent en terme de succion

Ce potentiel ( $\phi_p$ ) peut être positif ou négatif, selon que la pression appliquée est supérieure, ou inférieure à celle appliquée, à l'eau de référence (RAWLINS, 1971).

#### 8.2.2.4. - Potentiel gravitationnel ( $\phi_z$ )

Le potentiel gravitationnel résulte de l'énergie potentielle de l'eau, au vu de sa position, par rapport à l'eau de référence, dans un champs gravitationnel. (RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980).

Comme le potentiel ( $\phi_p$ ), ( $\phi_z$ ) n'a pas d'équivalent en terme de composante de succion. Ce potentiel peut être positif ou, négatif, selon que l'eau est au dessus, ou en dessous du niveau de référence.

### 8.3. - SUCCION DANS UN SOL :

#### 8.3.1. - Définitions:

En terme général, la succion d'un sol peut être décrite par l'affinité du sol pour l'eau (CHEN, 1988). Plus le sol est sec, et plus la succion est importante. La succion fournit des indications sur l'intensité, avec laquelle le sol attire l'eau.

Plusieurs définitions ont été données à la succion:

. La Société International des Sciences du Sol (S.I.S.S.), défini la succion comme la pression négative, relative à la pression atmosphérique, à laquelle un plan d'eau pure (de même

côte et même température) est soumis, de manière à être en équilibre avec l'eau du sol (RICHARDS, 1980).

. O'NEILL et POORMOAYED (1980) ont défini la succion, comme la tension exercée par le sol sur l'eau, laquelle est responsable de la rétention de l'eau dans le sol.

. SCHREINER (1987) a défini la succion totale, comme la pression négative, exercée sur l'eau du sol, de manière qu'un plan d'eau pure soit en équilibre avec l'eau du sol, à travers une membrane semi - perméable.

### 8.3.2. - Mécanisme de la succion

Le phénomène de succion peut s'interpréter aussi bien, du point de vue mécanique, que du point de vue énergétique:

#### a. En terme mécanique:

SNETHEN (1980); O'NEILL et POORMOAYED (1980), ont indiqué que la succion totale ( $h$ ), représente la force de rétention d'eau du sol. La succion mesure alors, les forces d'attractions exercées par le sol sur l'eau.

#### b. En terme énergétique:

La succion est définie, comme l'énergie libre, présente dans le sol, relativement à un plan d'eau se trouvant en dehors du sol, et à la même côte (SNETHEN, 1980).

L'énergie libre est dissipée sous forme de travail, pour aspirer l'eau de l'extérieur vers l'intérieur du sol. Cette dissipation d'énergie est fonction de la composition du sol (type et quantité du minéral argileux) et des cations dans le sol.

### 8.3.3. - Mécanismes de rétention d'eau dans un sol argileux:

Dans un sol argileux, trois mécanismes de rétention d'eau sont possible (RICHARDS, 1980):

- . la tension de surface;



- . l'adsorption d'eau à la surface du minéral argileux;
- . l'imbibition osmotique.

**a. Tension de surface:**

Aux interfaces air-eau, entre les pores du sol, les forces attractives non équilibrées sur les molécules d'eau engendrent une amorce du phénomène capillaire.

**b. Adsorption d'eau à la surface du minéral argileux:**

Les surfaces chargées négativement, attirent l'eau par divers mécanismes (Fig. 8.2) tels que:

- . les liaisons hydrogènes;
- . l'absorption de cations;
- . les forces de VAN DER WAALS.

**c. Imbibition osmotique:**

Pour certains minéraux argileux, les cations dans la double couche, engendrent une différence de concentration entre l'eau adsorbée, et l'eau libre du sol. Cette différence de concentration induit la diffusion d'eau, par osmose.

**8.4. - COMPOSANTES DE LA SUCCION**

Pour des buts pratiques, la succion est considérée comme la somme de deux termes; la succion matricielle, et la succion osmotique.

**8.4.1. - succion matricielle:**

**8.4.1.1. - Définitions:**

La succion matricielle est définie comme, la pression exercée sur l'eau du sol, lorsque l'eau libre interstitielle possède la même concentration chimique que l'eau adsorbée (O'NEILL et POORMOAYED, 1980; SCHREINER, 1987).

Cette succion matricielle est représentée par les forces d'adsorptions et les forces capillaires (CHEN, 1988).

**a. Les forces d'adsorption:**

Les forces d'adsorptions sont représentées par les forces d'attractions sur la surface des particules solides (attraction intermoléculaires, champs des forces électrostatiques). Ces forces d'adsorption sont fonction de la surface spécifique des particules solides. Cependant, l'eau adsorbée peut se trouver dans un état de pression négative qui peut atteindre des dizaines, voire des centaines de bars.

**b. Les forces capillaires:**

En présence d'eau libre et des autres phases adsorbées, les forces capillaires résultent en des tensions interfaciales (tensions superficielles) entre deux phases.

**8.4.1.2. - mécanisme de la succion matricielle:**

La différence d'énergie entre l'eau libre et l'eau adsorbée, est la cause principale de la succion matricielle.

Entre les pores, à l'interface eau - air, est semblable à l'interface eau - air dans un tube capillaire (Fig. 8.2). La succion est représentées par les forces dues à la différence des pressions entre l'air et l'eau. La composante de la succion décrite par l'équation ci - dessous est appelée : "succion matricielle" (CHEN, 1988).

$$hc.\gamma_w = (u_a - u_w) = \frac{2 T_s}{R} \quad (8.2)$$

- T<sub>s</sub> : tension de surface;
- u : pression d'air dans les pores;
- u : pression de l'eau des pores
- R : rayon de l'interface;
- γ<sub>w</sub> : densité de l'eau.



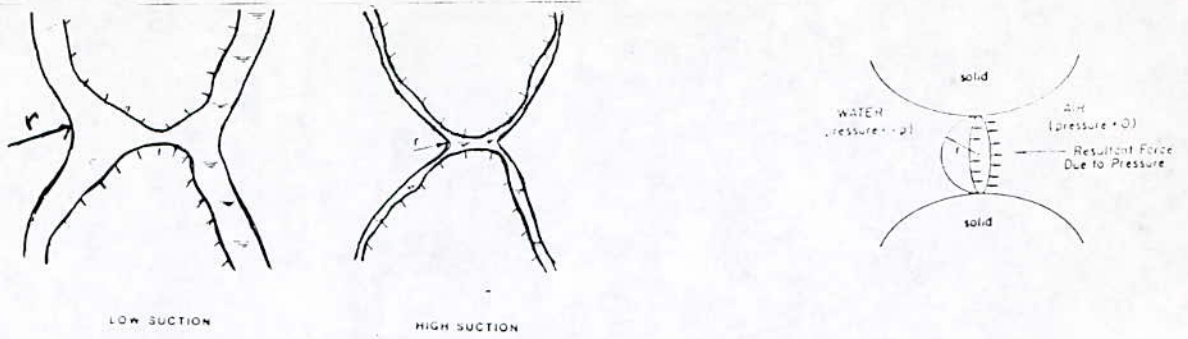


Fig. 8.2.- Effet de la teneur en eau sur la succion  
-interface eau-air idéalisee (CHEN, 1988).

Si la différence de pression entre l'eau et l'air ( $u_a - u_w$ ) augmente, le rayon ( $R$ ) de l'interface diminue (Fig. 8.3). Cependant, si la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) diminue, le rayon de l'interface augmente. Par conséquent, la relation reliant l'eau du sol à la succion matricielle est unique. Cette relation est très liée à la structure du sol (distribution, taille et forme des pores).

#### 8.4.2. - Succion osmotique (soluté)

##### 8.4.2.1. Définitions:

SNETHEN (1980); O'NEILL et POORMOAYED (1980); SCHREINER (1987); et CHEN (1988), attribuent la succion osmotique, à la pression, qui résulte des différences de concentration en sels solubles, dans l'eau du sol.

Cette succion, est fonction du type et de la concentration en sel du sol, et peut résulter en des changements physiques très appréciables dans le sol.

Contrairement à la succion matricielle, SNETHEN (1980) a noté que la succion osmotique est indépendante de la teneur en eau et de la pression de surcharge.

## 8.4.2.2. - mécanisme de la succion osmotique:

Lorsque l'eau pure est placée en contact avec une solution à travers une membrane semi-perméable (permettant le passage uniquement de l'eau) celle-ci tend à s'écouler vers la solution. Si l'écoulement est empêché, une pression différentielle résulte entre la solution et l'eau (Fig. 8.3). Cette pression différentielle est appelée "succion osmotique" (CHEN, 1988), et est donnée par la relation (8.3).

$$\Pi = \Omega R T C_s \quad (8.3)$$

- $\Omega$  : coefficient osmotique molaire en soluté;  
 $C_s$  : concentration du soluté.  
 $R$  : constante universelle des gaz;  
 $T$  : température absolue;

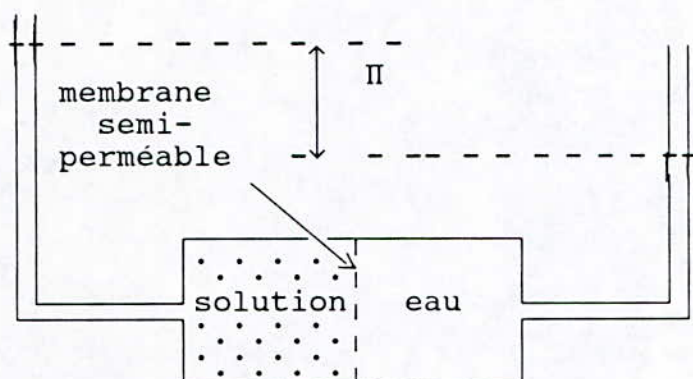


Fig. 8.3.- Mécanisme de la pression osmotique

l'eau du sol contient en général des substances dissoutes (sels). La différence de concentration en sels, entre l'eau du sol et la solution, peut engendrer une succion osmotique.

Dans la double couche, la concentration des ions est maintenue par les forces d'attractions, qui empêchent les ions de quitter cette double couche. Par contre, l'eau peut pénétrer et réduire la concentration.

La succion osmotique cause des changements physiques dans



le sol, et affecte son comportement. Ces changements dépendent essentiellement du type, et de la concentration en sels.

#### 8.5. - CONCLUSION:

Dans un sol, la succion totale est la somme de deux termes: la succion matricielle et la succion osmotique. Cependant, Les changements de volume induits par la succion matricielle, sont plus importantes, que ceux induits par la succion osmotique. Bien que la succion osmotique est souvent négligée, AITCHISON et RICHARDS (1969) ont mesuré dans les régions arides d'Australie, des pressions osmotiques qui dépassaient 137 bars (2000 psi)

Pour des applications pratiques en géotechnique, CHEN (1988) a noté que comme les forces osmotiques sont relativement constantes, les changements dans la succion totale, sont ds uniquement aux changements de la succion matricielle.

$$\Delta h = \Delta h_o + \Delta h_m = \Delta h_m \quad (8.4)$$

$\Delta h$  : succion totale;

$\Delta h_m$ : succion matricielle;

$\Delta h_o$  : succion osmotique.

#### 8.6. - NATURE DES SOLS NON SATURES

Les sols non saturés présentent une affinité à l'eau, beaucoup plus importante que celles des sols saturés. Cette affinité se manifeste par le développement des succions à l'intérieur des pores. Ces succions affectent considérablement le comportement mécanique de ces sols.

Dans la nature, les sols sont sujets régulièrement aux variations des teneurs en eau, dues à l'alternance des saisons sèches et humides. Ces variations de la teneur en eau, sont à l'origine des cycles de gonflement - retrait (Fig. 8.5).

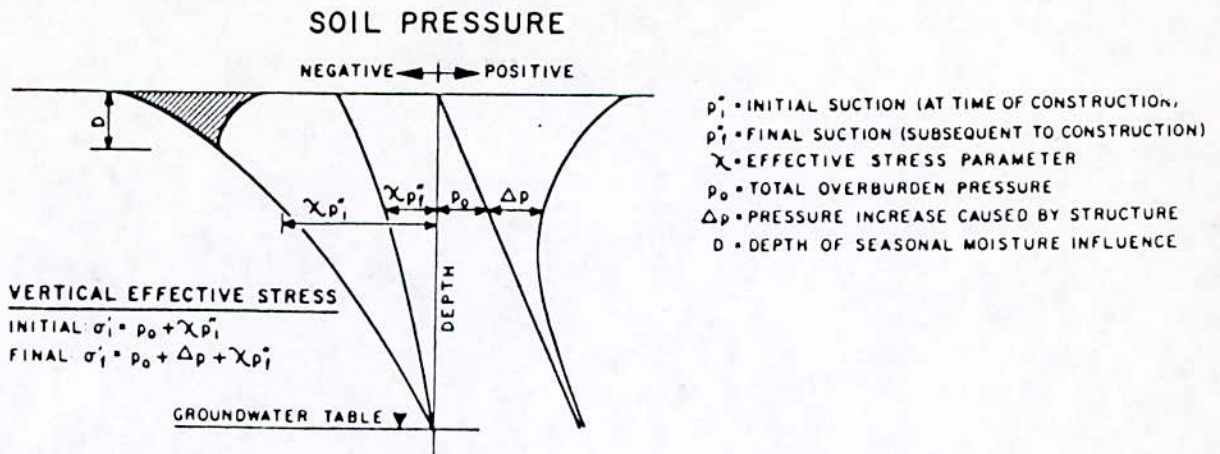


Fig. 8.4.- Variations des contraintes dans les sols non saturés (d'après SULLIVAN et McCLELAND, 1969).

### 8.6.1. - Contraintes effectives dans les sols non saturés

Dans un sol saturé, le concept des contraintes effectives de TERZAGHI reste applicable, même avec des pressions interstitielles négatives. Dès que le sol se désature, le concept devient non applicable. BISHOP a proposé pour les sols non saturés, la modification ci-dessous (NEWLAND, 1965; BLIGHT, 1967; AITCHISON et RICHARDS, 1969; JENNINGS et BURLAND, 1969; DAS, 1985):

$$\sigma' = \sigma - ua + \alpha(ua - uw) \tag{8.5}$$

- $\sigma - ua$  : contrainte totale
- $ua - uw$  : succion de l'eau interstitielle
- $ua$  : pression de l'air
- $uw$  : pression de l'eau
- $\alpha$  : facteur,  $0 < \alpha < 1$ .

Le paramètre ( $\alpha$ ) dépend de plusieurs facteurs, dont le degré de saturation, le type du sol et l'histoire des contraintes. La détermination expérimentale de ce paramètre est relativement difficile (JENNINGS, 1969; BIAREZ et al, 1988)



### 8.7. - TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION

Dans un sol, le volume du sol peut varier si l'eau contenue dans l'échantillon est soumise à une contrainte. Si cette contrainte est négative (tension), le sol a tendance à augmenter de volume. Par contre, si cette contrainte est positive (pression), le sol a tendance à diminuer de volume.

En général, les méthodes expérimentales de laboratoire, se rapportant à l'étude des sols non saturés, se classent en deux catégories: Les méthodes consistant à imposer une pression capillaire ( $u_a - u_w$ ), et les méthodes consistant à la mesurer (PARCEVEAUX, 1980; ZERHOUNI, 1991).

- a. les méthodes d'imposition d'une succion, permettent d'établir une courbe de rétention d'eau dans le sol. Ces méthodes se basent sur une approche mécanique en contrôlant l'écoulement de l'eau à travers l'interface sol - membrane - eau (PARCEVEAUX, 1980; SNETHEN, 1980; BIARES et al, 1988; CHEN, 1988; ; FLEUREAU et al, 1990; ZERHOUNI, 1991).
- b. les méthodes qui permettent de mesurer directement la succion d'un sol, à une teneur en eau donnée. Ces techniques se basent sur une approche énergétique, en contrôlant l'humidité relative dans le sol (RAWLINS, 1971; PARCEVEAUX 1980; SNETHEN, 1980; ZERHOUNI, 1991).

Certains auteurs mesurent la succion totale, d'autres préfèrent mesurer séparément les composantes de la succion (matricielle, osmotique), afin de rendre compte de l'effet relatif de chaque composante (AITCHISON et RICHARDS, 1969; RAWLINS, 1971; RICHARDS, 1980; SCHREINER, 1987). Pour quantifier l'effet de chaque composante, AITCHISON et RICHARDS, (1969) ont donné la relation suivante:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \alpha_m (u_a - u_m) + \alpha_s (u_a - u_s); \quad (8.6)$$

$\alpha_m$ : paramètre empirique représentant la succion matricielle  
 $\alpha_s$ : paramètre empirique représentant la succion osmotique;  
 $u_m$ : pression matricielle;  
 $u_s$ : pression osmotique

### 8.7.1. - Méthodes d'imposition d'une pression capillaire:

Généralement la pression interstitielle ( $U_c$ ) est mesurée par référence à la pression atmosphérique ( $u_c = u_a - u_w$ ).

Le principe de ces techniques consiste à induire une différence de pression entre l'eau et l'air, dans les pores. Cette différence de pression, engendre une variation dans la pression interstitielle, de manière que la succion du sol égale la pression imposée.

A l'équilibre, la teneur en eau de l'échantillon est mesurée. Cette teneur en eau caractérise un état de succion donné.

En raison des limitations des dispositifs de mesures, et afin de couvrir toutes les plages de succion, qui peuvent apparatre sur le terrain, plusieurs techniques sont souvent utilisées. Les techniques les plus usuelles sont:

- . les plaques tensiométriques;
- . la méthode à surpression d'air (appareil de RICHARDS);
- . la méthodes des solutions osmotiques;
- . les dessiccateurs à solutions salines.

### 8.7.2. - Principes des techniques de mesures:

#### a- Les plaques tensiométriques:

La technique des plaques tensiométriques consiste à mettre l'eau en tension par rapport à l'air, en diminuant la pression de l'eau ( $U_w$ ) à l'aide du dispositif représenté sur la figure (Fig. 8.5).

Le principe repose sur l'utilisation de membranes de séparation semi-perméable, permettant le passage de la phase liquide (eau), en empêchant celui de la phase gazeuse (air). Cette séparation est possible en utilisant une porosité de membrane, telle que les pores restent saturés d'eau, bien que cette dernière soit soumise à une tension (ZERHOUNI, 1991).

En admettant que les pores sont identiques à des tubes capillaires, la loi de Laplace donnent la possibilité



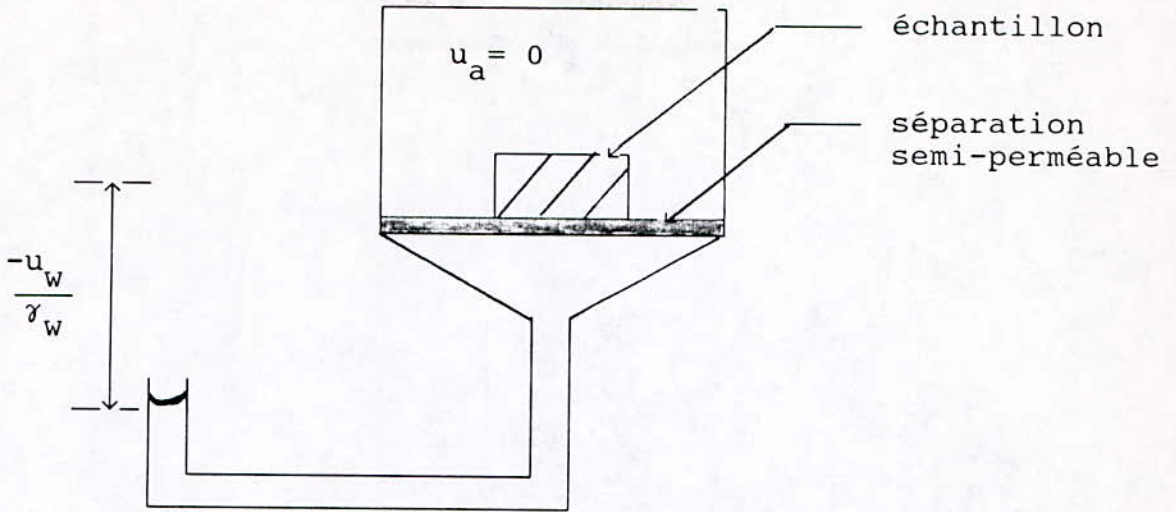


Fig. 8.5.- Schéma de montage de la plaque tensiométrique (d'après ZERHOUNI, 1991).

d'appliquer une tension sur l'eau, sans désaturer les pores (BIAREZ et al, 1988; FLEUREAU et al, 1990, ZERHOUNI, 1991):

$$U_w = 2 A \cos \alpha / r \quad (8.7)$$

$U_w$  : Pression des pores (suction);  
 $A$  : Tension superficielle de l'eau;  
 $\alpha$  : angle de raccordement;  
 $r$  : rayon du tube capillaire.

En pratique, l'application de la pression négative dans l'eau est obtenue par différence de niveau. Les membranes semi-perméables les plus usuelles sont rigides à base de verre fritté, ou souple à base de cellulose. Bien que les sols naturels peuvent contenir de l'eau à des succions matricielles supérieures à 1 bar, les plaques tensiométriques sont souvent limités pour des pressions de l'ordre de 0.2 bar (ZERHOUNI, 1991).

b- La méthode à surpression d'air (appareil de RICHARDS):

C'est l'appareil le plus utilisé pour déterminer la suction matricielle. La pression d'air est appliquée à l'aide

d'un compresseur, sur une membrane perméable à l'eau et aux ions, et non à l'air (Fig. 8.6).

Le transfert d'eau se fait du sol vers la solution aqueuse (dessiccation), ou inversement (imbibition). A chaque palier de pression, correspond une succion, et l'équilibre est atteint après 3 à 4 jours (CHEN, 1988; PARCEVEAUX, 1980; BIAREZ, 1988; FLEUREAU, 1990, ZERHOUNI, 1991).

Cette technique est limitée par les caractéristiques de la membrane semi - perméable, et par la résistance de l'enceinte d'essai. Les cellules à base d'acétate de cellulose, permettent d'atteindre des pression de l'ordre de 3.2 bars (ZERHOUNI, 1991)

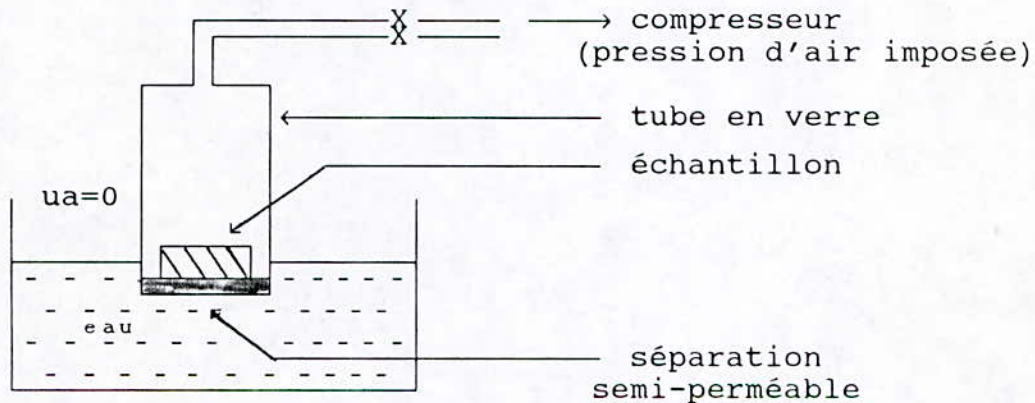


Fig. 8.6.- Schéma de l'appareil de RICHARDS.

**c- Pression osmotique:** (ZUR, 1967; WILLIAMS et SHAYKEWICH, 1969 ZERHOUNI, 1991).

Pour des sucions comprises entre 0.50 à 15 bars, une autre technique est utilisée, à l'aide d'une solution de macromolécules organiques de Polyéthylène - glycol "PEG" (poids moléculaire 20000).

L'échantillon est mis en contact avec une solution de PEG (Fig. 8.7), à travers une membrane semi-perméable, laissant passer l'eau et ne laissant pas passer les macromolécules de la solution (PARCEVEAUX, 1980; BIAREZ et al, 1988; FLEUREAU et al, 1990; ZERHOUNI, 1991).



Pour une concentration donnée en PEG, La solution se trouve à une pression osmotique fixée. Le transfert d'eau, se fait du sol vers la solution ou inversement, et à l'équilibre (après 4 à 5 jours), la pression interstitielle de l'eau de l'échantillon correspondra à cette pression osmotique. Les membranes utilisées sont des membranes de dialyse, dont le diamètre des pores est inférieur à 50 Å (FLEUREAU et al, 1990).

Une courbe d'étalonnage (Fig. 8.8) permet d'avoir une équivalence, entre la concentration de la solution osmotique, et la pression interstitielle négative, de l'eau (WILLIAMS et SHAYKERWICH, 1969; ZERHOUNI, 1991; FLEUREAU et al, 1992).

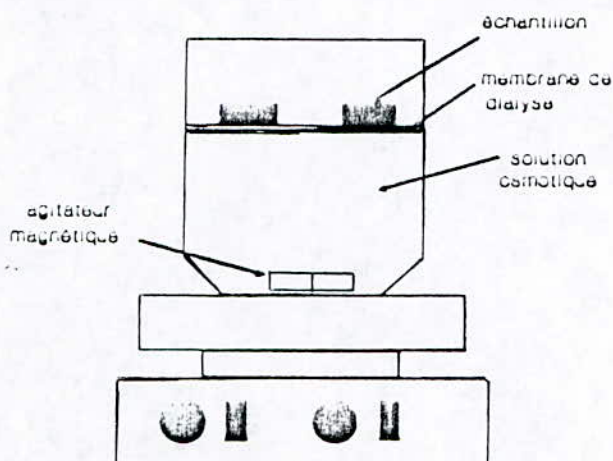


Fig. 8.7.- Dispositif utilisé par INDARTO pour l'imposition de la pression interstitielle négative (d'après ZERHOUNI, 1991).

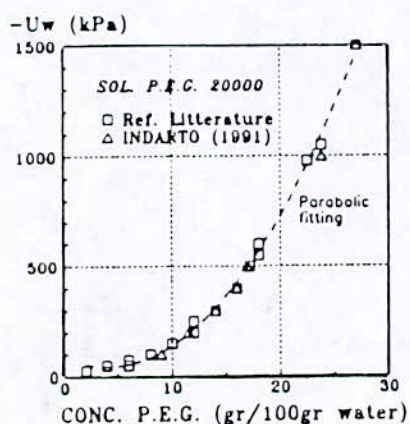


Fig. 8.8. Relation entre la pression interstitielle négative et la concentration de PEG (FLEUREAU et al, 1992).

#### d- Les dessiccateurs à solution salines:

Pour des pressions capillaires supérieures à 30 bars, une autre technique se basant sur des solutions salines saturées est utilisée (PARCEVEAUX, 1980; BIAREZ et al, 1988; FLEUREAU et al, 1990, ZERHOUNI, 1991).

Cette technique consiste à appliquer des tensions de vapeur d'eau, au moyen de solutions chimiques saturées, et de contrôler l'humidité relative de l'air, dans l'enceinte d'un dessiccateur hermétique (Fig. 8.9).

Le contrôle de l'humidité relative de l'air est assuré par la compétition entre la tendance de l'eau à saturer l'atmosphère du dessiccateur, dans lequel est placée la solution, et à la tendance des sels à s'hydrater (FLEUREAU et al, 1990).

Chaque type de solution détermine un degré d'humidité, et correspond à une pression négative, ou à un PF (PARCEVAUX, 1980 FLEUREAU et al, 1990, ZERHOUNI, 1991). L'échantillon placé dans l'enceinte du dessiccateur atteint après plusieurs semaines un équilibre de pression capillaire, qui dépend de la nature de la solution (Tab. 8.9).

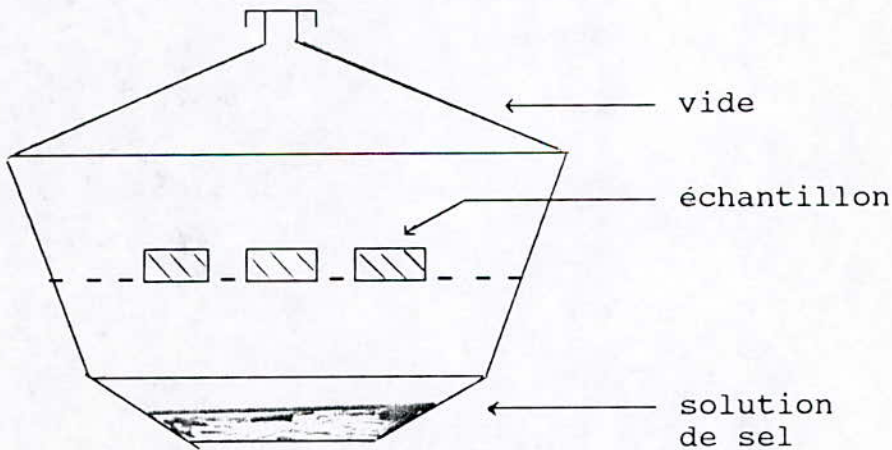


Fig.8 9.- Schéma d'une cellule de pression de vapeur



Tab. 8.1.- Correspondance entre solutions salines saturées et pression négative imposées (température ambiante), (d'après ZERHOUNI, 1991).

Solution salines	Pression Uw [MPa]	PF	Humidité relative[%]
$\text{CuSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$	-1.6	4.2	98
$\text{Na}_2\text{SO}_3 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	-7.9	4.9	95
$\text{ZnSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	-12.6	5.1	90
KCL	-22.4	5.35	85
$(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$	-26.3	5.42	81
NaCL	-33.1	5.52	76
$\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	-79.4	5.9	56
KCNS	-107.2	6.03	47
$\text{K}_2\text{CO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	-112.2	6.05	44
$\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	-158.5	6.2	32.5
$\text{CH}_3\text{COOH}$	-234.4	6.37	20
$\text{H}_2\text{SO}_4$ (d=1.8)	-398.1	6.6	8

### 8.7.3. - Techniques mesurant directement la succion du sol:

Les deux méthodes principales sont:

- . Le psychromètre (RAWLINS, 1969; SNETHEN, 1980; CHEN, 1988; ZERHOUNI, 1991);
- . la méthode du papier filtre (PARCEVAUX, 1978; CHEN, 1988; MOUROUX et al, 1988; ZERHOUNI, 1991).

Dans ce travail de recherche, ces techniques de mesures directe de la succion n'ont pas été utilisées, et pour cette raison, ces méthodes n'ont pas été développées.

## 8.8. - RELATIONS ENTRE GONFLEMENT ET SUCCION DES SOLS.

Plusieurs auteurs ont déterminé des relations entre le gonflement et la succion des sols. Suite à cela, diverses techniques de prédiction du potentiel de gonflement sont apparues.

KASSIF et BENSALOM (1971), ont montré que la pression de gonflement développée par un sol est directement liée à la succion, et est exprimée par:

$$\tau = \alpha P_s \quad (1) \quad , \quad (8.8)$$

$\tau$  : succion  
 $P_s$ : pression de gonflement  
 $\alpha > 1$  pour un sol non saturé  
 $\alpha = 1$  pour un sol saturé

A partir des mesures directes de la succion des sols, SNETHEN (1980) a montré que la succion matricielle est une fonction linéaire de la teneur en eau:

$$\text{Log } \tau_m^0 = A - B W \quad , \quad (8.9)$$

$\tau_m^0$  : succion matricielle sous une pression de confinement nulle,  $P = P_{atm}$ ;  
 $W$  : teneur en eau en % du poids sec;  
 $A$  : ordonnée à l'origine;  
 $B$  : pente de la courbe  $\text{Log } \tau = f(W)$ ;

Sur trois argiles Parisiennes, PARCEVAUX (1980) a trouvé expérimentalement, une autre relation entre le logarithme de la succion et la teneur en eau (8.8). Cependant, O'NEILL et POORMOAYED (1980), ont indiqué que cette relation est valable pour les sols dont la succion matricielle est supérieure à 0.96 bar ( $\tau > 1t$ ).

$$\text{Log } \tau = \text{Log } P_s = A W + B \quad , \quad (8.10)$$

$\tau$  : succion du sol;  
 $P_s$  : pression de gonflement;  
 $A$  : ordonnée à l'origine;  
 $B$  : pente de la courbe  $\text{Log } \tau - W$ .



SNETHEN et al (1978), ont exprimé le taux de gonflement unidimensionnel en terme des succions initiale et finale:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_{\tau}}{1+e_0} \text{Log} \frac{\tau_{m0}}{\tau_{mf}} \quad , \quad (8.11)$$

- C : Indice de gonflement  
 $C_{\tau} = (\alpha \cdot G_s) / 100 B$ ;
- G : Facteur de compression volumique;
- G<sub>s</sub> : poids volumique;
- B : Pente de la droite  
 $\text{Log } \tau = A - BW$ ;
- e<sub>0</sub> : Indice de vides initial;
- H : Hauteur de la couche active;

PARCEVAUX (1980) a exprimé le taux de gonflement par:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\tau}{1+e_0} [(A - BW_0) - \text{Log} (\tau_{mf} - \alpha \sigma_f)] \quad , \quad (8.12)$$

- W<sub>0</sub> : teneur en eau initial
- $\tau_{mf}$  : Succion du sol matricielle finale tsf (KN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma$  : Pression appliquée finale ( $\sigma - \Delta\sigma$ ) KPa (tsf)

Les paramètres A, B et  $\alpha$  sont évalués empiriquement (O'NEILL et POOMOAYED, 1980; SNETHEN, 1980). Les paramètres A et B sont évalués sur la base des données climatologiques (Tab. 8.3), et le paramètre  $\alpha$  est évalué sur la base de l'indice de plasticité (Tab. 8.4)

Tab. 8.2.- Valeurs des coefficients A et B  
 (d'après JOHNSON et SNETHEN, 1978)

Climat	A	B
Semi-humide	2.75 - 8.5	0.10 - 0.00
Semi-aride	2.50 - 5.8	0.12 - 0.25

Tab. 8.3.- Valeurs des coefficients  $\alpha$  en fonction de l'indice de plasticite (d'après O'NEILL et POORMOAYED, 1980)

IP < 5	$\alpha = 0$
5 < IP < 40	$\alpha = 0.0275 \text{ IP} - 0.12$
IP > 40	$\alpha = 1$



**CHAPITRE IX**

**ETUDE  
EXPERIMENTALE**

## CHAPITRE NEUVIEME

### ETUDE EXPERIMENTALE

#### 9.1. - INTRODUCTION

L'étude expérimentale est réalisée sur les argiles de In Amenas, région située à 1600 Km, au Sud Est de la capital. Un programme expérimental à été réalisé sur les argiles de In Amenas, ce programme comprend:

1. des essais d'identifications classiques;
2. une analyse chimique sommaire;
3. des essais de gonflement, en utilisant diverses procédures
4. des essais de succions (courbes de retentions d'eau).

A climat aride, cette région possède les caractéristiques morphologiques, et hydrologiques suivantes:

##### 9.1.1. - Morphologie:

les tranchées exploratrices, réalisée par la SONATRACH, mettent en évidence, des formations sédimentaires qui font parties des argiles de ZARZAITINES, rattachées à la période triasique. Une coupe géotechnique montre l'existence de cinq couches bien distinctes

couche 1: Couverture sableuse de quelques centimètres.

couche 2: Cette couche allant parfois à 1.5 m est constituée d'un matériau limono-argileux rougeâtre (ARG.2), et peu friable. Par endroit, l'argile présente une couleur violette (ARG.3).

couche 3: Horizon argileux compact, dépourvu des fractions sableuses. Cet horizon se présente en petits blocs compacts, séparés les uns des autres par de nombreuses fractures (ARG.1).



couche 4: Couverture argileuse verdâtre, rencontrée seulement dans les tranchées les plus profond, allant à 4 m. Cette couche est relativement mince (ARG.4).

couche 5: Horizon inférieur constitué d'argile limoneuse, compacte.

### 9.1.2. - Hydrologie:

les sondages effectués jusqu'à une profondeur d'environ 20 m, n'ont pas mis en évidence, la présence d'une nappe phréatique. Cependant, la ville de In Amenas est alimenté en eau potable, d'une source se trouvant, à 20 Km de la ville.

## 9.2. - DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DES SOLS ETUDIES

### 9.2.1. - Caractéristiques géotechniques:

Les résultats des caractéristiques géotechniques classiques pour les différentes argiles sont rassemblées sur le Tab. 9.1.

les limites d'Atterberg, ont fait l'objet d'essais normalisés. La limite de liquidité: selon les normes A.S.T.M - A.A.S.H.T.O.- B5. la limite de retrait: selon les normes A.S.T.M. D 42 - A.A.S.H.T.O. T92 - UNI 10014 - AFNOR.

### 9.2.2. - Composition chimique - Perte au feu (P.F)

Les argiles ont des caractéristiques géotechniques (plasticité, compactage, perméabilité, floculation, gonflement..) différentes suivant la nature des cations échangeables absorbées. Ainsi les montmorillonites sodiques ont des indices de plasticité trois à cinq fois plus élevés que les mêmes montmorillonites calciques (BARON et al, 1971).

DUCHAUFOR (1970) a signalé que certains cations bivalents tels que les ions  $Ca^{++}$  et  $Mg^{++}$  ont une action floculente, sur les particules argileuses. La détermination de ces cations,

Tab. 9.1. - Résultats des caractéristiques géotechniques, chimiques et des valeurs des activités; argiles de In Amenas

Argile	Localisation	caractéristiques géotechniques									caractéristiques chimiques							Activités			Potentiel de gonflement		Classifi- cation
		$\gamma_h$	$\gamma_d$	W0	WL	WP	WR	IP	IR	C	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	CaO	Na <sub>2</sub> O	P.F	A1	A2	A3	$\Delta H/H$	PG	AASHTO
ARG.1	Base de vie Sonatrach	2.15	2.09	2.5-2.7	43	20	12.5	23	30.5	52	69	12.69	5.69	1.8	0.57	0.67	6.81	0.442	0.587	0.680	13.43	23	CL
Arg.2	Nord de la Raffinerie	2.16	2.08	3.85	71	26	13.4	46	57.6	70	56.3	15.12	8.32	2.8	1.54	0.66	9.88	0.657	0.822	0.707	33.85	66.5	CH
ARG.3	Sud de la Raffinerie	2.10	2.04	3.20	61	22	13.8	39	47.2	68	58.7	19.32	7.00	1.3	1.23	0.65	9.50	0.574	0.694	0.619	29.00	26.8	CH
ARG.4	Atelier Nord Raffinerie	2.14	2.08	3.05	75	25	10.0	50	65	74	56.2	20.44	4.81	2.4	1.53	0.67	10.8	0.676	0.878	0.724	33.2	68	CH

 $\gamma_h$  : Poids volumique humide $\gamma_d$  : Poids volumique sec

W0 : Teneur en eau initiale

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

WR : Limite de retrait

IP : Indice de plasticité  $IP = WL - WP$ IR : Indice de retrait  $IR = WL - WR$ 

C : Pourcentage des éléments inférieurs à deux microns

PF : Perte au feu

A1 : Activité selon SKEMPTON :  $A_1 = IP / (C < 2\mu)$ A2 : Activité selon SEED et al :  $A_2 = IP / (C - 5)$ A3 : Activité selon RANGANATHAM et SATYANARANARA :  $A_3 = IR / (C < 2\mu)$  $\Delta H/H$  : Taux de gonflement en [%]

PG : Pression de gonflement en Bars

AASHTO : Americ. Assoc. of High. Tran. offic.



parmi les cations échangeables, devient capitale dans l'étude du comportement des sols argileux. Une discussion des résultats de l'analyse chimique (Tab. 9.1) est présentée au paragraphe 9.4.1.2.

### 9.2.3.- Caractéristiques minéralogiques:

les résultats du rapport d'analyse minéralogique, qualitative, par diffraction X, de 3 échantillons d'argile de In Amenas ont révélé, que ces argiles sont à prédominance de kaolinite, avec la présence d'interstratifiés "illite - montmorillonite", en faible proportion. Ces résultats devront être confirmés par d'autres analyses quantitatives, plus détaillées.

### 9.2.4. - INTERPRETATIONS DES RESULTATS ET DISCUSSIONS

#### 9.2.4.1. - Caractéristiques géotechniques:

Les caractéristiques géotechniques classiques déterminés en laboratoire (tableau 9.1), donne une première indication sur le comportement des argiles étudiées:

- a. Les argiles de In Amenas, ayant de fortes densités sèches initiales ( $20.04$  à  $20.08 \text{ KN/m}^3$ ), se présentent sur le terrain, à l'état sec, sous forme de roche. Cet état dense des argiles, rend difficile le prélèvement des échantillons intacts.
- b. Les faibles valeurs de la teneur en eau initiale ( $2.5 \%$  à  $3,8 \%$ ), sont indicatif de l'aridité du climat de la région de In Amenas. Cet état sec des argiles, est à l'origine des fortes succions et de l'importance de l'affinité à l'eau de ces argiles.
- c. La présence des éléments inférieurs à deux microns ( $2\mu$ ) est relativement importante. Celle - ci est à l'origine des fortes valeurs, des indices de plasticité.

- d. Les limites d'Atterberg sont liées étroitement aux pourcentage des éléments inférieurs à deux microns. Les argiles ARG.2 et ARG.4 ayant, plus de 80 % d'éléments inférieurs à deux microns, ont donnés des limites de liquidité supérieures à 70 %, et des indices de plasticité supérieurs à 45 %. Par contre, l'argile ARG.1 ayant moins de 50 % d'éléments inférieurs à deux microns, a donnée une limite de liquidité  $WL = 43 \%$ , et un indice de plasticité  $IP = 23\%$ .
- e. La classification des argiles selon le diagramme de CASAGRANDE, montre que l'argile ARG.1 se classe dans le groupe des argiles de faibles plasticité (CL), tandis que, les argiles ARG.2, ARG.3 et ARG.4 se classent dans le groupe des argiles de fortes plasticité (CH).

#### 9.2.4.2. - Analyse chimique:

Les échantillons d'argiles d'In Amenas étudiées, ont fait l'objet d'une analyse chimique. L'observation des résultats présentés sur Tab. 9.1 montre que:

- a. Parmi les éléments qui entrent dans la composition chimique des argiles étudiées, les trois éléments,  $SiO_2$ ;  $Al_2O_3$  et  $Fe_2O_3$  sont prépondérants. Pour les argiles étudiées, la teneur en  $SiO_2$  est supérieure à 50%. La teneur en  $Al_2O_3$  est supérieure à 20%. La teneur en  $Fe_2O_3$  est inférieure à 10%.
- b. La teneur en silice peut être mise en rapport avec la granulométrie, ce qui montre la présence du sable dans ces argiles. A noter que les sols non gonflant ont une teneur en silice supérieure à 80%.
- c. Les faibles teneurs en éléments supérieures à deux microns, tels que;  $CaO$ ,  $K_2O$  et  $Na_2O$  sont en accord avec les résultats de l'analyse granulométrique.
- d. La présence du fer est confirmée visuellement, par l'observation de concrétions ferrugineuses, sur les argiles ARG.1, ARG.2. et ARG.3. Cependant, les résultats des



analyses minéralogiques antérieures, indiquent que ces argiles sont riches en hydroxydes de fer.

- e. le pourcentage relativement faible de la chaux (inférieur à 2 %), est indicatif du caractère gonflant de ces argiles
- f. La perte au feu est inférieure à 11 % pour les quatre types d'argiles, ceci indique les faibles teneurs en matières organiques.
- g. Les argiles ARG.3 et ARG.4, ayant une teneur en Aluminium relativement élevée, ont donné des indices de plasticité élevé par rapport à l'argile ARG.1

#### 9.2.5. - Détermination des activités du gonflement

Les activités des argiles étudiées sont calculées par les trois relations exposées au chapitre 3. Les valeurs obtenues (Tab. 9.1) sont toutes inférieures à 1. L'examen de ce tableau indique que:

- a. Pour les 4 types d'argiles étudiées, l'activité au sens de SKEMPTON est inférieure à l'activité au sens de SEED et al, cette dernière est inférieure à l'activité au sens de RANGANATHAM et SATYANAYANARA.
- b. Indépendamment de la définition de l'activité, celle-ci augmente avec l'indice de retrait, avec l'indice de plasticité, et avec le pourcentage des éléments inférieurs à deux microns.
- c. La valeur de l'activité d'une argile dépend essentiellement de sa définition. Selon la définition, le même échantillon d'argile peut donner des valeurs d'activités différentes. En effet, pour d'argile ARG.2, l'activité définie par SKEMPTON est de 0.66, celle définie par SEED et al (1962-b) est de 0.82, celle définie par RANGANATHAM et SATYANAYANARA (1965) est de 0.70.
- d. La comparaison des valeurs d'activités pour les quatre types d'argiles de In Amenas, montre que l'argile la plus active (à fort potentiel de gonflement est) l'argile ARG.4.

- e. L'argile ARG.1, d'activité inférieure à 0.5, semble être à prédominance de kaolinite. Ceci est en bon accord avec les résultats de l'analyse minéralogique.
- f. Selon SKEMPTON, les quatre types d'argiles de In Amenas, ayant des activités inférieures à 0.75, se classent comme des argiles inactives.
- g. Selon, VAN DER MERWE (1964), les argiles ARG.2, ARG.3 et ARG.4 ont un potentiel de gonflement très élevées, tandis que, l'argile ARG.1 a un potentiel de gonflement faible.

### 9.3. - ESSAIS DE GONFLEMENT:

#### 9.3.1. - PRESENTATION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL:

Plusieurs séries d'essais de gonflement ont été effectuées sur les argiles de In Amenas (Tab.9.2). La majorité du travail expérimental est essentiellement basé sur un seul type d'argiles, ARG.1. En outre, les essais sur les argiles ARG.2, ARG.3 et ARG.4 sont présentés à titre comparatif, pour illustrer le comportement général des argiles de In Amenas. Tous les essais ont été effectués sur des échantillons intacts mis à part les échantillons E10, E24 et E25, lesquels ont été reconstitués par compactage.

Le programme expérimental composé de neuf séries (S) d'essais, est présenté sur le Tab. 9.2, comporte:

1. des essais de gonflement libre (S1, S2, S3, S4 et S9);
2. des essais de gonflement sous le poids du piston (S5);
3. des essais d'inondation sous différentes charges (S6);
4. des essais de gonflement libre sur des échantillons initialement préchargés (S7);
5. des essais de gonflement libre effectués sur des échantillons introduit dans des trouses oedométriques préalablement graissées (S7).

A l'exception de L'échantillon E24 de la série S9, qui est effectué sur un bâti, type M & O, toutes les autres séries



Tab. 9.2. Caractéristiques des argiles de In Arenas, et présentation des résultats des essais effectués.

Type d'essai	Type d'argile	Série d'essai	Echant. N°	$\phi / H$ [mm/mm]	$P_0$ [bar]	Type de bâti	$e_0$	$e_{max}$	$\Delta H/H$ [%]	$(\Delta H/H)_m$ [%]	PG [bar]	$(PG)_m$ [bar]	$T_s$ [j]	Rapport H/ $\phi$	$\frac{H_f - H_s}{W_s}$	$T_r$ [j]
Gonflement libre	ARG.1	S1	E1	50/19	0.07	Bishop chargement par l'arrière	0.292	0.481	14.63	13.43	22.22	23.30	08	0.38	0.0907	18
			E2	50/19			0.292	0.470	13.74		10				0.0885	21
			E3	50/19			0.295	0.45	11.93		10				0.841	22
		S2	E4	70/19	0.015	Anglais chargement par l'avant	0.291	0.550	20.05	19.83	28.5	28.33	08	0.27	0.054	21
			E5	70/19			0.289	0.509	17.10		08				0.0495	113
			E6	70/19			0.292	0.580	22.33		10				0.056	113
		S3	E7	75/19	0.02	Anglais chargement par l'avant	0.291	0.52	17.8	18.22	32.88	35	11	0.253	0.044	21
			E8	75/19			0.291	0.53	18.63		06				0.045	17
		ARG.2	S4	E9	50/19	0.07	Anglais chargement par l'avant	0.297	0.736	33.85	-	66.5	-	09	0.38	0.139
	ARG.3	E10		50/19	0.320			0.699	29.00	11		0.133				22
	ARG.4	E11		50/19	0.298			0.729	33.2	07		0.137				43
Gonflement sous le poids des terres	ARG.1	S5	E12	50/19	0.40	Bishop chargement par l'arrière	0.291	0.393	7.92	-	22.56	-	15	0.27	0.038	30
			E13	50/19			0.290	0.393	7.8		08				0.038	18
			E14	50/19			0.292	0.404	8.84		08				0.039	18
Gonflement sous une charge constante	ARG.1	S6	E15	70/19	05	Anglais chargement par l'avant	0.278	0.294	0.274	-	-	-	07	0.27	0.0284	54
			E16	70/19			0.264	0.274	-1.31		07				0.0265	81
			E17	70/19			0.264	0.265	-1.98		07				0.026	81
Gonflement libre après préchargement-déchargement	ARG.1	S7	E18	70/19	0.015 (10)	Anglais; chargement par l'avant	0.283	0.563	20.96	-	18.05	-	41	0.27	0.054	59
			E19	70/19	0.015 (15)		0.2608	0.590	23.06		29				0.057	48
			E20	70/19	0.015 (25)		0.278	0.5504	20.01		29				0.053	48
			E21	50/19	0.02 (9.8)		0.2872	0.451	12.96		41				0.38	0.087
Gonflement libre; troussees graissées	ARG.1	S8	E22	70/19	0.015	Chargement par l'avant	0.292	0.5916	23.2	-	24.5	-	28	0.27	0.057	51
			E23	50/19			0.291	0.4523	12.5		28				0.38	0.086
Gonflement libre;	ARG.1	S9	E24	50/19	0.019	Bishop	0.406	0.64	16.65	-	20.0	-	06	0.38	0.1208	16
			E25	70/24	0.048	M & O	0.406	0.735	23.37		06				0.343	0.0707

$P_0$ : Pression initiale  
 $e_0$ : indice des vides initial.  
 $e_{max}$ : indice des vides final.  
 $\Delta H/H$ : taux de gonflement  
 $(\Delta H/H)_m$ : taux de gonf. moy.  
PG: pression de gonflement  
 $(PG)_m$ : pression de gonf. moy.  
 $H_f$ : hauteur finale  
 $H_s$ : hauteur des grains solides  
 $W_s$ : poids sec  
 $T_s$ : durée de stabilisation du gonflement  
 $T_r$ : durée totale de l'essai



d'essais ont été effectuées sur des bâtis oedométriques type Anglais. Cependant:

- . les séries S1 et S5 sont effectuées sur des bâtis à chaque échantillon, le tableau donne le type d'essai réalisé;
- . Les séries S2, S3, S4, S6, S7 et S8, sont effectuées sur des bâtis oedométriques à chargement par l'avant.

### 9.3.2. - PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATIONS:

#### 9.3.2.1. - Essai de gonflement libre sous le poids du piston

A l'issue des travaux sur des échantillons de même diamètre, CHEN (1988) a montré que, la variation de hauteur ( $\Delta H$ ) augmente avec l'accroissement de la hauteur initiale des échantillons. Cependant, la variation relative de la hauteur ( $\Delta H/H_0$ ) est constante, pour les échantillons de même densité sèche initiale. Afin d'apprécier l'effet du diamètre de l'échantillon sur la mesure du potentiel de gonflement, une série d'essai sur des échantillons d'argile ARG.2, de mêmes hauteur initiale et de diamètre différent a été réalisée.

- . les échantillons E1, E2 et E3 de la série S1, ont un diamètre égal à 50 mm;
- . les échantillons E4, E5 et E6 de la série S2, ont un diamètre égal à 70 mm;
- . les échantillons E7, E8 de la série S3, ont un diamètre de 75 mm.

Après inondation sous le poids du piston, les variations relatives du volume ont été mesurées à différents instants, jusqu'à stabilisation. Les variations de volume en fonction du temps pour tous les échantillons sont présentés sur les Fig. 9.1/A à 9.3/A et les Fig. 9.1/B à 9.3/B - (courbe (a)). Dans le but de déterminer la pression de gonflement, les échantillons ont été chargés par palier jusqu'à ce que l'indice des vides de l'échantillon soit égal à l'indice des vides initial avant inondation (Fig. 9.1/B, 9.2/B et 9.3/B, courbe (b)).

L'augmentation du taux de gonflement par accroissement du diamètre de 50 à 70 mm, est une conséquence directe de



Les caractéristiques des échantillons, et les résultats des essais de gonflement, sont présentés sur le Tab. 9.2. Pour chaque échantillon, ce tableau donne:

- . le type d'essai réalisé;
- . les dimensions de l'échantillon (diamètre/ hauteur);
- . la pression du piston en bars;
- . l'indice des vides initial ( $e_0$ ), et l'indice des vides maximum ( $e_{\max}$ ), après stabilisation du gonflement;
- . le taux de gonflement,  $\Delta H/H_0$ ;
- . la durée de la stabilisation du gonflement, en jour;
- . la pression de gonflement,  $P_g$  en bars;
- . Le rapport des dimension de l'échantillon ( $H/\phi$ );

Les résultats des essais de gonflement libre des séries S1, S2 et S3, ont donné les taux de gonflement suivant:

- . 11.93 % <  $\Delta H/H$  < 14.63 %, pour les échantillons  $\phi = 50$  mm;
- . 17.10 % <  $\Delta H/H$  < 22.33 %, pour les échantillons  $\phi = 70$  mm;
- . 17.80 % <  $\Delta H/H$  < 18.63 %, pour les échantillons  $\phi = 75$  mm.

L'observation de ces résultats permet de constater que:

- a. le taux de gonflement est lié au diamètre initial de l'échantillon. Les échantillons de petit diamètre donnent des taux de gonflement moins élevé.
- b. pour un même diamètre, les valeurs du taux de gonflement se situent sur une plage, plus ou moins large. Ces écarts dans les valeurs du taux de gonflement, sont probablement due au différences dans l'orientation des particules.
- c. le gonflement est lié au volume initial de l'échantillon. La différence entre le taux de gonflement mesuré sur des échantillons de volume différents (diamètres 50 et 70 mm) et très significative et est égale à 6.4 % dans ce cas, (Fig. 9.4/A et 9.5/B).
- d. Pour des volumes voisins (diamètres 70 et 75 mm), les taux de gonflement sont également assez proche (19.83 et 18.33%) (Fig. 9.5/A et 9.5/B).

L'augmentation du taux de gonflement par accroissement du diamètre de 50 à 70 mm, est une conséquence directe de



l'atténuation de l'effet des frottements sur les parois de la trousse oedométrique. L'effet des frottements diminue lorsque le diamètre de la trousse augmente. Cependant, la diminution relative des taux de gonflement mesurés sur les échantillons de diamètres 75 mm, proviennent probablement de la flexibilité des trouses. D'autres facteurs peuvent aussi, affecter les mesures, tels que:

- . l'anisotropie dans le gonflement (POPESCU, 1986) et plus particulièrement, si les échantillons testés sont découpés dans des plans différents.
- . La flexibilité des trouses de grand diamètre;
- . La durée du temps alloué à la stabilisation finale.

L'état naturel sec et dure des argiles de In Amenas n'a pas permis de prélever des carottes à sec. Cependant, le carottage humide n'est pas adapté au cas des argiles expansives. De ce fait, les échantillons ont été prélevés sous forme de blocs, lesquels ont été taillés dans des directions arbitraires, de telle sorte, à éviter les fissures, et obtenir le maximum d'échantillons. Cela explique les difficultés rencontrées, pour avoir des échantillons découpés dans un même plan. Dans ce cas, le facteur d'anisotropie semble très déterminant sur les valeurs du taux du gonflement.

D'autre part, l'augmentation dans la pression du gonflement avec l'accroissement du diamètre de l'échantillon dénote, l'atténuation des frottements sur les parois de la trousse oedométrique, lorsque le diamètre augmente.

Dans le but de mettre en évidence l'importance de la nature des argiles (granulométrie, plasticité, minéralogie) sur le comportement du gonflement, une série S4 a été effectuée sur des échantillons d'argiles différentes: E9 (ARG.2), E10 (ARG.3) et E11 (ARG.4). Les taux de gonflement mesurés ont donné 33.85% 29 %, et 33.2 % pour les échantillons E9, E10 et E11, respectivement (Fig. 9.6/A, 9.7/A et 9.8/A).

L'analyse des résultats présentés sur le Tab. 9.2, indique que:



1. Le taux et la pression de gonflement sont étroitement liés à l'indice de plasticité; les échantillons E9 et E11 d'argiles très plastiques, donnent des taux et des pressions de gonflement très supérieurs à ceux de l'argile peu plastique ARG.1, (Fig. 9.7/A, 9.7/B, 9.9.a, et 9.9.b);
2. Bien que les argiles sont différentes, les échantillons E9 et E11 ayant des indices de plasticités relativement proches, ont donné des amplitudes et des pressions de gonflement également assez proche, (Fig. 9.6/A et 9.6/B);
3. L'argile très plastique ARG.4 dont l'indice de plasticité est supérieur au double de celui de l'argile ARG.1 (50 % et 23 %) a donné également, un taux de gonflement supérieur au double, de celui de l'argile ARG.1 (33.85 %, et 13.43 %)
4. L'argile ARG.3 d'indice de plasticité inférieur à celui de l'argile ARG.4 (39% et 50%) a donné un taux de gonflement peu différent (29 % et 33.85 %). Contrairement aux cas des échantillons d'argiles intacts, (ARG.1, ARG.2 et ARG.4), l'échantillon E10 d'argile ARG.3 est reconstitué par compactage. Sous cet état très sec et relativement dense, le compactage résulte en une structure de particules flocculée (SEED et al, 1962-a). Ce résultat explique l'effet de remoulage sur le taux du gonflement.

En conclusion, les résultats d'essais effectués sur les échantillons d'argiles de même taille, de même densité initiale, et de composition minéralogique différentes, montrent que la nature d'argile a une influence très significative sur le taux et les caractéristiques de gonflement d'un sol. Ces résultats montrent que les paramètres tels que: l'indice de plasticité, la limite de retrait et le pourcentage des éléments inférieurs à deux microns, sont très indicatifs des caractéristiques du gonflement.

En effet, le taux et la pression de gonflement, sont d'autant plus élevés, que l'indice de plasticité est élevé, le pourcentage des éléments inférieurs à deux microns est fort, et



que la limite de retrait est faible (Fig. 9.9/A). Ces résultats sont en bon accord avec les résultats rapportés par la littérature (HOLTZ et GIBBS, 1956; GUPTA et al, 1967; KOMORNIK et DAVID, 1969; VIJAYVERGIYA et SULLIVAN, 1973; VIJAYVERGIYA et al, 1973; O'NEILL et POORMOAYED, 1980).

#### 9.3.2.2. - Essai de gonflement sous une pression équivalente au poids des terres (0.4 bar)

Sur le terrain le sol est soumis à la pression des terres. Cependant, les essais de gonflement libre sous le poids du piston ne simulent pas les conditions in situ. A cet effet, trois échantillons identiques (E12, E13 et E14) d'argile ARG.1, prélevés à une profondeur d'environ 1.8 m ont été soumis à l'essai de gonflement sous une pression de 0.4 bar, équivalente à la pression des terres in situ.

L'évolution du gonflement suite à l'inondation est représentée sur les Fig. 9.10/A et 9.10/B, courbe (a). Après stabilisation du gonflement, un chargement par paliers, (Fig. 9.10/B, courbe (b)) a permis de déterminer la pression du gonflement.

Une conséquence directe de l'expansion de l'argile, suite à une inondation, est le réarrangement structural. L'expansion est le résultat du redressement des particules, d'une part, et de l'absorption d'eau, d'autre part. L'amplitude de l'expansion, et la quantité d'eau requise pour l'équilibre, sont fonction de la pression appliquée sur l'échantillon.

lorsque l'eau pénètre dans le sol, les espacements entre particules vont augmenter, engendrant l'expansion de la masse du sol. La forme, et l'amplitude des ajustements structuraux résultants, ainsi que la quantité d'eau requise, sont fonction principalement, des empêchements appliqués sur l'échantillon.

Une première analyse des résultats du Tab. 9.2, permet de constater que les échantillons, soumis au poids du piston, ont donné un taux de gonflement ( $\Delta H/H$ ) variant entre 11.93 % et 14.63 %. Tandis que, des échantillons identiques, initialement



chargé à 0.4 bar, ont donné un taux de gonflement, variant entre 7.8 % et 8.84 %.; soit une différence moyenne de de 5 %. Cependant, dans les deux cas d'essais, la pression de gonflement est approximativement la même, et vaut environ, 23 bars (Fig. 9-11/B).

Ces résultats permettent de conclure, qu'une faible pression de surcharge peut réduire sensiblement le taux de gonflement, mais affecte peu, la pression de gonflement.

### 9.3.2.3. - Essai de l'inondation sous charges

Sur le terrain, les sols sont soumis non seulement aux pressions dues au poids des terres des couches sus-jacentes, mais aussi, aux pressions des surcharges dues aux construction.

Afin de montrer l'effet de ces surcharges sur le taux, et sur la pression de gonflement, trois échantillons identiques E12, E13 et E14 d'argile ARG.1, de diamètre égal à 70 mm, ont été soumis initialement à sec, à une pression respective de 5, 10 et 20 bars. Après stabilisation, les trois échantillons ont été inondés sous ces pressions.

Les variations de volume par imbibition d'eau, au cours du temps sont calculées par rapport à la hauteur initiale, des échantillons secs non chargés ( $H_0 = 19$  mm). l'échantillon E12 inondé sous une pression de 5 bars, a donné un gonflement de 0.274 % (Fig. 9.15/A, courbe (1)). Tandis que, les échantillons E13 et E14, soumis à 10 bars, et à 20 bars, ont donné respectivement, un tassement de 1.3 % et 2 %, (Fig. 9.15/A courbes (2) et (3)).

Après stabilisation du gonflement, (Fig. 9.12/B , 9.13/B et 9.14/B, courbe (a)), un chargement par paliers a été appliqué (courbe (b)), afin de remettre les échantillons à leurs états initiales.

Dans les argiles fortement surconsolidées, très compactes et desséchées, (cas des argiles de In Amenas), l'expansion libre de l'échantillon est souvent notable suite à une

imbibition. Si l'imbibition a lieu sous de fortes pressions de surcharges, l'amplitude et la direction du changement de volume seront fonction de la capacité de l'argile à absorber l'eau et du niveaux des surcharges, qui empêchent les particules de s'éloigner les unes des autres. La conséquence peut être une augmentation, ou une diminution du volume de la masse de sol (Fig. 9.15/A et 9.17/B)

Une phase importante dans l'étude du gonflement des argiles, consiste à déterminer la pression qui doit être appliquée au sol, pour inhiber son potentiel de gonflement même en présence d'eau. Sur une échelle linéaire, la courbe reliant la variation relative du volume ( $\Delta H/H$ ), et la surcharge appliquée est une droite. La pression de gonflement, correspond à une variation relative ( $\Delta H/H$ ) nulle. La Fig. 9.18/B montre une dispersion des points de cette droite. La pression de gonflement obtenue pour l'argile ARG.1, est de l'ordre de 12.5 bars.

#### 9.3.2.4. - Effet du préchargement sur le potentiel du gonflement

Lorsque deux échantillons de même composition minéralogique, de mêmes dimensions initiales (diamètre, hauteur), mais, avec des densités différentes, sont inondés, l'échantillon le plus dense exhibera un gonflement plus élevé (SEED et al 1962-a; KOMORNIK et DAVID, 1969; POPESCU, 1986; CHEN, 1988). Ce résultat est prévisible puisque, dans un même volume, l'échantillon le plus dense possède un nombre plus élevé de particules gonflantes.

Par contre, si deux échantillons de même composition minéralogique, de même volume des grains solides, et de même diamètre, ont une même masse sèche initiale, mais des densités sèches initiales différentes, lequel de ces deux échantillons gonfle le plus?

Pour répondre à cette interrogation, trois échantillons E18, E19 et E20, d'argile ARG.1, de même diamètre (70 mm) et même densité initiale, ont été soumis à sec à un cycle de



charge-décharge par paliers jusqu'à 10 bars, 15 bars et 25 bars respectivement (Fig. 9.19/B, 9.20/B et 9.20/B, courbes (a) et (b)). Cet état de chargement, a permis de faire varier la densité sèche initiale de chaque échantillon. Ces échantillons ont été ensuite inondés sous le poids du piston, pour gonfler librement.

Les variations relatives du volume, au cours du temps sont calculées par rapport à l'état initial sec, avant chargement (Fig. 9.19, 9.20/A et 9.21/A). L'échantillon E18 soumis initialement à 10 bars, a donné un taux de gonflement de 20.96%. De même, les échantillons E19 et E20 soumis respectivement à une pression de 15 bars, et 25 bars ont donné des taux de gonflement respectivement de 23.06 %, et 20.02 % (Tab. 9.2). Les trois échantillons préchargés ont donné des taux de gonflement assez proches. Ces valeurs, sont dans les mêmes plages, que celles des échantillons non préchargés (Fig. 9.23/A).

Ces résultats illustrent clairement, que le taux de gonflement est directement lié au nombre des particules susceptibles de gonfler, c.à.d, à la masse du volume des grains solides. De ce fait, une représentation du taux de gonflement en terme de la hauteur des grains solides ( $\Delta H/H_s$ ), ou en terme du poids des grains solides ( $\Delta H/W_s$ ) est plus judicieuse.

Un autre échantillon E21 de diamètre 50 mm, a été chargé à sec, à une pression de 9.8 bars (Fig. 9.22/B). Après déchargement, l'échantillon a été inondé sous le poids du piston. Le taux de gonflement maximum, mesuré après stabilisation est de 12.51 %. Cette valeur est également assez proche, des valeurs mesurées sur les échantillons non préchargés (Fig. 9.25/A, et 9.25/B).

#### 9.3.2.5. - Effet des frottements sur le potentiel de gonflement

Lorsqu'un échantillon du sol gonflant est inondé, l'eau pénètre entre les particules argileuses en éloignant les particules les unes des autres. L'augmentation des espacements

entre particules, se traduit par un accroissement du volume total de l'échantillon. Généralement, ce changement de volume, se manifeste par une expansion dans une seule direction. L'amplitude de cette expansion est très affectée par les frottements latéraux. Ces frottements peuvent provenir:

- a. des surfaces de contacts entre l'échantillon et les parois de la trousse oedométrique.
- b. de l'interaction entre particules voisines, qui tendent à s'opposer mutuellement à l'expansion;
- c. des pressions de confinement, qui empêchent les particules à gonfler librement;

Pour évaluer l'importance des effets des frottements, contre les parois des trousse oedométriques, sur les mesures du potentiel de gonflement, deux échantillons d'argiles ARG.1 ont été placés dans des trousse préalablement graissées. Après inondation sous le poids du piston, l'échantillon E22 de diamètre 70 mm, a donné un taux de gonflement de 23.19 %, tandis que, l'échantillon E23 de diamètre 50 mm, a donné 12.5 % (Fig. 9.26/A et 9.27/A).

L'examen des ces résultats, montre que dans les deux cas, les valeurs du taux du gonflement, se trouvent dans les mêmes plages, que ceux obtenues avec des échantillons non graissés. Plusieurs facteurs peuvent expliquer ces résultats:

1. lors de la mise en place de l'échantillon dans la trousse, l'introduction de celui-ci par pénétration a pu chassé la graisse à l'extérieur de la trousse;
2. pour les échantillons de diamètre relativement élevé, l'effet des frottements contre les parois des trousse est considérablement atténué;
3. pour ce type de sol, l'utilisation de la graisse ordinaire a peu, ou pas d'effet, sur le taux de gonflement final.



### 9.3.2.6. - EFFET DU RAPPORT HAUTEUR / DIAMETRE ( $H / \phi$ )

Suite aux travaux expérimentaux, CHEN (1988) a montré que si deux échantillons de même structure minéralogique, de même diamètre, et de même densité ont des hauteurs initiales différentes, le taux de gonflement final ( $\Delta H/H_0$ ) est le même dans les deux cas.

Les résultats des essais effectués sur des échantillons de In Amenas, de même densité sèche initiale, de même hauteur initiale, et des diamètres différents, ont révélé que le taux, et la pression de gonflement, varient en fonction du diamètre. Cependant, pour les trois types de trousses standards utilisées, dont le rapport diamètre sur hauteur est de 0.38, 0.271 et 0.253, le rapport, variation de la hauteur sur diamètre ( $\Delta H/\phi$ ), semble tendre vers une constante (voir séries S1 et S2).

Ces résultats montrent que le taux de gonflement est plus élevé, pour les trousses de rapport inférieur à 0.271. En effet, plus ce rapport diminue, et plus l'effet des frottements sur les parois des trousses oedométriques est atténué. Néanmoins, la diminution du taux de gonflement pour les trousses de rapport ( $H/\phi$ ) = 0.253, est due à la flexibilité des trousses de grand diamètre. Ces résultats indiquent que les trousses de rapport ( $H/\phi$ ) inférieur à 0.271 sont plus adaptées pour les mesures du gonflement.

Deux autres échantillons identiques E24, et E25 d'argile remoulée ARG.1, de hauteurs initiales différentes, et de diamètres différents, sont compactés directement dans les trousses oedométriques. Les échantillons sont ensuite inondés sous le poids du piston. L'échantillon E24 ( $H_0/\phi = 0.38$ ), placé dans un bâti type BISHOP, a donné un taux de gonflement de 16.65 %, tandis que, L'échantillon E25 ( $H_0/\phi = 0.343$ ), placé dans un bâti type M & O, a donné un taux de gonflement de 23.37 % (Fig. 9.28/A et 9.28/B).

La différence des taux de gonflement, mesurés sur ces deux échantillons est due probablement, à la différence des effets



des frottements. Plus le rapport  $H/\phi$  augmente, plus l'effet des frottements est important, et moins est l'amplitude du gonflement

#### 9.3.2.7. - Effet des cycles de charge-décharge

Sur le terrain, les sols sont soumis régulièrement à des cycles de gonflement-retrait dus aux variations de la teneur en eau. Ces effets cycliques, ont tendance à atténuer le potentiel de gonflement. Dans le souci d'évaluer les effets d'un cycle charge - décharge sur le potentiel de gonflement, deux séries d'essais ont été effectuées sur l'argile ARG.1.

Sur la première série, les échantillons E5 et E6 qui ont subi un premier gonflement libre sous le poids du piston, ont été chargés par paliers à une pression de 30 bars, puis déchargés par paliers au poids du piston (Fig.9.32/B et 9.33/B, courbes (b) et (c)). Les échantillons ont ensuite gonflé librement, une deuxième fois, sous le poids du piston. Les variations relatives du volume au cours du temps sont calculées par rapport à la hauteur initiale ( $H_0 = 19$  mm), (Fig. 9.32/A et 9.33/A, courbe (2)).

Après stabilisation, les valeurs des taux du gonflement maximum sont de 10.67 % pour l'échantillon E5, et 12.92 %, pour échantillon E6. Soit une diminution de 6.43 %, et 9.41 % relativement, à leurs premiers gonflement libre respectifs (Tab. 9.3).

Un deuxième cycle de charge - décharge, identique au premier à été appliqué aux échantillons E5 et E6 (Fig. 9.32/B et 9.33/B courbes (d) et (e)). Les deux échantillons ont ensuite gonflé librement une troisième fois, sous le poids du piston (Fig. 9.32/A et 9.33/A, courbe (3)). Les taux de gonflement obtenus sont respectivement de 10.53 %, et 12.44 %. Soit une réduction de 0.14% pour l'échantillon E5, et de 0.48% pour l'échantillon E6.

KATTI et SADASIVAN (1967) ont montré que le gonflement peut être annuler, après plusieurs cycles de charge - décharge,



Tab. 9.3.- Effet des cycles charge-décharge, sur le potentiel de gonflement mesuré sous le poids du piston, argile de In Amenas

Différentes phases d'inondation, sous le poids du piston.										
		1 <sup>er</sup> Phase d'imbibition			2 <sup>em</sup> Phase d'imbibition			3 <sup>em</sup> Phase d'imbibition		
Ech.	e <sub>o</sub>	e <sub>max</sub>	ΔH/H [%]	Durée [jour]	e <sub>max</sub>	ΔH/H [%]	Durée [jour]	e <sub>max</sub>	ΔH/H [%]	Durée [jour]
E5	0.291	0.510	17.10	09	0.426	10.67	26	0.425	10.53	21
E6	0.292	0.580	22.33	09	0.486	12.92	26	0.450	12.44	21
E9	0.297	0.736	33.85	09	0.57	21.05	07	-	-	-
E11	0.298	0.729	33.20	05	0.58	21.72	07	-	-	-
E16	0.291	0.274	-1.31	07	0.446	11.84	07	0.422	10.71	41
E17	0.291	0.264	-1.98	07	0.461	13.4	07	0.450	12.68	41

Tab. 9.4.- Effet de l'histoire de contrainte sur le taux de gonflement mesuré sous une pression donnée, argile de In Amenas.

Etat de contrainte (bars)		0	5	10	15	20
Inondation sous le poids du piston puis chargement	E4	20.05	6.67	3.88	2.35	1.50
	E5	17.10	5.05	3	2.09	0.58
	E6	22.33	6.32	3.92	3.33	1.53
	Moyen.	19.82	6.013	3.60	2.58	1.203
Imbibition sous 5 bars, puis charge-décharge	E15	12.95	0.274	-	-	-
Imbibition sous 10 bars, puis déchargement	E16	11.84	3.38	-1.314	-	-
Imbibition sous 20 bars, puis déchargement	E17	13.4	3.75	1.805	0.27	-1.982

cependant, les résultats de cette étude ont montré que le gonflement tend vers une valeur non négligeable, de l'ordre de 10.5% dans ce cas.

Dans le but de confirmer les résultats obtenus, une autre série a été réalisée sur des échantillons identiques d'argile ARG.1. Les échantillons E16 et E17 ont été d'abord chargés, inondés, puis déchargés au poids du piston (Fig. 9.13/B et 9.14/B courbes (a), (b), (c)). Les taux de gonflement obtenus sont de 11.84 % pour l'échantillon E16, et 13.4 % pour l'échantillon E17, (Tab. 9.3).

Après stabilisation (Fig. 9.34/A et 9.35/A, courbe (2)), les deux échantillons ont subi un cycle de charge - décharge (Fig. 9.13/B et 9.14/B, courbes (d) - (e)). Les variations du volume sont mesurées au cours du temps, jusqu'à stabilisation (Fig. 9.34/A et 9.35/A, courbe (3)). Les taux de gonflement obtenus sont de 10.71% et 12.68%, respectivement pour les échantillons E16, et E17. Soit une réduction de 1.31 % et 0.72 %, relativement, à leurs premiers déchargement respectif, au poids du piston, à l'état humide (Tab. 9.3).

Afin d'étudier l'effet des cycles charge-décharge, sur le potentiel de gonflement de différentes argiles, une autre série d'essais a été réalisée sur deux autres types d'argiles: E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4).

Après stabilisation de la première phase du gonflement libre, les deux échantillons E9 et E11 ont subi un cycle de charge - décharge, (Fig. 9.36/B et 9.37/B, courbes (b) et (c)). Les échantillons ont ensuite gonflé sous le poids du piston, jusqu'à stabilisation (Fig. 9.36/A et 9.37/A courbe (2)). Les variations relatives du volume sont de 21.05% pour l'échantillon E9, et 21.72 % pour l'échantillon E11; soit une diminution du taux de gonflement de 12.8 % et 11.48 %, respectivement aux échantillons E9 et E11.

La consolidation sous un degré de saturation élevé, tend à orienter les particules, lesquelles, prennent des positions de plus en plus parallèles, et normale à la direction de la



charge. Sous ces conditions, les particules peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, rendant la structure de l'échantillon plus orientée. Cette nouvelle structure orientée, explique la diminution de l'amplitude du gonflement, après chaque cycle de charge - décharge.

Sur des argiles compactées, WARKENTIN et BOZOZUK, (1961); SEED et al (1962-a) CHEN, (1988), ont montré que les échantillons dont les particules sont orientées arbitrairement (structures floculées), développent des amplitudes, et des pressions de gonflement, supérieures, à celles données par des échantillons identiques, de structures dispersées (orientées parallèlement). Les ajustements dans les structures dispersées sont relativement faibles.

L'examen des résultats obtenus sur les argiles de In Amenas, illustrent clairement les effets de structures sur l'amplitude du gonflement. Ces résultats indiquent que:

- a. Après un premier cycle de charge - décharge, l'amplitude du gonflement diminue de façon très significative. En effet, les échantillons E5, E6, E9 et E11 ont donné une diminution de 38 %, 42 %, 38 %, et 35 %, relativement à leurs premiers taux de gonflement respectifs, mesurés sous le poids du piston.
- b. Suite à un deuxième cycle de charge - décharge, l'amplitude du gonflement tend vers une constante. Les échantillons E5 et E6 ont donné une réduction de 1.31% et 3.5% relativement à leurs gonflement respectifs, mesurés après le premier déchargement au poids du piston. Soit une diminution de 38.5 % et 44.3 %, relativement, au premier gonflement respectifs, mesuré sous le poids piston avant application des cycles charge-décharge.
- c. L'amplitude de gonflement mesurée sur les échantillons chargés, inondés puis déchargés (E16 et E17) est inférieure à celle, mesurée sur des échantillons non chargés, et directement inondés (E5, E6). Cet écart est probablement dû à une réorientation des particules quand un l'échantillon



saturé est chargé.

- d. Après plusieurs cycles charge-décharge, les particules vont s'orienter d'avantage, pour devenir plus parallèle. A la fin, le taux de gonflement se stabilise, et le rapport entre le coefficient de consolidation, et le coefficient de décompression à l'état humide, s'approche de l'unité;
- e. La différence des taux de gonflement libres initiaux, des échantillons E5 et E6 est probablement due à la différence des structures initiales. Après un cycle de charge-décharge l'écart entre le gonflement de ces deux échantillons est réduit de moitié. Cela s'explique par le rapprochement des structures finales, suite à l'application des cycles de charge - décharge à l'état humide.
- f. Après deux cycles de charge - décharge, les échantillons E5 et E16 ont donné des taux de gonflement proche de 10.6 %. Tandis que, les échantillons E6 et E17 ont donné un taux de gonflement proche de 12.55 %. Les échantillons E5 et E16 semblent être initialement taillés, dans un même plan (même orientation des particules). De même, les échantillons E6 et E17 semblent être obtenus dans le même plan.
- g. L'échantillon E6, ayant une structure (orientation des particules) relativement, plus favorable au gonflement que l'échantillon E5, a donné un premier gonflement libre plus élevé, et une tendance à la stabilisation du gonflement, moins rapide.

#### 9.4. - Discussion des résultats

##### 9.4.1. - Effet de l'histoire des contraintes sur le gonflement

L'estimation du potentiel de gonflement sous une pression (P) donnée, peut s'obtenir par la réalisation des essais de gonflement sous diverses charges. Cette procédure est laborieuse, et nécessite plusieurs échantillons identiques. Cependant, la réalisation d'un essai de gonflement sous le poids du piston puis chargement à une pression (P) donnée,



permet aussi d'estimer le potentiel de gonflement sous cette charge. Cette dernière méthode, possède l'avantage d'utiliser un seul échantillon.

Dans la perspective de vérifier la concordance des valeurs mesurées par ces deux procédures, un moyen consiste, à comparer les taux de gonflement (tassement) mesurée sous une pression (P) donnée, entre:

- . d'une part les échantillons ayant gonflés librement sous le poids du piston, puis chargé, par palier jusqu'à la pression (P) (E4, E5 et E6);
- . d'autre part, les échantillons inondés sous une charge (P), chargé puis déchargé (E15), ou déchargés (E16 et E17).

Les variations relatives de la hauteur  $\Delta H/H_0$  sont mesurées après stabilisation pour différente valeur de la charge (P), (Fig. 9.1./B et 9.16/B). Les résultats des taux de gonflement (Tab. 9.4) indiquent que:

- a. les échantillons inondés sous le poids du piston, puis chargés, gonflent plus que les échantillons chargés, puis inondés.
- b. La procédure de détermination du taux de gonflement sous une charge donnée, affecte considérablement le résultat obtenu.
- c. l'échantillon E15 chargé à 5 bars, puis inondé, a donné un gonflement égal à 0.274 %. Les échantillons E4, E5 et E6 inondés, puis chargés à 5 bars, ont donné un gonflement de 5.05 %. Tandis que, les échantillons E16 et E17 chargés respectivement à 15 bars et 25 bars, inondés, puis déchargés à 5 bars, ont donné respectivement, des gonflements de 3.38% et 3.75 %. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par HOLTZ et GIBBS (1956); par BRACKLEY (1975); par EL SOHBY et MAZEN (1980); et par SRIDHARAN et al (1986).
- d. La procédure du prégonflement, puis chargement surestime le gonflement relativement à la procédure de l'inondation sous charge.

#### 9.4.2. - Effet de la diffusion

Souvent, lorsque les argiles gonflantes sont mises en contact avec l'eau, les doubles couches commencent à se développer, en attirant les molécules d'eau à leurs surfaces. Les espacements entre particules augmentent progressivement, et l'écoulement d'eau vers l'intérieur de l'échantillon ne cesse que si, les doubles couches sont complètement formées, et les pressions osmotiques totalement équilibrées.

La quantité d'eau nécessaire pour équilibrer les particules dépend principalement de la minéralogie du sol, et de sa teneur en eau initiale. Plusieurs facteurs affectent la vitesse avec laquelle l'échantillon absorbe l'eau. Parmi ces facteurs, ceux dont l'effet est très significatifs sont:

- . la densité sèche initiale;
- . le surchargement initiale;
- . les frottement contre les parois de la trousse oedométrique

Toutes les courbes exprimant la vitesse du gonflement, variation relative de la hauteur en fonction du logarithme du temps, ont l'allure d'un "S". L'observation de ces courbes montre que:

1. Pour les essais de gonflement libre effectués sur l'argile ARG.1, des durées de 2 à 3 heures étaient nécessaire pour obtenir un taux de gonflement de 50 % (relativement au gonflement ultime), et environ 24 heures, pour atteindre un taux de 90 %. Les échantillons de diamètre 50 mm, ont nécessité une semaine pour se stabiliser, tandis que, les échantillons de diamètre 70 mm et 75 mm, ont nécessité une durée entre 9 à 11 jours.
2. Rapide au début de l'essai, la vitesse du gonflement s'atténue après les premières 24 heures. Le gonflement se stabilise après, environ une semaine.
3. la minéralogie à une influence très déterminante sur le taux et la vitesse de gonflement. Les échantillons E9 (ARG.2), et E11 (ARG.4), d'argiles très plastiques, ont



nécessité une durée entre 4 à 5 heures, pour atteindre 50% de leurs taux de gonflement ultimes respectifs, et environ 24 heures, pour atteindre un taux de 90 %;

4. la surcharge initiale réduit l'amplitude du gonflement, et augmente la durée de stabilisation. En effet, les échantillons E1, E2 et E3, ont mis 3 heures et 24 heures, pour atteindre 50% et 90% de leurs gonflement ultime respectifs. Cependant, les échantillons E12, E13 et E14, surchargés à 0.4 bar, ont mis environ 6 et 48 heures, pour atteindre les mêmes taux de gonflement.
5. les échantillons préchargés ont montré une vitesse de gonflement sensiblement égale, à celle des échantillons initialement non préchargés;
6. la graisse ordinaire utilisée, n'a pas donné d'influence sensible sur les caractéristiques du gonflement. Le taux, et la vitesse de gonflement, sont relativement identiques, à ceux des échantillons non graissés;
7. après chaque cycle de charge - décharge, le taux et la vitesse gonflement, diminuent.

#### 9.5. - EXPLOITATION DES RESULTATS

##### 9.5.1. - Effet du volume des échantillons sur le gonflement (rapport hauteur/diamètre)

L'analyse des résultats du taux de gonflement mesurés sur des échantillons, de même hauteur initiale et des diamètres différents indique clairement que le taux du gonflement ( $\Delta H/H_0$ ) est affecté par le diamètre initiale de l'échantillon. Les résultats montrent une diminution du taux de gonflement avec l'augmentation du rapport ( $H/\phi$ ). Cependant, l'effet des frottements contre les trousse est sensiblement atténué lorsque ce rapport est inférieur à 0.271.

la pente de la courbe exprimant la variation relative de la hauteur en fonction du temps, est relativement plus élevée pour les échantillons de diamètre plus grand. Toutefois, Les

échantillons de diamètre 50 mm ont nécessité moins de temps pour atteindre la stabilisation de leurs gonflements.

#### 9.5.2. - Effet de la surcharge

Les échantillons d'argiles fortement surchargés, inondés, puis déchargés à une pression (P) donnée, présentent des amplitudes de gonflement moins élevées, que celles des échantillons directement inondés, sous cette même pression (P).

Une très faible pression de surcharge sur l'échantillon peut réduire l'amplitude du gonflement de façon très significative. Un moyen de diminuer l'amplitude de gonflement consiste à surcharger fortement l'échantillon avant inondation.

#### 9.5.3. - Effet de l'histoire de contrainte

Suite à un chargement, le gonflement peut ne pas se manifester, même en présence d'eau. Si la pression de surcharge est très importante, un tassement peut se produire après inondation. Néanmoins, le potentiel de gonflement reste latent, et peut réapparaître dès que les surcharges sont réduites.

Un échantillon chargé, inondé puis déchargé montre une amplitude de gonflement moins élevée, que si l'échantillon est inondé directement, sans surcharge.

Toutefois, sous une pression (P), les variations de volumes mesurées sur un échantillon inondé, puis chargé à une pression (P), sont supérieures à celles mesurées, sur un échantillon chargé à cette pression (P), inondé, puis déchargé.

En outre, ces dernières, sont à leurs tour, supérieures, à celles mesurées sur un échantillon, chargé à cette même pression (P), puis inondé.

#### 9.5.4. - Effet des cycles de charge-décharge

Pour un sol donné, le gonflement n'est pas constant, mais, dépend de l'arrangement des particules. Le gonflement, et la pression de gonflement, mesurés sur des particules orientées



verticalement, sont supérieurs à ceux mesurés sur des particules orientées horizontalement (KATTI et SADASIVAN, 1967), le maximum est obtenu avec des particules orientées à  $45^\circ$  (POPESCU, 1986).

En outre, l'échantillon dont les particules sont orientées parallèlement, présentent généralement un gonflement moins élevé, que celui donné par un échantillon, où les particules sont arrangées aléatoirement (SEED et al 1962-a).

Toutefois, la consolidation sous de fort degré de saturation, facilite l'orientation des particules dans une direction perpendiculaire à celle de la charge, diminuant ainsi la tendance au gonflement. L'amplitude du gonflement diminue alors, avec le nombre de cycles de charge-décharge. Néanmoins, après un certain nombre de cycles, l'amplitude du gonflement tend à se stabiliser.

Par conséquent, un moyen pour réduire le gonflement, consiste à soumettre le sol, pendant la période pluviale, à plusieurs cycles répétés de charge - décharges.

#### 9.5.5. - Effet du préchargement

Si deux échantillons de mêmes dimensions, et de même densité sèche, sont inondés, l'échantillon le plus dense donne une amplitude de gonflement plus élevée. Par contre, si les deux échantillons ont une même masse sèche initiale, et des densités différentes, les échantillons auront des volumes finaux très proches.

Ces résultats indiquent que l'amplitude du gonflement d'un sol, dépend essentiellement de sa masse sèche initiale. C'est le nombre des particules susceptibles à gonfler qui détermine le potentiel du gonflement.

#### 9.5.6. - Effet des frottements

Deux types de frottements peuvent s'opposer à la tendance au gonflement des sols:

1. ceux qui sont liés à l'interaction entre les particules et aux pressions de confinement, et qui peuvent empêcher, ou retarder la pénétration de l'eau, dans l'échantillon. Ces frottements augmentent avec la masse du sol.
2. ceux qui proviennent des effets des bords, contre les trousses oedométriques. Ces derniers augmentent avec la surface de contact, entre le sol, et la trousse c.à.d., avec le rapport  $H/\phi$ .

L'utilisation des échantillons dont le rapport  $H/\phi$  est inférieur à 0.271, permet de minimiser les effets de frottement contre les parois de la trousse. En outre le graissage des trousses, permet aussi d'atténuer l'effet de ces frottements.

#### 9.5.7. - CONCLUSIONS

Plusieurs facteurs peuvent affecter les résultats des mesures du gonflement et conduire à de mauvaises estimations de l'amplitude, et de la pression du gonflement. Afin de porter un jugement valable sur les mesures du taux, et / ou, de la pression de gonflement, une attention particulière, doit être accordée aux détails, des conditions du déroulement des essais. Les facteurs qui affectent de façon significative les mesures du potentiel de gonflement sont:

1. La procédure expérimentale utilisée: la définition du potentiel de gonflement, détermine le type d'essai.
2. Le rapport  $H/\phi$  (hauteur / diamètre); les échantillons dont le rapport est inférieur à 0.27, sont plus adéquats.
3. Le temps alloué à la stabilisation du gonflement ultime: Une semaine est souvent nécessaire, et même plus, si le volume des échantillons est important. La durée de stabilisation est notamment très élevée, dans les argiles fortement surconsolidées, et desséchées. Dans de tels cas, l'utilisation des échantillons de faibles dimensions, permet de réduire la durée des essais.
4. Les surcharges initiales: Les fissures existantes peuvent



se refermer, empêchant l'eau de pénétrer avec facilité, à l'intérieur de l'échantillon. Les fortes surcharges peuvent inhiber le gonflement, ou résulter en des tassements.

5. Le déroulement de l'essai: Un échantillon initialement surchargé à sec, inondé, puis déchargé à une faible pression donnée, exhibe un gonflement plus élevé que si l'échantillon, est directement inondé sous cette pression (P). L'échantillon ayant gonflé librement, puis, chargé à une pression (P), donne un taux de gonflement, plus important que si, l'échantillon est d'abord chargé, inondé, puis déchargé, à cette pression (P). Par conséquent, le choix de la procédure d'essai, est très déterminant sur la grandeur mesuré.
6. Le déchargement après inondation: La surcharge initiale peut diminuer le gonflement, cependant, un gonflement latent peut réapparaître si les surcharges sont réduites.
7. Sous de fort degré de saturation: les cycles charge - décharge, résultent en des structures de particules plus orientées. Par conséquent, l'amplitude du gonflement pourra être réduite.

## 9.6. - APPLICATION DES CRITERES D'IDENTIFICATION-CLASSIFICATION

### 9.6.1. - CLASSIFICATION DES SOLS

En absence des mesures du gonflement, la détermination des paramètres physiques tels que l'indice de plasticité, la limite de plasticité, la teneur en eau initiale, la densité sèche initiale, le pourcentage des éléments inférieur à deux microns...., permet de classifier le sol, selon les méthodes exposées en annexe 4.

Dans la littérature relative aux sols gonflants, divers termes sont utilisés pour classifier ces argiles tels que; (élevé, fort, critique); (moyen, marginal); (faible, non critique). Une classification des argiles de In Amenas, a été établie, en utilisant divers système de classifications. L'analyse des résultats présentés sur le Tab. 9-6 montrent que:

- a. la majorité des techniques indiquent que les 4 argiles étudiées sont potentiellement expansives;
- b. le potentiel de gonflement est: élevé à très élevé, pour les argiles ARG.2 et ARG.4, et moyen à élevé pour ARG.1 et ARG.3;
- c. la méthode d'ALTMAYER qui est basée sur la limite de retrait n'est pas adéquate pour les argiles étudiées. La détermination expérimentale de la limite de retrait, par les procédures classiques, donne des valeurs qui ne sont pas compatibles, avec les critères donnés par ALTMAYER;
- d. les critères de HOLTZ, ne sont applicable que pour l'argile ARG.4.

### 9.6.2. - ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT.

A partir des caractéristiques physiques, le potentiel de gonflement a été estimé selon les diverses procédures exposées en annexe 4. les résultats obtenus sont donnés sur le Tab. 9.6. L'examen des ces résultats indique que:



Tab 9.6.- Classification de potentiel du gonflement des argiles de IN Amenas selon quelques techniques

Méthode	ARGILE			
	A1	A2	A3	A4
Coission d'utoroute duKANSAS (K.H.C)	modéré	élevé	élevé	élevé
SEED et al (1962)	élevé	très él.	très él.	très élevé
SAIKO et MIKI (SETHEN et al, 1977)	élevé	élevé	élevé	élevé
DASHAMURTHY et RAMAN (SETHEN et al, 1977)	faible	moyen	moyene	moyen
LTMEYER (1965) (SLAS SERATOSA, 1957)	non cri.	non cri.	non crit.	marginal
RANGANATHAM et SAYANARAYANA (1965)	moyen	fort	fort	très fort
(DL.T)Département du Trnsport de LUISANA	élevé	très él	élevé	très élevé
O'NEILL et POORMOAYED (1980)	-	élevé	-	élevé
RAMAN (SETHEN et al, 1977)	moyen	très él.	très éle.	très élevé
HOTZ et GIBBS (1956)	-	-	-	très fort
CHEN (1988)	éleve	tr. éle.	tr. éle.	très éle.

Tab 9.7.- Estimation du potentiel de gonflement des argiles de In Amenas selon quelques auteurs.

Auteur	ARGILES			
	ARG.1	ARG.2	ARG.3	ARG.4
SEED et aL (1962)	5 - 25	> 25	> 25	> 25
ANDERSON et RAMAN	4 - 6	> 6	> 25	> 25
SAIKO et MIKI (SNETHEN et al, 1977)	10 -50	10 - 50	10 - 50	10 - 50
O'NEILL et POORMOAYED (1980)	-	> 1.5	-	> 1.5
VIJAYVERGIYA et GHAZZALY (1973)	> 10	> 10	> 10	> 10
HOLTZ et GIBBS (1956)	-	> 30	> 30	> 30
CHEN (1988)	3 - 10	> 10	> 10	> 10
VIJAYVERGIYA et SULLIVAN (1972)	> 20	> 20	> 20	> 20

- c. Pour les argiles ARG.1 et ARG.4, la méthode de HOLTZ et GIBBS (1956) donne des potentiels de gonflement compatibles avec ceux mesurés directement à l'oedomètre ( $\Delta H/H > 30\%$ ).
- b. La méthode de MIKI et SAIKO (SNETHEN et al, 1978) donne de bonnes estimations du potentiel de gonflement pour les argiles ARG.1, ARG.3 et ARG.4. Néanmoins, la plage des variations du potentiel de gonflement est assez large (10 % à 50 %). Cette méthode est basée sur les limites d'ATTERBERG.
- c. Par omission des résultats de l'essai de pénétration standard (S.P.T.), la méthode de CHEN (1988) donne une estimation satisfaisante du potentiel de gonflement, comparé au gonflement déterminé par les essais directs.
- d. la méthode de VIJAYVERGIYA et SULLIVAN (1974), basée sur la densité sèche initiale et sur la limite de liquidité estime mieux le potentiel de gonflement que la méthode de VIJAYVERGIA et GHAZZALY (1974), laquelle est basée sur la teneur en eau naturelle et sur la limite de liquidité.
- e. Pour un même type d'argile, le potentiel de gonflement estimé diffère selon les auteurs.

### 9.7. - INTERPRETATIONS ET CONCLUSIONS

L'analyse des différentes méthodes, montrent que le grand nombre de méthodes, mises au point pour estimer indirectement le gonflement des sols, sans faire des essais en laboratoire restent grossières, et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement.

Les relations sont en général déterminées à partir d'échantillons de sols remaniés, dont le comportement n'est pas identiques, à celui des échantillons des sols naturels. Ces lois mathématiques sont significatives, quand ces équations sont appliquées à un grand nombre de sols de différentes compositions minéralogiques. Cependant, l'utilisateur doit se garder de les appliquer ses sols de natures voisines.



Dans la majorité des cas, les variations des conditions d'essais ne sont pas prises en considération. Ces critères sont utiles, en tant que paramètres indicateurs du potentiel de gonflement des sols (faible, moyen, fort), et ne peuvent en aucun cas, lors des études pratiques, remplacer les essais directs de gonflement,

Afin de servir comme base d'estimation du potentiel de gonflement, les procédures d'identifications classiques des caractéristiques physiques du sol doivent être conduites avec un maximum de précautions pour minimiser les risques d'erreurs. Afin de pouvoir comparer les résultats, dans un laboratoire de géotechnique, de préférence le même opérateur doit effectuer les mêmes types d'essais.

#### **9.8. - ESSAIS DE SUCCION:**

Le but de cette partie est d'étudier le comportement du sol argileux, sous des contraintes capillaires. En absence des contraintes mécaniques, le comportement des argiles peut être reproduit, en imposant au matériau des succions. Dans ce cas, le rôle des arrangements structurels est très déterminant.

Dans cette partie, trois types d'argiles de In Amenas ont été utilisées: ARG.2, ARG.3 et ARG.4

##### **9.8.1. - Procédures de préparations des échantillons d'argiles et représentations des courbes de succions:**

Deux types d'échantillons d'argiles sont utilisées dans cette étude: les échantillons intacts, et les échantillons reconstituées, préparés à partir d'une pâte d'argile de teneur en eau comprise entre 1.2 à 1.5 fois la limite de liquidité. Les échantillons de forme cubique  $8 \times 8 \times 8$  (mm<sup>3</sup>) sont soumis à des succions, selon les procédures exposées au chapitre 8.

Sous un état initial très humide, les échantillons soumis aux succions, ont tendance à se déshydrater (dessiccation). Cependant, en imbibition, les échantillons sont d'abord placés

dans une étuve, à une température de  $105^{\circ}\text{C}$ , pendant au moins 24 heures. Ces échantillons sont ensuite soumis, à des pressions capillaires.

Chaque succion imposée, détermine un état du sol, et à l'équilibre, cet état est unique, pour cette succion. La teneur en eau, et le volume de l'échantillon à l'équilibre sont alors, mesurés. L'ensemble des points relatifs aux succions imposées, déterminent des courbes, qui sont représentées sur un système à quatre axes.

- a. Le quadrant supérieur gauche, représente la relation entre l'indice des vides, et la teneur en eau, (e-W). Cette droite, représentant la courbe de retrait, permet de déterminer la limite de retrait, lorsque la teneur en eau tend vers zéro.
- b. Le quadrant supérieur droit, représente la courbe de consolidation classique. Dans les essais de succions, cette courbe est tracée en fonction de la pression capillaire (e - Log uc), ou du PF (e - PF).
- c. Le troisième, et le quatrième quadrants, correspondent respectivement, aux variations du degré de saturation en fonction de la teneur en eau (Sr-W); et du degré de saturation en fonction de la pression capillaire (Sr - Log uc) ou du PF (Sr-PF).

#### 9.8.2. - Paramètres affectant le comportement du sol soumis à des pressions capillaires

##### 9.8.2.1. - Effet de la nature des matériaux:

Les courbes de succions pour les trois types d'argiles étudiées sont représentées sur les Fig 9.38.a, 9.38.b et 9.38.c. Une comparaison des courbes pour les trois argiles est représentée sur les Fig. 9.38.d et 9.39.d. L'analyse de ces courbes permet de conclure que:

1. Les relations, entre l'indice des vides, et la pression capillaire, montrent que le chemin de dessiccation et le



chemin d'humidification ne sont pas les mêmes et sont non réversible (hystérésis). Toutefois, les courbes représentant l'indice des vides en fonction de la teneur en eau ( $e - W$ ), et celle donnant le degré de saturation en fonction de la teneur en eau, indiquent qu'en dessiccation et en humidification, ces courbes sont superposées.

2. Pour les trois types d'argiles étudiés, l'allure des courbes, représentées sur le système à quatre axes, est très semblables. Cependant, les domaines de variations des indices des vides, et des teneurs en eau sont peu différents. En effet, dans l'intervalle des pressions imposées, l'indice des vides varie de 1.9 à 0.8, de 2.3 à 1.1, et de 2.3 à 1.3, respectivement, pour les argiles ARG.1, ARG.2 et ARG.3. De même la teneur en eau varie de 65 à 33%, de 56 à 32% et de 56 à 21%, respectivement, pour les argiles ARG.1, ARG.2 et ARG.3.
3. les échantillons restent saturés, sur un large intervalle de succion, de l'ordre de 15 bars
4. un échantillon saturé peut développer de la succion.

#### 9.8.2.2. - Effet du remaniement:

Sur les Fig. 9.38.a, 9.38.b et 9.38.c, sont représentés d'une part, les courbes de succions des échantillons intacts, et d'autre part, celles des échantillons préparés, à des teneurs en eau comprises entre 1.2 à 1.5 fois la limite de liquidité. Les résultats montrent que:

1. dans le domaine des pressions considérées, les échantillons intacts, et les échantillons remaniés, restent saturés jusqu'à 15 bars;
2. pour la même pression capillaire imposée, les indices des vides des échantillons non remaniés, sont nettement inférieurs, à ceux des échantillons remaniés. l'écart diminue avec l'accroissement de la pression capillaire.
3. le domaine des variations des indices des vides des

échantillons remaniés est largement supérieur, à celui des échantillon non remaniés.

### 9.8.3. - Relation entre l'essai de succion et l'essai mécanique

Les Fig. 9.39.a, 9.39.b et 9.39.c, présentent d'une part, les courbes de dessiccation - humidification ( $e - \log u_c$ ) et d'autre part les courbes de compression - décompression mécanique ( $e - \log \sigma_v'$ ). Dans le domaine saturé, les courbes  $e - \log u_c$  présentent la même allure que celle des courbes  $e - \log \sigma_v'$ . Cependant, la courbe oedométrique se situe au dessous de la courbe de succion. Dans le domaine saturé, ces deux courbes restent parallèles.

### 9.8.4.- CONCLUSION:

Les résultats de cette étude illustre la logique entre les essais mécaniques, effectués sur une pâte de teneur en eau comprise entre 1.2 à 1.5 fois la limite de liquidité WL, et les essais de succions. En outre les résultats montrent que:

1. les courbes de drainage - humidification, permettent un suivi très précis des déformations du sol;
2. dans le domaine saturé, la comparaison entre les essais mécaniques, et les essais de drainage - humidification montre l'existence d'une équivalence, entre la contrainte capillaire et la contrainte mécanique.
3. même saturé, un sol peut développer de la succion
4. le comportement des échantillons d'argile non remaniée, est différent de celui des échantillons d'argile, remaniée. Ce résultat met en évidence, l'importance de l'arrangement structurel. Les essais de succion montrent que, la limite de retrait dépend de l'arrangement structurel.
5. Au vu de l'importance de l'arrangement structurel, l'utilisation des échantillons intacts est préférée.



**CONCLUSIONS  
GENERALES**

## CONCLUSIONS GENERALES

A la suite d'importants dommages, subit par un grand nombre d'ouvrages, observés à In Amenas, que l'attention des chercheurs algériens dans beaucoup de laboratoire nationaux s'est penchée sur le problème des sols gonflants. Les principales préoccupations des chercheurs ont pour objectif à :

1. connaître les causes des mouvements du sol;
2. mesurer les amplitudes de gonflement au laboratoire;
3. développer un modèle de prédiction du gonflement;
4. trouver éventuellement, des solutions au problème du gonflement des argiles de In Amenas.

Les argiles de In Amenas qui se caractérisent par une forte densité à l'état naturel, ont sur le terrain l'aspect d'une roche. La dessiccation de ces argiles, fait apparaître une forte cohésion, une grande résistance à la compression et un angle de frottement interne élevé. Néanmoins, en présence d'eau, ces argiles gonflent, et montrent une diminution de la cohésion, de la résistance à la compression et de l'angle de frottement interne, ce dernier pouvant s'annuler.

Le gonflement des sols argileux, qui se développe à l'échelle microscopique (au sein de la particule), se traduit à l'échelle macroscopique par des soulèvements, souvent importants, des ouvrages édifiés sur ce type de sol. Ces soulèvements engendrent une modification de la distribution des contraintes dans les constructions et l'apparition des fissures généralement très préjudiciables. Dans les cas extrêmes la stabilité générale des ouvrages peut être mise en péril.

Une première phase très importante dans l'étude des argiles gonflantes consiste à déterminer la composition minéralogique,



les caractéristiques géotechniques, et les paramètres mécaniques (potentiel de gonflement, pression de gonflement indices de gonflement). Ces paramètres mécaniques sont déterminés expérimentalement au laboratoire. Cependant, pour un paramètre donné, chacune de ses définitions fait appel à une procédure bien déterminée. Les valeurs des paramètres mécaniques, obtenues en utilisant diverses procédures, sont souvent différentes. Delà, la standardisation des essais de mesure des paramètres mécaniques devient indispensable.

La majorité des essais de mesures, au laboratoire, de l'amplitude et de la pression de gonflement, se basent sur des méthodes oedométriques. Pour que les paramètres mécaniques, déterminés au laboratoire, soient représentatifs des paramètres in - situ, des échantillons intacts doivent être utilisés. Toutefois, à cause de l'état naturel, dure et desséché, de certaines argiles, des climats arides (cas de In Amenas), l'obtention des échantillons intacts, est rendue difficile, voire impossible. En outre, en raison de la sensibilité de ces argiles, le carottage à l'eau n'est pas adéquat pour l'obtention d'échantillons intacts.

Par ailleurs, le plus souvent, les essais de laboratoire ne prennent pas en compte les points suivants:

1. le cheminement des contraintes, in situ;
2. les effets d'échelles in situ (les dimensions des échantillons);
3. Les conditions de fissurations sur le terrain;
4. les conditions d'écoulement de l'eau.

L'étude expérimentale a consisté en la détermination des caractéristiques géotechnique et des paramètres mécaniques de quatre types d'argiles de In Amenas; les argiles ARG.1, ARG.2, ARG.3 et ARG.4. Pour l'argile ARG.1, une étude des facteurs pouvant affectés les paramètres mécaniques a été réalisée tel:

- . l'effet des surcharges;
- . l'effet de l'histoire de contrainte;
- . l'effet du préchargement;
- . l'effet des cycles de charge-décharge;

- . l'effet des frottements;
- . l'effet des techniques d'essais.

Sur la base des résultats obtenus par des essais de gonflement, sur les argiles de In Amenas, et à la lumière des interprétations de ces résultats, plusieurs conclusions peuvent être formulées:

1. les dispersions dans les valeurs du taux de gonflement  $\Delta H/H$  proviennent très probablement de la représentativité de l'échantillon du sol, (dimensions de l'échantillon, présence de micro-fissures, degré d'hétérogénéité), et de l'anisotropie du gonflement.
2. Une durée d'essai de gonflement, d'une semaine est souvent nécessaire pour atteindre le gonflement ultime. Cependant, 90 % de la valeur du gonflement, ultime est obtenue durant les premières 24 heures.
3. Les frottements contre les parois de la trousse oedométriques peuvent diminuer l'amplitude du gonflement. Plus le rapport, entre la hauteur et le diamètre ( $H/\phi$ ) de la trousse diminue, plus l'effet des frottements est atténué. Les trusses standards de diamètre  $\phi = 70$  mm, et de hauteur  $H = 19$  mm ( $H/\phi = 0.27$ ), semble bien adaptées, pour mesurer le taux du gonflement.
4. Même très faibles, les surcharges initiales diminuent de manière très significative l'amplitude du gonflement. Si les surcharges sont importantes, l'inondation de l'échantillon peut résulter en un tassement.
5. Le préchargement modifie la densité initiale de l'échantillon, mais le rapport entre le volume final, et le volume des grains solides ( $V_f/V_s$ ) est constant. Le gonflement semble dépendre de la masse sèche des particules gonflantes.
6. L'histoire des contraintes, influe amplement sur l'amplitude du gonflement. Un échantillon chargé puis inondé donne un taux de gonflement inférieur, à celui



obtenu d'un échantillon inondé, puis chargé. Par conséquent, l'estimation du taux de gonflement libre sur un échantillon ayant subi une inondation à volume constant, puis déchargé, n'est pas très satisfaisante.

7. Les cycles de charge-décharge orientent les particules dans des positions normales au plan de chargement, diminuant ainsi, leurs tendance au gonflement. Néanmoins, ces essais ont montré, qu'avec un nombre de cycle de charge-décharge, le gonflement tend vers une limite, non négligeable.
8. Le taux de gonflement, définit par le rapport entre l'accroissement de la hauteur, suite à l'inondation, et la hauteur initiale, dépend essentiellement de l'état de densité initiale de l'échantillon. Cependant, le rapport de la hauteur finale et de la hauteur des grains solides, est une constante.
9. La graisse ordinaire a peu, ou pas d'effet sensible sur la mesure du taux, et de la pression, de gonflement.
10. En raison des difficultés d'obtention d'échantillons intacts, les échantillons remoulés sont souvent utilisés. Toutefois, le potentiel de gonflement mesuré sur les échantillons remoulés est généralement plus élevé, que celui des échantillons intacts.
11. La valeur de la pression de gonflement est très affecter par la procédure expérimentale. Pour chaque définition, de la pression de gonflement, une valeur de celle-ci est obtenue. Les résultats ont montré que la pression de gonflement mesurée par la méthode des différentes pressions, est inférieure à celle mesurée par la méthode du gonflement libre, puis consolidation normale.
12. Après stabilisation du gonflement, la courbe de compression est très affectée par la durée des séquences de chargement. La pression de gonflement mesurée avec des incréments de chargement de 24 heures, est plus

**RECOMMANDATIONS:**

1. Pour mesurer le potentiel de gonflement des argiles expansives, en particulier celles de In Amenas, les cellules oedométriques de rapport hauteur /diamètre ( $H/\phi$ ), inférieur à 0.271, sont à utiliser.
2. Le gonflement est très affecté par la pression de surcharge initiale. Les cellules M & O ayant un grand piston, ne sont pas bien adapté pour mesurer le taux de gonflement libre.
3. Eu égard au risque de basculement du piston, comme observé durant les essais, sur les cellules type Bishop, la mesure de la pression de gonflement par le procédé du gonflement libre, puis chargement, n'est pas très satisfaisante pour les argiles très gonflantes. Cependant, les cellules M & O, de grande course ne sont pas aussi très adéquate, à cause de la limitation des pressions obtenues par ce type cellule, à faible bras de levier, de chargement.
4. L'intensité, et la durée des incréments de chargement, affectent de façon très sensible les mesures de la pression de gonflement. Un palier de chargement n'est appliqué qu'après stabilisation totale du palier précédent.
5. Dans l'essai d'inondation à volume constant, le chargement par de petits incréments, permet de cerner de façon plus précise la pression de gonflement. Néanmoins, pour les argiles très gonflantes, la durée de l'essai devient très grande. En outre l'appareillage est limité par le nombre de charge à placer sur le levier de chargement.
6. La température peut avoir des effets sur les mesures du gonflement. Afin de maintenir la température constante, dans la cellule, les bâtis oedométriques doivent être éloignés des étuves.
7. Le fluide interstitiel a une influence notable sur l'amplitude du gonflement. L'utilisation des graisses pour



minimiser les effets de frottement risque d'affecter le fluide interstitiel. Pour ces mêmes raisons, et afin de reproduire les conditions in-situ, l'eau à utilisé pour inondé l'échantillon de sol, doit provenir d'une source proche du site à étudier. Cependant, pour une meilleure comparaison des résultats l'eau distillée est plus conseillée.

8. Le gonflement est très sensible aux vibrations extérieurs qui peuvent apparaître durant l'essai. A cet égard, les bâtis doivent être maintenus rigidement. Cependant, si les bâtis sont peu éloignés, le chargement d'un bâti, peu affecté les mesure sur l'autre bâti.
9. les essais de gonflement, oedométriques supposent que les échantillons sont complètement saturé. Cette condition hydraulique n'est pas toujours réalisable. Cependant même saturé, le sol peut avoir une pression interstitielle négative (suction). La meilleure cellule de mesure de la pression de gonflement, reste la cellule à contre pression qui permet le contrôle de la pression interstitielle, et du degré de saturation de l'échantillon au cours de l'essai.
10. Pour mieux reproduire les conditions in situ, les essais de suction contrôlée, et les essais triaxiaux, qui permettent de lever certaines conditions restrictives de l'oedomètre, sont recommandés. En outre, les essais de succions sont simples et ne demandent pas un taillage précis des échantillons
11. Quoique, la littérature sur les sols gonflants est bien fournie, et présente diverses procédures de mesures directes du gonflement, les comparaisons avec des comportements in situ sont nécessaires et constituent un programme de recherche très ambitieux.
12. Les recherches doivent se poursuivre notamment sur:
  - l'établissement des modèles de prédiction du gonflement et de la pression du gonflement, pour les argiles

de In Amenas;

- . la réalisation des mesures sur le site, sur plusieurs années, afin de vérifier les modèles.
- . L'établissement d'un code réglementaire pour la conception des fondations sur sols gonflants;
- . L'établissement d'un répertoire ou d'une carte de localisation des régions Algériennes, susceptibles d'être affecter par les dommages induit par les sols gonflants.



# BIBLIOGRAPHIE

## ABREVIATIONS PARTICULIERES:

- A.R.C.S.M.F.E. : Asiatic Regional Conference on Soil Mecanics and Foundation Engineering.
- A.S.C.E. : Americain Society of Civil Engnees.
- H.R.B : Highway Research Board
- I.C.E.S. : International Conference on Expansive Soils
- I.C.S.M.F.E. : International Conference on Soil Mechacics and Foundation Engineering
- I.R.E.C.E.C.S. : Internatinal Research and Engineering Conference on Expansive Soils
- G.T.J. : Geotechnical Testing Journal
- J.G.E.D. : Journal of Geotechnical Engineering Division
- M.E.M.S.C.A. : Moisture Equilibria and Moisture in soils beneath Covered Areas

- AFES, M., (1978), "Etudes Expérimentale et Théorique d'une Argile Gonflante Extraite de la région de Mila", pour obtenir le grade de Magister, soutenue le 28 juin, à Constantine.
- AGARWAL, K.P., and SHARMA, S.C., (1973), "A Method for Asuring Swelling Pressure of an Expansive Soil", Proc. of the 3th I.C.E.S., Haifa, pp. 155-159.
- ALPHAN, I, (1957), "An apparatus for Measuring the Swelling Pressure in Expansive Soils ", Proc. 4th. I.C.S.M.F.E. vol.1, London, pp. 3-5.
- ALONSON E. E., LLORET, A.; GENS, A. and BATHE, E., (1989), "A New Approach of Long Term Heave", Proc. 12th. I.C.S.M.F.E., Rio De Janeiro, pp. 517-571.
- BARON; BERNARD, (1971), "L'analyse minéralogique des sols argileux", Collection du laboratoire des ponts et chaussées éditions Eyrolles.

- BARTELLI, L.J. and De M.C CORMACK, (1976), "Morphology and Classification of Swelling Soils", 54th. Annual Meeting of the Transportation Research Record 568, Washington D.C, pp.1-8.
- BIAREZ, J.; FLEUREAU, J.M., ZERHOUNI, M.I, SOEPANDJI, B.S., (1988), "Variations de volume des sols argileux lors de cycles de dainage-humidification", Revue Française de Géotechnique, 41, pp 36-71.
- BRACKLEY, I.J.A. (1975), "Swell Under Load", Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban South Africa, september, pp. 65-70.
- BUCKINGHAM, E. (1907), "Studies on the Movement of Soil Moisture", U.S. Dept. Agr., Bur. Soils, Bull. 38
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CRISPEL, J.J.; MIEUSSENS, C. et NARDORE, A. (1987), "La reconstitution des éprouvettes en laboratoire". Théorie et pratique opératoire. LCPC.
- CAROTHERS, H.P., (1965), "Engineering Foundation in Expansive Clays", Proc. of the I.R.E.C.E.C.S., Texas, pp. 302-323
- CHEN, (1988), "Foundation on Expansive Soils", Elsevier Mac Graw Hill, Washington, U.S.A.
- DAS, B.M., (1984), "Principles of Foundation Engineering" (1984). Graw Hill, Washington, U.S.A.
- DAS, B.M., (1985), "Advanced Soil Mechanics", Hemisphere Publishing Corporation , McGraw-Hill Book Company, Washington, USA.
- DEDIER, G. (1970), " Etude du Gonflement Cristallin des Montmorillonites", Bull. Group Français, argiles, tome XXIV, pp 99-110
- DEDIER, LAREAL, et GIELLY, (1973), "Prévision du Potentiel et de la Pression de Gonflement des Sols", Compte rendu du 8eme. Congres Inter. de M.D.S. et des Trav. de Fond. Moscow, pp. 67-72.
- DENISOV, N. Ja., (1963), "Discussion on the Heaving of Buildings and the Associated Economic Consequence with Particular Reference to the Orange Free State Goldfields by J.E. JENNINGS and J.W. KERRICH. The civil engineering in South Africa,



- DONALDSON, (1969), "The Occurrence of Problem of Heave and Factors Affecting its Nature", 2nd. I.R.E.C.E.C.S. Texas A et Press, pp.25-36
- DUCHAUFOR, P. (1970), " Précis de Pédologie 3eme. édition, Masson & cie Paris.
- EKODECK, G.E., (1979), "Contribution à l'Etude de la Nature et du Comportement Géologique des Dépôts Superficiels Gonflants du Nord du Cameroun", Thèse de Docteur 3eme. cycle, Université de Grenoble, Faculté des sciences.
- El SOHBY, M.A., (1981), "Activity of Soils", Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Vol. 7, Stockholm, Sweden, pp. 587-591.
- EL SOHBY, M.A. and MAZEN, O., (1986) "On Measuring Swelling Pressure" 7th. Regio. Confer. for Africa on S.M.F.E., june, Agra, pp. 775-783.
- El SOHBY, M.A.; RABBA, S.A. and MAZEN, O., (1986) "Role of Mineralogical Composition in the Activity of Expansive Soils", Transp. Resc. Record 1032, pp. 24-33.
- El SOHBY, MAZEN and ABOU TAHA., (1989), "Effect of Apparatus Deformability on Swelling Pressure", Proc. of the 12th. I.C.S.M.F.E., San Fransisco, pp. 647-650
- FLEAUREU, J.M.; TAIBI, S.; SOEMITRO, R.; et INDARTO, (1990), "Prise en compte de la pression interstitielle négative du sol dans l'estimation du gonflement", Sympo. Inter. de la méccanique des sols, Tlemçen, pp. 2-14.
- FLEAUREU, J.M.; SOEMITRO, R.; TAIBI, S., (1992), "Behaviour of an clay related to succion", 7th Int. Conf. on expansive soils, Dallas, Aug.
- FREDLUND, D.G., (1979), "Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils", 2nd. Canadian, Geotechnical, Colloquium Can. Geot. J. 16, pp. 121-139
- GIROUD, J.P. et BOTTERO, A., (1972) "Influence des Propriétés Physico-chimiques des Argiles Monominérales sur leur Comportement Mécanique", Bull. Liais. Pont et Chauss., inf.1204 N.° 62 pp.
- GUPTA, S.N., GUPTA, B.N. and SHUKLA, K.P., (1967) "Physico-chemical Properties of Expansive Clays in Relation to Their Engineering Behavior", The 3rd. A.R.C.S.M.F.E., Haifa, pp. 84-89.

- HENIN, (1957), "Structure et Propriétés Physico-chimique des Argiles", Assoc. Franc. pour l'étude des sols, Bull. N°. 64pp. 218-222
- HO, M.M., "(1969) "The Effect of Swelling on Swelling Pressure", 3rd. A.R.C.S.M.F.E., Haifa, pp. 90-93.
- HOLTZ, W.G. and GIBBS, H.J., (1956), "Engineering Properties of Expansive Clays", Trans. A.S.C.E., vol. 121, pp. 641-663.
- ILTIS, M., (1979), "Contribution à l'Etude du Traitement des Argiles Gonflantes en cours de Forage", Thèse présentée à l'Institut National des Sciences Appliqués de Lyon.
- JENNINGS et KNIGHT, (1957), "The Prediction of Heave from the Double Oedometer Test", Symp. on expansive clays S.A., Inst. Civ. Engrs., pp. 285-291.
- JENNINGS, J.E., (1965), "The Prediction of Amount and Rate of Heave Likely to be Experimented in Engineering Construction on Expansive Soils", 2nd. I.R.E.C.E.C.S., Texas, pp. 98-112.
- JENNINGS, J. E., (1965), "The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions", Proc. I.R.E.C.E.C.S., Texas A et M, pp. 345-363.
- JOHNSON and SNETHEN, (1978), "Prediction of Heave of Swelling Soil", Geotechnical Testing Journal, G.T.J.O.D.J., vol.1, N°.3 pp. 117-124.
- KASSIF, G.; and BEN SHALOM, A., (1971) "Experimental Relation Between Swell Pressure and Succion", Géotechnique 21, N°.3, pp. 245-255.
- KASSIF, G.; KOMORNIK, A.; WISEMAN, G. and ZEITLEN, J.G., (1965), "Studies and Design Criteria for Structures on Expansives Clays", I.R.E.C.E.C.S., Texas A & M Press pp. 276-301.
- KATT; KULKARNY and FOTEDAR, (1969) "Shear Strength and Swelling Pressure Characteristics of Expansive Soils", Proc. 2nd.I.C.E.S pp 334-347.



- KATTI, R.K., and SADASIVAN (1967), "Consolidation and Rebound of an Expansive Soil Under Repeated Cycles of Loading and Unloading", Proc. of the 3rd., A.R.C.S.M.F.E., Haifa, pp- 99-102.
- KAZDA, J., (1961), "Study of the Swelling Pressure of Soils Proc. of the 5th. I.C.S.M.F.E., Paris, vol.1, pp. 140-142.
- KOMORNIK, A. and DAVID, D., (1969), "Prediction of the Swelling Pressure of Clays", Jour. of the S.M.F.D., SM1, pp. 209-225.
- LADD, (1961), "Mecanisms of Swelling of Compacted Clays", Bull. H.R.B., 245, pp. 10-26.
- LADD and LAMBE, (1961), "The Identification and Behavior of Expansive Clays", Proc. 5th. I.C.S.M.F.E., Paris, pp.201-205.
- LAMBE, T.W. and LADD, C.C, (1961), "The Identification and Behaviour of Compacted Expansive Clays", Proc. of the 5th. I.C.S.M.F.E., Paris, pp. 201-205.
- LAMBE, W., (1961) "Residual Pore Pressures in Compacted Clay" Proc. 5th I.C.S.M.F.E., pp. 207-211.
- LAUTRIN, D., (1987), "Une Procédure Rapide d'Identification des Argiles", Bull. Liai. Labo. P. et ch. 152, pp. 75-84.
- LEFLAIVE, E., (1972), "Recommandations du SETRA et du LCPC pour le Traitement en Place des Sols Fins", Rapport bull. liai. P. et Ch., N°.61 sept. pp. 49-178.
- LOZET, J.; MATHIEU, C., (1986), "Dictionnaire de Science du Sol", Technique et Document, Lavoisier
- MARIOTTI, M., (1976), "Le Gonflement des Sols Argileux Surconsolidés (aspect du phénomène-influence sur la structure - précautions à envisager)", Mines et Géologie, N°.39, pp. 13-23
- MAZUDIK, A. and KOMORNIK, A., (1973), "Interaction of Superstructure and Swelling Clay", Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, vol.1, pp. 309-317.

- MC DOWELL, (1956), "Interrelationship of Load, Volume Change and Layer Thicknesses of Soils to the Behavior of Engineering Structures", Proc H.R.B., Vol. 35, pp. 754-770.
- MITCHELL, J.K., (1973), "Influence of Mineralogy and Pore Solution Chemistry on the Swelling and Stability of Clays" Proc. 3rd. I.C.E.S.; Technicon city, Haifa, vol.22, pp.
- MOUROUX, P., (1980), "Contribution à l'étude des Problèmes de Retrait et de Gonflement des Sols", Thèse de spécialité, Univ. Grenoble.
- MOUROUX; MARGNION et PINTE, (1988), "Construction Economique sur Sol Gonflant", Plan REXCOOP., Manuels et méthodes N $\frac{1}{2}$ .4.
- MOWAFY, Y.M. and BAUEUR, G.E., (1985) "Prediction of Swelling Pressure and Factors Affecting the Behavior on Expansive Soils", Transportation Research Board 1032, pp. 23-38.
- MYSLYVEC, A. (1969), "Experimental Study of Uniaxial Swelling in Time", Proc. of the 7th. I.C.S.M.F.E., Mexico, pp. 307-309.
- NAGARAJ, T.S. and SRINIVAS MURTHY, B.R., (1985), "A Rational Approach to Predict Swelling Soil Behavior", Transportation Research Record 1032, Washington D.C, pp. 1-7.
- NAYAK, N. V. and CHRISTENESN, R. W., (1971), "Swelling Characteristics of Compacted, Expansive Soils", Clays and Clay Mineral, Vol. 19, pp. 251-261.
- NEWLAND, (1965), "A Model to Describe the Mechanical Properties of clays", Proc. I.R.E.C.E.C.S. (college station), pp 93-107.
- NORRISH, K., (1954), "The Swelling of Montmorillonite", Division of soils C.S.I.R.O., Adelaide, Australia, Faraday Soci., Divi. N $\frac{1}{2}$ .18, pp. 120-135.
- O'NEILL, M.W. and GHAZZALY, O.I., (1977), "Swell Potential Related to Building Performance", J.G.E.D., A.S.C.E., Vol.103, N $\frac{1}{2}$ . GT12 december, pp. 1363-1379.
- O' NEILL and POORMOAYED, (1980), "Methodology for Foundations on Expansive Clays", J.G.E.D., GT 12, pp. 1345-1367.



- PARCEVEAUX, P., (1980), "Etude Microscopique et Macroscopique du Gonflement des Sols Argileux", Thèse de Docteur - ingénieur, soutenue à l'université Pierre et Marie Curie Paris VI et à l'école des Mines de Paris, 13 nov.
- PEDRO, G., (1976), "Sols argileux et argiles - Elements généraux en vue d'une introduction à leur étude", Science du sol, Afes, N°2 pp. 69-84.
- POPESCU, (1985), "A comparaison Between the Behaviour of Swelling and of Collapsing Soils", Engineering géology, Elseviers sciences publishers B.V., Amsterdam, pp. 145-163.
- RANGANATHAM et SATYANARAYANA, (1965), "A Rational Method of Predicting Swelling Potentiel for Compacted Expansive Clays" Proc. of the 6th. I.C.S.M.F.E., Montréal, pp. 92-96.
- RAWLINS, S.L., (1971), "Some New Methods for Measuring the Components of Water Potential", Soil science, Vol. 112, N°. pp. 8-16.
- RICHARDS, B.G., (1980), "Measurement of soil Suction in Expansive Clays", Institut of Eng. Autralia, Civil Engeerings, Transac., pp. 252-259.
- SALAS, J.A.J. and SERRATOSA, J.M., (1961), "Foundations on Swelling Clays", 4th. I.C.S.M.F.E., pp. 120-134.
- SAMPSON, E.; SCHUSTER, R.L. and BUDGE, W.D., "A Methode of Determining Swell Potential of Expansive Clay", Proc. of the 2nd. I.C.E.S., Texas, pp. 255-275.
- SCHREINER, H.D., (1987), "Measurement of Solute Suction in High Plastity Clays", Proc. of the 9th. Reg. Conf. for Found. and Engin., Lagos, pp. 163-171.
- SCHREINER, H.D., (1987-a), "Swelling of Soils Compacted Dry of the Plastic Limit", 6th. I.C.E.S., December, New Delhi, India, pp. 395-398.
- SCHREINER, H.D., (1987-b), "The Use of Predictive Methods in Expansive Soil Engineering", 9th. African conference S.M.F.E., Lagos, pp.135-141.

- SCHREINER, H.D. and BURLAND, J.B., (1987), "Stress Paths Durin the Swelling of Compacted Soils Under Controlled Suction", 6th. I.C.E.S. (1,4) december, New Delhi, India, pp. 155-159.
- SHREINER, H.D. and BURLAND, J.B., OLOO, S. (1987) "Identification and Classification of Expansive Soils" 6th., I.C.E.S.(1,4), december New Delhi, India, pp. 23-29.
- SEED, MITCHELL and CHAN, (1962-a), "Study of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clays", Bull. H.R.B. 313, pp. 12-39.
- SEED, H.B.; WOODWARD, R.J. and LUNDGREN, R., (1962-b), "Prediction of Swelling for Compacted Clays", Jour. of S.M.F.E., A.S.C.E., SM3, june, pp. 53-87.
- SNETHEN, (1980), "Characterization of Expansive Soils Using Suction Data", Proc. of the 4th. I.C.E.S., Denver, pp 54-75.
- SNETHEN, D. R.; JOHNSON, L. D. and PATRICK, D.M., (1977), "An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive soils" Federal Highway Administration, Washington D.C., june, report N°. , FHWA -RD-77-94.
- SRIDHARAN, A.; RAO, A.S. and SIVAPULLAIAH, P.V., (1986) "Swelling Pressure of Clays", Geotechnical Testing Journal G.T.J.D.J. vol.9, N°.1, March, pp.24-33.
- STAMATOPOULOUS, A.C., (1989) "Recent Experience with Swelling Soils", Proc. 12th., I.C.S.M.F.E., Roi de Janeiro, pp. 665-658.
- STEINBERG, M., L., (1986) "Controlling Expansive Soil Destructiveness by Deep Vertical Geomembrane on four Highways", Transp. Resea. Record 1032, pp- 48-52.
- SULLIVAN, R.A. and Mc CLELAND, B., (1969), "Preding Heave of Building on Unsaturatead Clay", Proceeding of the 2nd. I.R.E.C.E.E.C.S., Texas A et M, University Press College Station pp. 404-420.
- TERZAGHI, K., (1931), "The Influence of Elasticity and Permeability on the Swelling of Two-Phase System" Alexander, Ed., Chemi. Catal. Compa. Inc. New York.



- TESSIER, D., (1984), "Etude Experimentale de l'Organisation des Matériaux Argileux, Hydratation, Gonflement et Structuration au cours de la Dessiccation et de la Rehumectation", Thèse présentée à l'Université de Paris VI, pour obtenir le grade de Docteur Es. Science.
- TSYTOVICH, N. A., ZARETSKY, Yu. K., TER-MARTIROSYAN, Z.G., "Problems of Soil Swelling on Wetting", Proc. 3rd. A.R.C.S.M.F.E, Haifa, pp-120-123.
- UPPAL, H.L., (1969), "The laboratory Testing of Expansive Soils", 2nd., I.R.E.C.E.C.S., pp. 121-124.
- UZAN, . (1973) " Les forces de gonflement et de retrait dans le calcul des fondations et des chaussées", Conférence présentée en 1973
- VAN DER MERWE, D.H.( 1964), "The prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils" the Civil Engin. in South Africa, june, pp. 102-107.
- VAYSSADE, B., (1978), "Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire des sols argileux", Thèse Docteur - Ingenieur, E.N.S.M.P., Paris, 30 nov.
- VIJAYVERGIYA, V.N. and GHAZZALY, D.I. (1973), "Prediction of swelling potential for natural clays", Proceedings. of the 3nd., I.C.E.S., Haifa, pp. 227-236.
- VIJARVERGIYA, V.N. and SULLIVAN, R.A., (1972), "Simple Technique for Identifying Heave Potential", Proc. of the Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction, Denver, Colorado.
- WARKENTIN, B.P.; BOZOZUK, M., (1961) "Shrinking and Swelling Properties of two Canadian Clays", Proc. of the 5 th I.C.S.M.F.E., Paris, pp. 851-855.
- WEBB, D.L., (1969), "Foundations and Structural Treatment of Building on Expansive Clays in South Africa", Proc of the 2nd I.C.E.S., Texas, pp. 126-147.
- WILLIAMS and HAYKEXICH, (1969) "An Evaluation of Polyethylen Glycol (P.E.G) 6000 and 20000 in the Osmotique Control of Soil Water Matric potential", Canadian. Jour. Soil Sci., Vol. 49 pp. 397-401.

- WISEMAN, G.; KPMORNIK, A. and GREENSTEIN, J., (1985)  
" Experience With Road and Building On Expansive Clays",  
Transp. Resear. Recor., 1032 pp. 60-67.
- WONG, H.Y. and YONG, R.M., (1973), "A study of Swelling and  
Swelling Force During Unsaturated Flow in Expansive  
Soils", Proc. of the 3rd. I.C.E.S., Haifa, pp. 143-151.
- YEVNIN, A. and ZASLAVSKY, D., (1970), "Some factors  
affecting compacted clay swelling", Canad. Geoth. Jour.  
Vol. 7, 79, pp. 79-89.
- YONG, R.N. (1967), " The Swelling of a Montmorillonite Clay  
at Elevated Temperature", Proc. of the 3rd.  
A.R.C.S.M.F.E., Haifa, pp-124-128.
- YONG and WARKENTIN, (1965), "Studies of the Mecanism of  
Failure Under Load in Expansive Soils", Proc.  
I.R.E.C.E.C.S. (college station), pp. 69-77.
- ZEITLEN J.G., KOMORNIK, A, (1961), "Deformation and Moisture  
Movements in Expansive Clays", Proc. 5th I.C.S.M.F.I.,  
Paris, pp 873-879.
- ZERHOUNI, M.I., (1991), " Comportement mécanique des sols non  
saturés", Thèse soutenue à l' E.C.P. (Paris) le 8 jan.
- ZUR, B., (1967), "Osmotique Control of the Matric Soil  
II- Soil-Plant-System", Vol. 103, N<sup>o</sup>1, pp. 30-38.



## Liste des figures " Partie expérimentale "

- Fig. 9-1/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E1(1), E2(2) et E3(3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9-1/B.- Gonflement sous le poids du piston, suivi d'une consolidation classique; échantillons E1(1), E2(2) et E3(3);- argile (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9-2/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E4(1), E5(2) et E6(3);- argile (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9-2/B.- Gonflement sous le poids du piston, suivi d'une consolidation classique; échantillons E4(1), E5(2) et E6(3);- argile (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9-3/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E7(1) et E8(2); - argile rouge (ARG.1) de IN AMENAS.
- Fig. 9-3/B.- Gonflement libre sous le poids du piston (a), puis consolidation classique (b); échantillons E7 et E8;- argile rouge (ARG.1) de IN AMENAS.
- Fig. 9-4/A.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps pour les échan. de diamètre 50 mm (E1,E2,E3), avec celles des échant. de diamètre 70 mm (E4,E5,E6);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.4/B.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échantillons de diamètre 70mm (E4,E5,E6); - argile rouge (ARG.1), de In Amenas.
- Fig. 9-5/A.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps pour les échan. de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échant. de diamètre 70mm (E4,E5,E6); et celles des échan. de de diamètre 75mm;- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.5/B.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échantillons de diamètre 70mm (E4,E5,E6); et celles des échan. de diamètre 75mm - argile rouge (ARG.1), de In Amenas.



- Fig. 9.6/A.- Gonflement sous le poids du piston (a): variation relative de la hauteur au cours du temps des échan. E9 (ARG.2), et E11 (ARG.4); - argiles de In Amenas.
- Fig. 9.6/B.- Gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation classique (b), échantillons E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.
- Fig. 9.7/A.- Effet de la nature d'argile: variation relative de la hauteur en fonction du temps, au cours d'un essai de gonflement libre. Comparaison entre les échantillons E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.
- Fig. 9.7/B.- Effet de la nature d'argile: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation (b)", des échan. E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2); et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.
- Fig. 9.8/A.- Effet de la nature d'argile: variation relative de la hauteur en fonction du temps, au cours d'un essai de gonflement libre. Comparaison entre les échantillons E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) E10 (ARG.3) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.
- Fig. 9.8/B.- Effet de la nature d'argile: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation (b)", des échan. E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2); E10 (ARG.3) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.
- Fig. 9.9/A.- Effet de la nature d'argile: Valeurs du taux de gonflement ( $\Delta H/H$ ); et de la pression de gonflement (PG) en fonction de l'indice de plasticité (IP); et en fonction du pourcentage en éléments inférieurs à deux microns (C), des échantillons E1, E2, E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4).-; argiles de In Amenas.
- Fig. 9.10/A.- Gonflement sous une pression de 0.4 bar: variation relative de la hauteur en fonction du temps; E12(1), E13(2) et E14(3);- argile rouge ARG.1 de In Amenas.
- Fig. 9.10/B.- Gonflement sous une pression de 0,4 bar (a), suivi d'une consolidation classique (b); échan.; E12(1) E13(2) et E14(3);- argile rouge ARG.1 de In Amenas.
- Fig. 9.11/A.- Effet de la surcharge: comparaison entre le gonflement sous le poids du piston (E1,E2,E3) et le gonflement sous une pression de 0.4 bar (E12,E13,E14);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.11/B.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes "variation de l'indice des vides en fonction de la pression";(a) inondation; (b) consolidation; des échan. (E1,E2,E3) et (E12,E13,E14);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



- Fig. 9.12/A.- Effet de la surcharge: variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 5 bars; (2) dernier décharg. au poids du piston d'un échantillon E15; argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.12/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 5 bars; (b) inondation; (c) consolidation; (d) déchargement (e) reconsolidation. échantillon E15;- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.13/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 10 bars; (b) inondation; (c) déchargement; (d) consolidation (e) redéchargement; échantillon E16. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.14/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 20 bars; (b) inondation; (c) déchargement; (d) consolidation (e) redéchargement; échantillon E17. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.15/A.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes "gonflement sous une charge" en fonction du temps; inondation sous 5 bars (1); sous 10 bars (2) et 20 (3) bars, respectivement aux échantillons E15, E16 et E17. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.15/B.- Effet de la surcharge: comparaison entre les taux de gonflements après déchargement des échantillons E15(1), E16(2), et E 17(3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.16/A.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur fonction du temps, des échantillons inondés sous le poids du piston (E4,E5,E25); avec celles des échantillons inondés sous une charge constante (E15,E16,E17);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas
- Fig. 9.16/B.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression des échanti inondés sous le poids du piston (E4,E5,E6), avec celles des échan. inondés sous une charge constante, puis déchargés (E15,E16,E17); - argile rouge (ARG.1) de In Amenas
- Fig. 9.17/B.- Effet de la surcharge: comparaison les indices des vides finaux suite à l'inondation, entre les échan. inondés sous le poids du piston (E,E2,E3); et les échna. E15, E16, et E17, inondés respectivement sous une pression de 5 bars, 10 bars et 20 bars - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



- Fig. 9.18/B.- Effet de la surcharge: Variation relative de la hauteur en fonction de la pression de surcharge des échantillons E15 (5 bars), E16 (10 bars), et E17 (20 bars).- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.19/A.- Effet du préchargement: Variation de l'indice de vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 10 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E18 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.20/A.- Effet du préchargement: Variation de l'indice de vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 15 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E19 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.21/A.- Effet du préchargement: Variation de l'indice de vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 25 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E20 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.22/A.- Effet du préchargement: Variation de l'indice de vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 9.8 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E21 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.23/A.- Effet du préchargement: Comparaison entre les courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps entre les échantillons E18; E19; et E20 préchargés à sèc, respectivement à 10, 15 et 25 bars - argile rouge (ARG.1) de In Amenas
- Fig. 9.23/B.- Effet du préchargement. Comparaison entre les courbes "charge-décharge à sèc, puis inondation sous la poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons E18, E19, et E20, préchargés respectivement à 10, 15 et 25 bars,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.24/A.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps, des échan. préchargés (E18,E19,E20); avec celles des échan. non préchargés (E4,E5,E6),- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.24/B.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression et suite à l'indation des échan (E4,E5,E6) non préchargés, avec celles des échan.(E18,E19,E20) préchargés,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.25/A.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps, d'un échan. préchargé E21; avec celles des échan. non préchargés (E1,E2,E3) - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



- Fig. 9.26/B.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression et suite à l'indation d'un échantillon E21 préchargés, avec celles des échan. (E1,E2,E3) non préchargés,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.26/A.- Effet des frottements: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps; suite à une inondation sous le poids du piston; des échantillons placés dans des trousse non graissées (E4,E5,E6); avec celle d'un éch. placé dans une trousse graissée (E22),- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.26/B.- Effet des frottements: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consoli. des échan. placés dans des trousse non graissées, (E4,E5,E6); avec celle d'un échantillon placé dans une trousse trousse graissée (E22);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.27/A.- Effet des frottements: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps suite à une inondation sous le poids du piston; des échan. placés dans des trousse non graissées (E1,E2,E3); avec celle d'un écha. placé dans une trousse graissée (E23),- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig.9.27/B.- Effet des frottements: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consoli., des échantillons placés dans des trousse non graissées, (E1,E2,E3); avec celle d'un échantillon placé dans une trousse trousse graissée (E23);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.28/A.- Effet du prechargement: Relation entre le taux de gonflement et la pression du préchargement - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.28/B.- Effet du prechargement: Relation entre pression de gonflement, et la pression du préchargement - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.29/A.- Relation entre la variation de la hauteur de l'échantillon, et le poids volumique sec, pour les échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3); ceux de diamètre 70mm (E4,E5,E6) et ceux de diamètre 75mm (E7,E8),- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.30/A.- Taux de gonflement en fonction du rapport ( $\phi/H$ ), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.30/B.- Pression de gonflement en fonction du rapport ( $\phi/H$ ), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.31/A.- Effet du rapport ( $H/\phi$ ): gonflement libre Comparaison entre le taux de gonflement des éch. E24 et E25;- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



- Fig. 9.31/B.- Effet du rapport  $(H/\phi)$ : gonflement libre (a) puis consolidation (b). Comparaison entre les échantillons E24 et E25;- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.32/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous le poids du piston; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échantillon E5, - argile rouge de In Amenas.
- Fig. 9.32/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b)-(c) 1<sup>er</sup> cycle de charge-décharge; (d)-(e) 2<sup>em</sup> cycle de charge-décharge (f) rechargement, de l'échantillon E5,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.33/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous le poids du piston; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) déchargement au poids du piston de l'échantillon E6, - argile rouge de In Amenas.
- Fig. 9.33/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b)-(c) 1<sup>er</sup> cycle de charge-décharge; (d)-(e) 2<sup>em</sup> cycle de charge-décharge (f) rechargement, de l'échantillon E6,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.34/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 10 bars (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'écha. E16 - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.35/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 10 bars (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'écha. E17 - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.
- Fig. 9.36/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous poids du piston; (2) déchargement au poids du piston, de l'échantillon E9,- argile rouge (ARG.2) de In Amenas.
- Fig. 9.36/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b) consolidation (c) déchargement; (d) reconsolidation, de l'échantillon E9,- argile rouge (ARG.2) de In Amenas.



- Fig. 9.37/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous poids du piston; (2) déchargement au poids du piston, de l'échantillon E11,- argile verte (ARG.2) de In Amenas.
- Fig. 9.37/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b) consolidation (c) déchargement; (d) reconsolidation, de l'échantillon E11,- argile verte (ARG.2) de In Amenas.
- Fig. 9.38/a.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intact ( ), et pour des échantillons remaniés ( ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile rouge (ARG.2) de In Amenas.
- Fig. 9.38/b.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intact ( ), et pour des échantillons remaniés ( ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile violette (ARG.3) de In Amenas.
- Fig. 9.38/c.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intact ( ), et pour des échantillons remaniés ( ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile verte (ARG.4) de In Amenas.
- Fig. 9.38/d.- Effet de la nature d'argile: comparaison des comportements des trois types d'argiles (ARG.2, ARG.3 et ARG.4), au cours d'un cycle de drainage-humidification.
- Fig. 9.39/a.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression décompression) < >, et le chemin capillaire (drainage humidification < >; argile rouge (ARG.2) de In Amenas
- Fig. 9.39/b.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression décompression) < >, et le chemin capillaire (drainage humidification < >; argile violette (ARG.3) In Amenas
- Fig. 9.39/c.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression décompression) < >, et le chemin capillaire (drainage humidification < >; argile verte (ARG.4) de In Amenas
- Fig. 9.39/d.- Effet de la nature d'argile: Comparaison entre les chemins mécaniques des trois types d'argiles (ARG.2 ARG.3 et ARG.4) de In Amenas.

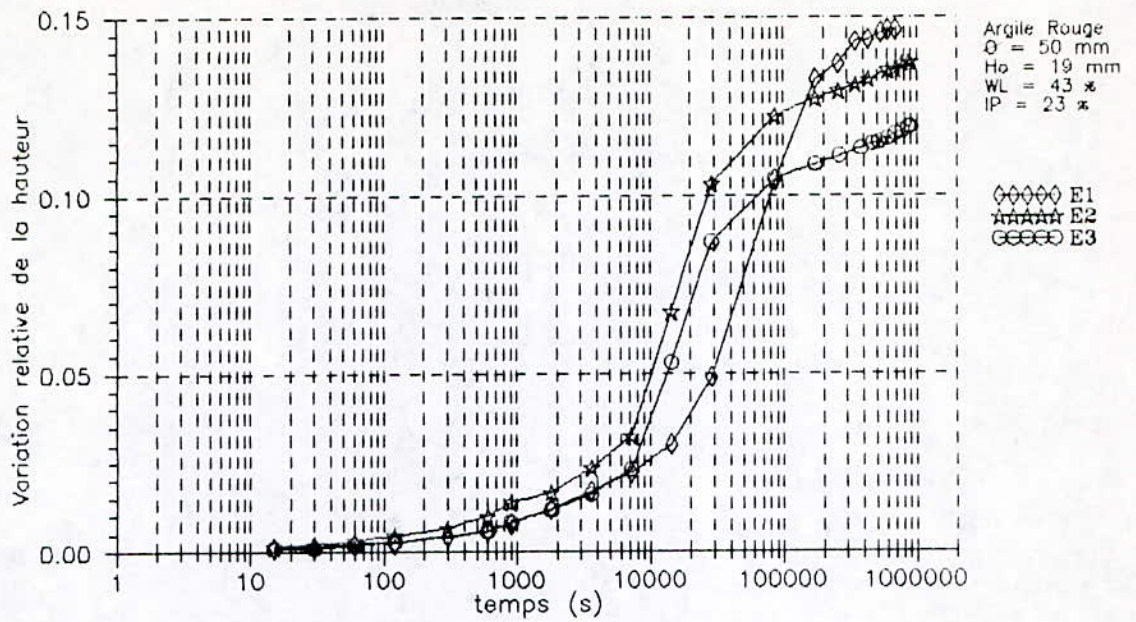


Fig. 9-1/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E1(1), E2(2) et E3 (3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

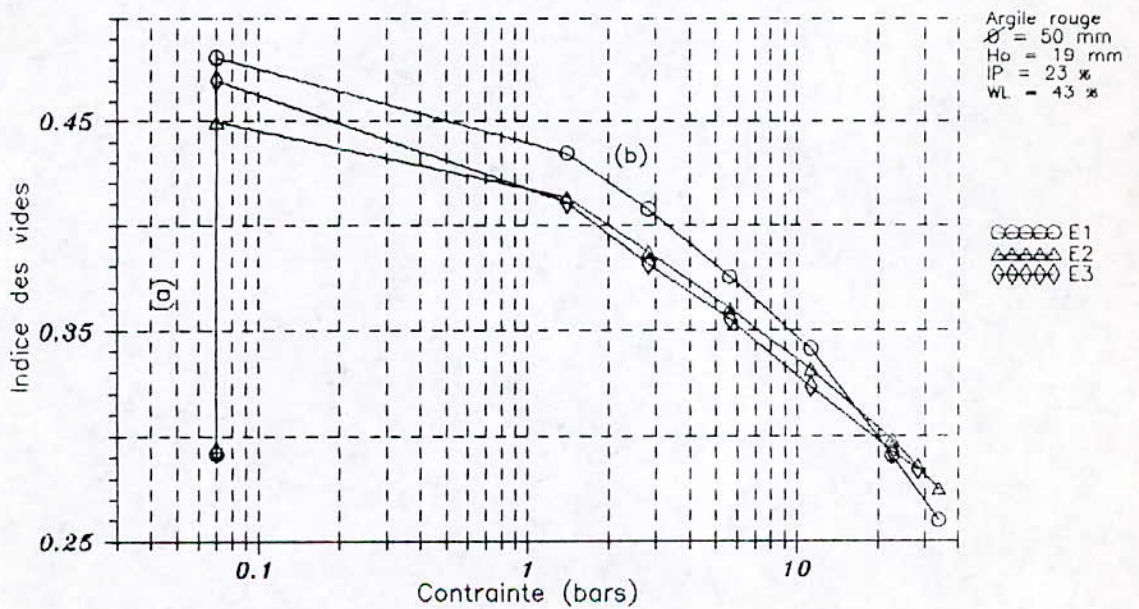


Fig. 9-1/B.- Gonflement sous le poids du piston, suivi d'une consolidation classique; échantillons E1(1), E2(2) et E3(3);- argile (ARG.1) de In Amenas.



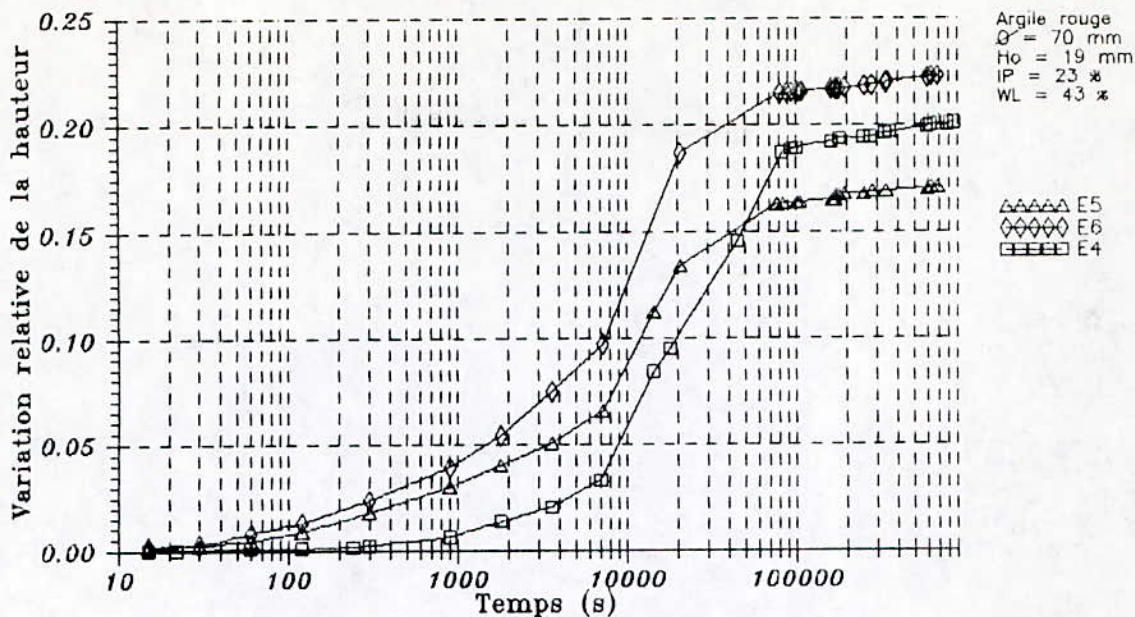


Fig. 9-2/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E4(1), E5(2) et E6(3); - argile (ARG.1) de In Amenas.

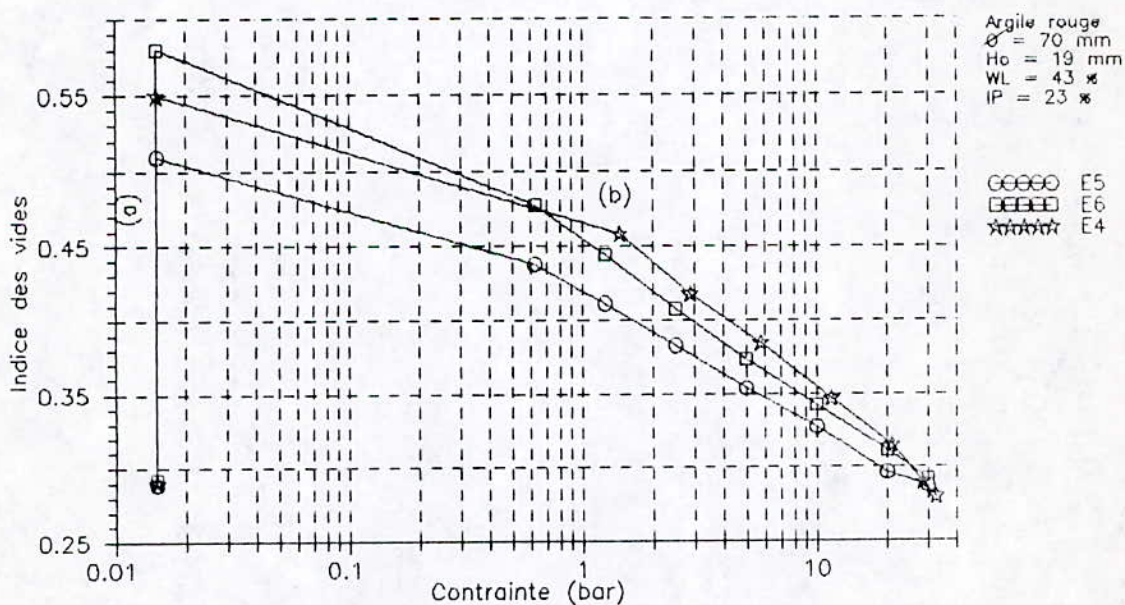


Fig. 9-2/B.- Gonflement sous le poids du piston, suivi d'une consolidation classique; échantillons E4(1), E5(2) et E6(3); - argile (ARG.1) de In Amenas.

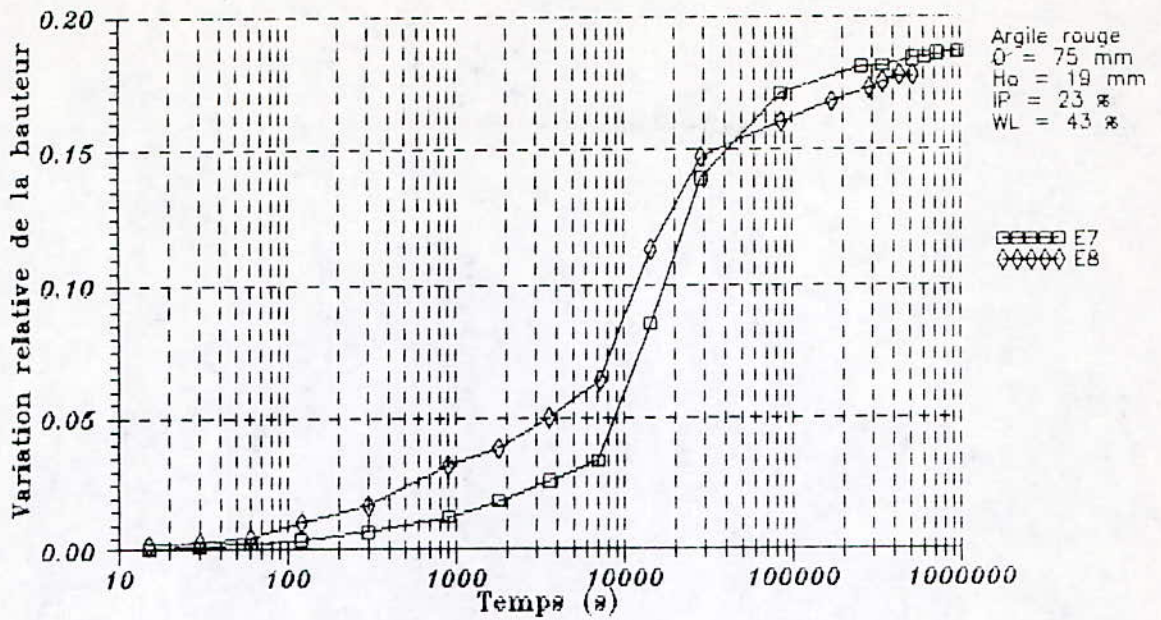


Fig. 9-3/A.- Gonflement libre: Variation relative de la hauteur en fonction du temps; échantillons E7(1) et E8(2); - argile rouge (ARG.1) de IN AMENAS.

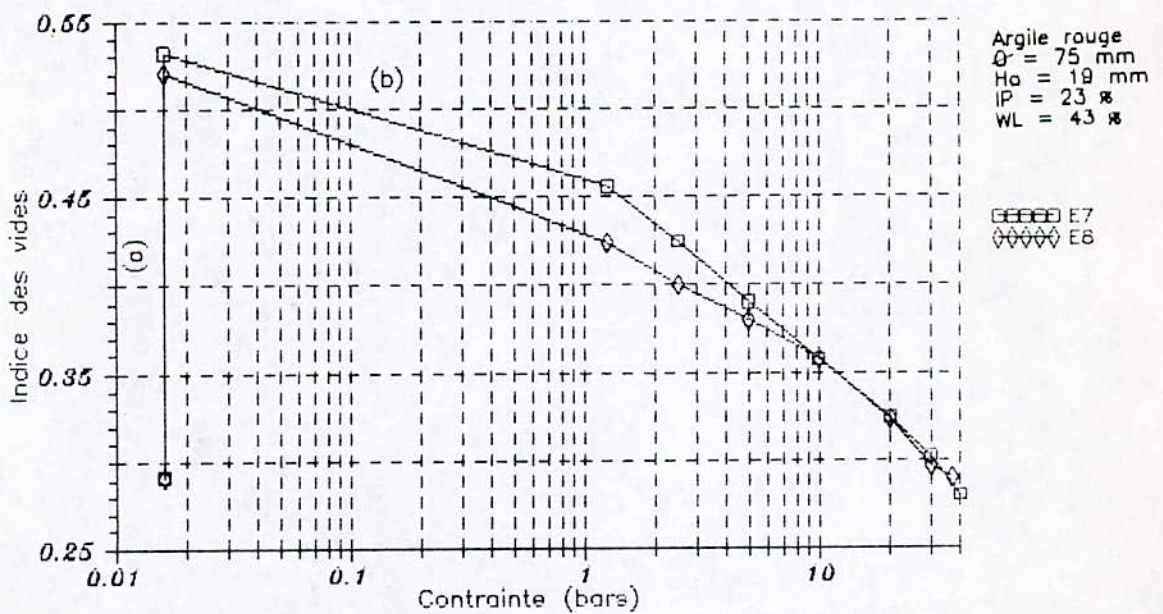


Fig. 9-3/B.- Gonflement libre sous le poids du piston (a), puis consolidation classique (b); échantillons E7 et E8 ; - argile rouge (ARG.1) de IN AMENAS.



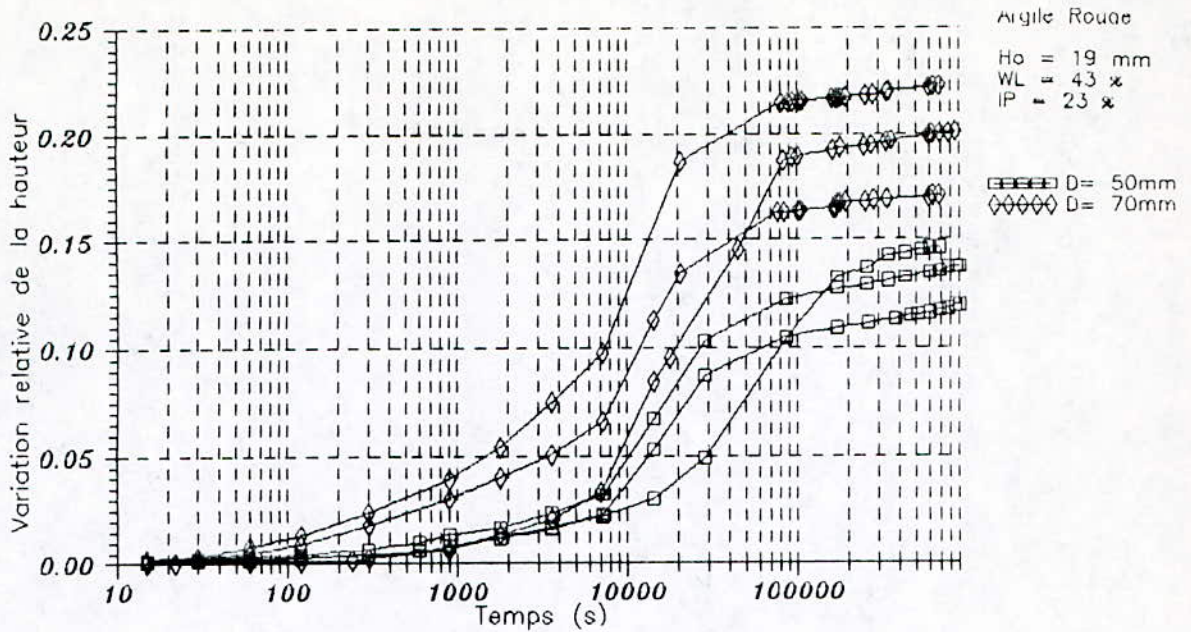


Fig. 9-4/A.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps pour les échant. de diamètre 50 mm (E1,E2,E3), avec celles des échant. de diamètre 70 mm (E4,E5,E6); - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

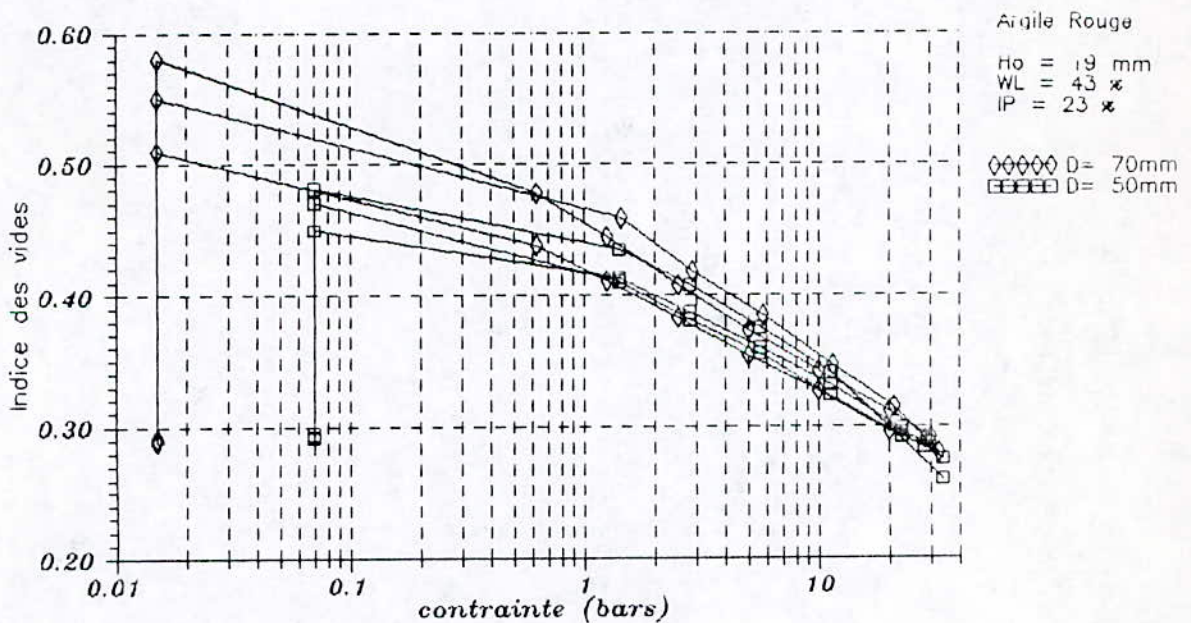


Fig. 9.4/B.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échantillons de diamètre 70mm (E4,E5,E6); - argile rouge (ARG.1), de In Amenas.



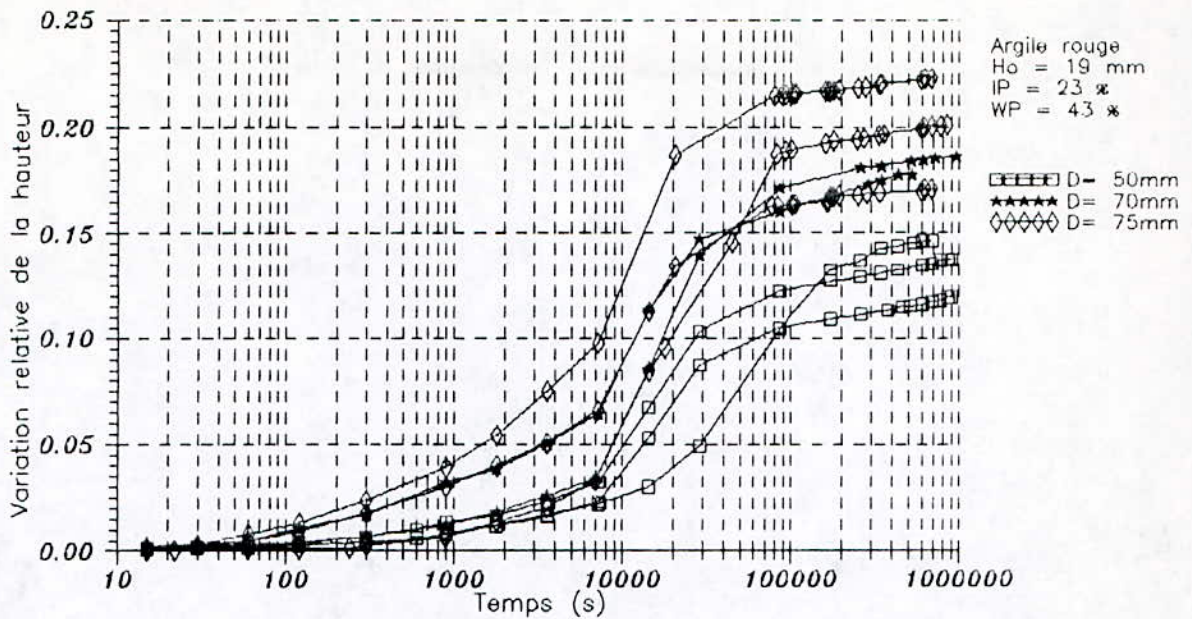


Fig. 9-5/A.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps pour les échant. de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échant. de diamètre 70mm (E4,E5,E6); et celles des échan. de de diamètre 75mm;- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

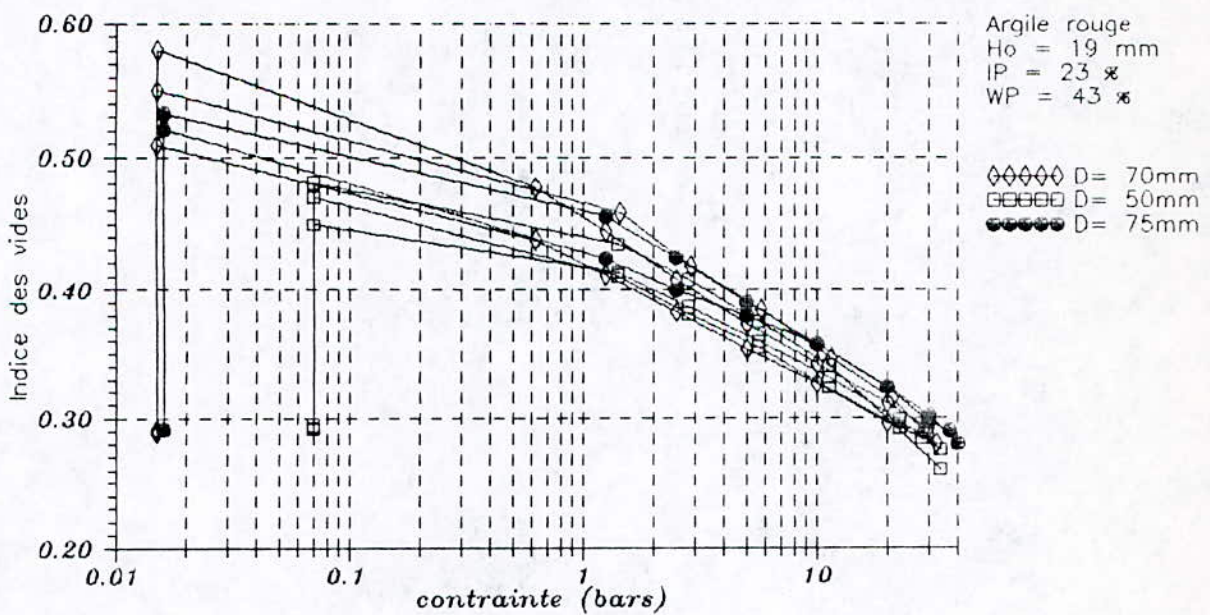


Fig. 9.5/B.- Effet du diamètre des échantillons: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3), avec celles des échantillons de diamètre 70mm (E4,E5,E6); et celles des échan. de diamètre 75mm - argile rouge (ARG.1), de In Amenas.



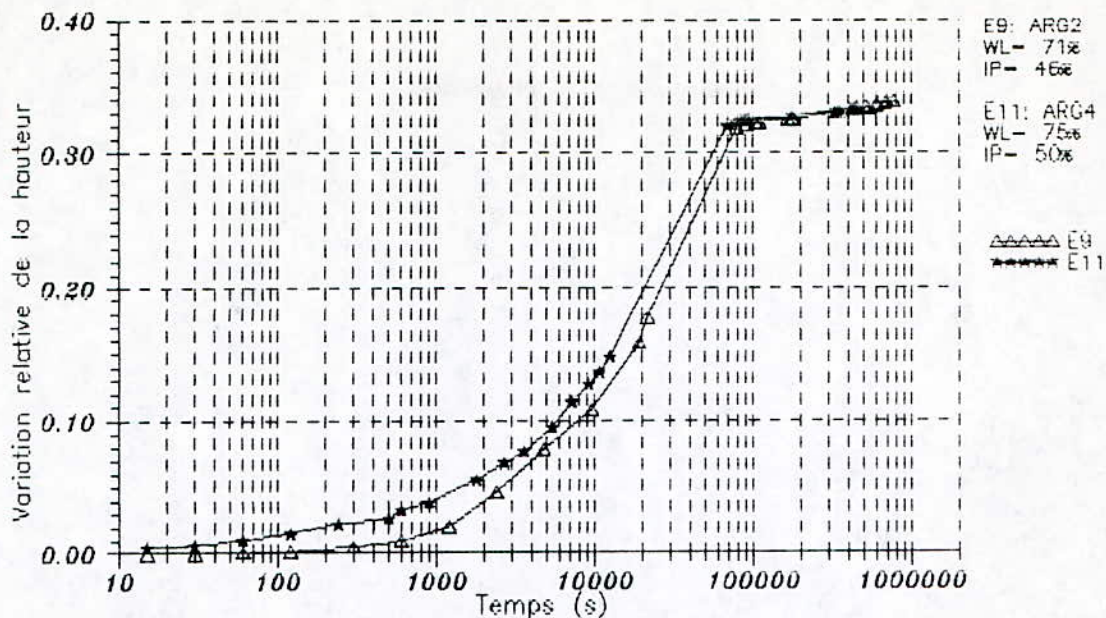


Fig. 9.6/A.- Gonflement sous le poids du piston (a): variation relative de la hauteur au cours du temps des échan. E9 (ARG.2), et E11 (ARG.4); - argiles de In Amenas.

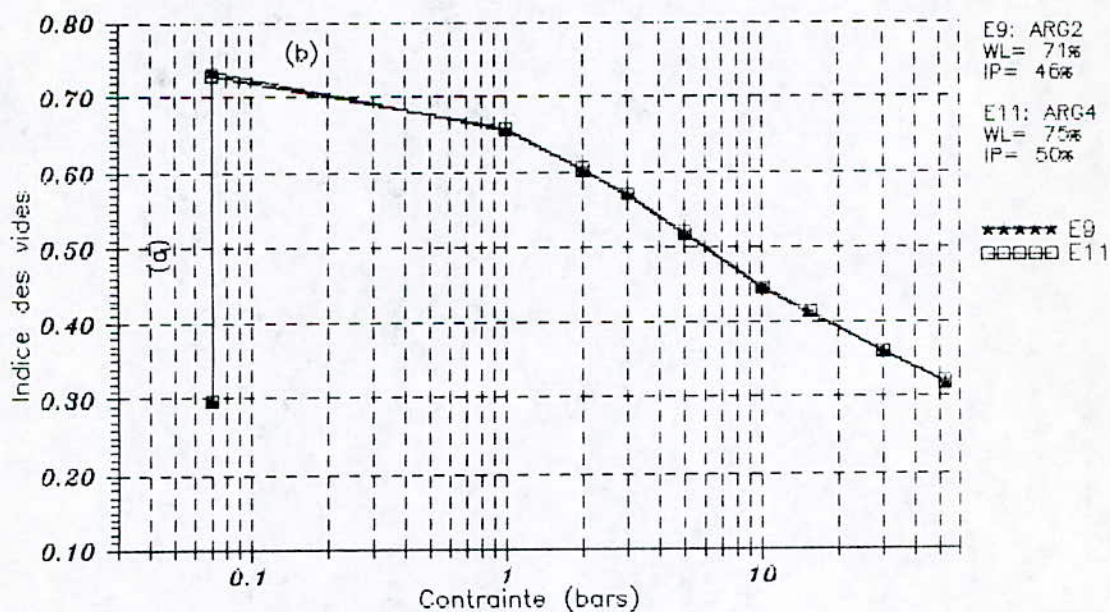


Fig. 9.6/B.- Gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation classique (b), échantillons E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4); - argiles de In Amenas.

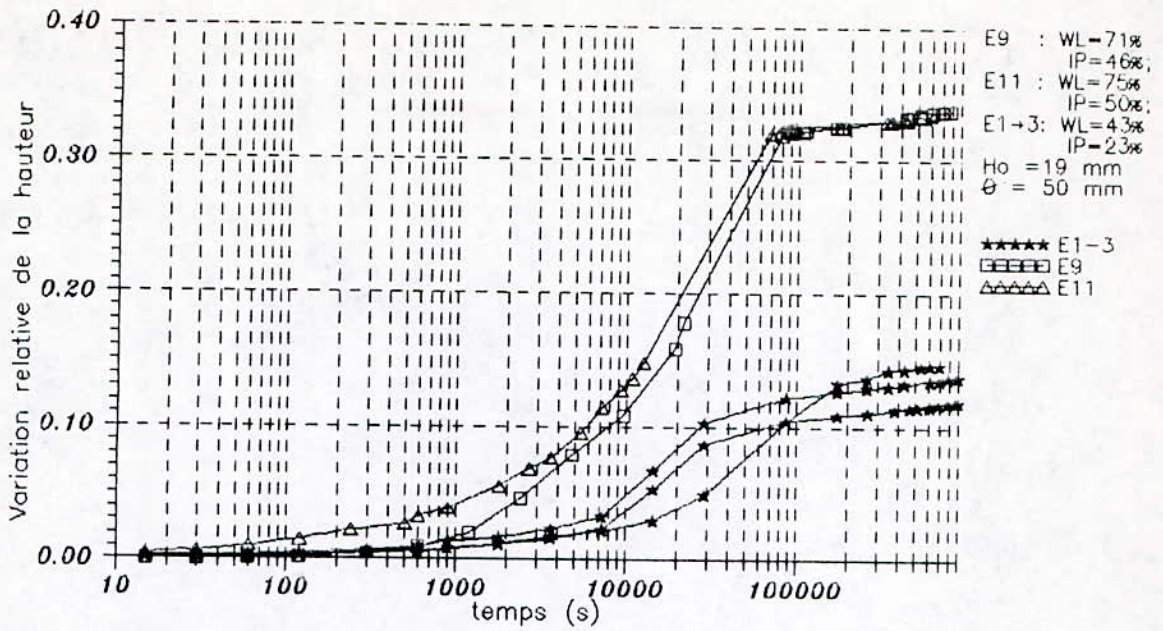


Fig. 9.7/A.- Effet de la nature d'argile: variation relative de la hauteur en fonction du temps, au cours d'un essai de gonflement libre. Comparaison entre les échantillons E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.

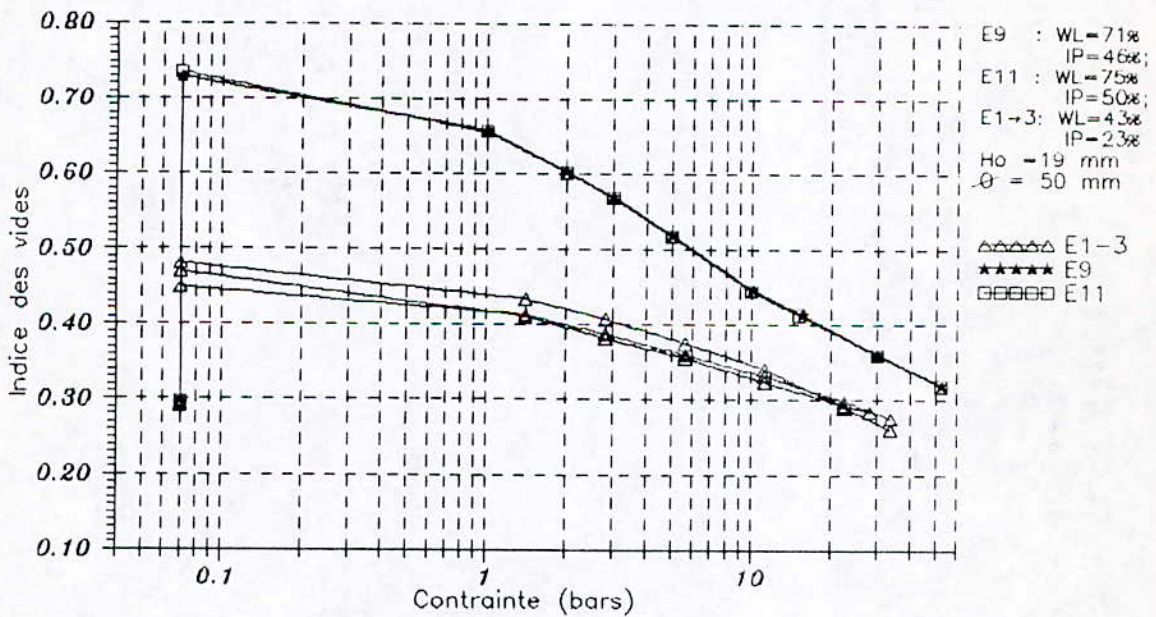


Fig. 9.7/B.- Effet de la nature d'argile: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation (b)", des échan. E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2); et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.



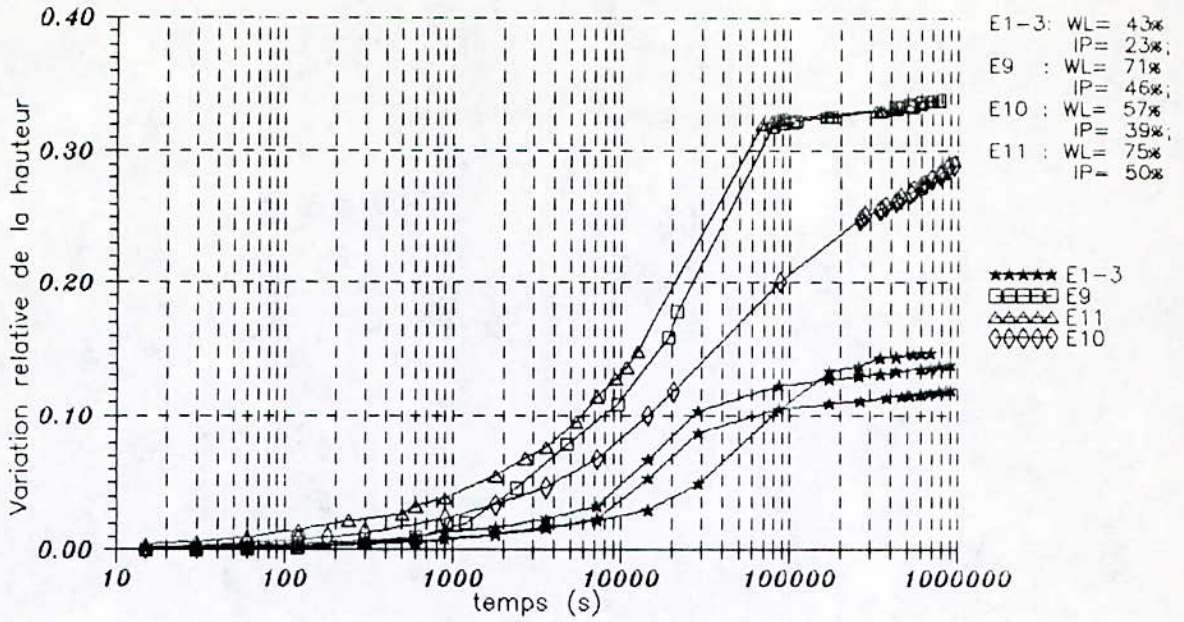


Fig. 9.8/A.- Effet de la nature d'argile: variation relative de la hauteur en fonction du temps, au cours d'un essai de gonflement libre. Comparaison entre les échantillons E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) E10 (ARG.3) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.

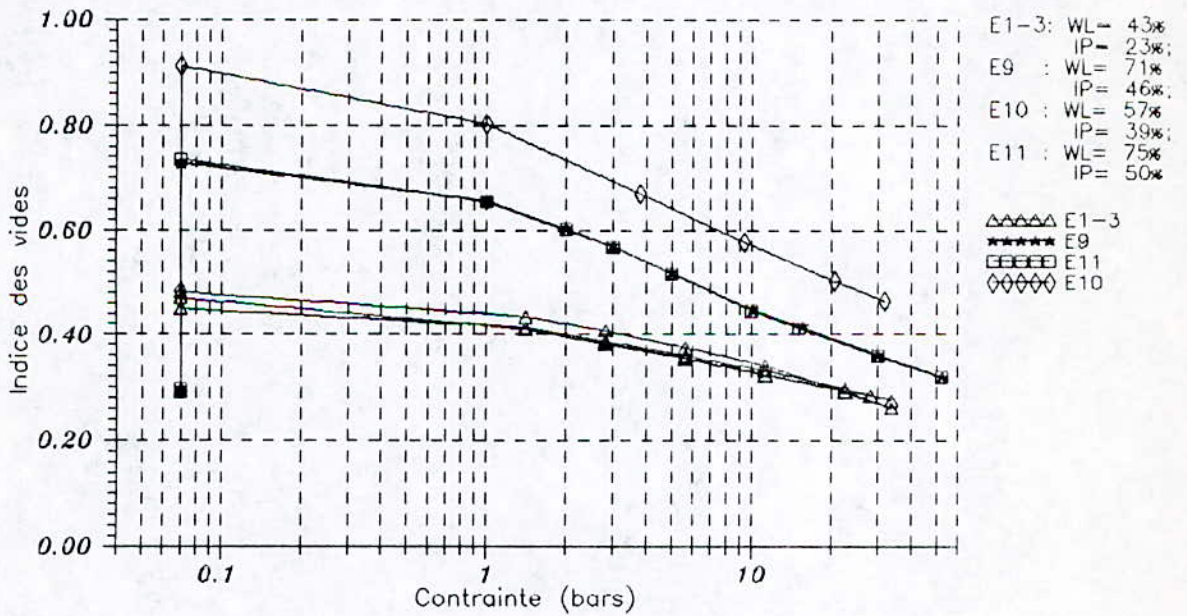


Fig. 9.8/B.- Effet de la nature d'argile: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston (a), suivi d'une consolidation (b)", des échan. E1, E2 et E3 (ARG.1); E9 (ARG.2); E10 (ARG.3) et E11 (ARG.4);- argiles de In Amenas.

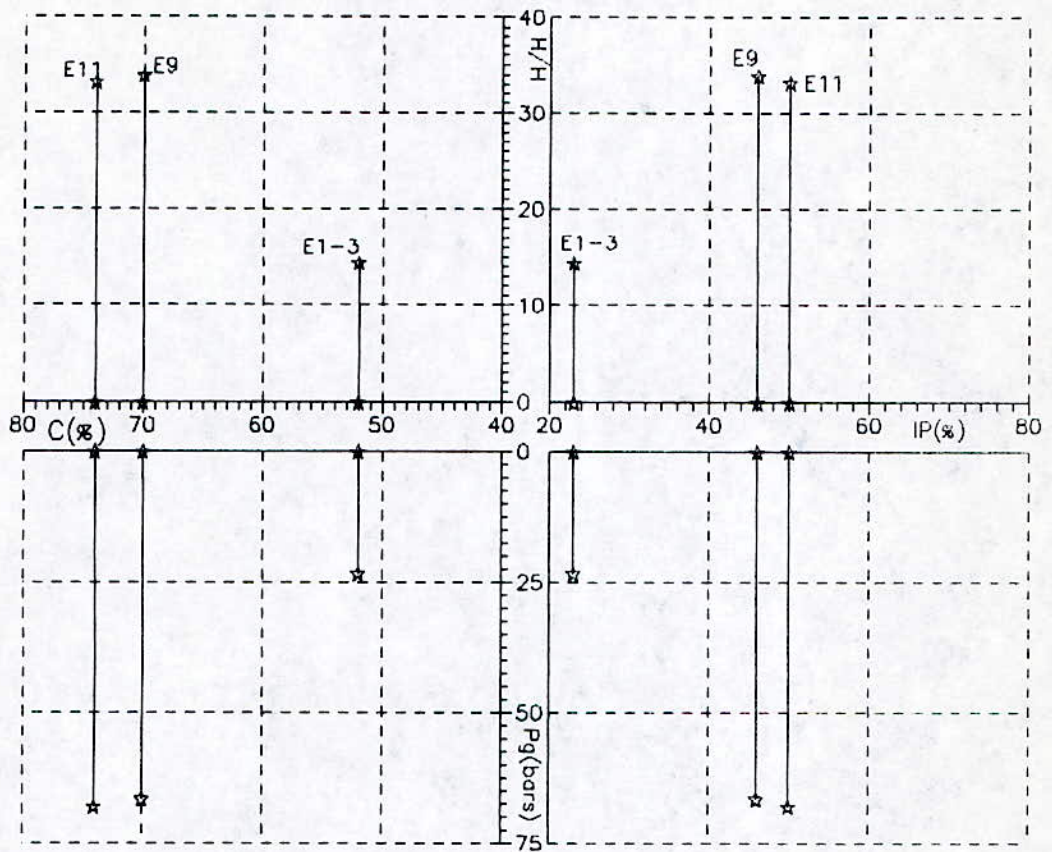


Fig. 9.9/A.- Effet de la nature d'argile: Valeurs du taux de gonflement ( $\Delta H/H$ ); et de la pression de gonflement ( $P_g$ ) en fonction de l'indice de plasticité ( $IP$ ); et en fonction du pourcentage en éléments inférieurs à deux microns ( $C$ ), des échantillons E1, E2, E3 (ARG.1); E9 (ARG.2) et E11 (ARG.4).-; argiles de In Amenas.



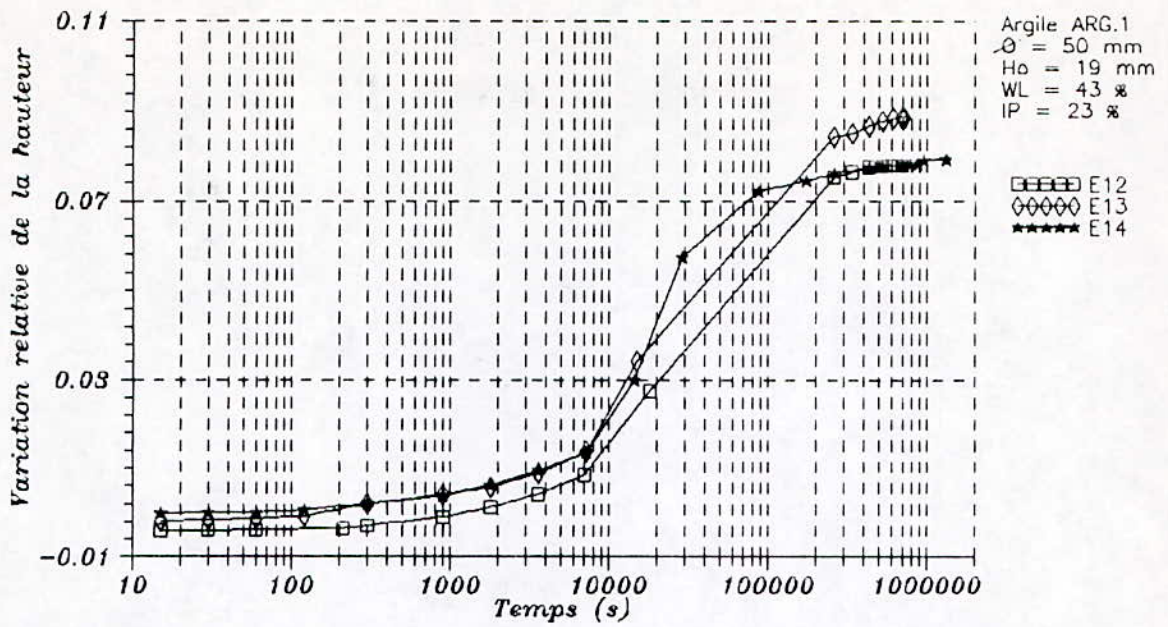


Fig. 9.10/A.- Gonflement sous une pression de 0.4 bar: variation relative de la hauteur en fonction du temps; pour les échantillon E12(1), E13(2) et E14(3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

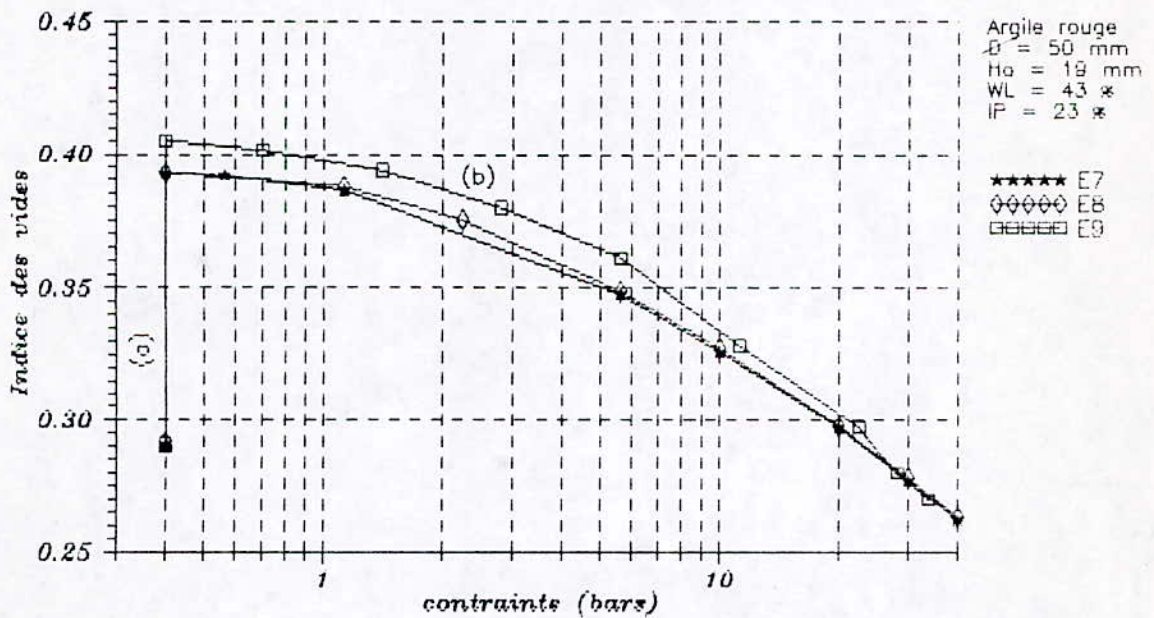


Fig. 9.10/B.- Gonflement sous une pression de 0,4 bar (a), suivi d'une consolidation classique (b); pour les échan.; E12(1); E13(2) et E14(3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

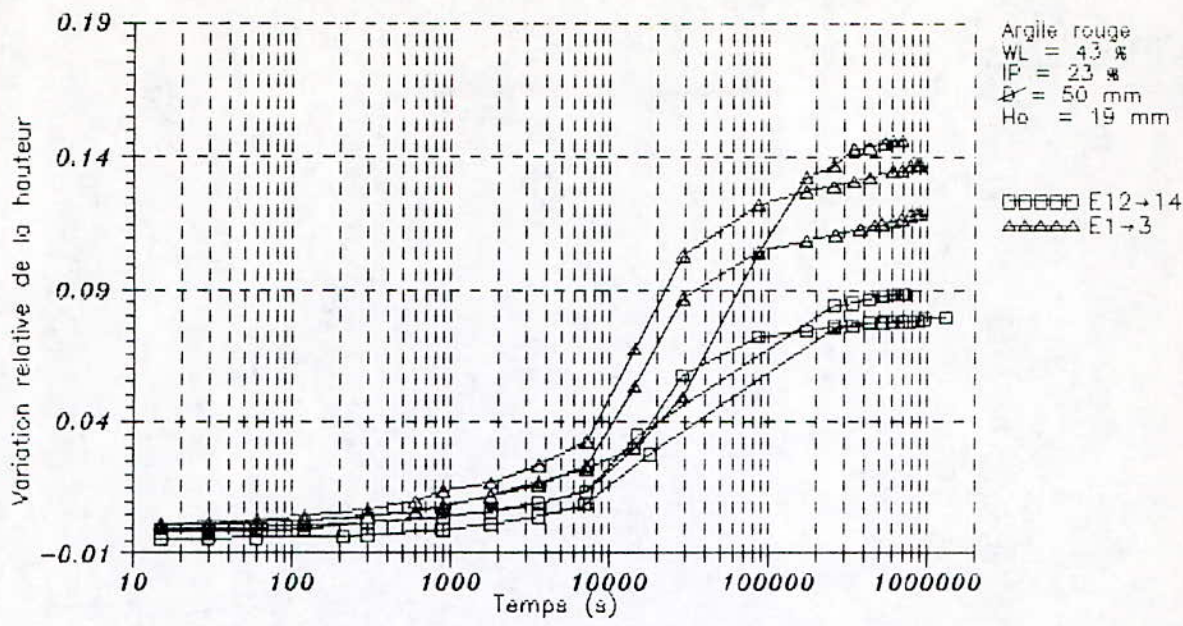


Fig. 9.11/A.- Effet de la surcharge: comparaison entre le gonflement sous le poids du piston (E1,E2,E3) et le gonflement sous une pression de 0.4 bar (E12,E13,E14);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

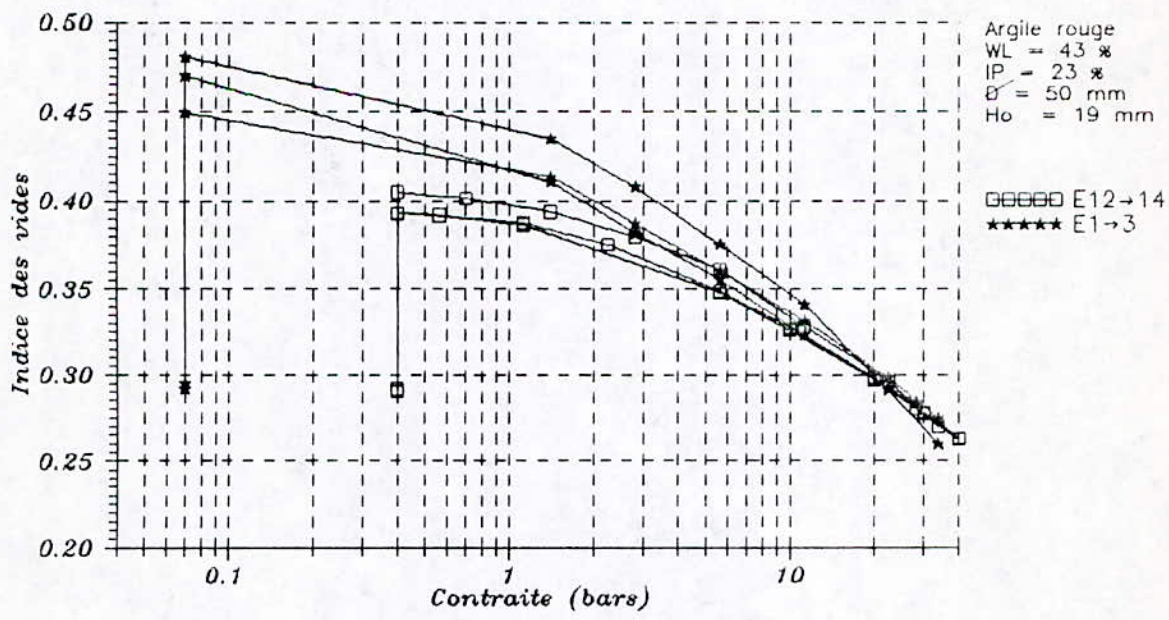


Fig. 9.11/B.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes "variation de l'indice des vides en fonction de la pression";(a) inondation; (b) consolidation; des échan. (E1,E2,E3) avec celle des échan. (E12,E13,E14);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



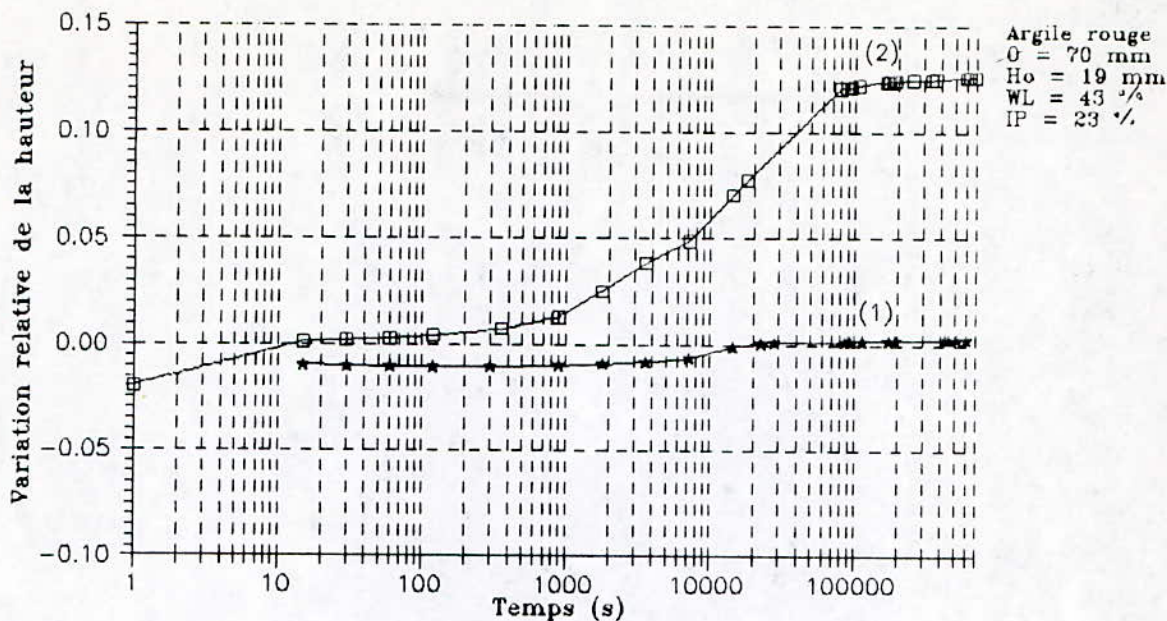


Fig. 9.12/A.- Effet de la surcharge: variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 5 bars; (2) dernier déchargement au poids du piston d'un échantillon E15; argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

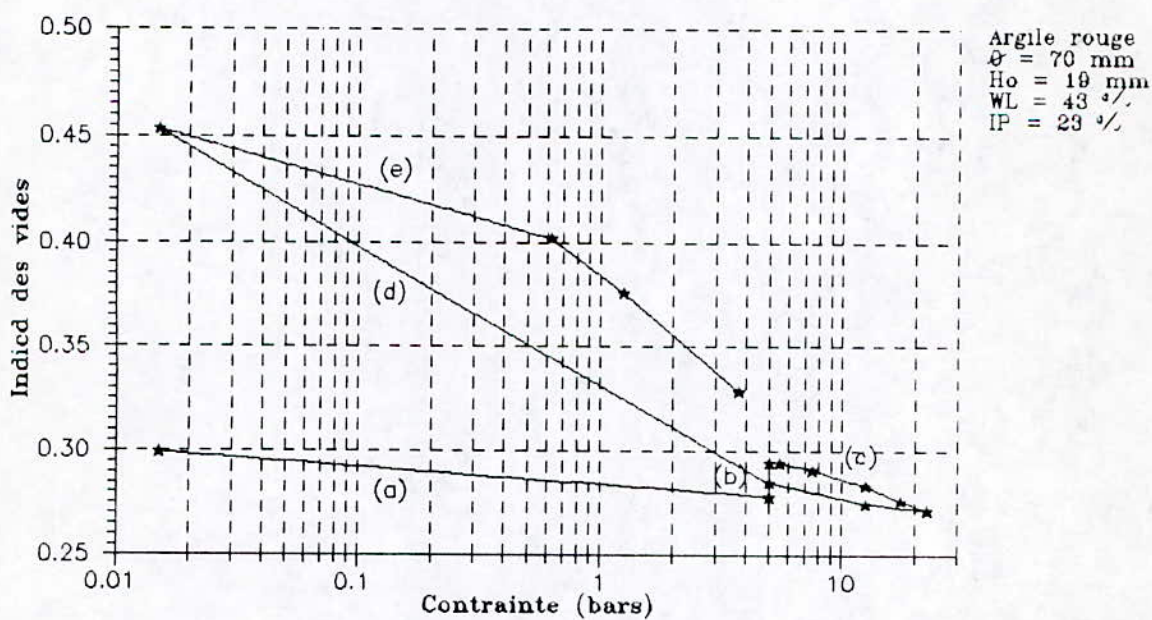


Fig. 9.12/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 5 bars; (b) inondation; (c) consolidation; (d) déchargement (e) reconsolidation, de l'échantillon E15; - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

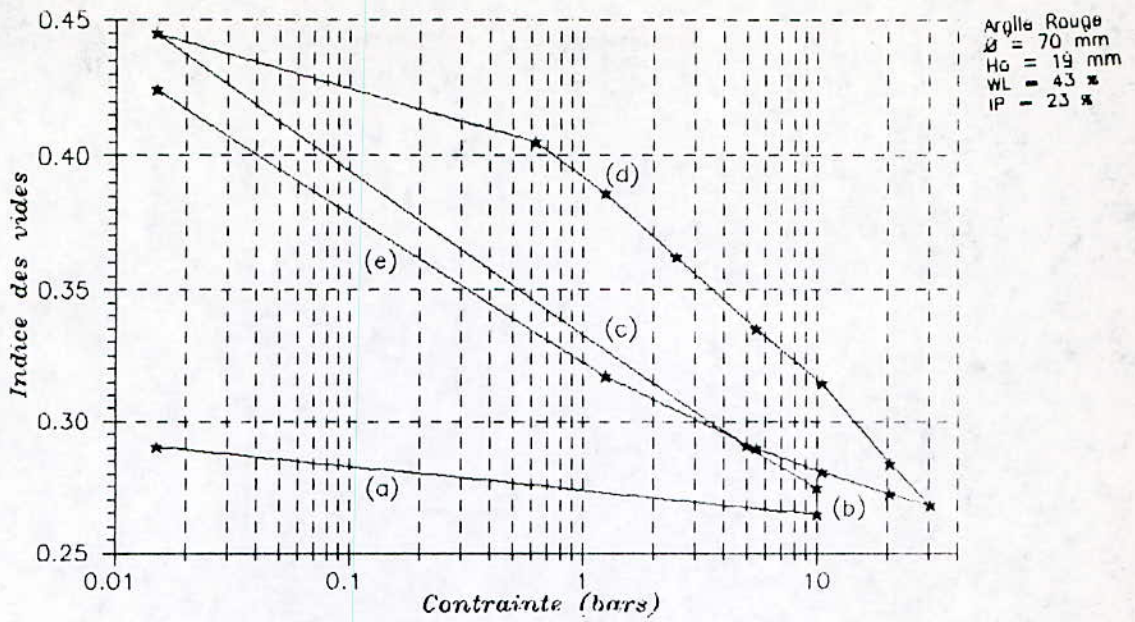


Fig. 9.13/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 10 bars; (b) inondation; (c) déchargement; (d) consolidation (e) redéchargement; échantillon E16. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

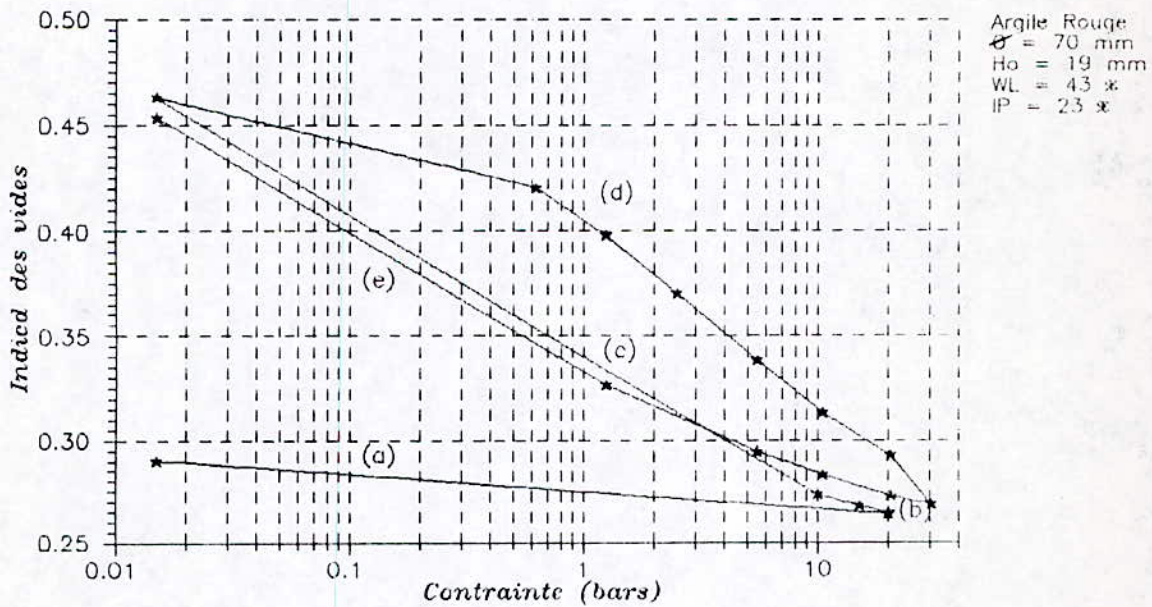


Fig. 9.14/B.- Variation de l'indice des vides en fonction de la pression: (a) chargement à sec jusqu'à 20 bars; (b) inondation; (c) déchargement; (d) consolidation (e) redéchargement; échantillon E17. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



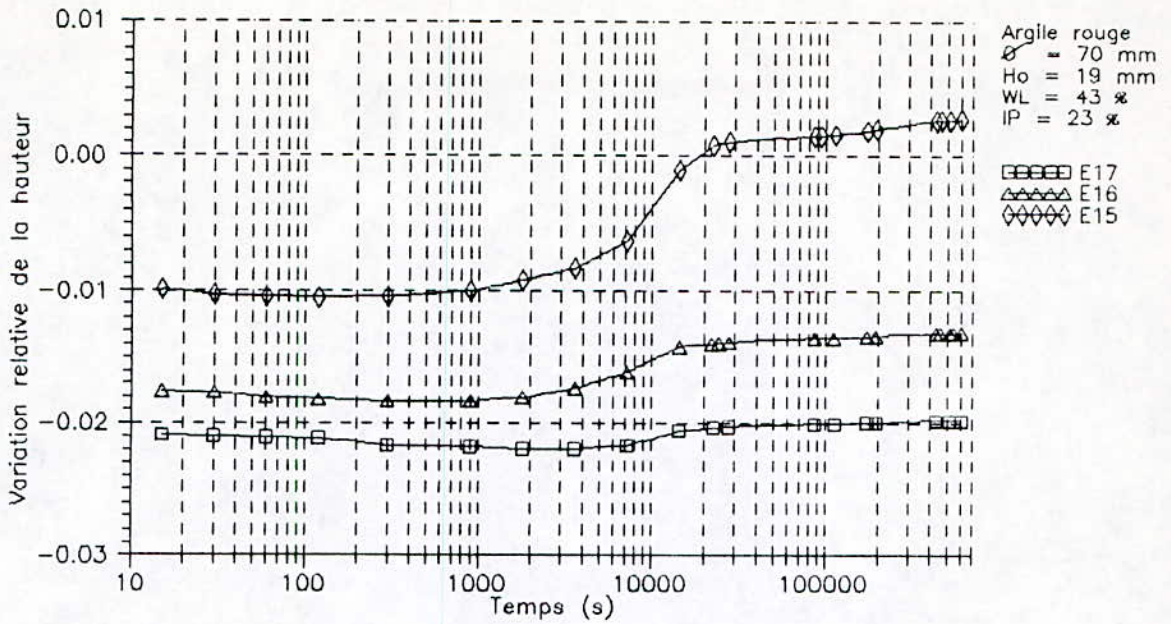


Fig. 9.15/A.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes "gonflement sous une charge" en fonction du temps; inondation sous 5 bars (1); sous 10 bars (2) et 20 (3) bars, respectivement aux échantillons E15, E16 et E17. - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

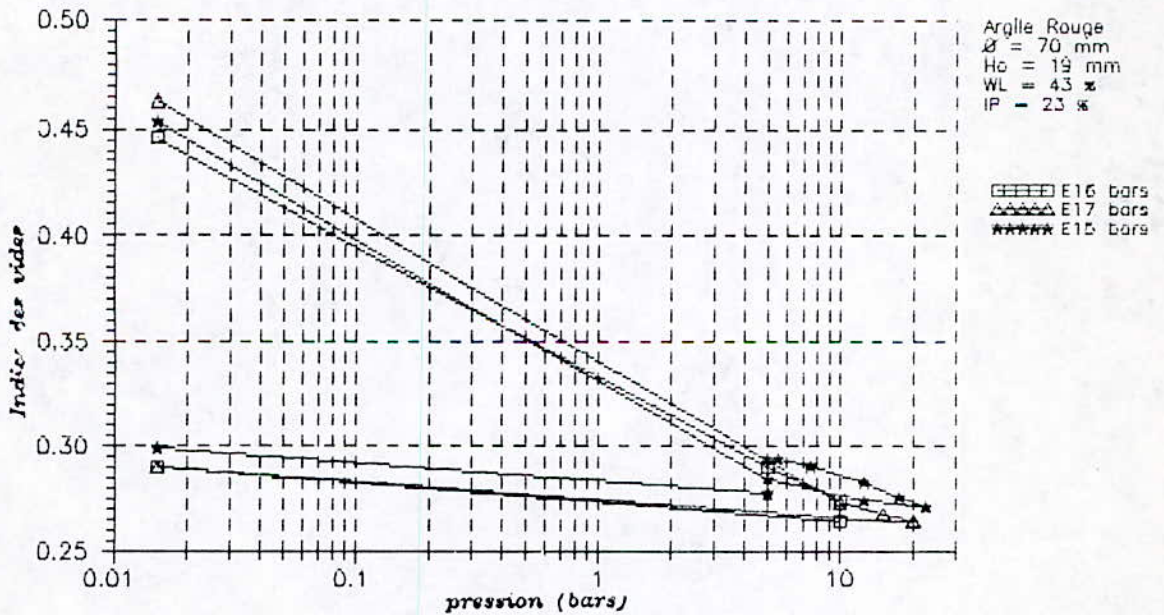


Fig. 9.15/B.- Effet de la surcharge: comparaison entre les taux de gonflements après déchargement des échantillons E15(1), E16(2), et E17(3);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

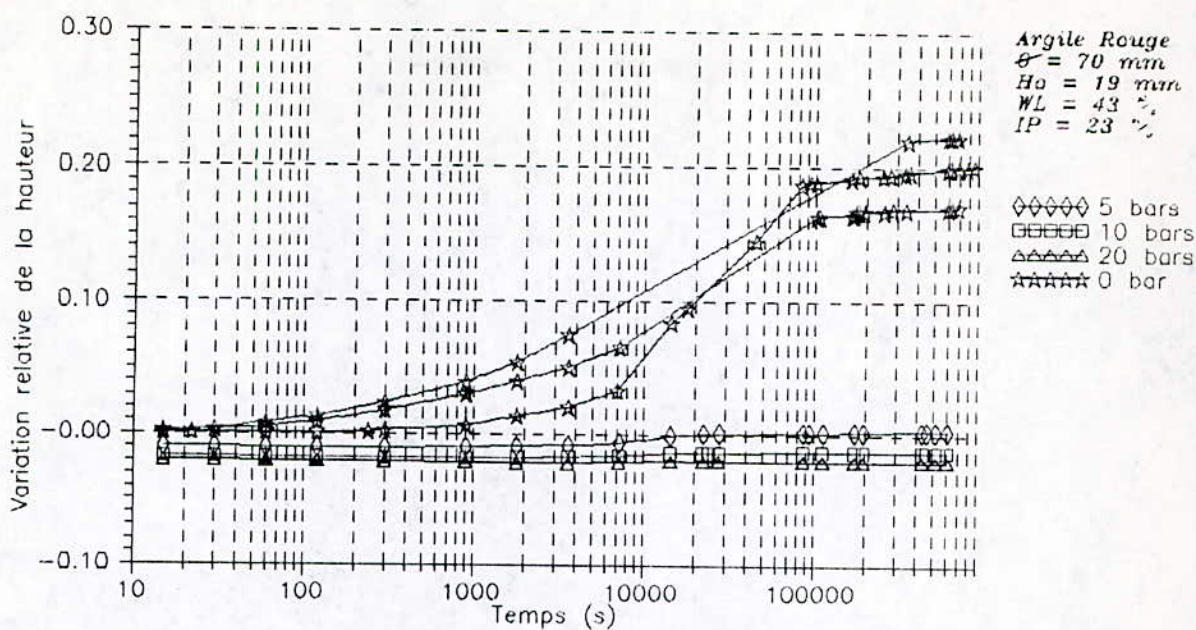


Fig. 9.16/A.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps, des échantillons inondés sous le poids du piston (E4,E5,E25); avec celles des échantillons inondés sous une charge constante (E15,E16,E17);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas

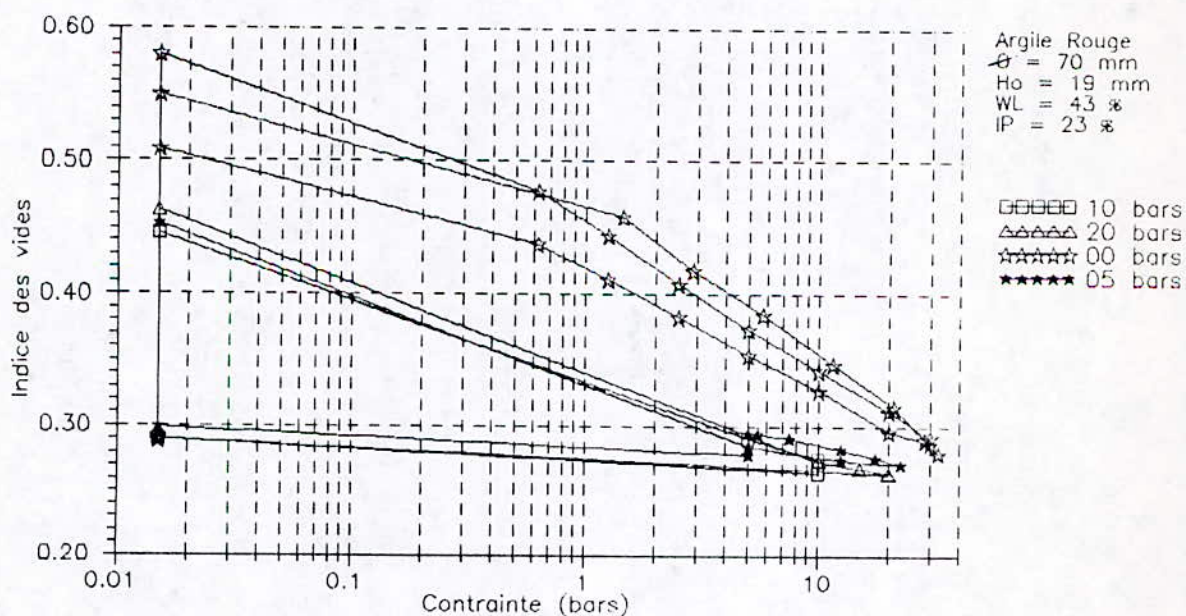


Fig. 9.16/B.- Effet de la surcharge: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression des échan. inondés sous le poids du piston (E4,E5,E6), avec celles des échan. inondés sous une charge constante, puis déchargés (E15,E16,E17); - argile rouge (ARG.1) de In Amenas



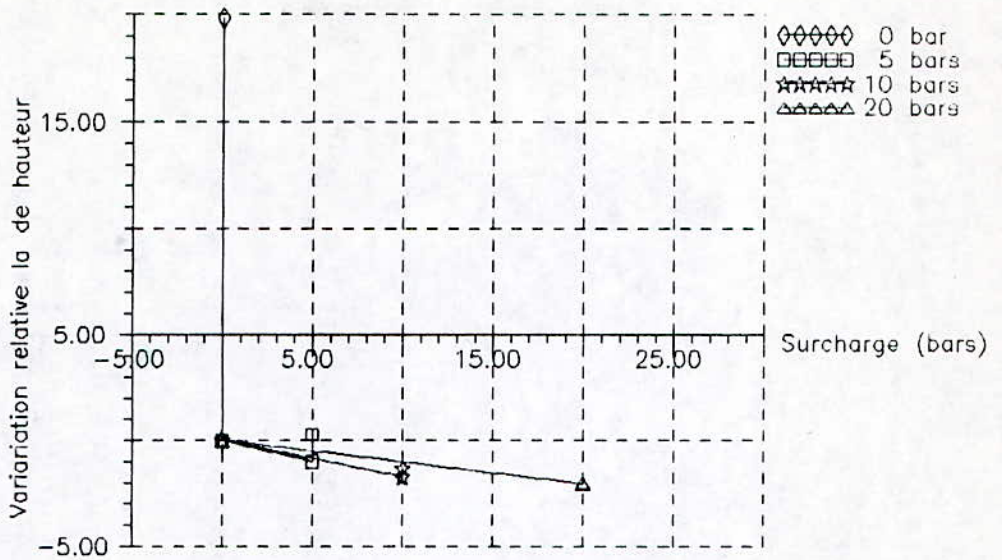


Fig. 9.17/B.- Effet de la surcharge: comparaison entre les indices des vides finaux, suite à l'inondation, des échan. inondés sous le poids du piston (E, E2, E3); et des échan. (E15, E16, et E17), inondés respectivement sous une pression de 5 bars, 10 bars et 20 bars - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

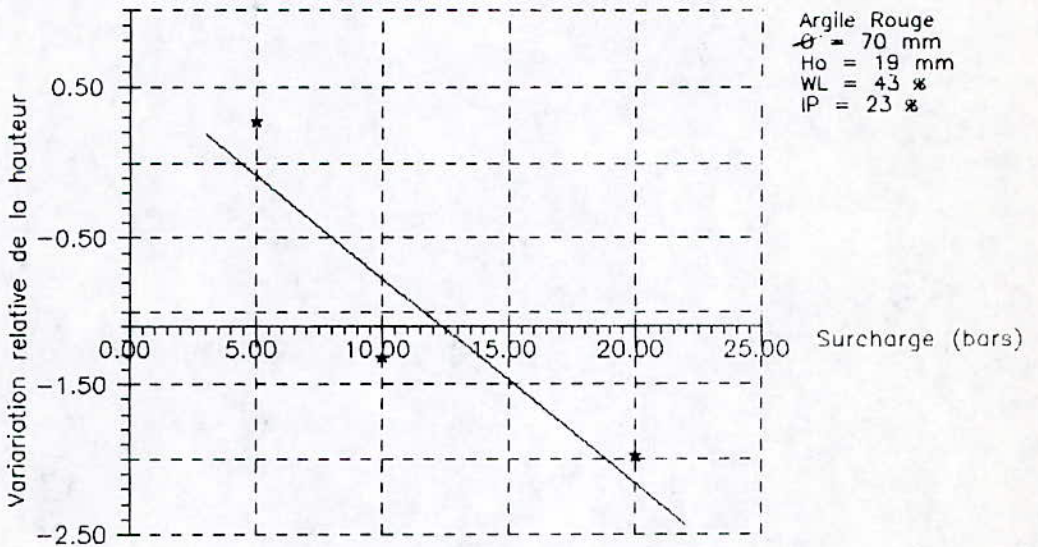


Fig. 9.18/B.- Effet de la surcharge: Variation relative de la hauteur en fonction de la pression de surcharge des échantillons E15 (5 bars), E16 (10 bars), et E17 (20 bars).- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

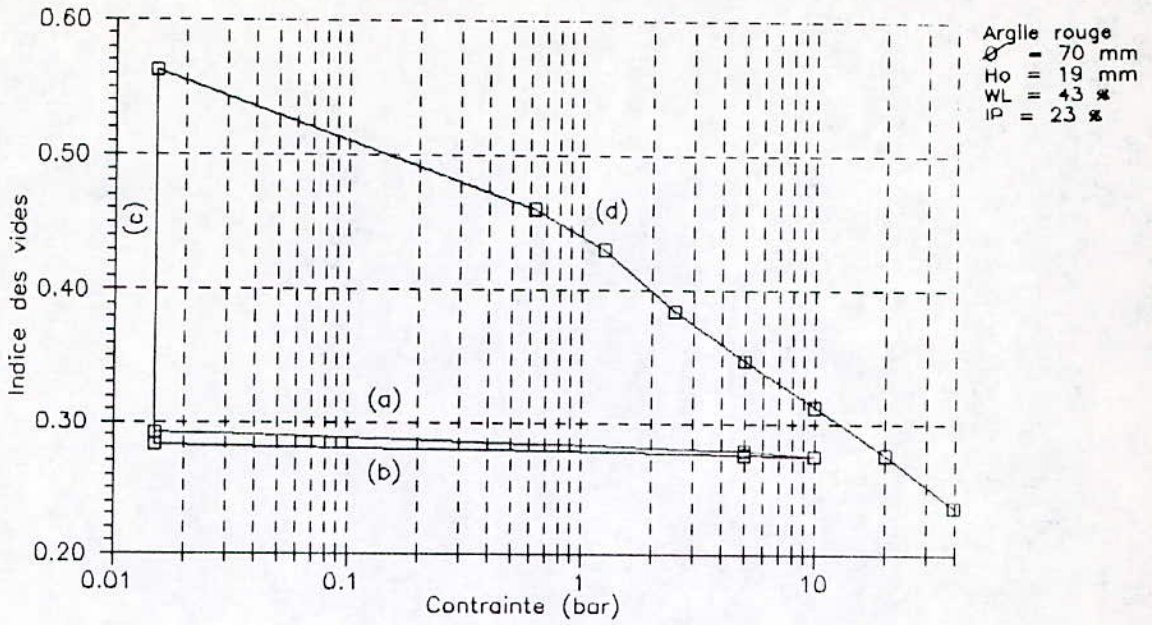


Fig. 9.19/B.- Effet du préchargement: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 10 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'échan. E18,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

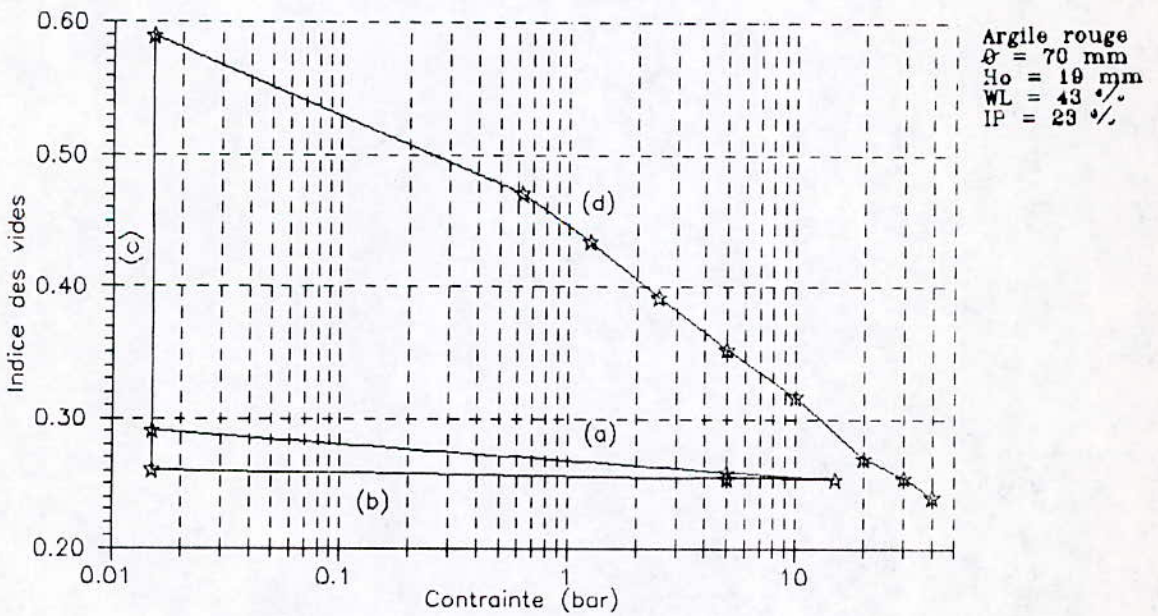


Fig. 9.20/B.- Effet du préchargement: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sèc jusqu'à 15 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E19 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



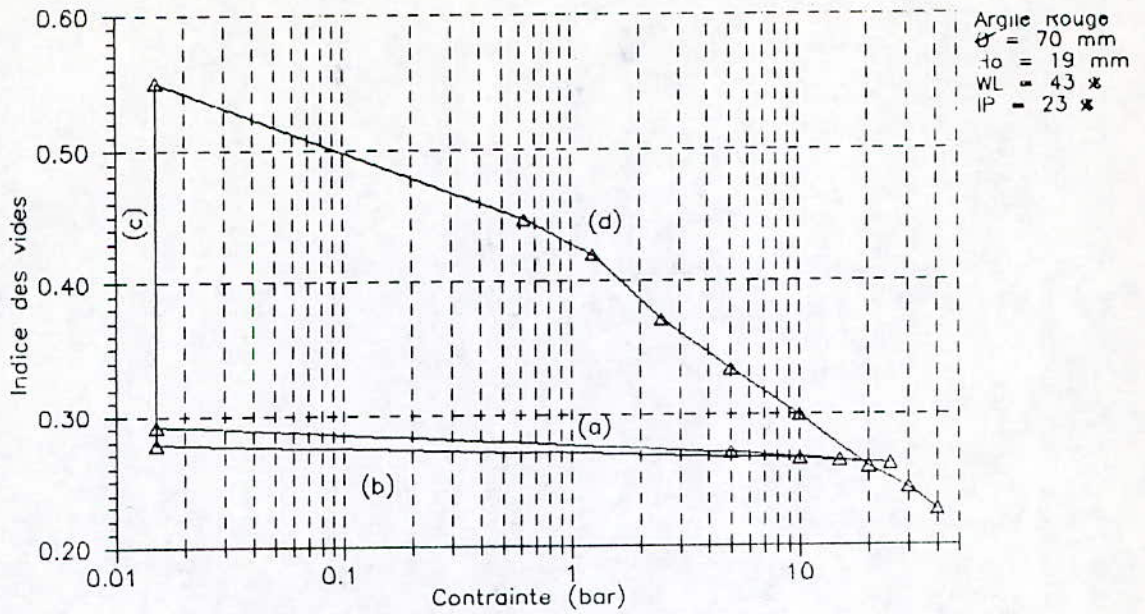


Fig. 9.21/B.- Effet du préchargement: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sec jusqu'à 25 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E20 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

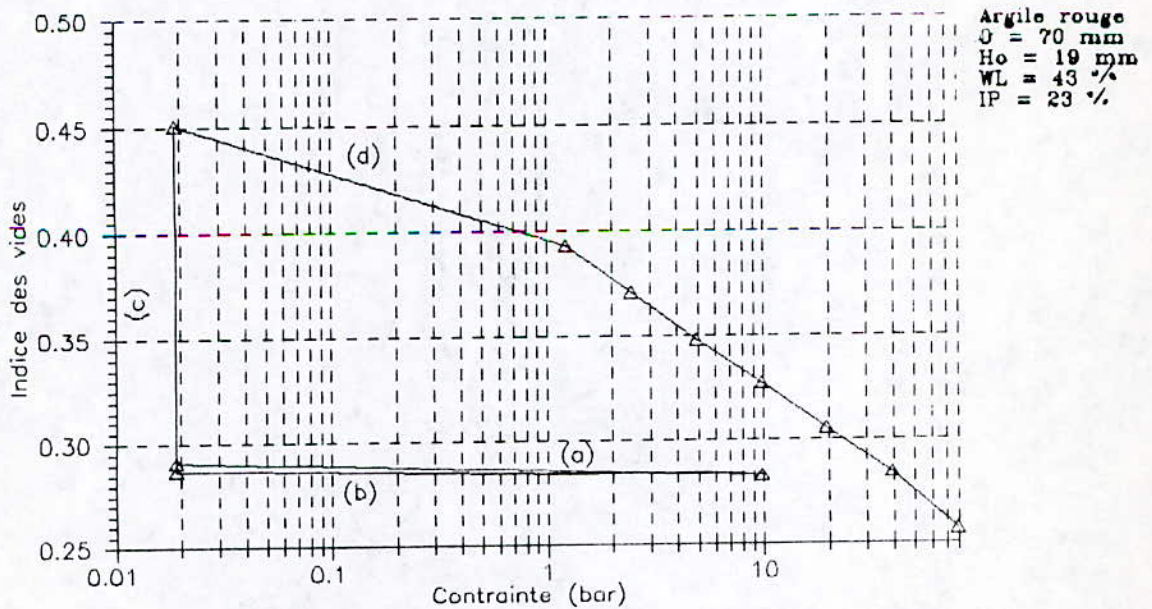


Fig. 9.22/B - Effet du préchargement: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a)-(b) cycle de charge - décharge à sec jusqu'à 9.8 bars; (c) inondation; (d) reconsolidation, de l'écha E21 argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

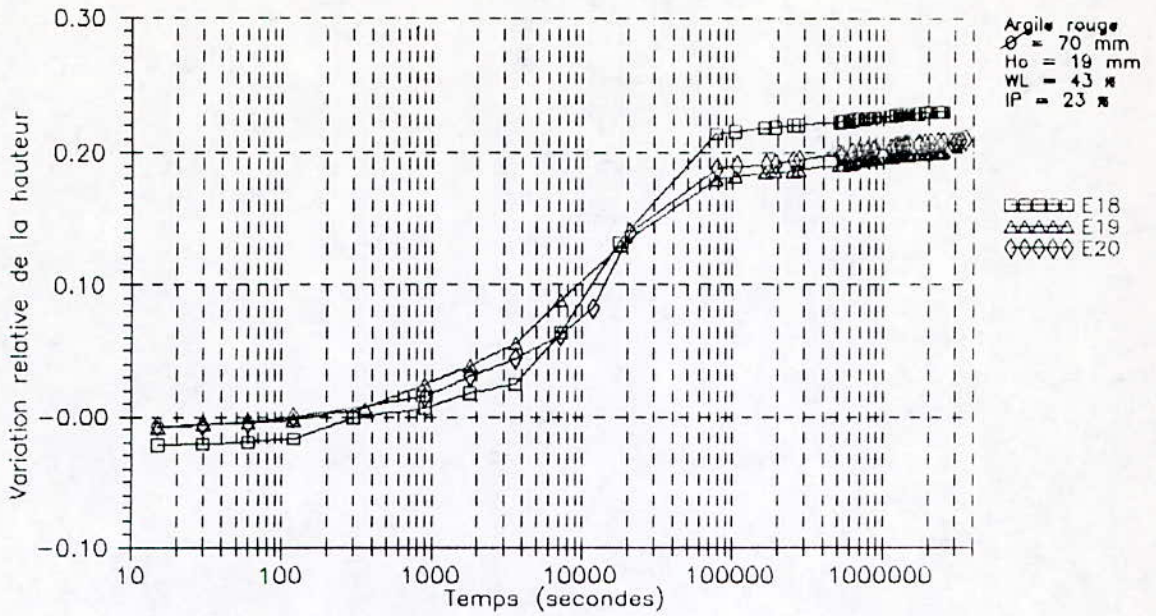


Fig. 9.23/A.- Effet du préchargement: Comparaison entre les courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps des échantillons E18; E19; et E20 préchargés à sec, respectivement à 10, 15 et 25 bars, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas

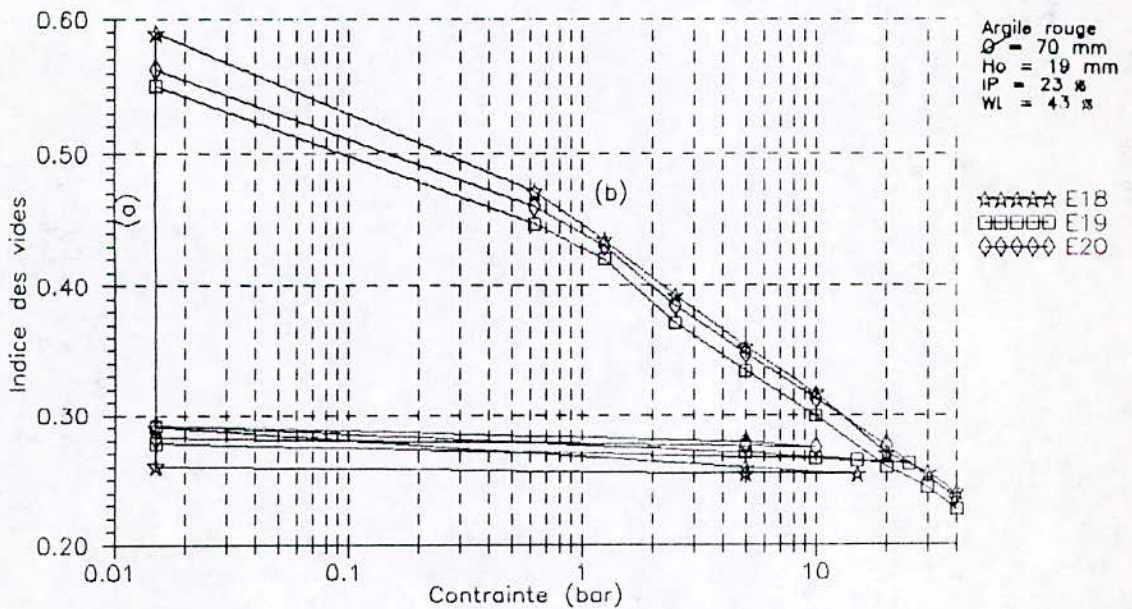


Fig. 9.23/B.- Effet du préchargement. Comparaison entre les courbes "charge-décharge à sec, puis iondation sous la poids du piston suivi d'une consolidation", des échantillons E18, E19, et E20, préchargés respectivement à 10, 15 et 25 bars, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



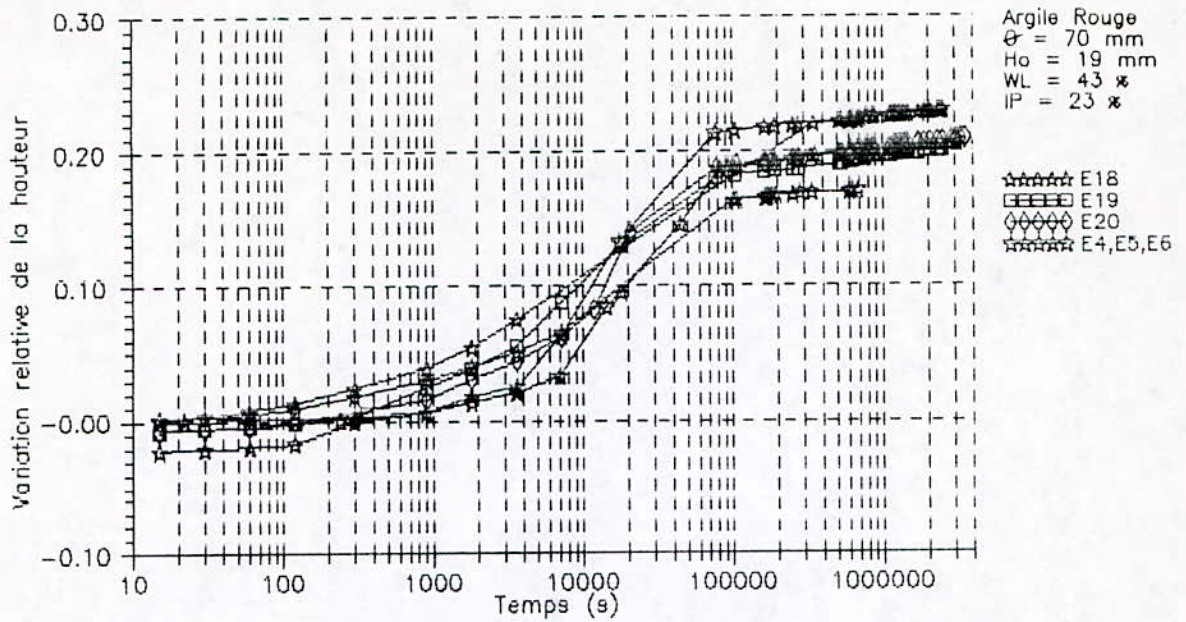


Fig. 9.24/A.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps, des échan. préchargés (E18, E19, E20); avec celles des échan. non préchargés (E4, E5, E6), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

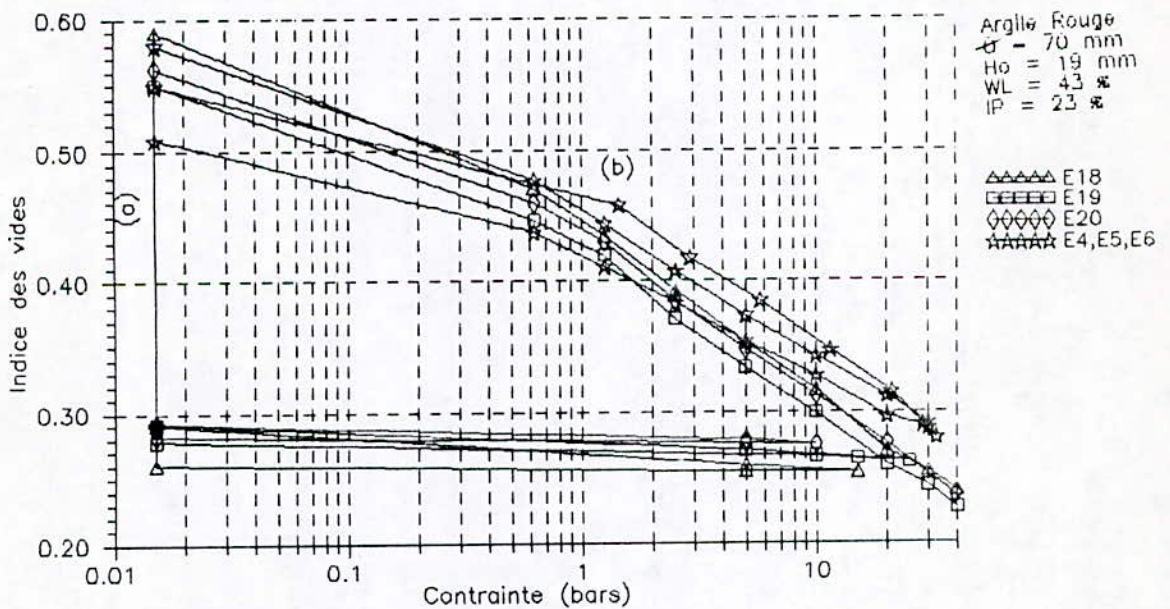


Fig. 9.24/B.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression et suite à l'indation des échan (E4, E5, E6) non préchargés, avec celles des échan. (E18, E19, E20) préchargés, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

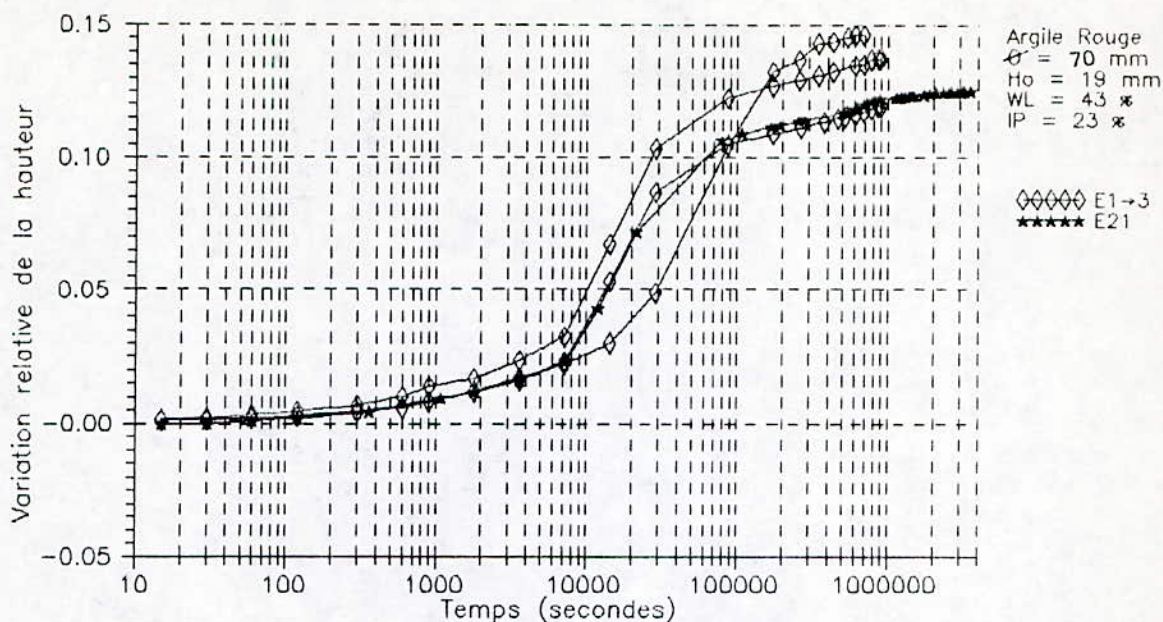


Fig. 9.25/A.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur sous le poids du piston, en fonction du temps, d'un échan. préchargé E21; avec celles des échan. non préchargés (E1,E2,E3) - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

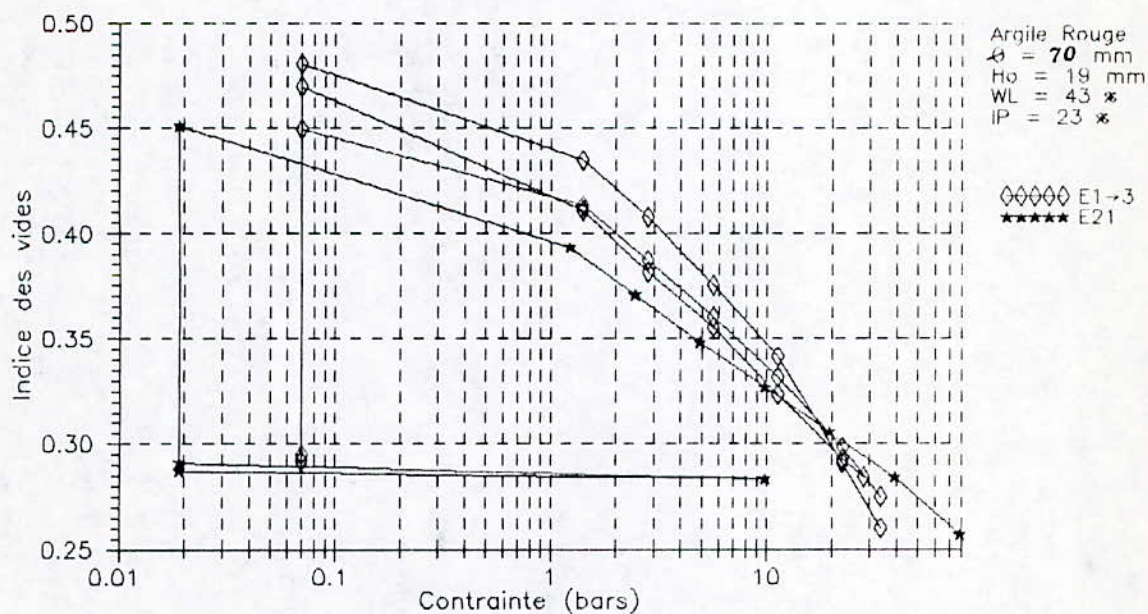


Fig. 9.25/B.- Effet du préchargement: Comparaison des courbes de variation de l'indice des vides en fonction de la pression, après inondation d'un échantillon E21 préchargés, avec celles des échan. (E1,E2,E3) non préchargés,- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



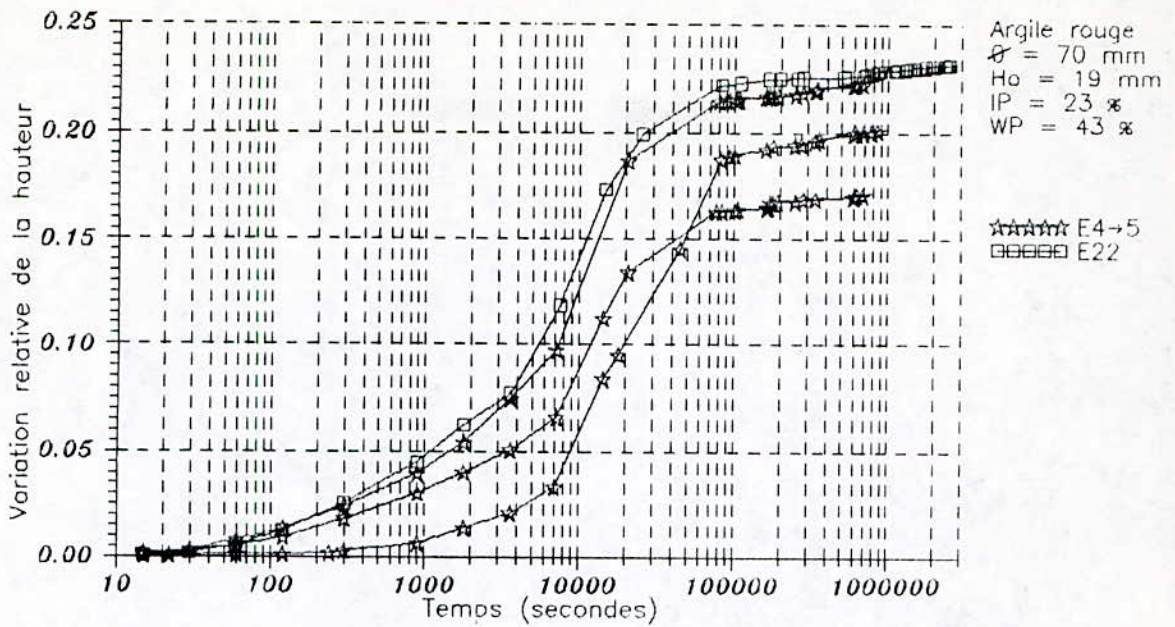


Fig. 9.26/A.- Effet des frottements: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps; suite à une inondation sous le poids du piston; des échantillons placés dans des trousse non graissées (E4, E5, E6); avec celle d'un échantillon placé dans une trousse graissée (E22), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

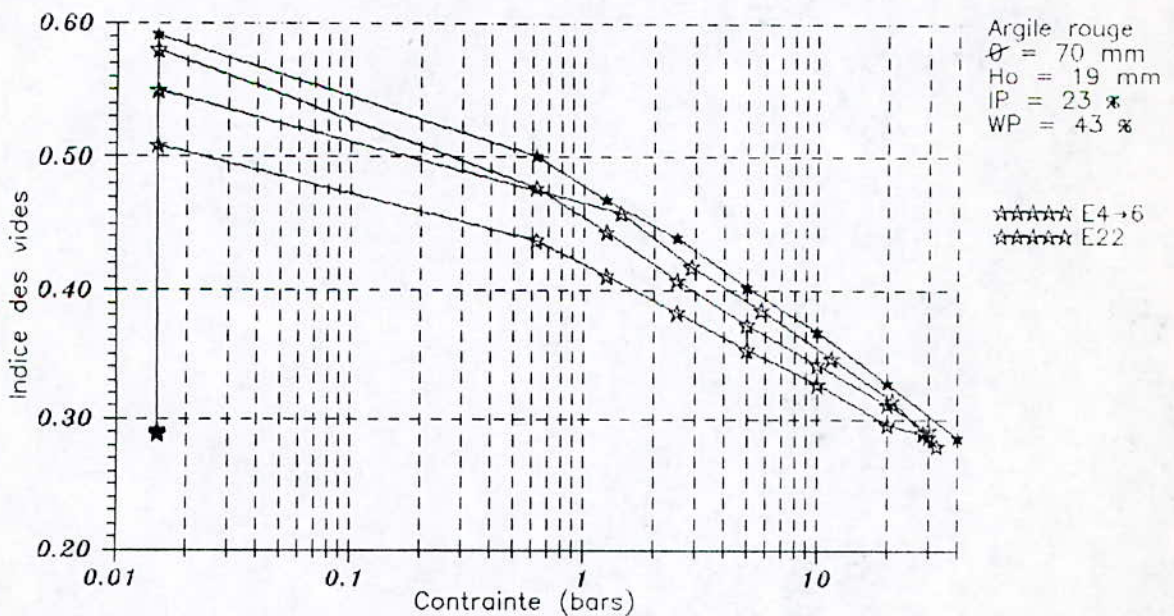


Fig. 9.26/B.- Effet des frottements: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consoli., des échantillons placés dans des trousse non graissées, (E4, E5, E6); avec celle d'un échantillon placé dans une trousse graissée (E22); - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

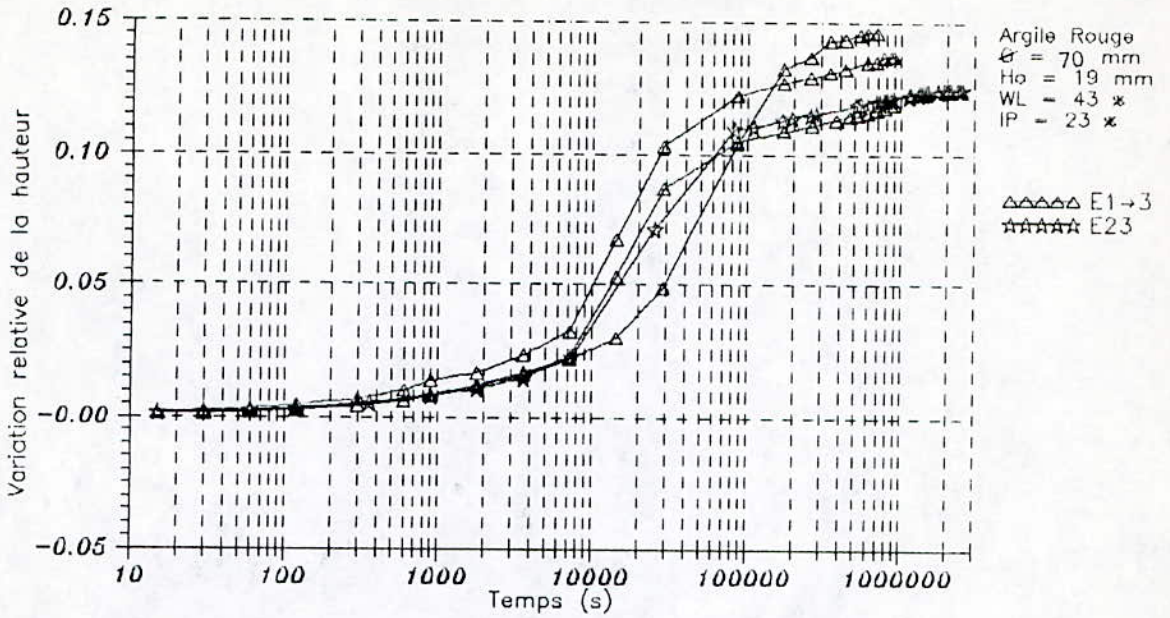


Fig. 9.27/A.- Effet des frottements: Comparaison des courbes de variation relative de la hauteur en fonction du temps; suite à une inondation sous le poids du piston; des échantillons placés dans des trousse non graissées (E1,E2,E3); avec celle d'un échan. placé dans une trousse graissée (E23),- argile rouge (ARg.1) de In Amenas.

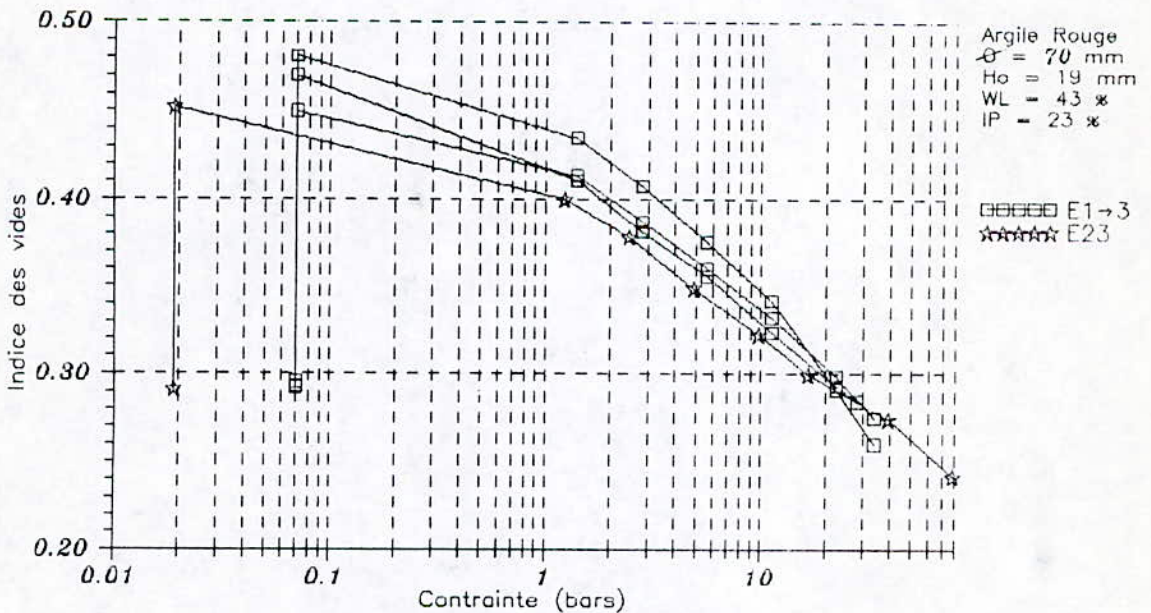


Fig. 9.27/B.- Effet des frottements: Comparaison des courbes "gonflement sous le poids du piston suivi d'une consoli., des échantillons placés dans des trousse non graissées, (E1,E2,E3); avec celle d'un échantillon placé dans une trousse graissée (E23);- argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



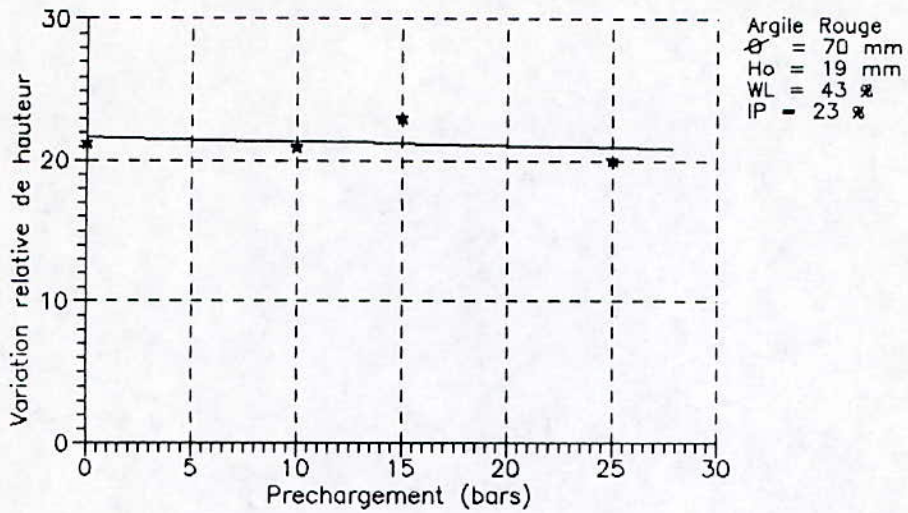


Fig. 9.2B/A.- Effet du préchargement: Relation entre le taux de gonflement et la pression du préchargement - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

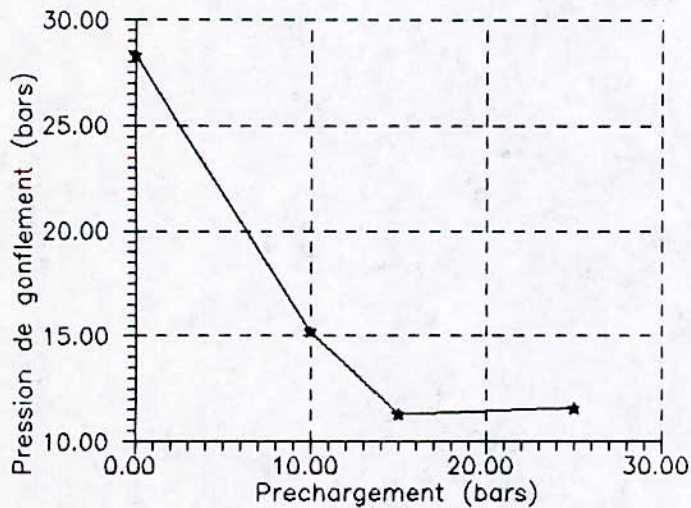


Fig. 9.2B/B.- Effet du préchargement: Relation entre la pression de gonflement, et la pression du préchargement - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

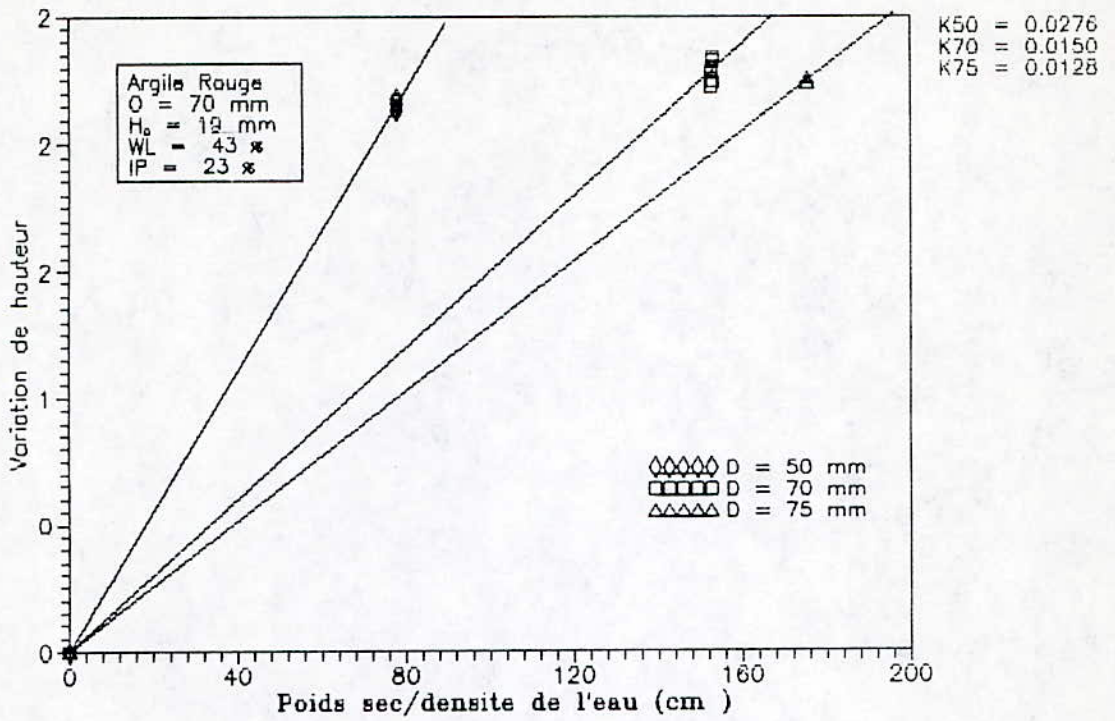


Fig. 9.29/A.- Relation entre la variation de hauteur de l'échan., et le poids volumique sec, pour les échantillons de diamètre 50mm (E1,E2,E3); ceux de diamètre 70mm (E4,E5,E6) et ceux de diamètre 75mm (E7,E8), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

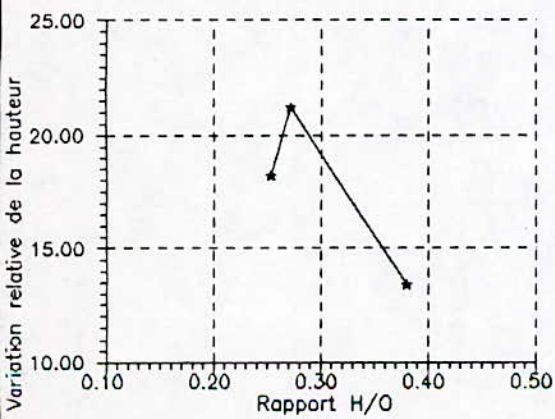


Fig.9.30/A.-Taux de gonflement en fonction du rapport ( $\phi/H$ ), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

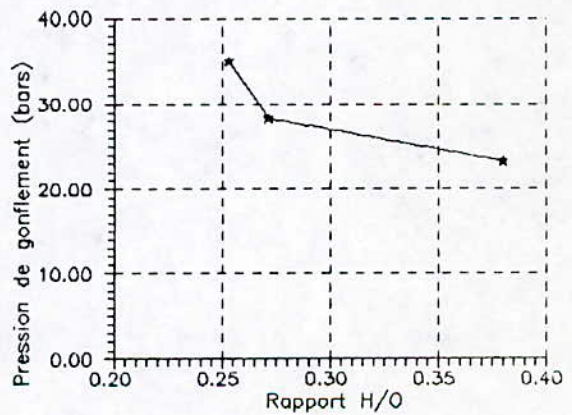


Fig.9.30/B.Pression de gonflement en fonction du rapport ( $\phi/H$ ), - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



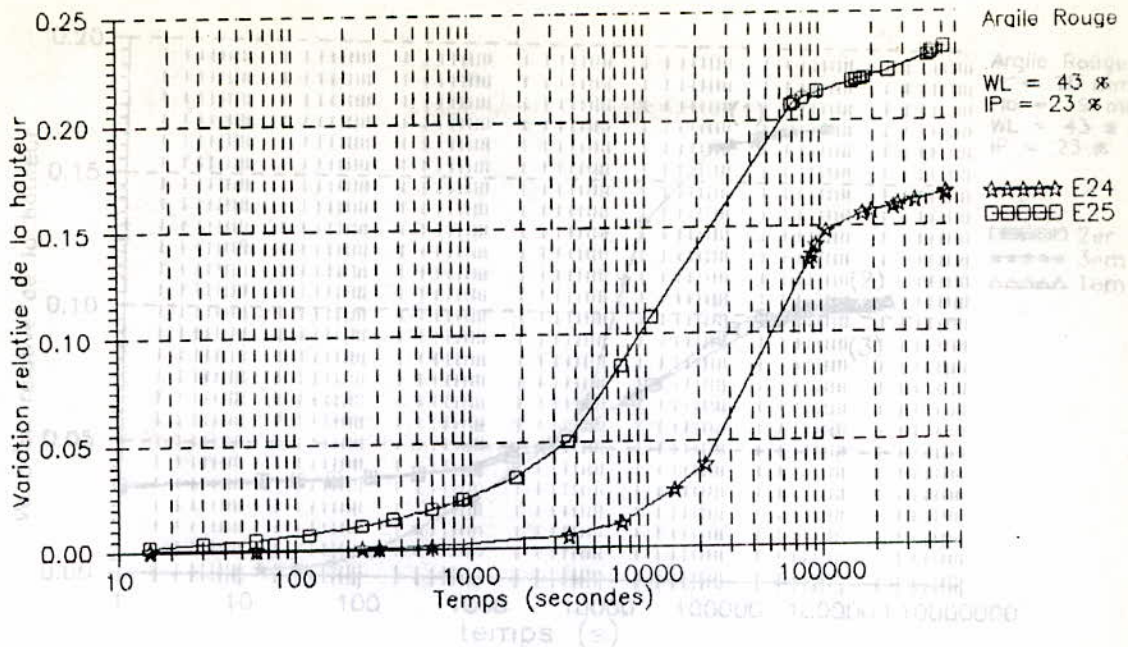


Fig. 9-31/A.- Effet du rapport (H/φ): gonflement libre.

Fig. 9-31/A.- Effet du rapport (H/φ): gonflement libre. Comparaison entre les taux de gonflement des deux échantillons E24 et E25; - argile de IN AMENAS du type: (1) inondation sous le poids du piston, (2) premier déchargement au poids du piston, (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échantillon E5, - argile rouge (ARC) de IN AMENAS.

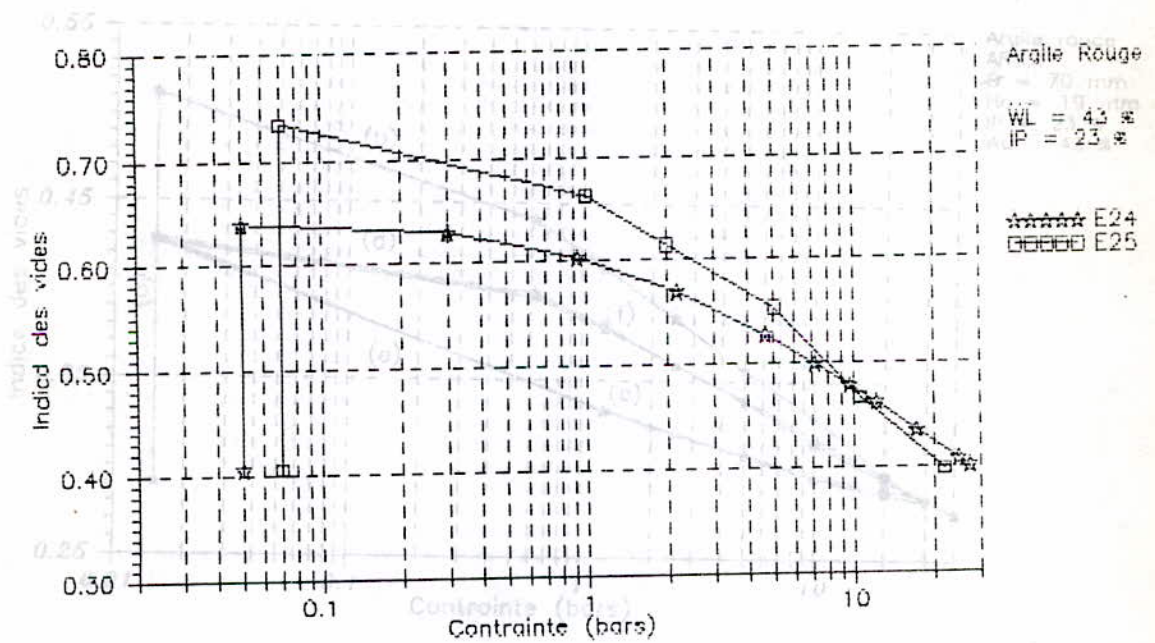


Fig. 9-31/B.- Effet du rapport (H/φ): gonflement libre (a) puis consolidation (b); comparaison entre les

échantillons E24 et E25; - argile de IN AMENAS.

gonflement sous le poids du piston, (2) 1<sup>er</sup> cycle de charge-décharge; (3)-(4) 2<sup>ème</sup> cycle de charge-décharge; (5) rechargement de l'échantillon E5, - argile rouge (ARC) de IN AMENAS.

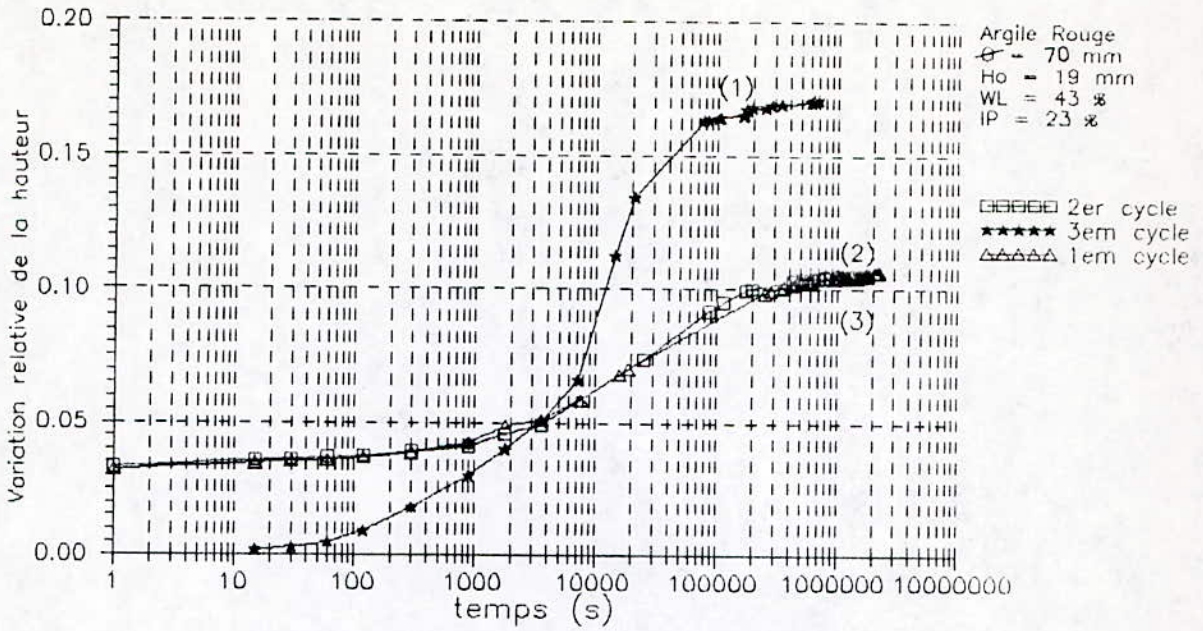


Fig. 9.32/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous le poids du piston; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échantillon E5, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

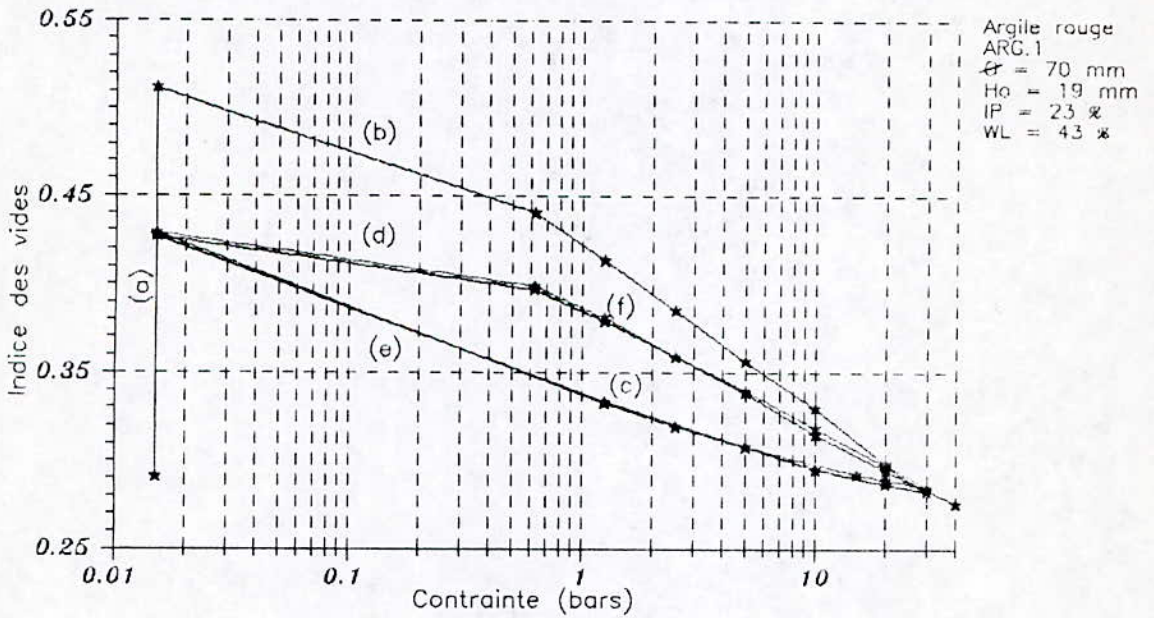


Fig. 9.32/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b)-(c) 1<sup>er</sup> cycle de charge-décharge; (d)-(e) 2<sup>em</sup> cycle de charge-décharge (f) rechargement, de l'échantillon E5, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



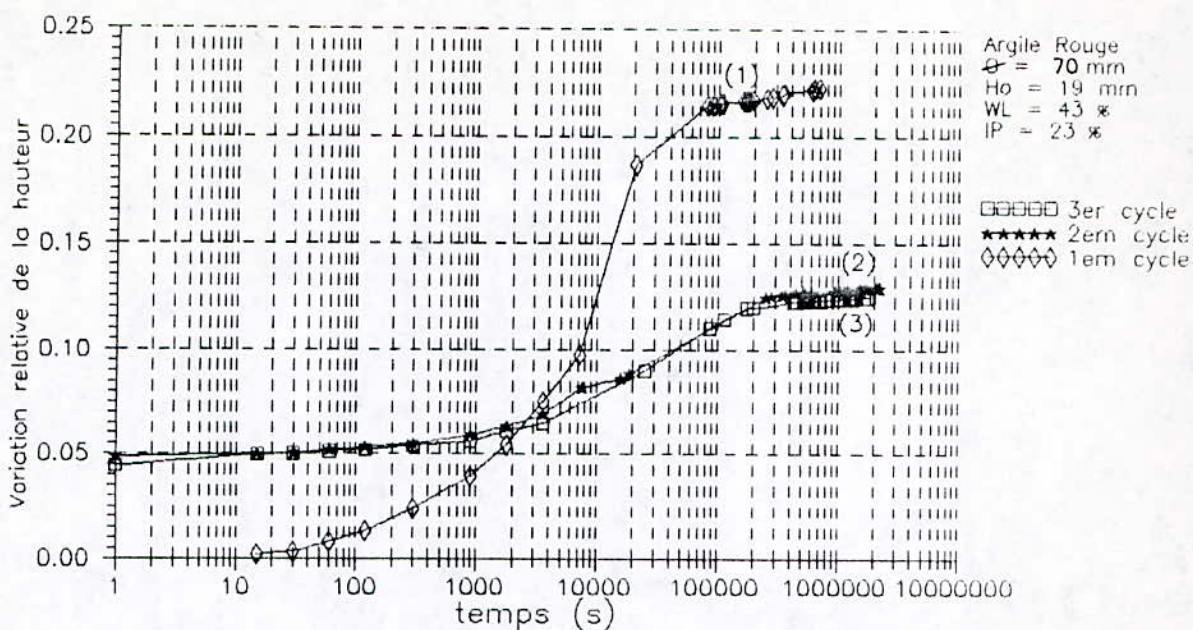


Fig. 9.33/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous le poids du piston; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échantillon E6, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

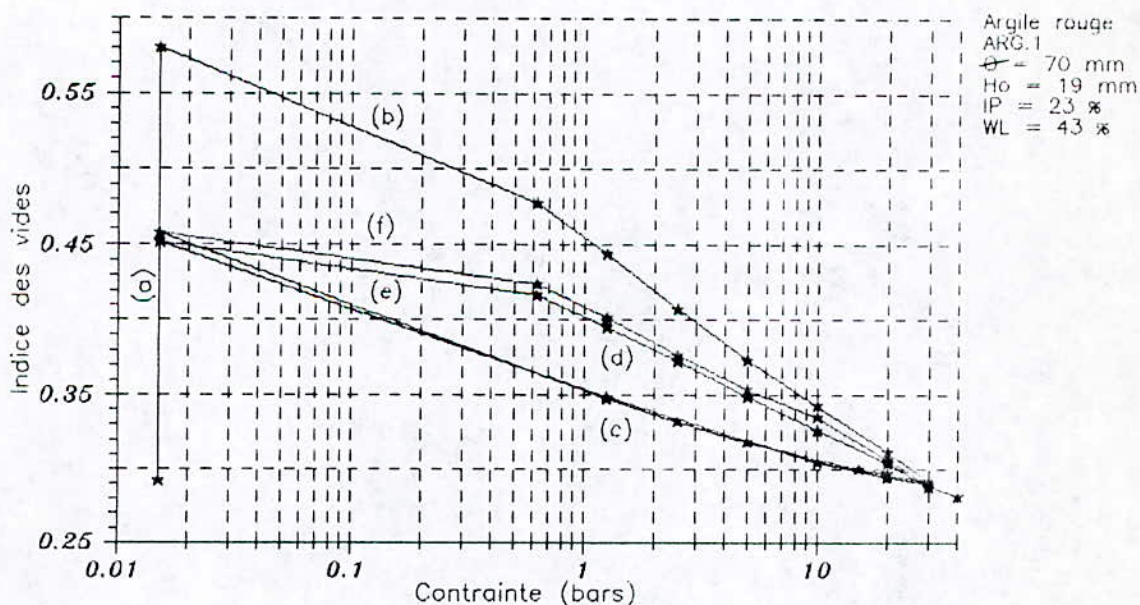


Fig. 9.33/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b)-(c) 1<sup>er</sup> cycle de charge-décharge; (d)-(e) 2<sup>em</sup> cycle de charge-décharge (f) rechargement, de l'échantillon E6, - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



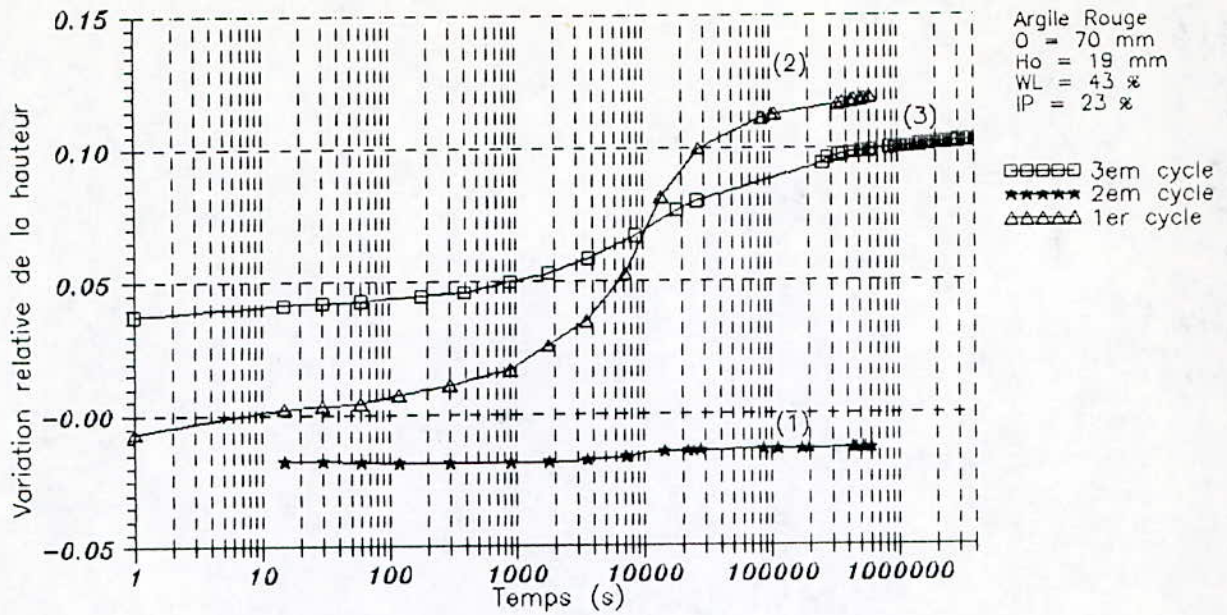


Fig. 9.34/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 10 bars; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échan. E16 - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.

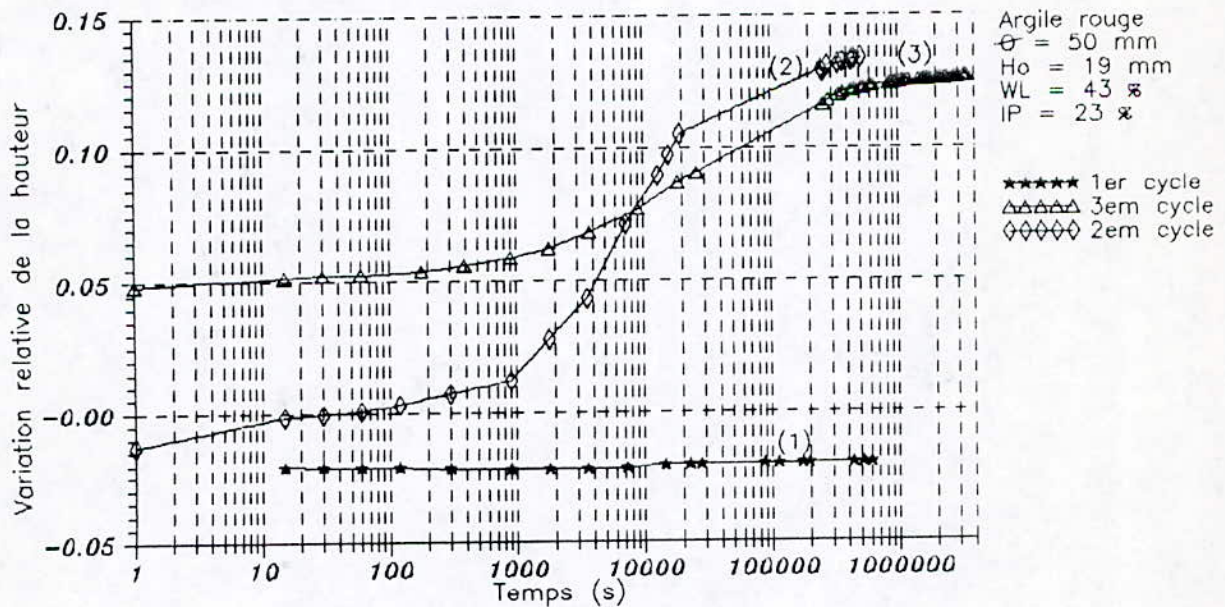


Fig. 9.35/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous une pression de 10 bars; (2) premier déchargement au poids du piston; (3) deuxième déchargement au poids du piston de l'échan. E17 - argile rouge (ARG.1) de In Amenas.



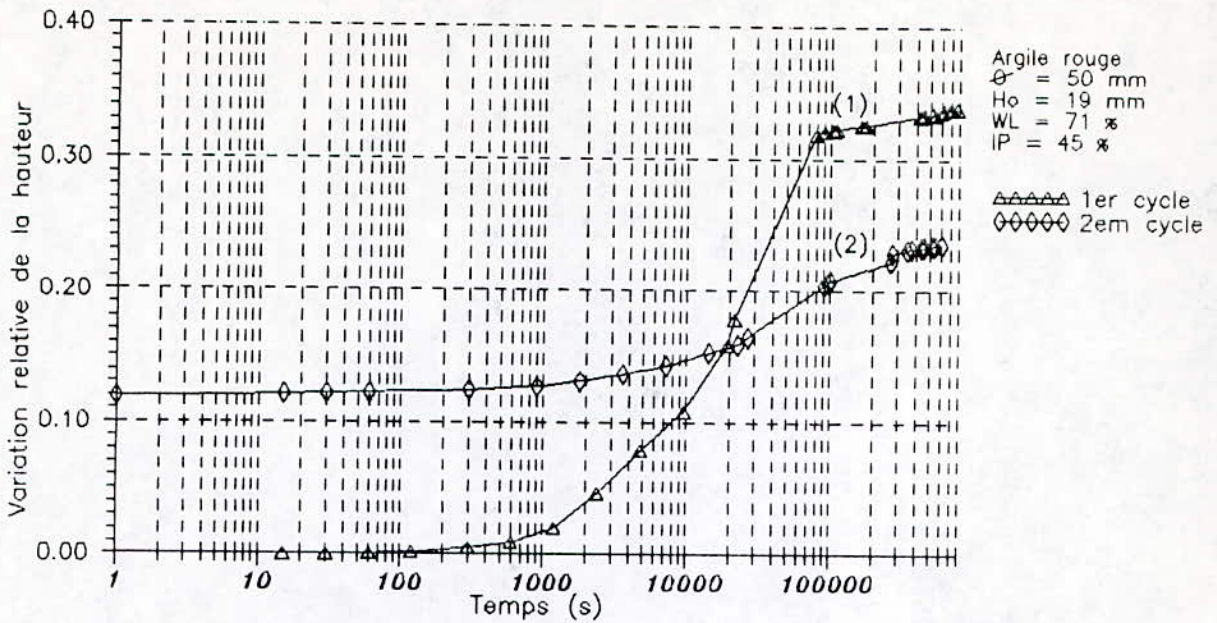


Fig. 9.36/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous poids du piston; (2) déchargement au poids du piston, de l'échantillon E9,- argile rouge (ARG.2) de In Amenas.

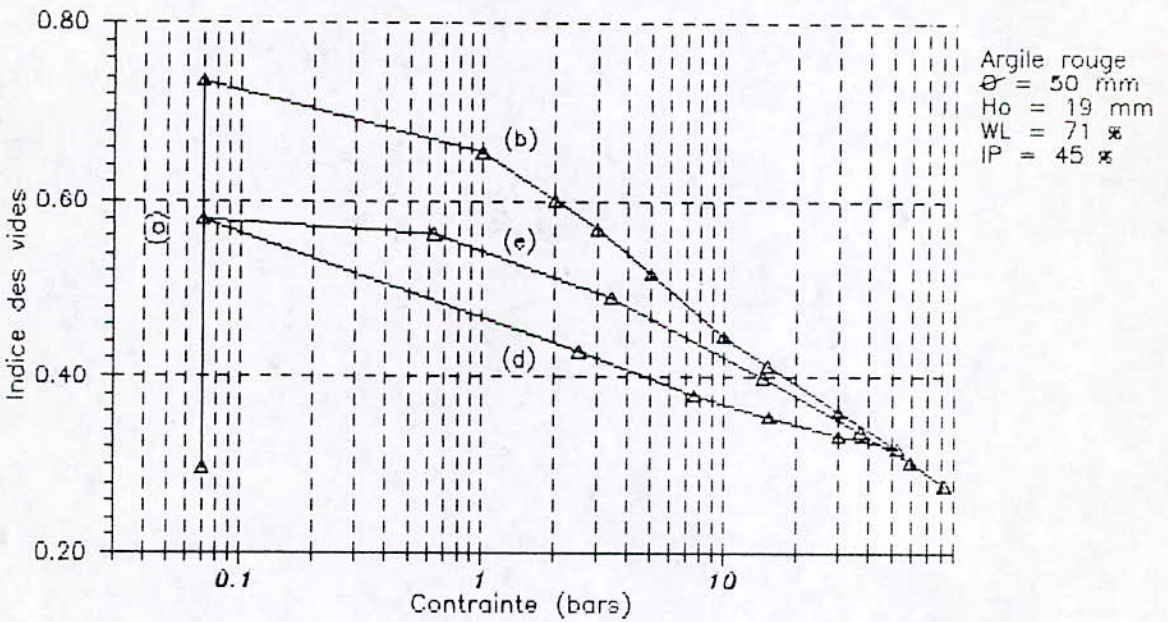


Fig. 9.36/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b) consolidation (c) déchargement; (d) reconsolidation, de l'échantillon E9,- argile rouge (ARG.2) de In Amenas.

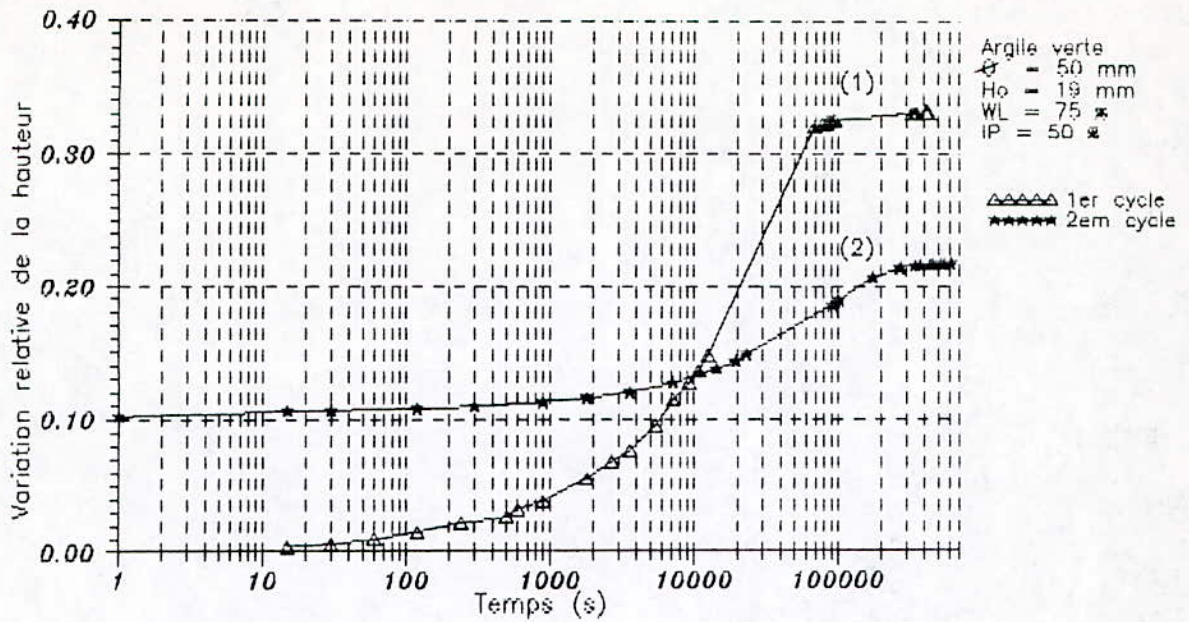


Fig. 9.37/A.- Effet des cycles de charge-décharge: Comparaison des courbe "variation relative de la hauteur en fonction du temps; (1) inondation sous poids du piston; (2) déchargement au poids du piston, de l'échantillon E11,- argile verte (ARG.4) de In Amenas.

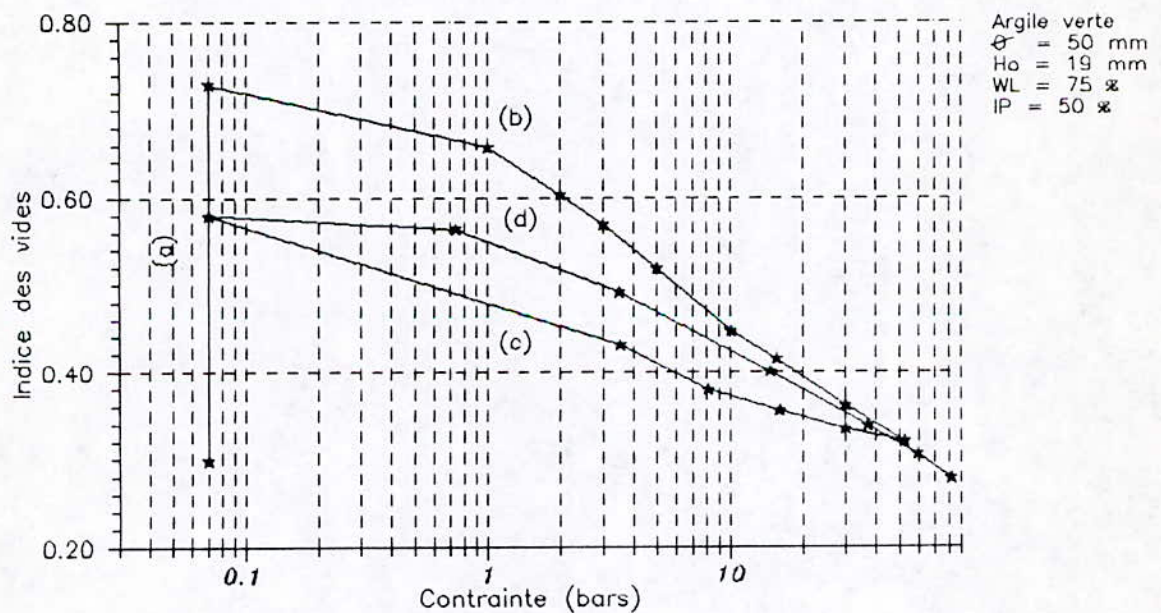


Fig. 9.37/B.- Effet des cycles de charge-décharge: variation de l'indice des vides en fonction de la pression; (a) gonflement sous le poids du piston; (b) consolidation (c) déchargement; (d) reconsolidation, de l'échantillon E11,- argile verte (ARG.4) de In Amenas.



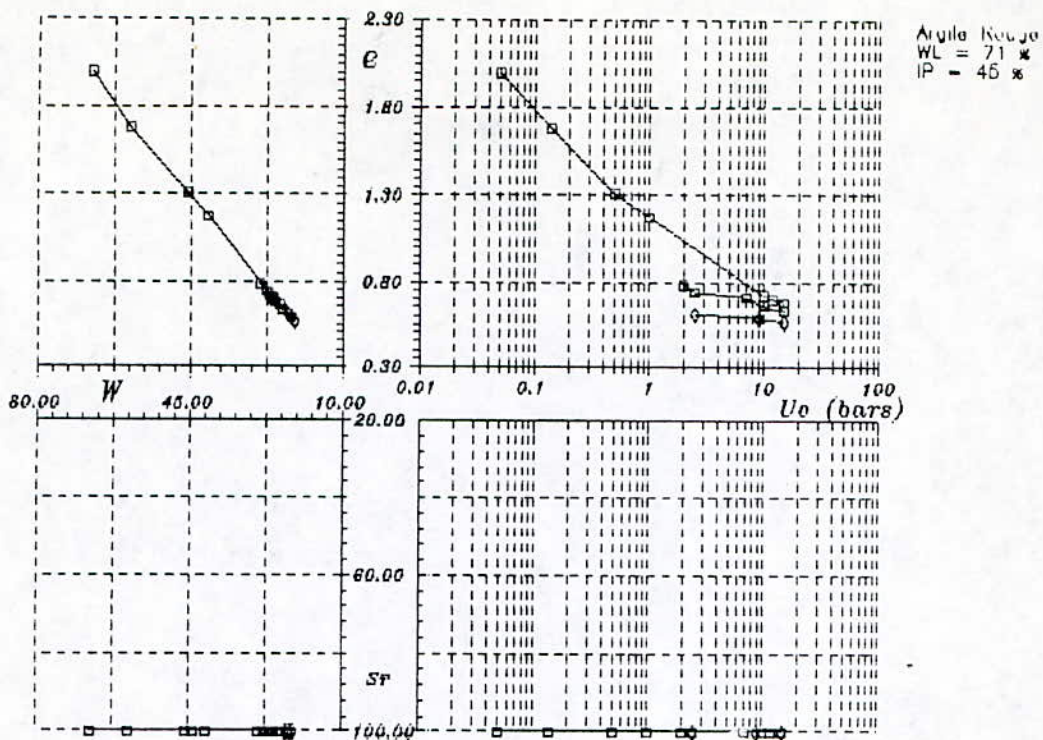


Fig. 9.38/a.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intact ( $\diamond$ ), et pour des échantillons remaniés ( $\square$ ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile rouge (ARG.2) de In Amenas.

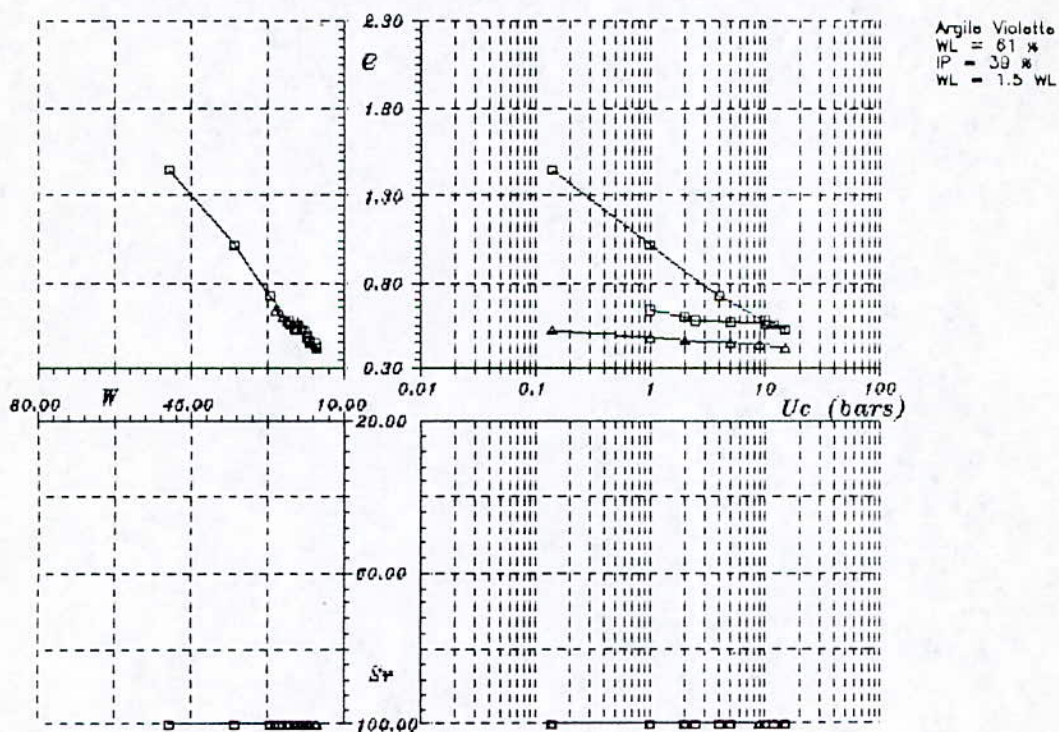


Fig. 9.38/b.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intact ( $\Delta$ ), et pour des échantillon remaniés ( $\square$ ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile violette (ARG.3) de In Amenas.



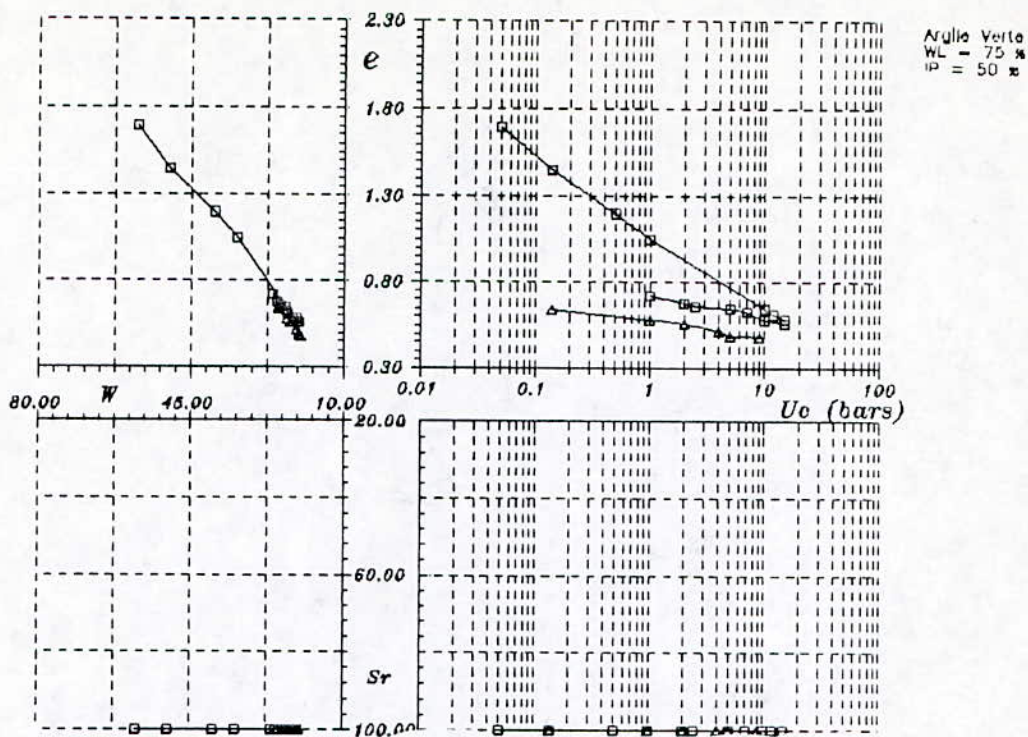


Fig. 9.38/c.- Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification pour des échantillon intacts ( $\Delta$ ), et pour des échantillon remaniés ( $\square$ ) préparés avec  $W_i = 1.5 WL$ ; argile verte (ARG.4) de In Amenas.

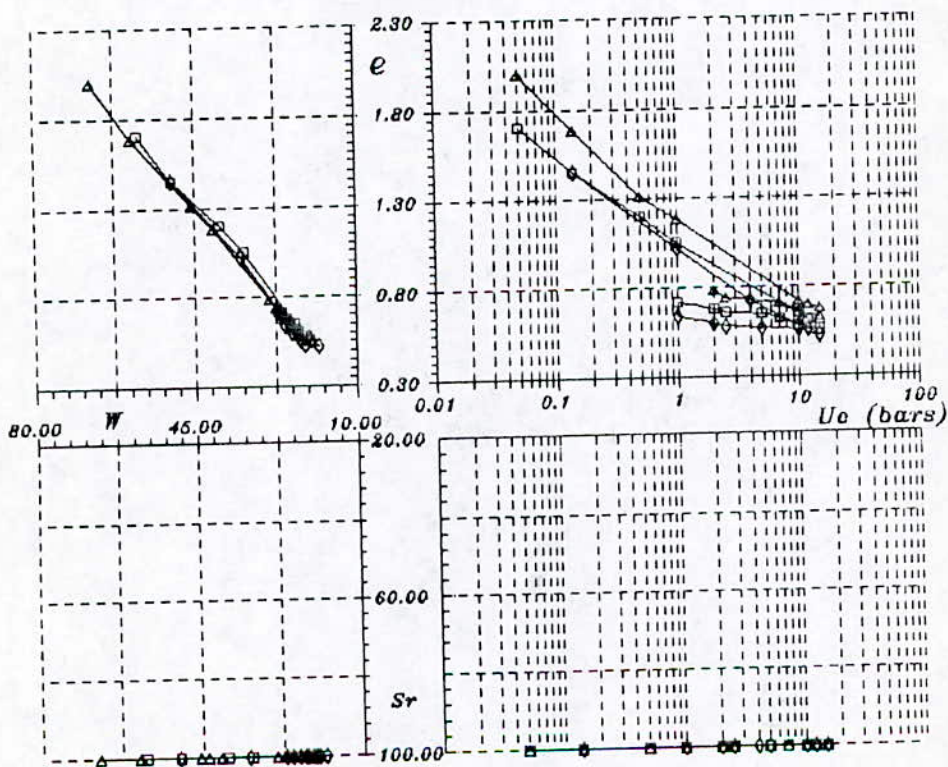


Fig. 9.38/d- Effet de la nature d'argile: comparaison des comportements des trois types d'argiles (ARG.2, ARG.3 et ARG.4), au cours d'un cycle de drainage-humidification.



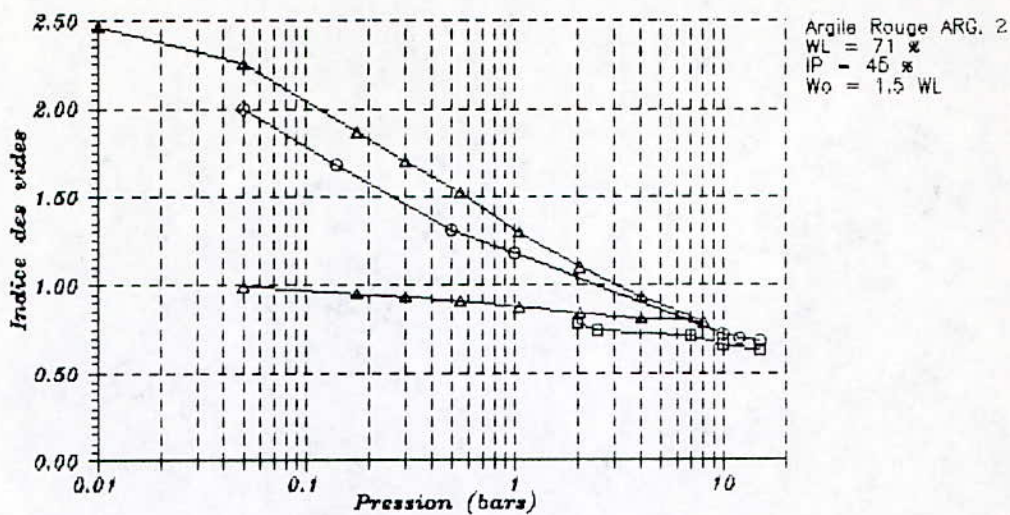


Fig. 9.39/a.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression-décompression)  $\langle \Delta \rangle$ , et le chemin capillaire (drainage-humidification  $\langle \circ \rangle$ ); argile rouge (ARG.2) de In Amenas.

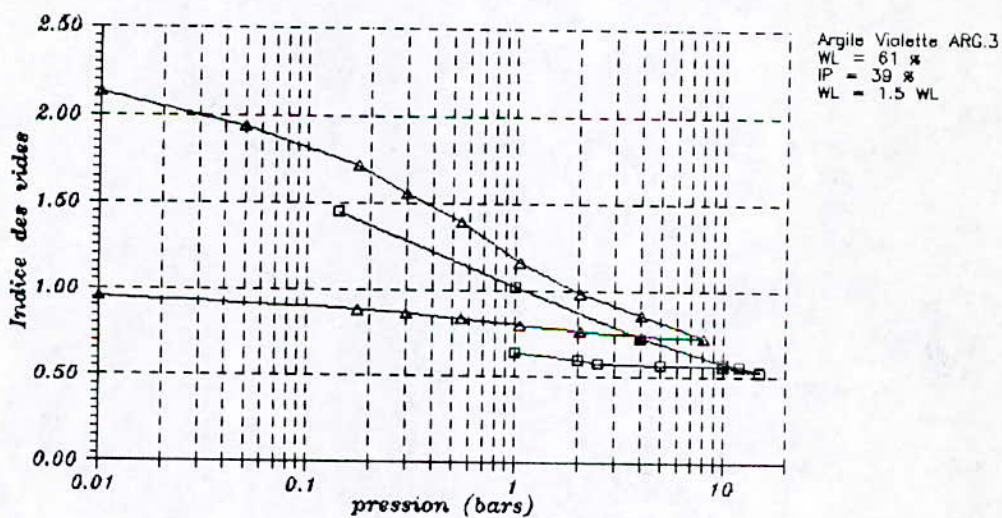


Fig. 9.39/b.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression-décompression)  $\langle \Delta \rangle$ , et le chemin capillaire (drainage-humidification  $\langle \square \rangle$ ); argile violette (ARG.3) de In Amenas.

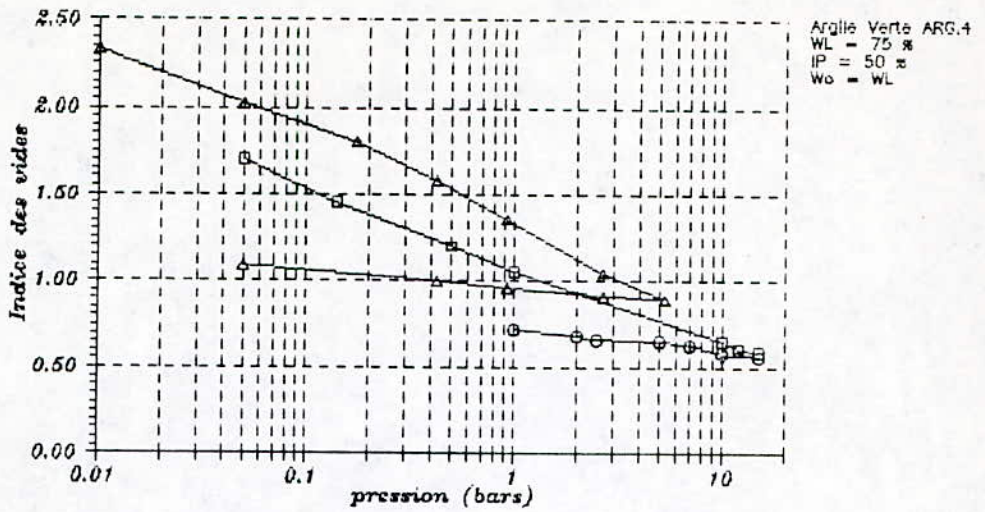


Fig. 9.39/c.- Comparaison entre le chemin mécanique (compression-décompression) <△>, et le chemin capillaire (drainage-humidification) <□>; argile verte (ARG.4) de In Amenas.

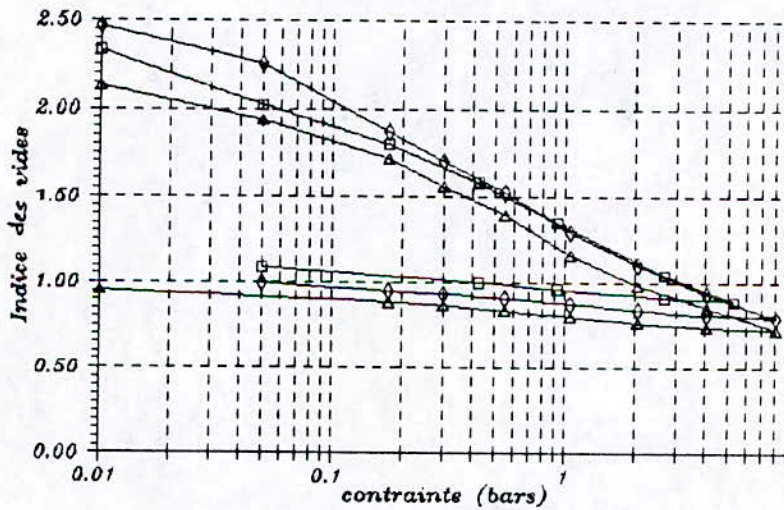


Fig. 9.39/d.- Effet de la nature d'argile: Comparaison entre les chemins mécaniques des trois types d'argiles (ARG.1, ARG.3 et ARG.4) de In Amenas.



## ANNEXE 2

Tab. 1.1.a.- Motif unitaire de la kaolinite

Charges électriques	Ions	Couches élémentaires	Couches structurales
12 <sup>-</sup>	6.O	couche hexagonale d'oxygène	couche tétraédrique
16 <sup>+</sup>	4.Si	-	
10 <sup>-</sup>	4.O, 2.OH	couche compacte d'oxygène et d'hydroxyle	
12 <sup>+</sup>	4.AL	-	couche octaédrique
6 <sup>-</sup>	6.OH	couche compacte d'hydroxyles	

Tab. 1.1.b.- Motif unitaire de la montmorillonite

Charges électriques	Ions	Couches élémentaires	Couches structurales
12 <sup>-</sup>	6.O	couche hexagonale d'oxygène	couche tétraédrique
16 <sup>+</sup>	4.Si	-	
10 <sup>-</sup>	4.O, 2.OH	couche compacte d'oxygène et d'hydroxyle	
12 <sup>+</sup>	4.AL	-	couche octaédrique
10 <sup>-</sup>	4.O, 2.OH	couche compacte d'oxygène et d'hydroxyle	
16 <sup>+</sup>	4.Si	-	couche tétraédrique
12 <sup>-</sup>	6.O	couche hexagonale d'oxygènes	

## ANNEXE 3

### MESURES DIRECTES DU GONFLEMENT

#### 1. METHODE DU PREGONFLEMENT:

Mode opératoire:

1. Tailler des échantillons intacts ou remaniés de façon à avoir le diamètre interne exact du moule;
2. placer l'échantillon entre deux pièces poreuses sèches;
3. introduire l'eau jusqu'à inondation de l'échantillon (utiliser l'eau provenant d'une source proche du site à étudier);
4. prendre des mesures à des intervalles de temps croissant au cours de l'essai jusqu'à stabilisation.

#### 2. - ESSAI OEDOMETRIQUE SIMPLE AMELIORE (I.S.O): (JOHNSON et SNETHEN, 1978; CHEN, 1988)

Principe:

- 1- Mettre l'échantillon sous 2 KPa (charge d'assise) pendant 1/2 heure;
- 2- charger en un seul incrément jusqu'à la charge actuelle  $\sigma_v$ , maintenir la charge pendant 1/2 heure afin de déterminer l'indice des vides initiale  $e_0$ ;
- 3- par un seul incrément, réduire la pression à 2 KPa, puis maintenir cette charge pendant 1/2 heure;
- 4- ajouter l'eau sous cet état de chargement et suivre l'évolution du gonflement jusqu'à stabilisation;
- 5- pour déterminer la pression de gonflement, suivre l'essai par la consolidation normale (figure 1).



3. - GONFLEMENT SOUS LE POIDS DES TERRES (S.O): (JOHNSON ET (JOHNSON et SNETHEN, 1978; CHEN, 1988)

Principe:

1. mettre l'échantillon pendant 1/2 heure sous la charge d'assise de 2K Pa;
2. charger à la pression verticale des terres  $\sigma_v$  en un seul increment, pendant 1/2 heure;
3. ajouter l'eau distillée, puis contrôler le gonflement jusqu'à stabilisation;
4. effectuer la compression jusqu'à  $e_0$  pour déterminer la pression de gonflement;
5. Le déchargement peut être suivie jusqu'à une pression de 10 KPa (figure 2).

4. - INONDATION SOUS DIFFERENTES CHARGES: (MYSLIVEC, 1969)

Une serie d'échantillons identiques est placée dans des oedomètres sous des pressions de charges différentes. L'eau est ajoutée, et les échantillons atteignent leur état d'équilibre sous ces charges.

La relation entre la variation de hauteur avec la pression appliquée ( $\Delta H/H_0 - \sigma_v$ ) est une droite. L'intersection de cette droite avec la pression qui correspond à une variation de volume nulle détermine la pression de gonflement, (figure 3).

5. - ESSAI DU VOLUME CONSTANT: (MC CLELLAND et SULLIVAN, 1969)

Principe:

1. Tailler un échantillon et le placer dans un oedomètre entre deux pières poreuses sèches;
2. charger par incerment l'échantillon jusqu'à une préssion verticale équivalente au poids des terres, ensuite la maintenir pendant 1:2 heure à 1 heure;
3. submerger avec de l'eau, et appliquer des charges par de petits increments pour maintenir le volume constant. Puis, Continuer à charger jusqu'à ce que la pression de

gonflement est complètement développée;

4. décharger par increment en laissant un temps de stabilisation de 24 heures entre deux décharges, (fig. 4).

L'inconvénient de cette méthode réside dans les difficultés d'entrée d'eau, dans un échantillon chargé (MAC CLLELAND et SULLIVAN, 1969) affirment qu'aucun problème n'a été noté avec des échantillons ayant pour dimensions ( $\phi = 2.5\text{in}$ ;  $H = 0.5\text{in}$ ).

Dans le cas de l'essai rapide, DEDIER et al (1987), supposent que le phénomène est considéré comme stabilisé, quand la pression qui doit être exercée sur le piston ne varie pas, plus de 2 KPa (0.02 bars) par 8 heures. Cependant, à défaut des dispositifs de mesure de la pression dans le temps, ces mêmes auteurs recommandent d'exécuter en parallèle un essai de gonflement libre; la durée correspondante de ce palier, majorée de 48 heures, sera retenue comme durée de la phase de saturation à volume constant.

#### 6. - METHODE DU DOUBLE OEDOMETRE: (JENNINS et KNIGHT, 1957)

Sur les deux échantillons utilisés dans cette essai, un des échantillons est maintenu sous une charge de 0.01 bars (0.01t/sq ft), pendant 30 minutes (la lecture correspondante est prise comme référence).

Afin d'assurer la coïncidence des sections vierges des courbes, sur le même diagramme, une des deux courbes est translatée pour l'ajustement.

#### 7. - METHODE CHINOISE: (CHEN, 1988)

Principe

- 1- Un échantillon d'indice de vide initial  $e_0$ , est soumis à une charge  $P_1$  qui le passe à un état  $e_1$ .
- 2- l'inondation se fait sous  $P_1$ , après stabilisation l'indice des vides passe à  $e_2 > e_1$ ;
- 3- décharger par incrément (figure 6).

Si la pression appliquée est supérieure à  $P_1$ , après inondation l'état finale est une compression ( $e < e_0$ ),  $P_1$  étant



la pression nécessaire pour maintenir l'indice des vides égal à  $e_0$ .

**8.- ESSAIS DE GONFLEMENT SELON LES NORMES DE L'A.S.T.M:  
(CHEN, 1988)**

Les normes A.S.T.M. utilisent les trois méthodes décrites ci avant:

- .a la méthode du prégonflement: méthode (A),
- .b le gonflement sous le poids des terres: méthode (B)
- .c le gonflement empêché: méthode (C)

Dans les méthodes A, B, et C, l'échantillon est d'abord soumis à séc au poids du piston, après 5 minutes, la charge est enregistrée et le comparateur est remis à zéro.

Pour les méthodes A et B et après inondation les lectures sont enregistrées aux temps 0.1; 0.2; 0.5; 1.0; 2.0; 4.0; 8.0; 15; et 30 minutes et 1; 2; 4; 8; 24; 72 heures puis continuer les lectures jusqu'à achèvement du gonflement primaire.

Après stabilisation, appliquer des charges verticales de 5; 10; 20; 40 et 80 KPa, chaque pression est maintenue pendant 24 heures, continué à charger jusqu'à ce que l'échantillon revienne à son état initial. les variations des déformations doivent rester entre 0.005 mm et 0.010 mm par rapport à la lecture sous  $\sigma_0$ .

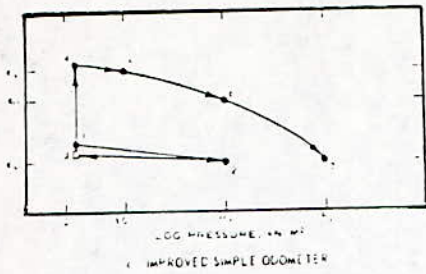


Fig. 3A.1: Méthode du prégonflement;  
méthode améliorée (I.S.O)  
(JOHNSON et SNETHEN, 1978)

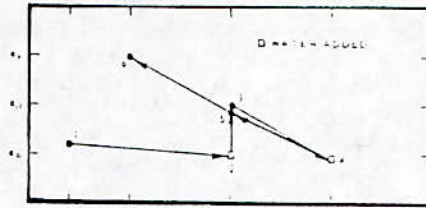


Fig. 3A.2: Gonflement sous le  
poids des terres (O.S)  
(JOHNSON et SNETHEN, 1978)

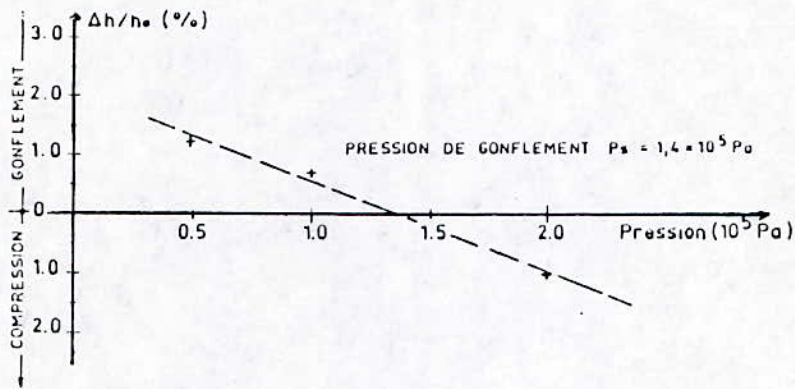


Fig. 3A.3.- Gonflement sous charge (MYSLIVEC, 1969)

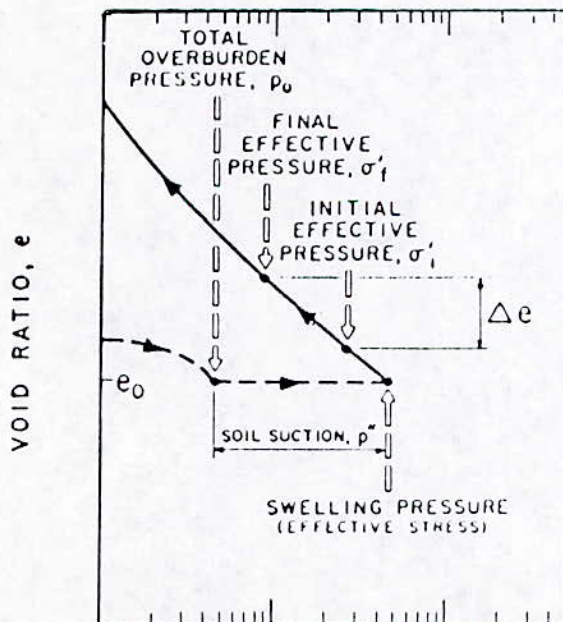


Fig. 3A.4. Méthode du volume constant  
(SULLIVAN et MAC CLELLANDE, 1969)



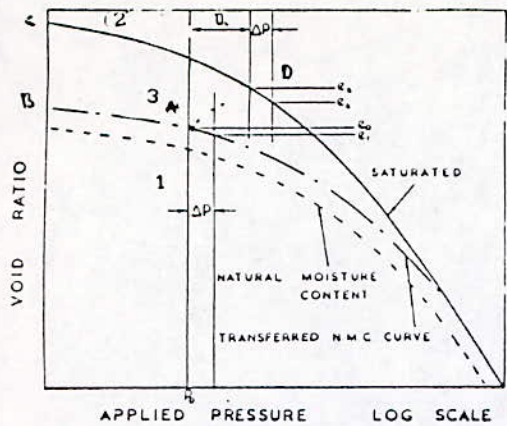


Fig. 3A.5 Méthode au double oedomètre (JENNINGS et KNIGHT, 1957)

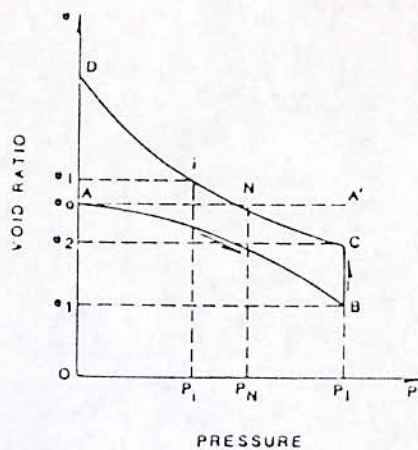


Fig. 3A.6: Methode Chinoise (CHEN, 1988)

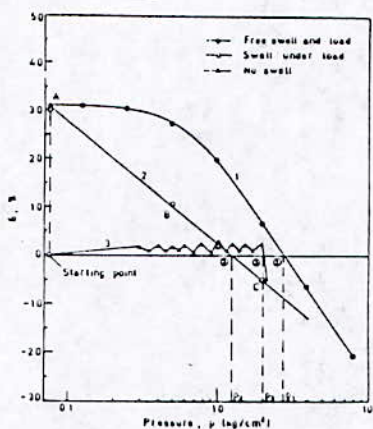


Fig. 3A.7. Comparaison entre la pression de gonflement donnée par: (1) prégonflement suivi d'une consolidation; (2) gonflement sous différente charge; (3) gonflement empêché (SRIDHARAN, et al 1986).

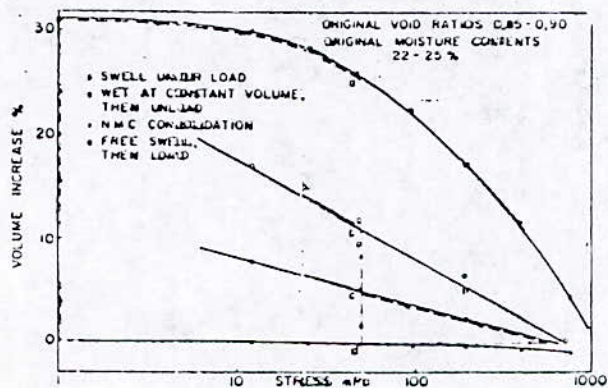


Fig. 3A.8. Comparaison entre le gonflement donné par: (1) prégonflement suivi d'une consolidation; (2) gonflement sous différente charge, (3) gonflement empêché, (BRACKLEY, 1975).

## ANNEXE 4

### CLASSIFICATION DES SOLS

Les systèmes de classification développés par les géotechniciens, ont pour objectif principal de grouper les sols qui ont des propriétés similaires et / ou un comportement identique. La classification donne l'avantage d'étendre les résultats effectués sur une zone, à une autre zone de sol identique. Par ailleurs, la classification renseigne sur l'importance du problème posé par les sols gonflants étudiés, et permet de guider le programme d'investigation expérimentale.

#### 1- PARAMETRES DE CLASSIFICATION

##### 1-1 - Limite d'Atterberg:

Tab.4-1.- Evaluation du potentiel de gonflement à partir de l'indice de plasticité (d'après SNETHEN et al, 1977)

IP %	Potentiel de gonflement
< 15	Faible ou nul
15 - 35	Modéré
> 35	Elevé



Tab.4-2.- Evaluation du potentiel de gonflement à partir de l'indice de plasticité (d'après MOUROUX et al, 1988)

IP	% de gonflement	Classification
0 - 10	0 - 1.5	Faible
10 - 20	1.5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Très Elevé

Tab.4-3.- Classification du taux de gonflement suivant la limite de liquidité (d'après SNETHEN et al, 1977)

Limite de liquidité WL %	Classification du Taux de gonflement
0 - 20	Non gonflant
20 - 35	Faible
35 - 50	Moyen
50 - 70	Elevé
70 - 90	Très Elevé
> 90	Extra-Elevé

Tab.4-4.- Variation de volume en fonction de la limite de retrait (d'après SALAS et SERRATOSA, 1957)

Limite de Retrait WR	% de gonflement probable	Variation de volume
< 10	> 1.5	Critique
10 - 12	0.5 - 1.5	Marginale
> 12	< 0.5	Non critique

Tab.4-8.- Classsification du taux de gonflement à partir du de liquidité et de l'indice de plasyicité (d'après O'NEIL et POORMOAYED, 1980)

WL %	IP %	Potentiel de Gonflement	Classification
< 5	< 25	<0.5	Faible
50 - 60	25 - 35	0.5 - 1.5	Marginal
> 60	> 35	> 1.5	Elevé

Tab.4-9.- Degré d'expansion en fonction de l'indices de retrait IR et de l'indice de plasticité IP (d'après SNETHEN et al,1977)

Indice de plasticité IP	Indice de Retrait IR=WL-WR	Degré d'expansion
< 12	< 15	Faible
12 - 23	15 -30	Moyen
23 -32	30 - 40	Elevé
> 32	> 40	Très Elevé



Tab.4-10.- Evaluation du taux et de la pression de gonflement à partir de teneur en eau naturelle et de la limite de plasticité (d'après VIJARVERGIYA et GHAZZALY, 1973)

Rapport Wi/WL	gonflement probable [tsf]	Pression de gonflement
> 0.5	< 1	< 0.3
0.37 - 0.5	1 - 4	0.3 - 1.25
0.25 - 0.37	4 - 10	1.25 - 3.0
> 0.25	> 10	> 10

### 3- COMBINAISON DE 3 PARAMETRES

Tab.4-11.- Evaluation du potentiel de gonflement à partir de l'indice de plasticité, de la limite de liquidité et de limite de retrait (d'après SNETHEN et al, 1977)

IP %	WR %	WL %	Classification
< 18	> 15	20 - 35	Faible
15 - 28	10 - 15	35 - 50	Moyen
25 - 41	7 - 12	50 - 70	Elevé
> 35	< 11	> 70	Très Elevé

Tab.4-12.- Evaluation du degré de gonflement en terme de la teneur d'argile, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait (d'après HOLTZ et GIBBS, 1956)

Données d'essais			Gonflement sous 0.07 bars en (%)	Degré de gonflement
C<2 $\mu$ (%)	IP(%)	WR(%)		
> 27	>32	< 10	> 30	Très fort
18 - 37	23 - 45	6 - 12	20 - 30	Fort
12 - 27	12 - 34	8 - 18	10 - 20	Moyen
< 17	< 13	> 13	< 10	Faible

Tab.4-13.- Evaluation du degré d'expansion à partir de la limite de liquidité, de l'essai de pénétration standard (S.P.T.) et de la teneur d'argile (<200) (d'après CHEN, 1988)

Données de labo et de terrain			Expansion	Degré
Elément <200	WL (%)	S.P.T	Probable	D'expansion
< 30	< 30	< 10	< 1	Faible
30 - 60	30 - 40	10 - 20	1 - 5	Moyen
60 - 95	40 - 60	20 - 30	3 - 10	Elevé
> 95	> 60	> 30	> 10	Très Elevé

Tab.4-14.- Potentiel de gonflement en fonction de la limite de liquidité, de l'indice de plasticité et de la succion initiale (d'après SNETHEN et al, 1977)

WL (%)	IP (%)	Succion initiale (MPa)	classification	Succion naturelle (KPa)
< 50	< 25	< 0.15	Faible	< 144
50 - 60	25 - 35	0.15 - 0.40	Marginal	144 - 383
> 60	> 35	> 0.40	Elevé	> 383



Tab.4-15.- Evaluation du potentiel de gonflement à partir de l'indice de plasticité et de l'indice de gonflement ( $e_f/e_0$ ) (d'après SNETHEN et al, 1977)

Rapport d'indice de gonflement $e_f/e_0$					Classi- fication
15<IP<20	20<IP<25	25<IP<30	30<IP<35	35<IP<WL	
< 1.12	< 1.11	< 1.09	< 1.08	< 1.07	Non gon
1.12-1.23	1.11-1.2	1.09-1.11	1.08-1.17	1.07-1.15	Faible
1.23- 1.39	1.21-1.30	1.19-1.28	1.17-1.25	1.15-1.22	Moyen
> 1.39	> 1.30	> 1.28	> 1.25	> 1.22	Elevé

## ANNEXE 6

### CALCUL DES COURBES DE SUCCION

#### 1. - Principe des essais:

Afin de tracer les courbes de succion il suffit de mesurer à la fin de chaque essai après équilibre, les valeurs de la teneur en eau  $W$  de l'échantillon et son volume  $V$ . Puis en utilisant les relations classiques reliant les paramètres physiques du sol, déterminer  $\gamma_h$ ,  $\gamma_d$ ,  $e$  et  $S_r$ .

#### 2. - Préparation des échantillons remaniés:

- . broyer les échantillons de sols;
- . préparer une pâte à une teneur en eau  $W = 1.5 WL$  ;
- . laisser la pâte se reposer pendant 24 heures pour avoir un mélange homogène;
- . préparer des échantillons ayant des dimensions d'environ  $8*8*10$

#### 2.1. - Etapes de mesure:

- a. déterminer le poids humide de l'échantillon ( $P_1$ );
- b. placer les échantillons dans l'huile de Kerdan pendant une durée de 4 heures, afin de maintenir la porosité des échantillons;
- c. déterminer le poids ( $P_2$ ), (de l'échantillon plus le poids du Kerdan);
- d. immerger l'échantillon dans le Kerdan, puis mesurer son poids immergé ( $P_3$ );
- e. mettre les échantillons dans l'étuve pendant 24 heures, puis déterminer leurs poids sec ( $P_4$ ).



## 2.2. - Calcul:

Les différents paramètres sont déterminés comme suit:

- a. la teneur en eau:  $W = (P_1 - P_4) / P_4$ ;
- b. le volume de l'échantillon:  $V = (P_2 - P_3) / \rho$ , ( $\rho = 0.7812$   
ou  $\rho = 0.8020$ , selon le type d'huile)
- c. poids volumiques:  $\gamma_h = (P_1 / V)$ ;  $\gamma_d = (P_4 / V)$ ;
- d. indice des vides:  $e = [\gamma_s (1 + W)] / \gamma_h$ ;
- e. degré de saturation:  $Sr = [W / (\gamma_d - \gamma_s)]$

## 3. - Préparation des solutions osmotiques:

- a. choisir un PF à imposé;
- b. déterminer sur la courbe étalon, le poids du P.E.G correspondant à la pression choisie;
- c. mettre le tout dans un récipient, et agiter pour dissoudre la solution (pendant environ 10 minutes)
- d. ajouter une cuillère d'Acide Benzoïque ( $C_6H_5COOH$ ), dans le rôle est d'empêcher l'attaque de la membrane par le PEG
- e. s'assurer que la membrane repose entièrement sur la solution, sans que le liquide déborde.