

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP
DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION :
« CONTRIBUTION A LA CONCEPTION DE FONDATIONS
SUR LES SOLS GONFLANTS, APPLICATION AUX SOLS DE
LA SIPRES CAP DES BICHES »

Présenté par : **Mr Abdourahmane DIOP**

Directeur interne: Professeur Ibrahima Khalil CISSE ESP

Directeurs externes :

Mr Ibrahima DIOUF Sipres

Mr Jean Louis GOMIS Techbat

ANNEE ACADEMIQUE 2004 - 2005

A ma famille

A mes professeurs

A la Sipres

A tous ceux qui ont crû en moi

Comme ce sage qui disait : « Celui qui m'écoute est comme le sage qui a bâti sa maison sur le roc. La pluie est tombée, les torrents sont venus, les vents ont soufflé et se sont déchaînés contre cette maison, mais elle ne s'est pas abattue car elle était fondée sur un roc. »

REMERCIEMENTS

Ma profonde gratitude s'adresse particulièrement à mes encadreurs : le professeur Ibrahima Khalil CISSE, Chef du Laboratoire de Matériaux, Mécanique et Hydraulique de l'ESP Thiès, monsieur Ibrahima DIOUF, Directeur technique de la Sipres et monsieur Jean Louis GOMIS, Directeur Général de Techbat pour m'avoir accordé leur confiance et leur soutien dans l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement Madame Ana BA DIA, Président, Directeur Général de la Sipres pour sa collaboration et son soutien précieux.

Qu'il me soit permis de remercier monsieur Sidi Mouhammad Aissa MAMOUNE, professeur à l'université de Tlemcen en Algérie pour avoir gracieusement mis à ma disposition de précieux documents scientifiques, mais aussi pour ses conseils et ses suggestions qui m'ont été d'un grand apport dans l'élaboration de ce mémoire.

Je transmets aussi mes vifs remerciements à monsieur Raoul JAUBERTHIE de l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes pour avoir bien voulu effectuer gracieusement des essais d'identification minéralogiques et chimiques sur les sols étudiés.

Je transmets aussi mes remerciements à monsieur Khadim GUEYE du CEREEQ pour avoir bien voulu mettre à ma disposition la bibliothèque dudit centre.

Mes remerciements sincères vont aussi à l'endroit de tout le personnel de la Sipres et de Techbat dont l'accueil et la collaboration ont contribué à me rendre confiant dans l'élaboration de ce projet.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, j'adresse mes sincères remerciements.

LISTES DES FIGURES

Figure 0 : Exemples de dégradations dans la cité	2
Figure 1.1 : Elément tétraédrique	7
Figure 1.2 : couche tétraédrique	7
Figure 1.3 : Elément octaédrique	8
Figure 1.4 : couche octaédrique	8
Figure 1.5 : Représentation schématique de la structure du feuillet 1/1	8
Figure 1.6 : Représentation schématique de la structure du feuillet 2/1	9
Figure 1.7 : Structure de la kaolinite	10
Figure 1.8 : Structure de l'illite	11
Figure 1.9 : Structure de la montmorillonite	11
Figure 1.10 : Structure de la chlorite	12
Figure 1.11 : Photos au MEB d'argiles	13
Figure 1.12 : Représentation schématique des différents arrangements des particules	13
Figure 1.13 : Schéma d'une molécule d'eau	15
Figure 1.14 : Liaison hydrogène	15
Figure 1.15 : Potentiel des forces/distance à la partie de la surface du milieu	16
Figure 1.16 : Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse	18
Figure 1.17 : Forces agissant sur deux particules d'argile	20
Figure 1.18 : Arrangement des particules d'argile	23
Figure 1.19 : Observation au MEB d'une texture argileuse	24
Figure 2.1 : Diagramme de CASAGRANDE	30
Figure 2.2 : Appareil de Ferreira et Lacerda	37
Figure 2.3 : Effet de la teneur en eau initiale sur le gonflement par la procédure du gonflement libre avec $\sigma_p = 6.9$ KPa	39
Figure 2.4 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche initiale..	40
Figure 2.5 : Courbe théorique d'évolution du gonflement en fonction du temps	43
Figure 2.6 : Diagramme comparatif « pression de gonflement-diffusion de contrainte »	44
Figure 3.1 : Observation au MEB des échantillons étudiés	49
Figure 3.2 : Abaque de Casagrande	54

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Différentes substitutions de quelques minéraux du groupe des smectites	9
Tableau 1.2 : Dimensions caractéristiques des minéraux argileux	12
Tableau 2.1 : Activité de quelques minéraux argileux	26
Tableau 2.2 : SS, VB et CEC de quelques minéraux argileux	27
Tableau 2.4 : Relations entre les caractéristiques physiques courants et le gonflement	28
Tableau 2.5 : Relations entre les caractéristiques physiques courants et le gonflement	29
Tableau 2.6 : Relations entre les caractéristiques physiques courants et le gonflement	29
Tableau 3.1 : Stratigraphie du site	47
Tableau 3.2 : Analyse chimique par fluorescence aux rayons X	50
Tableau 3.3 : Composition chimique indicative	51
Tableau 3.4 : Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X	52
Tableau 3.5 : Caractéristiques physiques des échantillons	53
Tableau 3.6 : Caractéristiques mécaniques des échantillons	54
Tableau 3.7 : Poids des terres	55
Tableau 4.1 : Descentes des charges sur semelles	59
Tableaux 4.2. 4.3 : Distribution des contraintes en profondeur des semelles	60
Tableau 4.4 : Rappel des pressions de gonflement	61
Tableau 4.5 : Caractéristiques de portance des sols de fondations	65
Tableau 4.6 : Comparaison entre contraintes admissibles et contraintes appliquées	65
Tableau 4.9 : Résultats d'essais de gonflement sur un sol traité à 2% de chaux	68
Tableau 4.8 : Influence de la teneur en chaux sur la pression de gonflement.....	68
Tableau 4.9 : Paramètres de gonflement des échantillons traité à 4% de chaux	69

RESUME

Les nouveaux défis architecturaux interpellent avec force le concepteur pour une réelle prise en charge des différents aspects liés au dimensionnement et à la sécurité des ouvrages. L'étude de la stabilité de ces ouvrages constitue une des problématiques majeures auxquelles l'ingénieur est souvent confronté. Parmi les causes d'instabilité d'ouvrages les plus rencontrées dans le monde en général et au Sénégal en particulier, le phénomène de retrait-gonflement des sols d'assise est sans doute le plus dangereux et paradoxalement le moins connu. Par conséquent, le concepteur doit prendre en compte les effets induits par ce phénomène. Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'identification tant qualitative que quantitative des paramètres de gonflement des sols. On se penchera essentiellement sur la mise en place d'outils pratiques, facilement utilisables par le concepteur, lesquels outils seront ensuite testés et appliqués pour le cas des sols gonflants de la cité Sipres Cap des Biches. La mise en place de ces outils est essentiellement basée sur des essais au laboratoire et l'observation des résultats in situ. Sur la base des résultats de ces essais de laboratoire, des solutions seront proposées. Il s'agit de dispositions constructives permettant de limiter les variations de la teneur en eau du sol. de la conception d'une structure adaptée pour résister aux efforts induits par le phénomène du gonflement et d'un traitement par la chaux du sol afin de le rendre insensible aux variations de la teneur en eau.

Mots clés : argiles, sols gonflants, essais, solutions, dimensionnement, fondations,....

TABLE DES MATIERES

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Liste des figures.....	iii
Liste des tableaux.....	iv
Résumé	v
Table des matières	vi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre 1 : MINERALOGIE DES ARGILES ET	
 MECANISME DU GONFLEMENT.....	6
1.1 STRUCTURE DE BASE DES MINERAUX ARGILEUX.....	6
1.1.1 Elément tétraédrique.....	7
1.1.2 Elément octaédrique.....	7
1.2 CLASSIFICATION DES MINERAUX ARGILEUX.....	9
1.2.1 La kaolinite	10
1.2.2 La montmorillonite.....	10
1.2.3 L'illite	11
1.2.4 La chlorite	11
1.2.5 Les intrastratifiés	12
1.3 ECHANGES IONIQUES	13
1.4 CAPACITE D'ECHANGES CATIONIQUES	14
1.5 DIFFERENTS TYPES DE LIAISONS	
AU SEIN DES MATERIAUX ARGILEUX	14
1.6 INTERACTION ENTRE L'EAU ET LES MINERAUX ARGILEUX.....	14
1.7 INTERACTION ENTRE LES PARTICULES ARGILEUSES	16
1.8 LE PHENOMENE DU GONFLEMENT	16
1.8.1 Le gonflement au sens physico-chimique	17
1.8.2 Le gonflement au sens mécanique	20
1.8.3 Interprétation microscopique du gonflement	22
1.8.4 Synthèse	24
Chapitre 2 : CARACTERISATION ET MESURE DU GONFLEMENT	25

2.1	IDENTIFICATION MINERALOGIQUE ET CHIMIQUE	25
2.2	IDENTIFICATION QUALITATIVE DU GONFLEMENT	26
2.2.1	Approche empirique	27
2.2.2	Estimation qualitative par des abaques	29
2.3	ESTIMATION QUANTITATIVE PAR DES CORRELATIONS	30
2.3.1	Pression de gonflement	30
2.3.2	Amplitude de gonflement	31
2.4	METHODES DIRECTES DE MESURE DU GONFLEMENT	32
2.4.1	Essais de gonflement au laboratoire	32
2.4.1.1	Problématique des procédures d'essais	32
2.4.1.2	Procédures permettant à l'échantillon de gonfler	33
2.4.1.3	Procédures empêchant l'échantillon de gonfler	35
2.4.2	Essais de gonflement in situ	36
2.4.2.1	Mesure de l'amplitude de gonflement	36
2.4.2.2	Mesure de la pression de gonflement	37
2.5	FACTEURS INFLUANT SUR LE GONFLEMENT	37
2.5.1	Influence de l'état initial du sol	38
2.5.1.1	Influence de la teneur en eau initiale	38
2.5.1.2	Influence de la densité sèche initiale	39
2.5.2	Influence du chemin de contraintes	40
2.5.3	Influence du compactage	41
2.5.4	Anisotropie du gonflement	41
2.5.5	Synthèse	42
2.6	EVOLUTION DU GONFLEMENT	42
2.6.1	Evolution du gonflement en fonction du temps	42
2.6.2	Evolution du gonflement avec l'épaisseur	43
2.7	CINETIQUE DU GONFLEMENT	44

Chapitre 3 : CARACTERISATION DES SOLS DE

	LA SIPRES CAP DES BICHES	46
3.1	LOCALISATION DU SITE	46
3.2	STRATIGRAPHIE DU SITE	46

3.3	GEOLOGIE DU SITE	47
3.4	ANALYSES MINERALOGIQUES ET CHIMIQUES	47
3.4.1	Observation au microscope électronique à balayage	48
3.4.2	Fluorescence aux rayons X	49
3.4.2	Diffraction aux rayons X	51
3.5	IDENTIFICATION PHYSIQUE	53
3.6	ESSAIS MECANIQUES	54
Chapitre 4 : SOLUTIONS PROPOSEES		56
4.1	MAINTIEN DE L'EQUILIBRE DE L'HUMIDITE SOUS LE NIVEAU DES FONDATIONS	56
4.2	ADAPTATION DE LA STRUCTURE	58
4.2.1	Dimensionnement des fondations	58
4.2.2	Dispositions accompagnatrices	62
4.3	STABILISATION PAR LA CHAUX DES SOLS ETUDIES	65
4.3.1	Effets de la chaux sur les propriétés du sol	66
4.3.2	Procédures expérimentales et résultats	68
4.3.3	Techniques d'ajout de chaux	69
4.3.4	Evaluation de la durabilité du traitement à la chaux	71
CONCLUSION GENERALE		73
RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES		74
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		75
ANNEXES		76

INTRODUCTION GENERALE

L'hydratation et la dessiccation des sols gonflants est la cause de nombreux dommages : fissurations de bâtiments, soulèvement de fonds de fouilles, destructions de chaussées, ruptures de conduites, Ces sols se caractérisent par une très grande sensibilité à la variation de la teneur en eau.

Jusque vers les années 30, seul le tassement était considéré comme une source possible de dégâts pour les fondations. C'est l'« United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.) » [1] qui, le premier met l'accent sur le phénomène de gonflement. L'adaptation des constructions à tout type de terrain amena alors les intervenants à s'intéresser au gonflement des sols argileux.

Cependant, en dépit de plusieurs expériences malheureuses liées à l'apparition du gonflement, l'étude quantitative du phénomène ne débutera réellement qu'au début des années 1970 avec la communication de Huder et Amberg [2] présentant la méthode de mesure de gonflement du même nom et c'est aussi à partir de cette date que l'observation et l'analyse de cas vécus, ainsi que les travaux en laboratoire, se développent de manière plus rigoureuse.

Dans la zone du Cap des Biches (Rufisque, Sénégal), la Sipres (Société Immobilière de la Presqu'île) a initié un ambitieux projet de construction par tranches de 1580 villas de type économique, standing et grand standing à usage d'habitation, de commerce et d'équipements divers sur une superficie de 42 ha.

Les sols dans cette zone étant de nature argileuse (ou marneuses), ont tendance à se gonfler sous l'effet d'une variation de l'humidité entraînant des fissurations sur les ouvrages ainsi que des soulèvements du carrelage et du pavage.

L'envergure des dégâts causés par ces sols sur les constructions est telle que plus de 30% des villas ont été sujettes à des travaux de reprise en sous-œuvre ; certaines villas ont même été déclarées sinistrées par la Sipres du fait de leur état de dégradation extrêmement avancé.

Les photos suivantes (0.1. à 0.8.) montrent quelques exemples de dégradations enregistrées dans la cité :

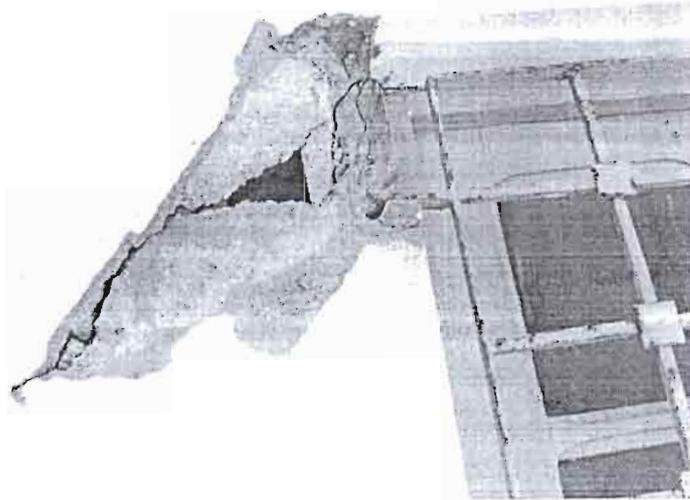


Fig.0.1 : Fissure au coin d'une fenêtre

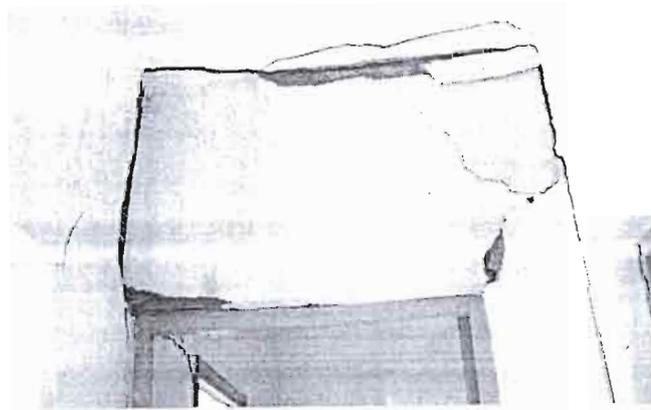


Fig.0.2 : Mur d'allège fissuré

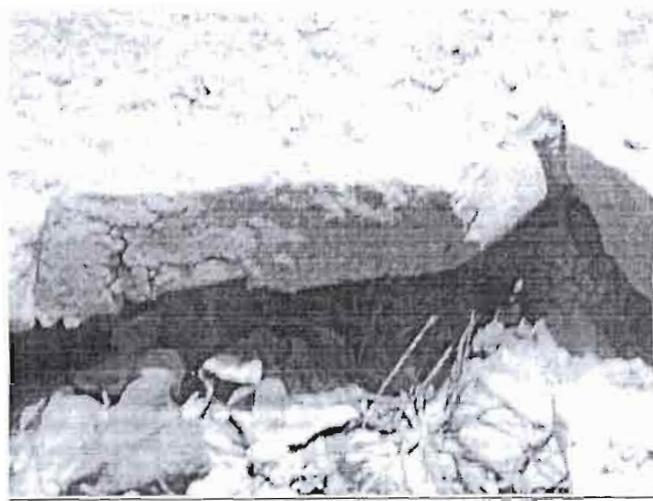


Fig.0.6 : Pavés soulevés

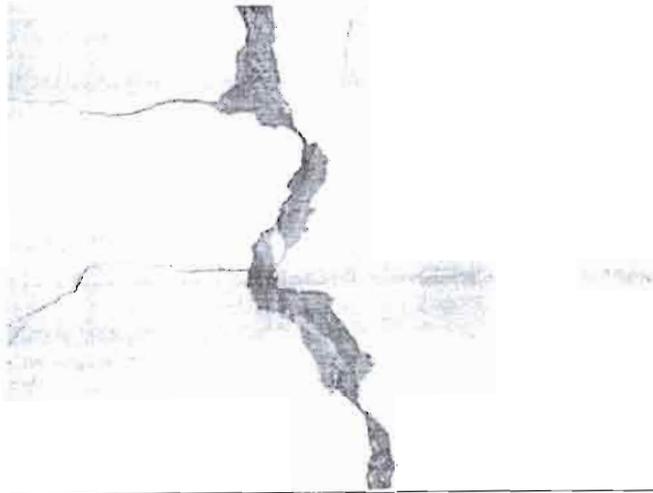


Fig.0.7 : Plancher + mur fendus

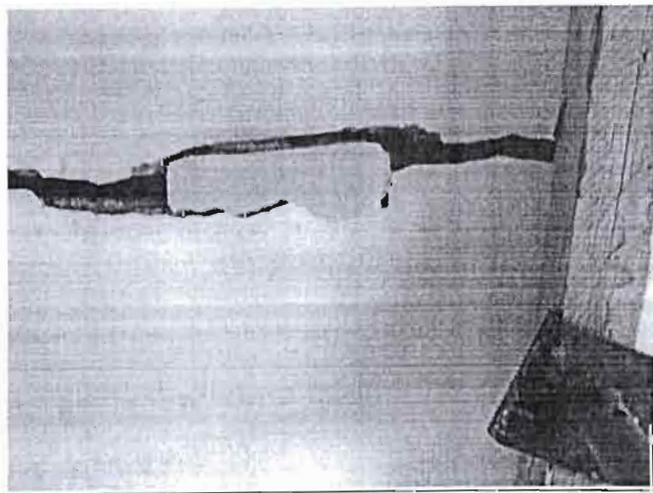


Fig.0.8 : Plancher fissuré en cours de reprise en sous-oeuvre

Pour construire avec le minimum de risques les tranches restantes, la Sipres a adopté un système de fondations sur micropieux qui, naturellement induit à des coûts de réalisation beaucoup plus élevés.

L'objectif de cette étude est donc de proposer à la Sipres des solutions efficaces prenant en compte le caractère expansif du sol et qui puissent assurer la pérennité des constructions sur ce genre de formation au moindre coût.

Le présent rapport comporte quatre chapitres.

Le premier chapitre est consacré aux aspects fondamentaux des sols gonflants : la minéralogie des argiles et une approche sous plusieurs angles du mécanisme du gonflement.

Le deuxième chapitre traite de la caractérisation et de la mesure du gonflement : les méthodes d'identification minéralogique, chimique et physique, les méthodes d'appréciation qualitatives du gonflement d'un sol, les méthodes de mesure des paramètres du gonflement, les facteurs influençant le gonflement, l'évolution et la cinétique du gonflement.

Le troisième chapitre est consacré à la caractérisation des sols sujets à l'étude ; il décrit les procédures expérimentales utilisées et donne, sur la base de résultats d'essais d'identification, une prévision du potentiel de gonflement du sol.

Le quatrième chapitre présente les solutions proposées, il parle des dispositions constructives permettant de limiter les variations de la teneur en eau, de l'adaptation de la structure afin qu'elle puisse résister aux efforts induits par le gonflement du sol et du traitement par la chaux du sol.

Chapitre 1

MINÉRALOGIE DES ARGILES ET MECANISME DU GONFLEMENT

La minéralogie, une des plus anciennes parmi les sciences de la terre, a pour but l'étude des minéraux, éléments ou composés naturels formants la croûte terrestre et qui sont dépourvus d'organisation et n'offrent que des assemblages de molécules similaires, liées entre elles par une force que l'on appelle affinité (Homeira, 1989). Elle a aussi pour but de recenser, reconnaître et définir les propriétés et les conditions physico-chimiques d'apparition et d'évolution de toutes les espèces minérales.

Un minéral est un solide naturel et homogène qui possède une composition chimique définie et une structure atomique ordonnée.

En génie civil, le mot argile veut souvent dire un sol qui peut contenir en totalité ou en partie certains minéraux argileux. Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de l'altération chimique et/ou physique de certains minéraux composant la roche. Les propriétés des argiles intéressant les applications de génie civil et d'hydraulique découlent directement de la minéralogie de ces dernières. Dans ce chapitre, on présente les principaux minéraux argileux qui constituent la quasi-totalité des minéraux recensés sur terre, leurs propriétés géométriques naturelles et leur structure élémentaire de base ainsi que le mécanisme du gonflement.

1.1 STRUCTURES DE BASE DES MINÉRAUX ARGILEUX

La très grande variété des espèces argileuses dénombrées dans la littérature peut paraître comme démesurée. Il est cependant possible de leur trouver un dénominateur commun : la structure cristalline des argiles peut être considérée, schématiquement, comme un jeu de construction à partir de deux motifs élémentaires : un élément tétraédrique et un élément octaédrique [3].

1.1.1 ELEMENT TETRAEDRIQUE

C'est une unité cristalline SiO_4 dont l'ion central est la silice (Si^{4+}) et est entouré par des ions d'oxygène (O^{2-}) comme montrée à la figure 1.1.

Les tétraèdres sont liés en partageant un ion d'oxygène de base pour former une couche tétraédrique (figure 1.2). La formule générale de cet ensemble est $n[(\text{Si}_2\text{O}_5)^{2-}]$. Les atomes d'oxygène à la base de chaque tétraèdre sont situés dans un même plan et les sommets qui ne sont pas jointifs pointent tous dans la même direction.

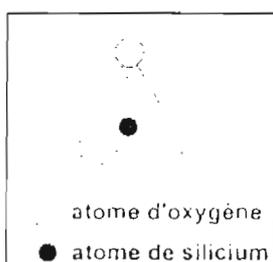


Figure 1.1 : Unité cristalline SiO_4 (d'après [10])

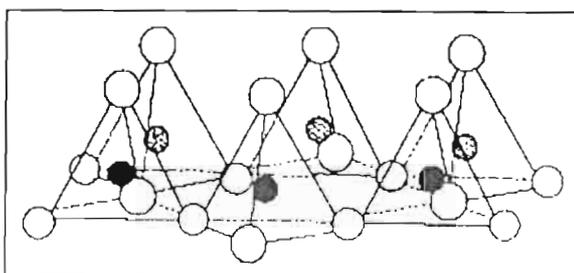


Figure 1.2 : Couche tétraédrique (d'après [10], 1996)

1.1.2 ELEMENT OCTAEDRIQUE

C'est une unité octaédrique composée de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyle entourant un atome d'aluminium $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$, éventuellement de fer ou d'un autre élément.

Dans l'élément octaédrique l'ion central est soit un ion d'aluminium (Al^{3+}), soit un ion de magnésium (Mg^{2+}), ces derniers sont entourés par des groupements (OH^-) hydroxyles comme il est montré à la figure 1.3.

Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre trois unités octaédriques (voir figure 1.4). La formule générale de ce groupement est $n[\text{Al}_2(\text{OH})_6]$ ou $n[\text{Mg}_3(\text{OH})_6]$.

Les particules d'argiles à l'exception des allophanes et des attapulgites sont constituées de feuillets : chaque feuillet résulte de l'empilement de couches de silice et d'alumine.

On en distingue deux types essentiels :

- feuillets de type 1/1 : ils résultent de la combinaison d'une couche tétraédrique et d'une

octaédrique ; (voir 1.5).

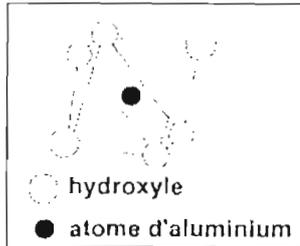


Figure 1.3 : Couche octaédrique (Mellor et al., 1991)

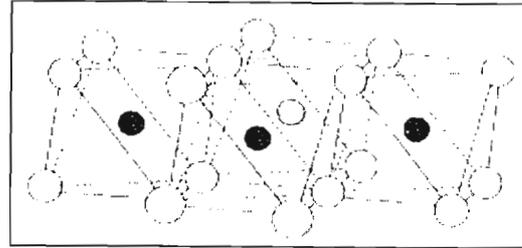


Figure 1.4 : Couche tétraédrique (Huang et al., 1990)

Pour ces minéraux de type 1/1, la liaison entre feuillets est assurée par une liaison hydrogène entre les groupements hydroxyles de la couche octaédrique de l'un des feuillets et les oxygènes basaux de la couche tétraédrique du feuillet suivant. Ces liaisons sont consistantes ; en conséquence, les particules composés de ce type de feuillet sont relativement inertes et leurs caractéristiques sont peu influencées par l'eau.

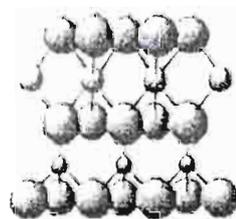


Figure 1.5 : Représentation schématique de la structure du feuillet 1/1

- Feuillet de type 2/1 : les feuillets de ces minéraux sont constitués d'une séquence d'empilements comprenant une couche octaédrique alumineuse insérée entre deux couches tétraédriques siliceuses. Dans l'espace compris entre deux feuillets consécutifs sont localisés des cations, éventuellement hydratés, qui compensent le déficit de charge induit par les substitutions atomiques affectant la structure du feuillet. Les minéraux du type des smectites sont les plus représentatifs de ce type de feuillet.

La structure du feuillet de type 2/1 est symétrique. Entre les feuillets, les ions oxygènes sont en contact entre eux. Ces ions se repoussent ; dans ces conditions (ex. cas de la montmorillonite), la liaison entre les feuillets est alors très faible. Il en résulte que l'eau peut facilement pénétrer entre les feuillets et causer ainsi le gonflement.

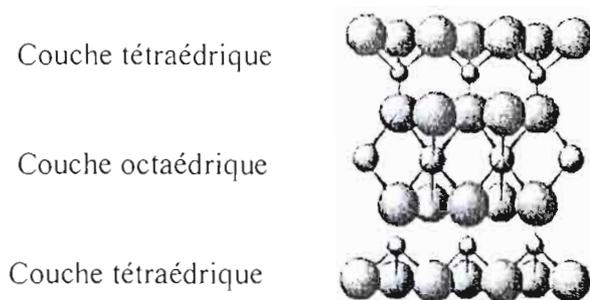


Figure 1.5 : Représentation schématique de la structure du feuillet 2/1

Le tableau 1-1 donne les différentes substitutions de quelques minéraux du groupe des smectites.

Minéraux (groupe des smectites)	Substitution dans la couche tétraédrique	Substitution dans la couche octaédrique
Montmorillonite	Non	1 Mg^{2+} pour tous les Al^{3+}
Beidellite	Al^{3+} pour Si^{4+}	Non
Nontronite	Al^{3+} pour Si^{4+}	Fe^{3+} pour Al^{3+}
Hectorite	non	Li^+ pour Mg^{2+}
Saponite	Al^{3+} pour Si^{4+}	Fe^{3+} pour Al^{3+}
sauconite	Al^{3+} pour Si^{4+}	Zn^{2+} pour Mg^{2+}

Tableau 1-1 : Différentes substitutions de quelques minéraux du groupe des smectites.

1.2. CLASSIFICATION DES MINÉRAUX ARGILEUX

Les minéraux argileux sont de très petits cristaux colloïdaux (de diamètre inférieur à $1\mu m$) qu'on ne peut voir qu'au microscope électronique. Les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes constituées d'un empilement de feuillets à structure atomique répétée. (Giroud et Could ;1972).

Les liaisons de covalence et les liaisons atomiques assurent les liens rigides du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes mais très importantes et essentielles assurent l'assemblage des feuillets élémentaires pour former des particules d'argiles qui comportent un nombre de feuillets plus ou moins important selon le type d'argile.

Les forces de liaison entre les feuillets sont principalement les forces d'attraction moléculaires de Van Der Waals (liaisons faibles), la liaison hydrogène (dans le cas des argiles, elle se forme avec

des atomes fortement électronégatifs, généralement c'est l'oxygène) et les liaisons dues aux substitutions isomorphes.

Mais malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par les défauts liés à des substitutions isomorphes au moment de la formation. Les minéraux argileux les plus courants sont les suivants :

1.2.1 LA KAOLINITE

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (alumine ou gibbsite). A cause de l'empilement d'une couche de chacun des deux feuillets de base, on considère la kaolinite comme un minéral argileux de type 1:1 (voir figure 1.6). La couche a une épaisseur d'environ 0,72 nm (7.2 Å) et s'étend indéfiniment dans les deux autres directions.

La kaolinite a une surface spécifique totale de l'ordre de 40 à 60 m²/g. Les particules ont une forme plate hexagonale d'épaisseur de l'ordre de 0,1 μ et de diamètre moyen entre 0,3 μ et 4 μ. Les principaux minéraux apparentés à la kaolinite sont la dickite, la nacrite et l'halloysite.

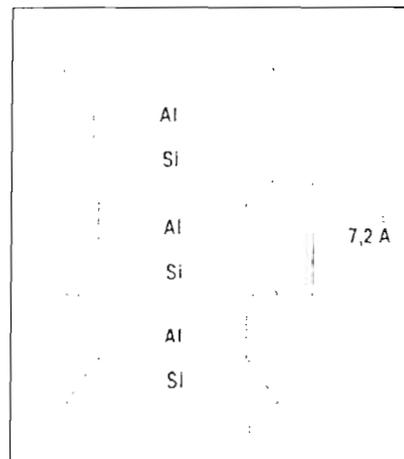


Figure 1.6 Structure de la kaolinite

1.2.2 LA MONTMORILLONITE

Composée d'une succession de couches octaédriques insérées entre deux couches tétraédriques, elle est désignée comme un minéral 2/1. Les sommets des CT se confondent avec les hydroxyles de la CO pour ne former qu'une seule couche comme le montre la figure.

L'épaisseur de chaque feuillet est d'environ 0,96 nm. Les plaquettes de la montmorillonite ont une forme quelconque et de taille très petite, un diamètre moyen entre 0,1 μ et 1 μ et une épaisseur

moyenne entre $0,01 \mu$ et $0,1 \mu$. Sous certaines conditions, ces plaquettes peuvent gonfler de façon très importante provoquant un gonflement du sol (RAVINA ; 1973). Elle possède une surface spécifique totale de l'ordre de $800 \text{ m}^2/\text{g}$ et un espace interfeuillelet de $9,6 \text{ \AA}$ à l'infini.

Les principaux minéraux apparentés à la montmorillonite sont : la montronite, la saponite. On appelle bentonite une montmorillonite très pure et dont les particules sont très fines.

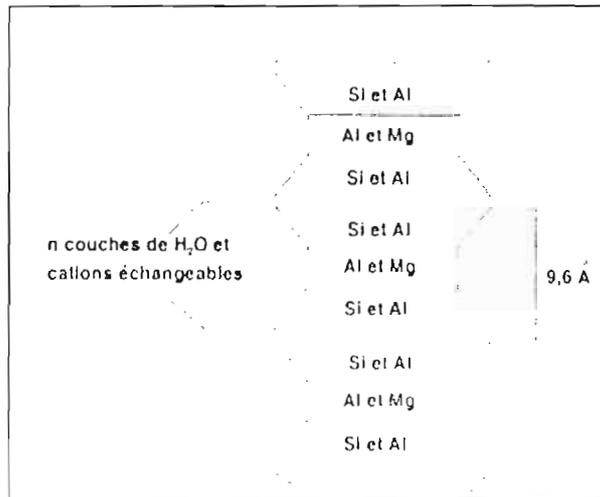


Fig. 1.6: Structure de Montmorillonite (Héroguez, 1996)

1.2.3 L'ILLITE

Composante importante des minéraux argileux, l'illite est un minéral de type 2/1 comme la montmorillonite. Cependant les espaces entre les feuillettes sont liés par des ions de potassium qui créent un lien très fort entre les couches, plus fort que le lien hydrogène.

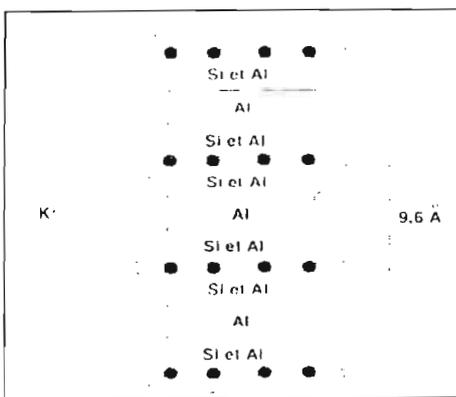


Fig. 1.5: Structure d'Illite (Héroguez, 1996)

1.2.4 LA CHLORITE

Relativement moins fréquente que les trois précédentes, la chlorite est constituée de deux feuillettes

de montmorillonite reliés par une couche d'hydroxyde de magnésium. C'est une répétition des couches suivantes: un feuillet de silice, un feuillet d'alumine, un autre feuillet de silice et un feuillet de gibbsite (Al) ou de brucite (Mg). (voir figure 1.10). On la considère comme un minéral 2/1/1. L'épaisseur de son feuillet est le double de celui de la kaolinite.

La liaison assez faible permet l'introduction de l'eau. Les argiles contenant un pourcentage important de chlorite (> 15%) peuvent donc être sujettes au gonflement.

La chlorite a une surface spécifique de $80\text{m}^2/\text{g}$.

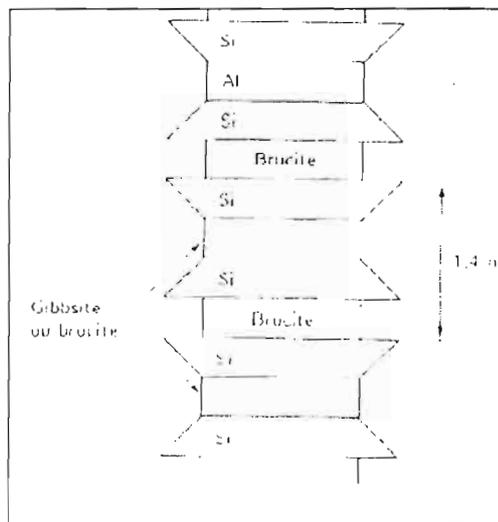


Figure 1.10 : Structure de la chlorite (Hérog et al., 1999)

1.2.5 LES INTRASTRATIFIÉS

Ce sont des minéraux argileux dans lesquels alternent de façon plus ou moins régulière des feuillets de natures différentes ou, le plus souvent des espaces interfoliaires différents par exemple illite-montmorillonite, illite-chlorite. Les interstratifiés sont les étapes des transformations d'un minéral argileux à un autre.

Nom	Type	Nombre de feuillets par particules	Diamètre d'une particule (Å°)
Kaolinite	1/1	100-150	1
Montmorillonite	2/1	1	0,1
Illite	2/1	10	0,3
Chlorite	2/1/1	1	0,1

Tableau 1.2 Dimensions caractéristiques des minéraux argileux

La figure suivante montre les observations au microscope électronique à balayage de quelques minéraux argileux.

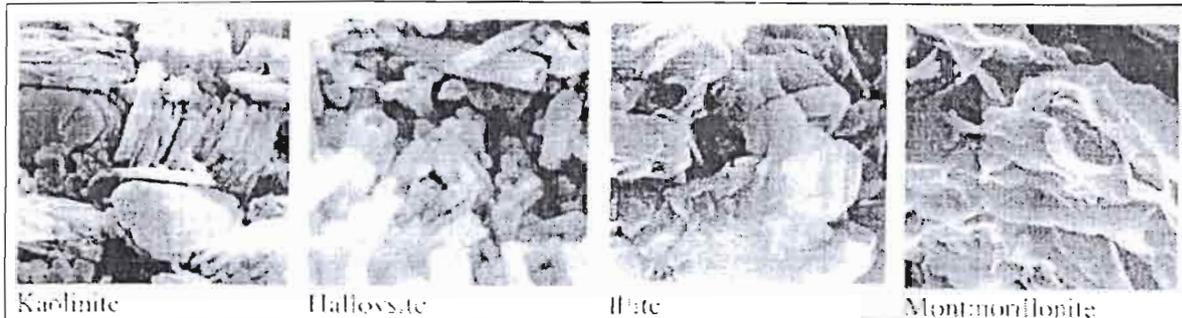


Figure 1.11 : Scanees au microscope à balayage électronique des argiles

Les microstructures rencontrées sont plus ou moins dispersées et orientées de façon privilégiée dans une direction (figure 1.12). Les forces d'attraction et de répulsion électrique conditionnent le volume occupé par une masse donnée de particules d'argiles, les divers arrangements représentent généralement la différence de teneur en eau. (Giroud et col., 1972).

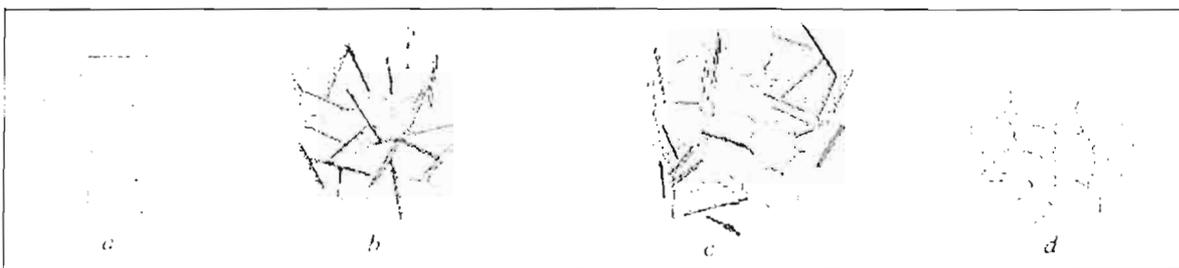


Figure 1.12 : représentation schématisque des différents arrangements des particules

a) Particule sans dispersion avec alignement orthogonal et parallèle

b) Particule et argile, assemblage orthogonal et parallèle.

c) Particule en fibre interagissant avec ses plaquettes

d) Particule en sable

1.3 ECHANGES IONIQUES

Une autre caractéristique importante des argiles est qu'elles appartiennent au groupe des silicates. Ce sont des aluminosilicates hydrés ajoutés à d'autres ions métalliques, ce qui leur permet de conserver les propriétés d'échangeurs de cations.

Lorsque les substitutions se produisent, un cation de valence élevée est remplacé par un cation de valence moins élevée, la particule d'argile acquiert alors une charge nette négative (Leroux, 1972).

La substitution de différents cations dans le feuillet octaédrique est fréquente et elle est à l'origine de différents minéraux argileux. Lorsque les ions de rechange sont à peu près de la même dimension, on qualifie cette substitution d'isomorphe.

L'échange ionique a une grande influence sur les limites d'état pour chaque type de minéral;

1.4 CAPACITE D'ECHANGE CATIONIQUE

La capacité d'échange cationique (C.E.C) fait partie des caractéristiques les plus intéressantes à connaître pour étudier une argile. Elle permet de caractériser un déficit de charge négative et présente la charge positive nécessaire pour atteindre la neutralité. En effet l'argile peut adsorber des cations H^+ , K^+ , Ca^{++} , NH_4^+ et des dipôles d'eau sur les faces basales et éventuellement dans les espaces interfoliaires. Ce phénomène de substitution superficielle d'ions est mesuré pour un sol argileux par sa C.E.C que l'on définit comme le nombre de milliéquivalents de cations susceptibles d'être adsorbés d'une façon réversible par 100g de sol.

1.5 DIFFERENTS TYPES DE LIAISONS AU SEIN DES MATERIAUX ARGILEUX

Il est possible de distinguer les liaisons structurales très fortes (covalentes, ioniques) au sein des molécules même et les liaisons entre particules minérales. Parmi ces dernières, il faut retenir, classés par intensité de force croissante, ce qui suit :

- *Les forces d'attraction moléculaire de VAN DER WAALS* (énergie inférieure à 2kcal/mole) qui sont en partie responsables de l'extrême cohésion des argiles sèches.
- *Les liaisons par introduction d'ions dans la structure.*
- *Les liaisons d'hydrogène* (varie de 2 à 10 kcal/mole) de nature électrostatique.
- *Les liaisons texturales* qui ne sont autres que la cimentation des particules par un apport externe (ex. : marnes).

1.6. INTERACTION ENTRE L'EAU ET LES MINERAUX ARGILEUX

Les minéraux argileux sont des particules relativement petites et qui ont une surface spécifique importante. Il est donc probable que ces minéraux aient des surfaces très actives (**activité**

colloïdale $A = \frac{I_p}{\% \text{éléments} < 2\mu - 5\%}$). Puisque l'activité de surface est liée à la taille des

particules, on comprend pourquoi la montmorillonite est plus active que la kaolinite.

Dans la nature, il semble que les particules argileuses soient à peu près toujours hydratées, autrement dit on trouve des couches d'eau autour de chaque particule que l'on appelle « eau adsorbée ». On sait que l'eau est une molécule dipolaire, elle a deux centres de charge distincts : l'un positif et l'autre négatif (voir figure 1.13). La surface de la particule d'argile est généralement chargée négativement. Par conséquent, la molécule d'eau subit une attraction électrostatique vers la surface du cristal d'argile. L'eau est retenue au cristal par un lien d'hydrogène (l'hydrogène de l'eau est attiré par les atomes d'oxygène ou d'hydroxyles chargés négativement à la surface de l'argile, voir figure 1.14).

L'ensemble constitué par la surface négative du minéral et par l'eau liée plus ou moins fortement (l'eau des premières couches) constitue « la double couche ». L'attraction de l'eau est très forte près de la surface et diminue au fur et à mesure que l'on s'en éloigne. La viscosité de l'eau adsorbée est différente de celle de l'eau libre, et son élimination ne s'effectue pas à 105°C à 24h.

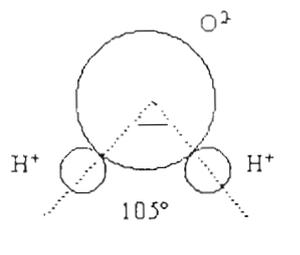


Figure 1.13 : schéma d'une molécule d'eau

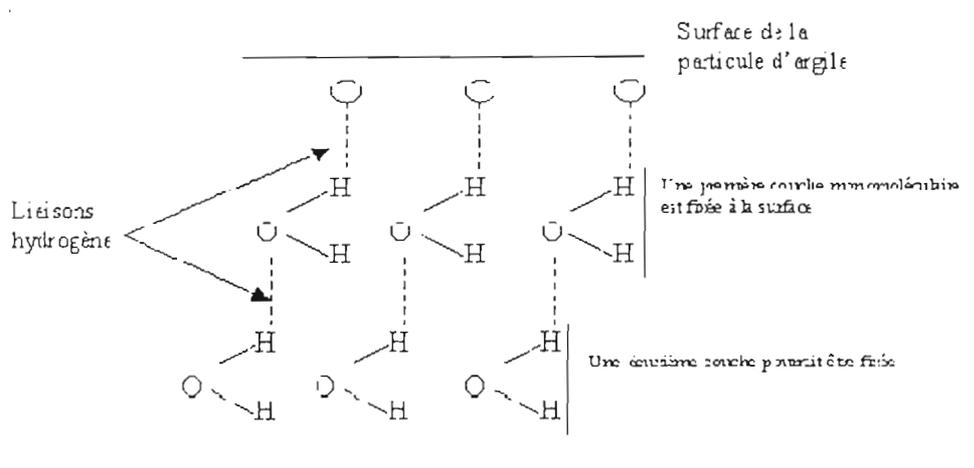


Figure 1.14 : liaisons hydrogène

1.7. INTERACTION ENTRE LES PARTICULES ARGILEUSES

L'association des minéraux et de leurs couches constitue le fondement de la structure des argiles. Les particules d'argiles agissent les unes sur les autres par l'intermédiaire de leur couche adsorbée. Elles peuvent présenter une répulsion électrostatique réciproque ; ce phénomène dépend de la concentration en ions des particules et de la distance qui sépare ces dernières. Les particules peuvent subir une attraction produite par une affinité avec le lien d'hydrogène, par les forces de VAN DER WAALS ou encore par tout autre type de lien chimique ou organique. Le champ des potentiels des forces interparticulaires diminue à mesure qu'on s'éloigne de la surface du minéral (Voir figure 1.15).

Les particules d'argiles peuvent flocculer, c'est à dire se repousser ou se disperser dans des solutions très diluées, ceci bien sûr à des teneurs en eau très élevées.

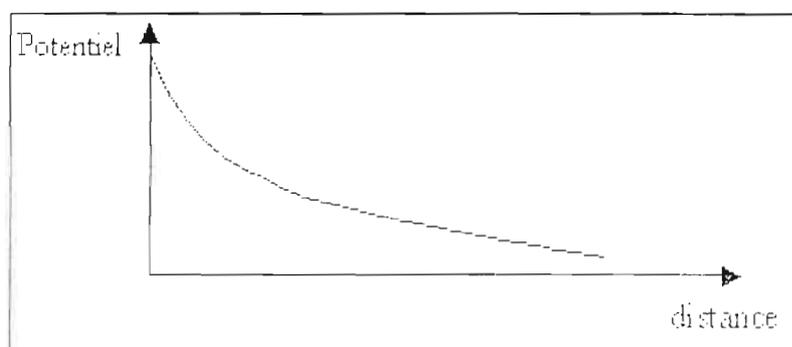


Figure 1.15 : potentiel des forces / distance à la paroi de la surface du minéral.

1.8 LE PHENOMENE DU GONFLEMENT

Le gonflement d'un sol argileux peut résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation, d'un déchargement ou de l'imbibition du sol sous un état de contrainte constant. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le massif peut se déformer ou non. Le processus de gonflement est gouverné par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée dans le temps à l'échelle macroscopique. Les sols susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau et des sels dissous qu'elle contient sont les sols argileux naturels, les sols argileux compactés, les marnes et les roches argileuses. Le processus du gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physicochimiques et mécaniques variés. C'est ce qui complique l'étude du mécanisme du gonflement. Certains sols argileux changent de volume en fonction de

leur teneur en eau et peuvent, de ce fait, créer des désordres dans les constructions. Le phénomène du gonflement est caractérisé par une pression appelée *pression de gonflement* notée σ_g et un rapport de déformation volumique appelé *amplitude de gonflement* noté ε_g . Le mécanisme de gonflement provient d'une modification des contraintes dans le sol en présence d'eau, correspondant à la diminution de la pression interstitielle négative jusqu'à son annulation. Le mécanisme de gonflement peut se produire à deux niveaux : le niveau interparticulaire et/ou le niveau interfoliaire (intraparticulaire) [4].

- ✓ Le gonflement interparticulaire dû à l'attraction entre les particules d'argile chargées négativement en surface et la charge positive du dipôle des molécules d'eau. Sur la surface des particules d'argile, se fixe une première couche d'eau dont les extrémités négatives attirent à leur tour une seconde couche et ainsi de suite. Mais l'orientation préférentielle des premières couches d'eau autour de la particule d'argile tend à diminuer pour les couches d'eau plus lointaines, la transition entre l'eau liée et l'eau libre interstitielle étant graduelle. Ce mécanisme existe pour tous les minéraux.
- ✓ Le gonflement interfoliaire ou intraparticulaire résulte de l'introduction de molécules d'eau à l'intérieur des particules d'argiles, entre les feuilles élémentaires. Les caractéristiques de ce gonflement dépendent essentiellement de la structure du minéral gonflant. Le gonflement devient notable lorsque l'eau peut pénétrer entre les feuillets d'argile et créer une juxtaposition de plusieurs couches monomoléculaires d'eau. Cela est le cas des smectites telles que la montmorillonite qui sont constituées de feuillets dont la distance interfoliaire est très variable.

Il existe différentes approches pour expliquer le phénomène de gonflement.

1.8.1 LE GONFLEMENT AU SENS PHYSICO-CHIMIQUE

Compte tenu de la structure des argiles déjà présentée, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre certains minéraux argileux et l'eau interstitielle.

1.8.1.1 Le modèle de la double couche

Les particules d'argile présentent généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets.

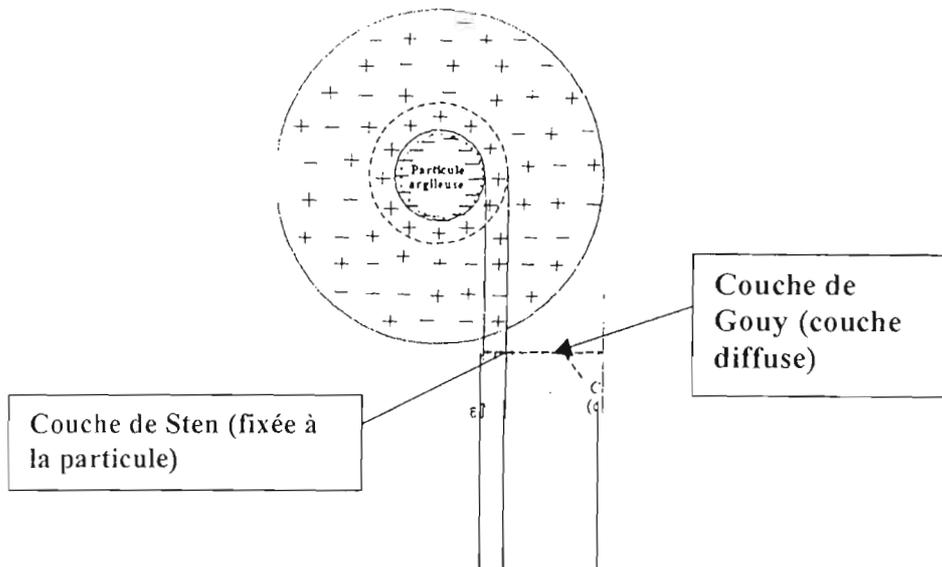


Figure 1-16: Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse

A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. On a ainsi, autour de chaque particule (figure 1-16), la formation d'une double couche électrique composée :

- d'une couche fixe liée au solide, et
- d'une couche diffuse en affinité avec cette particule.

Sans détailler la théorie de la double couche, [5] nous en donnerons les principaux résultats.

Dans un sol saturé, l'épaisseur de la double couche associée à une particule est donnée par la relation :

$$1/K = \sqrt{\frac{\epsilon_{liq} \cdot k \cdot T}{8 \pi \cdot C_{liq} \cdot e^2 \cdot Z^2}} \quad 1.1$$

Où $1/K$ est l'épaisseur de la double couche en cm, ϵ_{liq} la constante diélectrique du milieu liquide, k la constante de Boltzmann, T la température absolue en Kelvin, e la charge électrique d'un électron, Z la valence des cations et C_{liq} la concentration ionique du milieu liquide (en ions/m³).

Le gonflement représentant l'extension des doubles couches, ce phénomène se développera en particulier avec :

- une diminution de la concentration du liquide interstitiel C_{liq}
- une diminution de la valence des ions Z ,

- une augmentation de la constante diélectrique ϵ_{liq}
- une augmentation de la température T

Lors d'études expérimentales en laboratoire, Didier et Wong [4] ont mis en évidence l'influence notable de la salinité du liquide interstitiel sur le potentiel de gonflement des sols argileux. Ils ont, en effet, constaté que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible, plus le gonflement est important. Ces résultats expérimentaux confirment bien l'analyse fournie par la théorie de la double couche.

A partir de cette théorie, Madsen [6], Sridharan et Jayadeva ont déterminé une relation entre la pression osmotique de répulsion P_r , le potentiel électrique U au milieu des deux particules :

$$P_r = 2 \cdot C_{liq} \cdot k \cdot T \cdot (\cosh u - 1) \quad (1.2)$$

le potentiel U dépend lui-même de la demi distance d entre deux particules d'argile et de la valence des ions. Pour un sol dont la minéralogie et le fluide interstitiel sont connus, la pression P_r dépend de la demi distance interparticulaire dont elle est une fonction strictement décroissante.

1.8.1.2 Equilibre d'une particule argileuse dans un milieu saturé

Considérons deux particules argileuses que l'on peut représenter comme plates et parallèles. Quand elles sont immergées, elles sont soumises, d'une part, à une pression extérieure sous forme de contrainte effective σ' et aux forces électriques d'autre part (voir figure 1.17). Celles-ci se composent de la pression osmotique de répulsion P_r et de la force "surfactive" d'attraction P_A de Van der Waals, qui dépend de la distance $2d$ entre les particules et décroît très rapidement avec cette distance.

Pour maintenir les particules à la distance $2d$, il faut que la contrainte nette ($P_r - P_A$) équilibre la contrainte de compression σ' et donc qu'elle soit répulsive :

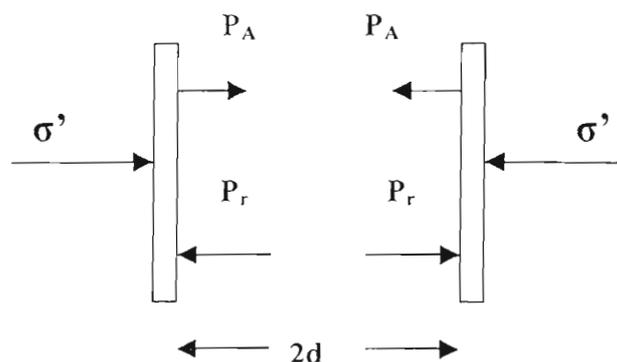


Figure 1.17: forces agissant sur deux particules d'argile

Sridharan et Jayadeva [7] ont constaté que, pour les matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite, la force d'attraction de Van der Waals était négligeable devant la pression osmotique de répulsion, pour l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique. Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante : lorsque la contrainte effective baisse, l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel données, par un écartement des deux particules ; ceci tend par ailleurs à diminuer légèrement la force de Van der Waals. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement interparticulaire des argiles.

1.8.2 LE GONFLEMENT AU SENS MECANIQUE

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Il est donc important de rappeler les bases de la mécanique des sols appliquées à l'état de contraintes dans un sol.

1.8.2.1 Contraintes dans un sol

Un sol est un système constitué de 3 phases : une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau en général) et une phase gazeuse (bulles d'air ou film d'air continu). Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît. c'est-à-dire si tous les vides interparticulaires sont occupés par l'eau. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale σ (géostatique ou surcharge extérieure), cette dernière se décompose en :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Postulat de Terzaghi}) \quad (1.3)$$

u désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide. Si le sol est sec, la pression interstitielle u est nulle et on a $\sigma = \sigma'$

Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote Z , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente soit $u = \gamma_w Z$.

Si par contre, il se situe au-dessus de la nappe phréatique, il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le compose et la distance qui le sépare du toit de la nappe. L'attraction entre les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) lui permet

de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pression atmosphérique. La hauteur de fluide dans le capillaire est donnée par la loi de Jurin :

$$H_{cap} = \frac{2\sigma_{cap} \cdot \cos \theta_{cap}}{\gamma_{fl} \cdot r_{cap}} \quad (1.4)$$

Où σ_{cap} est la tension de surface, r_{cap} le rayon capillaire, θ_{cap} l'angle de contact solide/fluide et γ_{fl} le poids volumique du fluide. C'est ce phénomène qui permet à un sol de retenir de l'eau au-dessus du toit de la nappe, par l'intermédiaire de son réseau poreux. Il est caractérisé par une pression interstitielle négative appelée succion.

Si l'élément de terrain n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de la pression d'eau u_w et de la pression d'air u_a dans le sol. Bishop [8] a proposé une pression interstitielle équivalente u^* définie par : $u^* = u_a + \chi(u_w - u_a)$

Où χ est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol : χ varie entre 0 et 1, et est égal à 1 pour un sol saturé.

1.8.2.1 Gonflement dû à une modification de l'état de contraintes

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément de sol, celle-ci est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial t égal à 0 on a :

$$\begin{cases} U = \sigma_e \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'évacuation de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau vers le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :

$$\begin{cases} u = 0 \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases}$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit, et immédiatement :

$$\begin{cases} U = -\sigma_e \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases}$$

La pression interstitielle devient négative (dans le domaine des suctions) et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre accès de l'eau, un phénomène de gonflement va se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau vers le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$\begin{cases} U = 0 \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

Nous déduisons que la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation alors que le gonflement exprime la diminution de la succion ($-u$) jusqu'à son annulation.

1.8.3 INTERPRETATION MICROSCOPIQUE DU GONFLEMENT

Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique, et consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain.

1.8.3.1 Texture des sols argileux

La texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein d'un matériau. L'étude de matériaux argileux au M.E.B. (Microscope Electronique à Balayage) a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : *dispersé*, *agrégé* (face contre face en agrégats), *floculé* (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), *defloculé* (aucune association entre les particules ou entre les agrégats) (voir figure 1.18). Cette classification ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique.

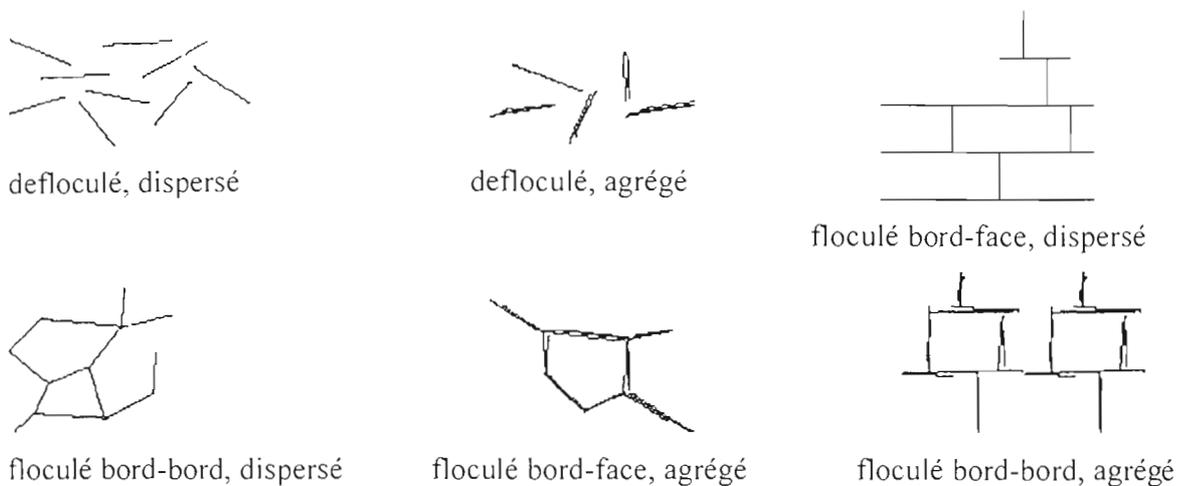


Figure 1.18 : Arrangement des particules d'argile

1.8.3.2 Evolution de la texture au cours du gonflement

Vayssade et Parcevaux ont obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un interstratifié illite-smectite. Leurs observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure 1.19 illustre cette évolution.

Deux classes de pores ont été mises en évidence pour l'essentiel des sols étudiés :

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

Pour la kaolinite, la classe de pores intra-agrégats ne varie pas au cours du gonflement. L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité inter-agrégats ; elle correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement.

Dans le cas des argilites litées (composées essentiellement de montmorillonite), les microtextures initiales sont relativement serrées et denses (figure 1-19-a) ; le gonflement se traduit par des ouvertures entre les feuillets argileux composant les agrégats. Ce phénomène d'expansion est compensé par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales, c'est-à-dire des espaces inter-agrégats (figure 1-19-b).

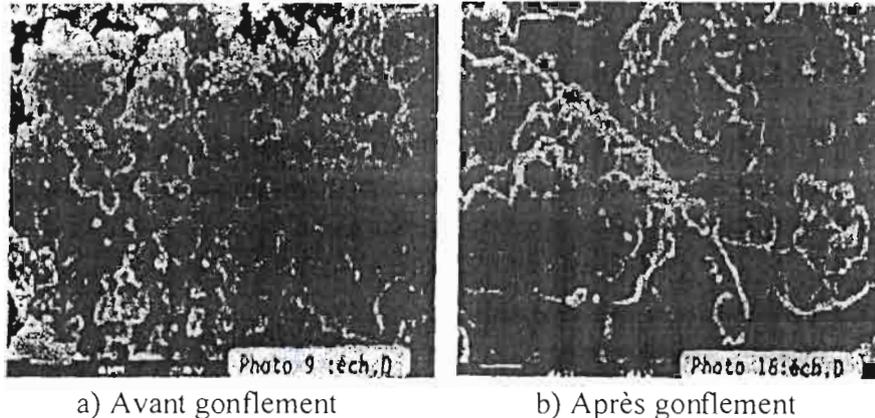


Figure 1.19 : Observation au MEB d'une texture argileuse

1.8.4 SYNTHESE

En résumé, le gonflement est le phénomène d'augmentation de volume de l'argile quand elle est en contact avec l'eau qui s'intercale dans la structure. Les minéraux argileux présentent un déséquilibre de charge électrique négatif net, qui attire le pôle positif des molécules dipolaires d'eau et des cations. En conséquence, les molécules d'eau forment une double-couche dans l'espace interfoliolaire et provoquent le changement de volume.

Le phénomène de gonflement peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau ; il exprime alors la diminution de la succion jusqu'à son annulation.

La disposition des différentes particules, c'est-à-dire la texture a une influence importante sur la forme du gonflement. Les observations au microscope électronique à balayage montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agregats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agregats, c'est-à-dire entre les feuillets.

Chapitre 2

CARACTERISATION ET MESURE DU GONFLEMENT

Se prémunir contre les effets du retrait et du gonflement des argiles suppose qu'on puisse disposer d'outils nécessaires qui puissent permettre :

- d'identifier la nature des minéraux argileux présents dans le sol ;
- d'identifier à partir d'essais géotechniques simples les sols potentiellement gonflants ;
- d'estimer, dans une première phase, les paramètres caractérisant le gonflement à partir de modèles tenant compte des caractéristiques déterminées par les essais géotechniques courants.
- de mesurer ces paramètres dans une seconde phase.

La quantification du phénomène du gonflement est essentielle pour le dimensionnement des ouvrages. Dans la suite, nous récapitulerons l'ensemble des informations obtenues sur la caractérisation du phénomène du gonflement. Les méthodes indirectes reliant le gonflement aux paramètres géotechniques permettent d'identifier les terrains gonflants alors que les essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un échantillon. Accompagnées de précautions expérimentales, les différentes procédures d'essais permettent de déterminer les valeurs des paramètres du gonflement à prendre en compte dans le dimensionnement.

2.1 IDENTIFICATION MINERALOGIQUE ET CHIMIQUE

Le caractère gonflant d'un sol est directement lié à sa minéralogie et sa composition chimique. En fait, la structure minéralogique de certaines argiles, telles que les montmorillonites, comporte des liaisons faibles. Ainsi, l'eau peut s'interposer entre les feuillets de certains minéraux tels que la silice et les repousser, provoquant ainsi une augmentation du volume.

Les aspects minéralogique et chimique pourront être étudiés avec les techniques suivantes :

- La diffraction aux rayons X qui est une méthode utilisée pour identifier les différentes familles de minéraux argileux présents dans le sol;
- L'observation au microscope électronique à balayage, qui fournit rapidement des informations sur la morphologie et la composition chimique des particules solides ;
- La fluorescence aux rayons X qui permet de faire l'analyse de la composition chimique du matériau;
- Essai de teneur en carbonate de calcium (CaCO_3), qui permet de savoir si le sol étudié est une argile ou une marne dépendamment de la teneur en CaCO_3 .

2.2 IDENTIFICATION QUALITATIVE DU GONFLEMENT

Les paramètres d'identification simple sont : l'indice de plasticité, l'indice de retrait, l'activité, la surface spécifique, la C.E.C,

L'activité est la quantité A , définie comme le rapport de l'indice de plasticité I_p à la teneur en particules argileuses. Elle dépend principalement de la nature minéralogique : pour une même proportion d'argile, l'activité de gonflement pourrait être très différente s'il s'agit d'une kaolinite ou d'une montmorillonite. Mais il faut se garder de l'utilisation abusive de ce paramètre.

Le tableau 2.1 donne les activités des particules argileuses les plus courantes.

Type de minéral	A
Quartz	0
Halloysite hydratée	0,1
Calcite	0,18
Muscovite	0,2
Kaolinite	0,46
Halloysite déshydratée	0,5
Elite	0,90
Montmorillonite calcique	1,5
Montmorillonite sodique	7,5

Tableau 2-1 : Activité de quelques particules argileuses

La surface spécifique est la surface cumulée de toutes les particules dans une quantité donnée de matériau. Plus les particules sont petites, plus la surface spécifique est importante. Cette

quantité physique intrinsèque au matériau s'exprime en m^2/g . Il existe deux surfaces spécifiques : *la surface spécifique externe*, que l'on peut associer au niveau interparticulaire ; c'est la surface ne comprenant pas la partie comprise entre les feuillets des minéraux argileux ;

la surface spécifique interne, associée au niveau interfoliaire des minéraux argileux (et des phyllosilicates en général), elle est accessible à l'eau et à l'éthylène - glycol dans le cas des minéraux gonflants comme les smectites.

La capacité d'échange cationique (C.E.C) fait partie des caractéristiques les plus intéressantes à connaître pour étudier une argile ;

Le tableau 2.2 présente les valeurs des surfaces spécifiques et de bleu ainsi que de la capacité d'échange cationique de quelques minéraux.

Minéraux	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Surface interne (m^2/g)	0	20-55	600-700
Surface externe (m^2/g)	10-30	80-120	80
Surface totale (m^2/g)	10-30	100-175	700-800
Valeur de bleu V_B (en g de bleu/100g de sol)	1	3.6	31
Capacité d'échange (meq/100 g)	3 - 15	10-40	70-80

Tableau 2-2: Surfaces spécifiques, valeurs de bleu et C.E.C. de quelques minéraux argileux

Une relation entre la surface spécifique totale S_p et la valeur de bleu de la phase argileuse V_B a été mise en évidence par Tran Ngoc Lan:

$$SP = 21 V_B \times P_2 \quad (2-1)$$

L'essai au bleu de méthylène, facile et rapide à réaliser, représente un très bon indicateur du potentiel de gonflement d'un sol par la mesure de sa surface hydrophile.

2.2.1 Approches empiriques

La littérature contient un nombre considérable d'approches empiriques qui permettent d'apprécier le potentiel de gonflement des sols argileux. De très nombreux auteurs ont relié les limites d'Atterberg ou des grandeurs tirées de celle-ci, comme l'indice de plasticité I_p et l'indice de retrait I_R au gonflement sous différentes formes.

Certains auteurs relient le potentiel de gonflement à un seul paramètre. Ainsi et comme le montrent les tableaux 1-5-a, b, et c, Altmeyer, Ranganatham et Satyanarayana, Snethen [9] proposent des classifications qui donnent respectivement le potentiel de gonflement en

fonction de la limite de retrait W_R , de l'indice de retrait I_R et de l'indice de plasticité I_p . L'indice de retrait est défini comme la différence entre la limite de liquidité et la limite de retrait.

W_L (%)	Potentiel de gonflement
> 30	Fort
20 - 30	Centrique
< 20	Faible

Tableau 2.3.a: Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955).

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

Tableau 2.3.b: Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).

I_p (%)	Potentiel de gonflement
> 35	Très élevé
22 - 43	Elevé
22 - 32	Moyen
< 18	Faible

Tableau 2.3.c: Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980).

D'autres auteurs proposent de relier le potentiel de gonflement et/ou de retrait à deux paramètres. On distingue dans cette catégorie les classifications proposées respectivement par l'USBR et par Chen et qui sont données dans les tableaux 2.4.a et 2.4.b. La première est basée sur l'indice de plasticité et le pourcentage de la fraction argileuse P_2 (particules dont le diamètre est inférieur à $2\mu m$) : la seconde est fondée sur la limite de liquidité W_L et le pourcentage P_{74} des particules dont le diamètre est inférieur à 74 micromètres.

I_p (%)	P_2 (%)	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très élevé
22-35	60-95	Elevé
18-22	30-60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Tableau 2.4-a: Potentiel de gonflement D'après l'USBR

P_{74} (%)	w (%)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	Très élevé
60-95	40-60	Elevé
30-60	30-40	Moyen
< 30	< 30	Faible

Tableau 2.4-b: Potentiel de gonflement d'après Chen

Enfin, d'autres auteurs pensent qu'au moins trois paramètres sont indispensables pour pouvoir apprécier le potentiel de gonflement des sols. La classification de Holtz et Gibbs donnée dans le tableau 2.5.a et la classification de Holtz, Dakshanamurthy donnée dans le tableau 2.5.b rentrent dans cette catégorie. La première donne le potentiel de retrait en fonction du pourcentage P_2 de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait ; la seconde fournit le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité, de la limite de retrait et de la limite de liquidité.

P_2 (%)	I_p (%)	W_R	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
> 28	> 35	< 10	> 30	Très élevé
20 - 13	25 - 40	10 - 15	20-30	Elevé
< 13	15-30	15-25	10-20	Moyen

Tableau 2.5-a : Potentiel de retrait d'après Holtz et Gibbs

Potentiel de gonflement	I_p (%)	W_R (%)	wl (%)
Faible	< 18	> 15	20-35
Moyen	15-25	10-15	35-50
Fort	25- 35	7 - 12	50-70

Tableau 2.5-b : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy

Le tableau suivant donne un résumé de l'expertise du USBR, basée sur de nombreuses recherches sur les argiles gonflantes et expansives.

Teneur en colloïdes (% - 1 PM)	Indice de plasticité I_p	Limite de Retrait W_R	Potentiel de gonflement	Expansion probable en % de la variation de volume totale (dans les conditions sèches à saturées) sous une surcharge de 6.9 kPa
> 28	> 35	< 11	Très élevé	> 30
20-31	25-41	7-12	Elevé	20-30
13-23	15-28	10-16	Moyen	10-20
< 15	< 18	> 15	Faible	< 10

Tableau 2.6 . Expansion probable selon les données d'essais de classification d'après Goitz

2.2.2 Estimation qualitative par des abaques

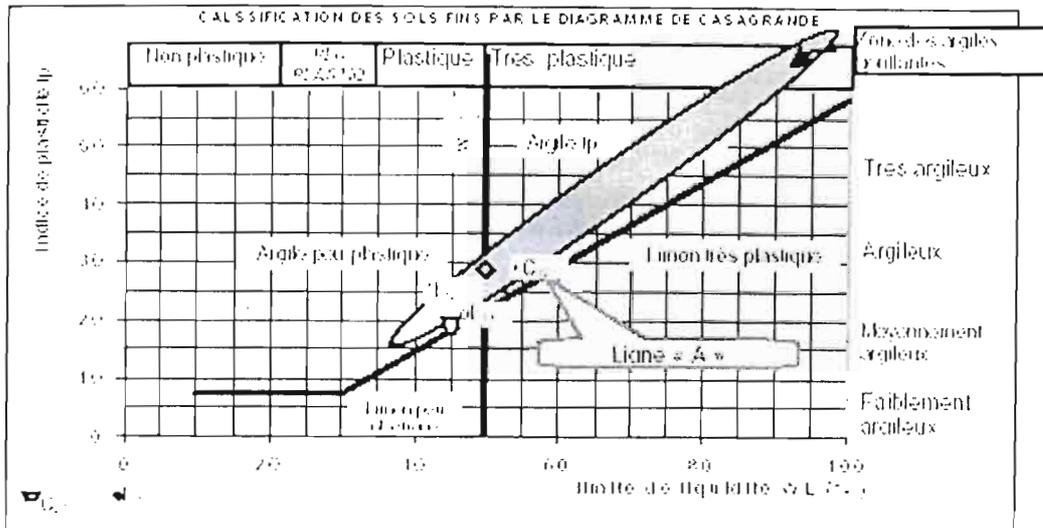
Abaques de Casagrande

Casagrande a suggéré une démarche simplifiée, basée sur les limites d'Atterberg. L'abaque de plasticité de Casagrande peut donner autant de renseignements pertinents que les essais d'identification minéralogique.

Les argiles gonflantes se placent de façon presque parallèle sur la ligne U définie par $I_p = 0,9.(w_l - 8)$ et située au dessus de la ligne A définie par $I_p = 0,73.(w_l - 20)$.

Cependant une argile appartenant à la bande déterminée par ces deux droites peut ne pas être gonflante puisque des sols mous peuvent parfois s'y placer.

Les dénominations dépendent de la position dans le diagramme: Argile au dessus de la ligne A Limons en dessous ; peu plastiques si $w_l < 50$; très plastiques si $w_l > 50$



Source : [référence] p. 20

Figure 2.1: Diagramme de Casagrande

2.3 ESTIMATION QUANTITATIVE PAR DES CORRELATIONS

Dans la phase de reconnaissance préliminaire, et une fois le caractère gonflant du sol pressenti, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres du gonflement (amplitude et pression) à partir de nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces expressions empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais d'identification. Mais il faut se garder d'une utilisation abusive de ces expressions dont les valeurs ne doivent servir que lors des études d'avant-projet sommaires.

2.3.1 Pression de gonflement

A partir d'une étude statistique sur 200 échantillons, David et Komornik ont déduit une relation qui permet d'estimer la pression de gonflement :

$$\text{Log}(P_g) = 2,08.w_R + 0,006688 \gamma_d - 2,69w + 0,132 \quad (2.2)$$

La pression de gonflement P_g est donnée en kPa ; la limite de liquidité w_L et la teneur en eau naturelle w sont en chiffre décimal tandis que le poids volumique sec γ_d est en kN/m^3 .

En se basant sur les résultats de 270 essais de gonflement réalisés sur divers sols, Vijayvergiya et Ghazzaly ont proposé deux modèles qui permettent d'obtenir la pression de gonflement.

$$\log P_g = \frac{1}{12} (0.4w_l - w + 23.6) \quad (2.3)$$

$$\log P_g = \frac{1}{19.5} (6.24\gamma_d + 0.65w_l - 100) \quad (2.4)$$

Dans ces modèles, la pression de gonflement P_g est donnée en kPa ; le poids volumique sec est en kN/m^3 , la limite de liquidité w_l et la teneur en eau naturelle w sont en chiffre décimal.

2.3.2 Amplitude de gonflement

Pour l'amplitude de gonflement, les modèles donnent généralement le gonflement libre. Pour des sols contenant entre 8 et 65 % d'argile, Seed et al. proposent une relation entre le taux de gonflement ε_g et l'indice de plasticité I_p . Le taux de gonflement est défini comme étant le pourcentage de gonflement d'un échantillon d'argile compacté à l'optimum Proctor et soumis à une charge de 7 kPa. Ce taux de gonflement est donné par la relation suivante :

$$\varepsilon_g = 10^{-5} . I_p^{2.24} \quad (2.5)$$

Le modèle proposé par O'Neil et Ghazzaly s'écrit :

$$\varepsilon_g = 2.77 + 0.113 w_l - 0.27 w \quad (2.6)$$

tandis que le modèle proposé par Johnson et Snethen s'écrit :

$$\log \varepsilon_g = 0.36w_l - 0.0833w + 0.458 \quad (2.7)$$

Dans les relations précédentes, ε_g est le gonflement libre en pourcents ; w_l et w s'expriment en chiffre décimal pour la première relation et en pourcents pour la seconde.

Sur la base de 270 essais de gonflement, Vijayvergiya et Ghazzaly ont établi les corrélations suivantes:

$$\log \varepsilon_g = \frac{1}{12} (0.4w_l - w + 5.5) \quad (2.8)$$

$$\log \varepsilon_g = \frac{1}{19.5} (6.242\gamma_d + 0.65w_l - 130.5) \quad (2.9)$$

où γ_d est en kN/m^3 , et ε en pour cents, w_l et w sont en chiffre décimal pour la première relation et en pourcent pour la seconde.

Le gonflement libre, obtenu à partir des modèles ci-dessus, peut être réduit dans le cas où le sol serait soumis à une pression de confinement σ_v à l'aide de la formule suivante proposée par Gogoll:

$$\varepsilon'_g = \varepsilon_g (1 - 0.0735\sqrt{\sigma_v}) \quad (2.10)$$

où σ_v est la contrainte de confinement exprimée en kPa

Remarques

Snethen [9] qui a évalué le potentiel de gonflement in situ pour 20 types de sols de différents sites des USA et étudié 17 différentes techniques d'identification au laboratoire, conclut que les relations les plus représentatives du potentiel de gonflement se basent sur les limites de liquidité et de plasticité.

D'après Seed et al, le potentiel de gonflement très élevé correspond à un gonflement libre supérieur à 25 %, un potentiel élevé à un gonflement compris entre 5 et 25 %, un potentiel moyen à un gonflement compris entre 1.5 et 5 % et un potentiel faible à un gonflement inférieur à 1,5%.

Il est important de souligner que ces relations et classifications sont essentiellement déterminées à partir de sols reconstitués. Le potentiel de gonflement ainsi déterminé ne tient pas compte de la macrostructure, de la fissuration, de l'état de contraintes et des conditions de succion en nature, qui ont une influence importante sur le comportement in situ du sol.

2.4 METHODES DIRECTES DE MESURE DU GONFLEMENT

2.4.1 Essais de gonflement au laboratoire

2.4.1.1 Problématique des procédures d'essais

Les procédures d'essais de gonflement tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflants et d'une longue pratique empirique. Il semble illusoire, en effet, de chercher à qualifier mécaniquement un sol susceptible de gonfler par une procédure universelle de laboratoire.

Les procédures d'essais se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette (charge de mise en imbibition, durée des paliers, taux de déchargement d'un palier à l'autre, etc.), par leurs méthodes de suivi en temps. L'oedomètre était le seul appareillage préconisé pour la réalisation des essais de gonflement ; ces

procédures ont pu être transposées, au moins dans leur principe, au cas de l'appareillage triaxial. Elles ont donné lieu à de nombreuses variantes d'essais, avec l'utilisation d'appareillages et de méthodologies spécifiques, voire de combinaisons de procédures.

Les procédures sont presque toutes basées sur des essais par paliers avec imbibition. A chaque étape de l'essai, le gonflement se déroule sous une contrainte axiale constante en principe jusqu'à atteindre la stabilisation de la déformation.

En toute rigueur, les paramètres à déterminer (en général, pression de gonflement, amplitude de gonflement, indice de gonflement) pour caractériser les terrains gonflants ne sont pas les mêmes selon que l'objectif choisi est d'empêcher le gonflement, de s'assurer qu'il se produira de façon progressive, de construire l'ouvrage après achèvement du processus de gonflement.

2.4.1.2 Procédures permettant à l'échantillon de gonfler

a) La méthode du gonflement libre

Dans cet essai, le gonflement est dit libre puisque l'échantillon n'est soumis qu'à la charge du piston, ceci d'ailleurs pour des raisons de commodité. L'essai consiste à placer l'échantillon dans la cellule oedométrique et de lui appliquer la charge due au piston. L'échantillon est ensuite mis en contact avec de l'eau, ce qui va provoquer son gonflement. Ce dernier est suivi à l'aide de comparateurs jusqu'à la stabilisation des déformations verticales. Après cette phase, des contraintes croissantes sont appliquées par palier sur l'échantillon jusqu'à le ramener à sa hauteur initiale (Stamatopoulos et col, 1987 et Frydman et col, 1987). La déformation maximale obtenue entre le début et la fin de l'imbibition représente l'amplitude de gonflement. La contrainte verticale nécessaire pour ramener l'échantillon à son état initial de déformation définit la pression de gonflement. Il existe une procédure semblable à celle-ci, elle utilise l'appareil triaxial et définit donc une pression de gonflement isotrope. Dans ce cas, l'échantillon est placé dans la cellule triaxiale et soumis à une faible pression isotrope de confinement « σ_3 - C_p », σ_3 est la pression de la cellule alors que C_p est une contre pression utilisée généralement pour améliorer la saturation. Le gonflement de l'échantillon se produira lors de la saturation. La variation de volume de l'échantillon et la quantité d'eau absorbée sont lues directement sur les burettes prévues à cet effet. L'échantillon est ensuite ramené à son volume initial par l'application de pressions isotropes croissantes. La pression isotrope appliquée à la fin de cette phase définit la pression de gonflement isotrope.

b) Gonflement sous charge constante

Cette procédure a la particularité de nécessiter au moins trois cellules oedométriques. En effet, trois échantillons provenant de la même carotte sont placés dans trois cellules oedométriques différentes et soumis chacun à une contrainte verticale différente. Les échantillons sont ensuite humidifiés et les déformations verticales suivies jusqu'à la stabilisation (Bigot et col., 2000). Par définition la contrainte de gonflement verticale est celle qui correspond à une déformation verticale nulle, elle est déterminée par interpolation.

Dans ce cas aussi, il existe une procédure analogue utilisant l'appareil triaxial. Le principe consiste à soumettre trois échantillons identiques placés dans des cellules triaxiales distinctes à des contraintes de confinement « σ_3 -Cp» différentes. Les variations volumiques sont suivies jusqu'à la stabilisation. La pression de gonflement isotrope, qui est par définition celle qui correspond à une déformation volumique nulle est obtenue en traçant la courbe des variations volumiques en fonction des contraintes de confinement appliquées.

c) Gonflement selon la norme ASTM D-4546-90-Méthode B

Dans cette procédure (citée par Serratrice et col., 1996), deux méthodes sont proposées. la première corrige l'effet du remaniement (méthode A) alors que la seconde ne le corrige pas (méthode B). Dans cette dernière, qui est décrite ci-après, l'échantillon est soumis dès le départ à la contrainte de service. Ensuite, l'échantillon est mis en contact avec l'eau, ce qui provoquera le gonflement. Ce dernier sera suivi jusqu'à la stabilisation. Un chargement selon la procédure de l'essai oedométrique sera ensuite appliqué. La pression de gonflement sera égale à la pression qui aurait remis l'échantillon à sa hauteur initiale. L'amplitude de gonflement correspondra à la déformation maximale entre le début et la fin de la phase de gonflement.

d) Huder et Amberg, 1970

L'essai de Huder et Amberg (Cité par Guiras, 1996, Robert et col., 1997 et Alimi-ichola, 1991) consiste à mesurer la pression de gonflement à l'oedomètre en suivant un chemin de contrainte bien particulier. En effet, pour annuler les effets éventuels du carottage, l'échantillon est d'abord soumis à un premier chemin de chargement qui mène l'échantillon de la contrainte σ_p jusqu'à la contrainte σ_D' (chemin a). Cette dernière est choisie arbitrairement en la prenant proche de la pression de gonflement mesurée par ailleurs. L'échantillon est ensuite déchargé progressivement jusqu'à le soumettre à une contrainte très faible représentée par σ_Q

(chemin b). L'échantillon est de nouveau soumis à chargement croissant pour le soumettre de nouveau à une contrainte proche de la contrainte σ_D' (chemin c). A partir de ce moment, l'échantillon est hydraté par l'intermédiaire d'une pierre poreuse par le haut. Cet apport d'eau provoque un gonflement représenté par le chemin D'D. A partir du point D, un déchargement par palier est effectué pour ramener l'échantillon à la contrainte σ_1 (très faible). Il se produit de nouveau un gonflement qui est beaucoup plus important que celui obtenu à sec.

Huder et Amberg définissent la pression de gonflement comme la contrainte axiale minimale qu'il faut appliquer à l'échantillon pour que lors de l'hydratation, il ne se développe pas de gonflement.

2.4.1.3 Procédures empêchant le gonflement de l'échantillon

Contrairement aux méthodes décrites plus haut, les essais suivants ne permettent pas à l'échantillon mis en contact avec l'eau de changer de volume. Le principe consiste à bloquer le piston de l'oedomètre sur le bâti afin d'empêcher la déformation verticale de l'échantillon. La contrainte de gonflement verticale est mesurée à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti.

Le principe peut être appliqué à l'aide de l'appareil triaxial. La déformation verticale de l'échantillon est empêchée en bloquant le piston de la cellule au bâti. La réaction verticale sur le piston est mesurée à l'aide d'un capteur de force intercalé entre le bâti de presse et la cellule. Un capteur de pression, branché directement sur la cellule, permet de lire la contrainte radiale de gonflement.

a) Gonflement selon la norme ASTM D-4546-90-Méthode C

En plus des méthodes A et B décrites ci-dessus de la norme ASTM-D et qui permettent à l'échantillon de gonfler, cette norme propose une troisième procédure où l'échantillon est empêché de gonfler. Une contrainte initiale est appliquée à l'échantillon. Cette contrainte est prise égale soit à la contrainte des poids des terres soit à la pression de gonflement estimée par ailleurs. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes puis l'éprouvette est humidifiée. Le gonflement est empêché par application de faibles charges. Les déformations maximales tolérées entre deux paliers de chargements consécutifs doivent être comprises entre 0,005 mm et 0,01 mm. Une fois le gonflement stabilisé, un cycle de chargement-déchargement selon le chemin oedométrique (norme ASTM D-2435-90) est appliqué. La pression de gonflement est corrigée selon la procédure décrite par Rama et col, (1988). Elle correspond au point d'intersection de

l'horizontale correspondant à l'indice des vides du point de courbure maximal et de la tangente à la courbe de consolidation.

b) Méthode LCPC sans variation de volume

Le laboratoire central des ponts et chaussées propose deux méthodes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols : la première avec variation de volume et la seconde sans variation de volume. Dans cette dernière, l'échantillon est humidifié en bloquant son gonflement par application de charges verticales. Une fois la contrainte maximale atteinte, l'échantillon est déchargé pour le remettre sous la contrainte des poids des terres σ_{v0} en respectant au moins trois valeurs intermédiaires de manière à diviser le chemin de déchargement en quatre paliers égaux. La pression de gonflement est donnée par la contrainte appliquée sur l'échantillon quand ce dernier ne présente plus de tendance au gonflement.

La diversité des méthodes montre que la pression de gonflement σ_g n'est pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement et de l'état initial du sol.

2.4.2 Essais de gonflement in situ

2.4.2.1 Mesure de l'amplitude de gonflement

La mesure de l'amplitude de gonflement est possible in situ, mais elle est souvent très longue et nécessite plusieurs mois de lecture. Cette mesure à la surface d'un sol peut être réalisée par simple contrôle topographique autour d'un jalon gradué planté très profondément. On peut aussi utiliser un expanso-collapsometer : c'est un appareil qui permet d'adapter un essai de plaque à la mesure du gonflement; un dispositif d'humidification est mis en place sous la plaque. Des essais ont été réalisés au Maroc par le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes (LPEE) pour le contrôle du gonflement en vue de l'étude des fondations de support de canaux et des fondations de bâtiment.

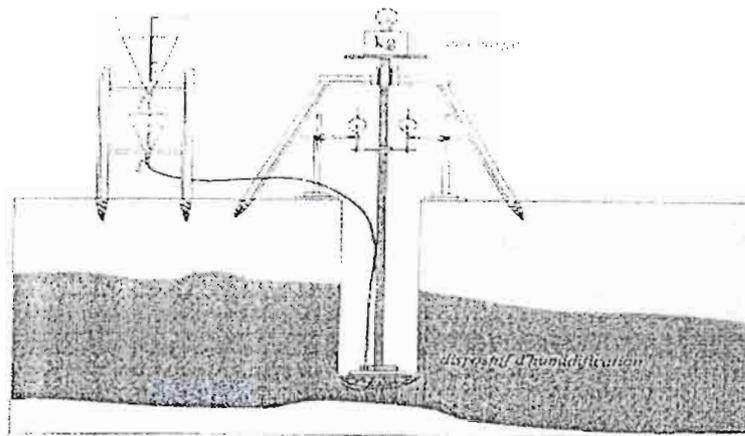


Figure 2.2 : Appareil de Ferreira et Lacerda

2.4.2.2 Mesure de la pression de gonflement

Les essais mécaniques in situ classiques (pénétromètre, pressiomètre) sont impuissants pour déceler et étudier ce genre de problème. Le temps relativement long de développement du gonflement dans les sols explique en partie le faible nombre d'essais in situ, car la réalisation d'essais mobilisant des équipes et du matériel pendant des durées importantes ne saurait être envisagée.

Dans le cadre de la recherche, on peut instrumenter un puits en plaçant un anneau de mesure muni de capteurs d'effort et d'extensomètres et en enregistrant l'évolution de la pression de gonflement après saturation du puits.

Flavigny et Al ont développé un dispositif pressiométrique conçu pour opérer à faible profondeur dans des conditions habituelles d'essais.

Il s'agit de deux sondes pressiométriques superposées reliées chacune à un système de mise en pression entre lesquelles se trouve un dispositif d'humidification. La sonde supérieure est dévolue aux essais pressiométriques normaux tandis que la sonde inférieure permet pendant l'humidification de réaliser un essai de gonflement libre ou de gonflement à volume constant

2.5 FACTEURS INFLUANT SUR LE GONFLEMENT

Les méthodes les plus courantes de mesure des paramètres de gonflement viennent d'être rappelées. Cette diversité de méthodes entraîne des résultats différents pouvant avoir des variations assez importantes. Les modalités d'application des charges sur l'éprouvette, le taux de

chargement (par palier, continu ou brutal), les méthodes de suivi en temps réel, peuvent également influencer la mesure du gonflement.

Ce paragraphe consiste à mettre en évidence, sur la base des résultats donnés dans la littérature, l'influence de ces facteurs sur le gonflement

2.5.1 Influence de l'état initial du sol

2.5.1.1 Influence de la teneur en eau initiale du sol

En général, la capacité de gonflement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité initiale.

Kromoko cité par Guiras-Skandadji insiste sur le fait que la pression de gonflement est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible et que le maximum de gonflement est obtenu pour une teneur en eau $w = W_{opt} - 2\%$.

Hachichi et Fleureau montrent qu'il y a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente et que l'augmentation de la teneur en eau ne conduit à une diminution du gonflement qu'au dessus de la limite de retrait.

D'autres pensent que la teneur en eau initiale détermine la structure initiale du sol, par conséquent des échantillons à la même teneur en eau initiale aboutissent à la même variation de volume indépendamment du chemin de contrainte suivi, alors qu'une faible différence de teneur en eau de 0,5% à 1% donne des variations de volume différentes pour le même chemin de contrainte suivi (Barden et col. 1969).

Edil et Alanazy (Cité par Guiras, 1996), trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les paramètres du gonflement, la pression latérale et verticale du gonflement augmentent lorsque la teneur en eau diminue. (Figure 2.3)

L'influence de la teneur en eau initiale dépend des caractéristiques du sol et des conditions de l'essai. Pour les essais de gonflement libre ou sous charges constantes, la pression de gonflement augmente quand la teneur en eau initiale diminue pour la même densité sèche. Pour les essais de gonflement à volume constant, la pression de gonflement est indépendante de la teneur en eau initiale (Guiras, 1996).

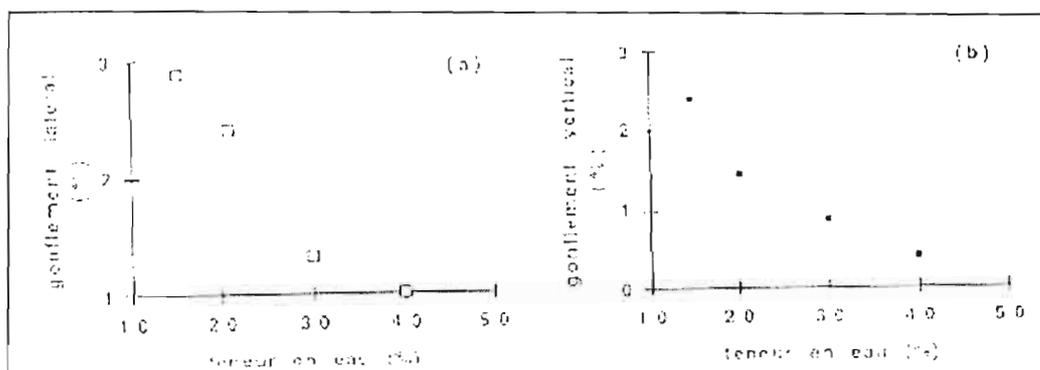


Figure 2.3 : effet de la teneur en eau initiale sur le gonflement par la procédure du gonflement libre avec $\sigma_p = 6.9 \text{ kpa}$

Cependant, quelques articles montrent que la pression de gonflement maximale est indépendante de la teneur en eau initiale :

Komine et Ogata [9] trouvent que pour une bentonite Na faiblement compactée, le taux de gonflement est indépendant de la teneur en eau initiale. En revanche, ils montrent une dépendance entre le taux de gonflement et la teneur en eau initiale pour de fortes densités sèches.

2.5.1.2 Influence de la densité sèche initiale du sol

Tous les auteurs s'accordent pour indiquer que la densité sèche initiale influence de façon importante la pression de gonflement. Les résultats relatifs à l'influence de la densité sur la pression de gonflement indiquent que la valeur de celle-ci augmente lorsque, toutes valeurs étant égales par ailleurs, la densité sèche augmente. Mais certains auteurs trouvent qu'il y a un léger effet de la teneur en eau. Nous présentons ci-dessus quelques résultats.

Sridharan et al ont mené 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiales et différentes densités initiales (figure 2-4) ; les résultats montrent une relation entre la pression de gonflement et la densité. On constate que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec la densité sèche et qu'elle est légèrement liée à la teneur en eau initiale.

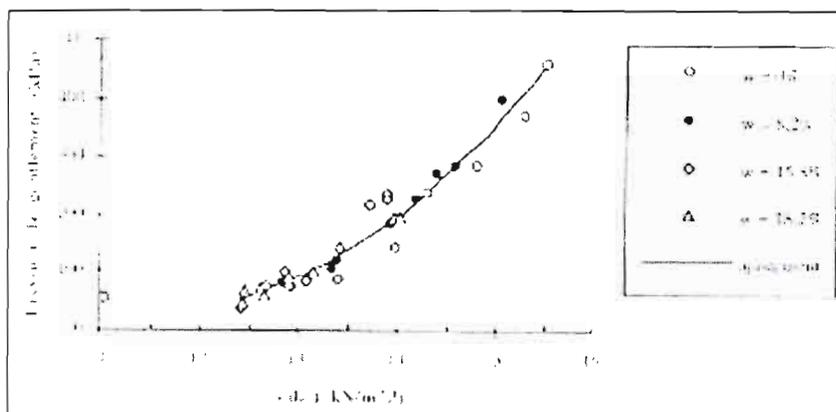


Figure 2.4 : variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche initiale

L'étude expérimentale menée par Komine et Ogata, portant sur les caractéristiques de la bentonite compactée, à différentes densités et teneurs en eau initiales, permet de tirer les conclusions suivantes :

- la courbe de déformation en fonction du temps dépend fortement de la densité sèche initiale, de la pression verticale et de la teneur en eau initiale ;
- le taux de gonflement en fonction du temps est indépendant de la teneur en eau initiale pour des faibles densités, mais en dépend énormément pour des densités élevées ;
- la pression de gonflement maximum croît exponentiellement avec l'augmentation des valeurs de la densité initiale, mais elle est peu dépendante de la teneur en eau initiale.

D'autres recherches sur l'influence de la densité sèche ont été menées en utilisant d'autres procédures de mesures. Les résultats obtenus confirment cette proportionnalité entre les paramètres du gonflement et la densité sèche initiale (Biarez et col. 1990).

2.5.2 Influence du chemin de contraintes

David et Kormonik ont effectué un premier essai sur un échantillon intact soumis à une charge de 1180 kPa, puis déchargé et humidifié, la pression de gonflement mesurée est de 1020 kPa et le pourcentage de gonflement est de 8% lors du déchargement. Pour le même sol, un échantillon remanié, humidifié sous une faible charge, aboutit à une pression de gonflement de 30 kPa et un pourcentage de gonflement de 0,8%. Ils expliquent la différence des valeurs observées par l'augmentation du nombre de particules orientées perpendiculairement à la charge extérieure et l'augmentation de la densité causée par le préchargement.

Sridharan et al., Alonso et al. [9] affirment que la pression de gonflement dépend énormément du chemin de contraintes, et que les résultats obtenus varient pour différents chemins de contraintes.

Alonso et al. précisent encore que cette pression n'est pas une propriété fondamentale du sol expansif, mais plutôt l'effet de plusieurs comportements (mécanique et hydrique) et des chemins de contraintes extérieures imposés.

2.5.3 Influence du compactage

Les différentes méthodes de compactage aboutissent à des structures différentes ce qui influence les paramètres de gonflement.

Mukerjee et satyanarayana [9] concluent que les valeurs de pression de gonflement et d'amplitude de gonflement pour un sol fortement gonflant compacté statiquement sont plus importantes que les valeurs du même sol compacté dynamiquement.

Edil et Analazy arrivent au même résultat : la pression de gonflement verticale et latérale d'un échantillon compacté statiquement est plus importante que celle d'un échantillon compacté dynamiquement. Ce résultat serait dû à l'organisation plus parallèle des feuillets d'argile en cas de compactage dynamique.

Hachichi et Fleureau [9] observent un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués que pour des échantillons intacts.

2.5.4 Anisotropie du gonflement

Le gonflement est un phénomène tridimensionnel que dissimule la pratique classique des essais oedométriques. Les chercheurs qui se sont intéressés à cet aspect tridimensionnel du gonflement ont mis en évidence une inégalité entre les pressions de gonflement verticale et latérale.

Mukerjee et Satyanaranaya trouvent que les valeurs de pression de gonflement sont différentes selon la direction d'étude par rapport à la direction de compactage. La nature de la variation a une forme elliptique et la valeur maximale est obtenue pour les échantillons testés à 45° d'inclinaison.

Kabbaj et Boehler cités par Serratrice et Soyez [9] ont entrepris une étude expérimentale de l'anisotropie du gonflement d'une bentonite compactée. Ils ont réalisé des essais de gonflement sous charge constante pour quatre orientations différentes de l'axe des éprouvettes

par rapport à la direction du compactage. Ils mettent en évidence le caractère directionnel du phénomène et concluent que :

- la pression de gonflement dépend de l'orientation des éprouvettes ;
- au début de l'humidification la valeur la plus élevée de la pression de gonflement est donnée par l'éprouvette dont la direction de compactage coïncide avec l'axe de l'oedomètre ;
- le rapport initial entre la pression de gonflement mesurée sur un échantillon dont l'axe de compactage coïncide avec l'axe de l'oedomètre, et un autre dont l'axe est perpendiculaire vaut 0,58. Ce rapport augmente ensuite avec le temps pour atteindre une valeur voisine de l'unité, ce qui indique que la forte anisotropie initiale tend à disparaître avec la progression du gonflement.

2.5.5 Synthèse

Ce paragraphe nous a montré que le gonflement des sols argileux est influençable par plusieurs facteurs ; celui-ci dépend fortement de la teneur en eau initiale et de la densité sèche initiale du sol.

L'étude de l'influence du mode de compactage a été abordée par plusieurs auteurs. Les différentes méthodes de compactage aboutissent à des résultats différents.

Un autre aspect mis en évidence par des essais sur chemin triaxial est l'anisotropie.

2.6 EVOLUTION DU GONFLEMENT

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent du fait de la faible perméabilité des argiles et de la diminution continue du gradient en fonction du temps qui tend à drainer l'eau dans le sol.

2.6.1 Evolution du gonflement en fonction du temps

L'évolution du gonflement avec le temps est liée d'une part, à la répartition du gonflement interparticulaire et du gonflement interfoliaire et d'autre part, à l'évolution de l'hydratation.

Le gonflement interparticulaire étant une réaction pseudo - élastique au déchargement, sa réaction est lente et peut durer plusieurs années, même lorsque la succion est complètement annulée.

Le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelques saisons voir quelques mois seulement.

L'évolution de l'hydratation qui gouverne les deux phénomènes est souvent très lente et progresse de façon plus ou moins continue, en particulier sous un bâtiment où elle alimente en permanence le gonflement interfoliaire. En conséquence, dans des cas similaires, il faudrait 5 à 10 ans pour voir se stabiliser les mouvements de gonflement au centre d'un bâtiment (Mouroux, 1989).

Les courbes d'évolution du gonflement en fonction du temps obtenues au laboratoire sont similaires à celles de la consolidation.

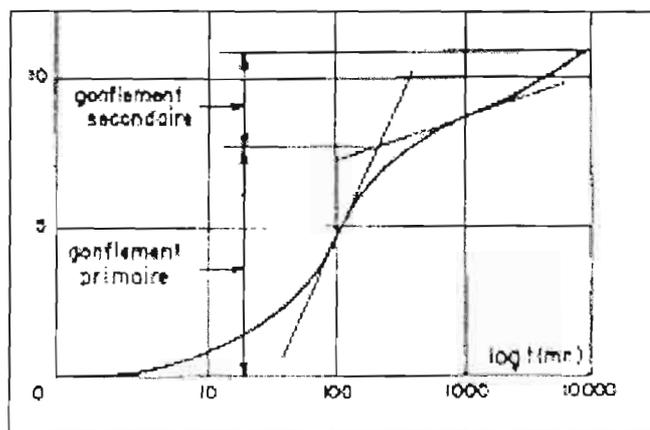


Figure 2.5 : courbe théorique d'évolution du gonflement en fonction du temps

2.6.2 Evolution du gonflement avec l'épaisseur

La pression du gonflement en surface va croître avec l'épaisseur du sol concerné par les variations de la teneur en eau ou des pressions de succion.

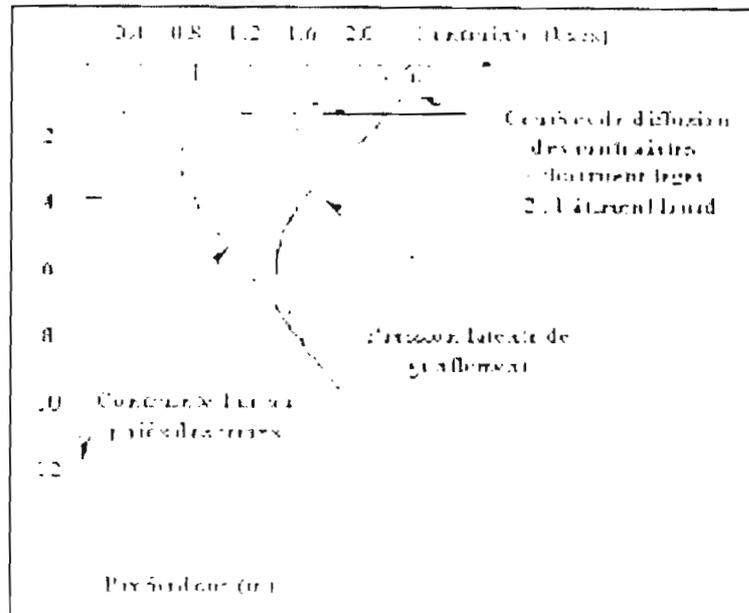


Figure 2.6 :Diagramme comparatif « pression de gonflement – diffusion de contrainte » (Mouroux, 1989)

Sur cette figure, une tentative de relier la variation de la pression de gonflement à la diffusion des contraintes dues aux fondations dans le sol pour des constructions légères et lourdes est présentée. La distance qui sépare les courbes de diffusion des contraintes à celle de la pression de gonflement représente le potentiel de gonflement. Ce dernier est plus élevé dans le cas des constructions légères.

Dans le cas des variations saisonnières de la teneur en eau, et donc de l'état d'humidité du sol, on remarque que la pression de gonflement sera soumise à des cycles de mobilisation et démobilisation entraînant des cycles de soulèvement et de tassement au niveau des fondations de la construction.

2.7 CINETIQUE DU GONFLEMENT

Le sol présente une structure plus ou moins discontinue qui dépend des sollicitations passées. L'absorption de l'eau est reliée à cette structure donc elle ne peut être homogène. En partant de points bien localisés et en engendrant des fissurations entre les particules, le sol finit par l'hydratation totale.

A partir de ce mécanisme d'hydratation, résulte une cinétique du gonflement assez longue. Pour cette étude, on peut utiliser la cellule oedométrique pour mesurer le gonflement unidimensionnel

en fonction du temps. Il faut noter que pour des faibles charges, la cinétique du gonflement peut durer plusieurs années pour atteindre la stabilisation.

Les procédures de mesure du gonflement ne peuvent nullement être généralisées. Le procédé dépend étroitement des critères de fiabilité et d'économie.

Dans une première étape, une hiérarchisation de ces procédures a permis de présenter et de définir l'ensemble des cas qui peuvent se présenter tenant compte des besoins des études.

En second lieu et afin de s'intéresser à l'évolution du gonflement en fonction du temps, par analogie aux paramètres de consolidation, il a été proposé deux coefficients (G_p) et (G_s) caractérisant respectivement le gonflement primaire et le gonflement secondaire.

En dernière étape et dans un souci d'enrichissement des procédures de mesure du gonflement, il a été introduit l'étude de la cinétique du gonflement qui a permis une bonne approximation du taux de gonflement final.

Chapitre 3

CARACTERISATION DES SOLS DE LA SIPRES CAP DES BICHES

Souvent, les campagnes de reconnaissance géotechnique ne prévoient pas la mesure des paramètres de gonflement. Ceci est totalement justifié par le coût qu'ils induisent à travers le temps que prennent de pareils essais. Pour un géotechnicien, systématiser ce genre d'essais est donc une aberration, d'autant plus qu'il est tout à fait possible d'apprécier et d'estimer les paramètres de gonflement d'un sol à partir d'autres paramètres géotechniques simples et rapides à mesurer, l'ingénieur doit disposer de ces outils. Les valeurs des paramètres estimés indirectement conditionneraient la conduite des essais de la campagne de confirmation. Bien sûr, la mesure directe des paramètres de gonflement est incontournable avant la phase d'exécution si les paramètres géotechniques simples font pressentir un caractère expansif du sol.

3.1 LOCALISATION DU SITE

La présente étude a été réalisée sur des sols provenant de la tranche 4A de la cité Sipres Cap des biches (Dakar, Rufisque). Les sols ont été caractérisés par une étude minéralogique et chimique afin de voir et mieux comprendre la constitution des minéraux argileux et par une étude géotechnique basée sur des essais d'identification physique simples (analyse granulométrique, limite d'Atterberg...). Ces essais ont été complétés par des mesures directes des paramètres du gonflement.

3.2. STRATIGRAPHIE DU SITE

La stratigraphie est une branche de la géologie qui étudie les roches sous forme de couches ou strates.

Les puits 1 à 4 ont été réalisés en allant de la tranche 3B vers la mer. La stratigraphie du site révèle que le bloc de marne se développe avec la proximité de la mer jusqu'à occuper toute la profondeur du site.

Vraisemblablement il se développe, en allant vers la mer, un processus de sédimentation :

argile noirâtre → argile noirâtre à beige → argile beige → bloc de marne

Puits	Profondeur (m)	Type de sol	N° échantillon
Puits 1	0 à 0,6	remblais sable de dune	
	0,6 à 1,2	argile noirâtre	1
	1,2 à 1.5+	argile beige	4
Puits 2	0 à 0,3	argile beige à noirâtre	3
	0,3 à 0,75	Argile beige	4
	à partir de 0,75	bloc de marne	2
Puits 3	0 à 0,75	bloc de marne	2
	à partir de 0,75	bloc de marne	2
Puits 4	0 à 0,5	bloc de marne	2
	à partir 0,5	bloc de marne	2

Tableau 3.1 : Stratigraphie du site

Cette impression est confirmée par les études géotechniques effectuées par le Centre d'études du bâtiment et des travaux publics (ex. CEREEQ) lors de la réalisation de la centrale du Cap des biches en 1963 selon lesquelles l'argile noirâtre se transformait en marne.

3.3. GEOLOGIE DU SITE

Les sols du Cap des biches se sont développés à partir des formations de calcaires et marnocalcaires de l'Yprésien et de ceux du Lutétien Supérieur. Ce sont des calcaires très durs, compacts, à grains fins, et renferment des rognons de silex. Se débitant facilement en plaques ou en dalles, ils donnent des moellons pour la construction (pierres de Rufisque) [10].

3.4. ANALYSES MINERALOGIQUE ET CHIMIQUE

Le potentiel de gonflement d'un sol argileux est directement lié à sa minéralogie. En fait la structure minéralogique de certaines argiles, telles que les montmorillonites, comporte des liaisons faibles. En effet, l'eau peut s'interposer entre les feuillets de certains minéraux (tel que la silice) et les repousser, provoquant ainsi une augmentation du volume. Par ailleurs l'efficacité d'une technique de stabilisation d'un sol dépend fortement de la composition chimique des minéraux de ce dernier. D'où la nécessité d'avoir une idée précise sur la composition chimique et la structure minéralogique d'un sol avant d'entreprendre toute étude. Les aspects minéralogique et chimique pourront être étudiés avec les techniques suivantes :

- **La diffraction aux rayons X** qui est une méthode utilisée pour identifier les

différentes familles de minéraux argileux présentes dans le sol;

- **L'observation au microscope électronique à balayage**, qui fournit rapidement des informations sur la morphologie et la composition chimique des particules solides ;
- **La fluorescence aux rayons X** qui permet de faire l'analyse de la composition chimique du matériau;

3.4.1 OBSERVATION AU MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE (MEB)

3.4.1.1 Principe

Le fonctionnement du microscope est basé sur l'émission d'électrons produits par une cathode et la détection de signaux provenant de l'interaction de ces électrons avec l'échantillon. Ces électrons qui irradient la surface de l'échantillon pénètrent profondément dans l'échantillon et affectent un volume appelé « poire d'interaction ». Le volume de cette poire dépend du numéro atomique moyen de l'échantillon et de l'énergie des électrons incidents.

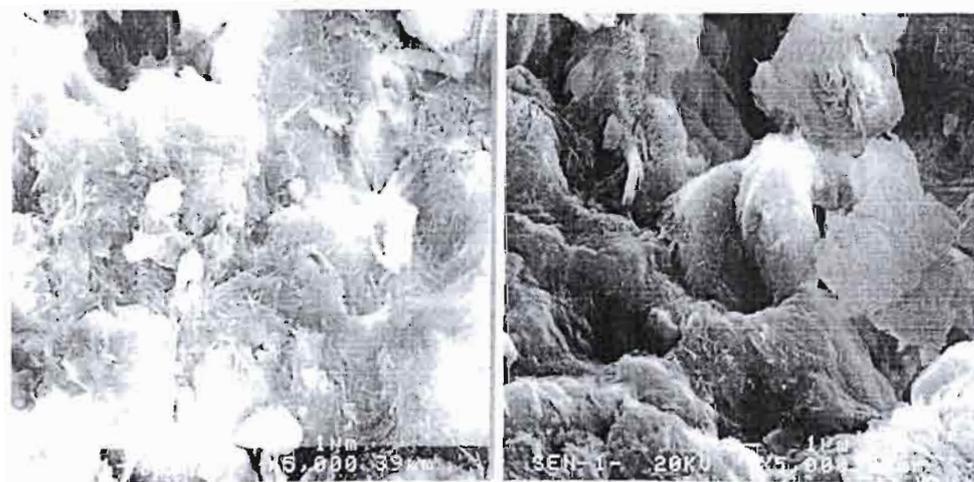
Dans un MEB, l'image est obtenue séquentiellement point par point en déplaçant le faisceau d'électrons primaires sur la surface de l'échantillon et reconstruite en utilisant le signal généré par les différents détecteurs.

3.4.1.2 Préparation de l'échantillon

L'échantillon est mis sous forme de pastille de diamètre d'environ 2 mm, il est confectionné à partir du sol pulvérisé.

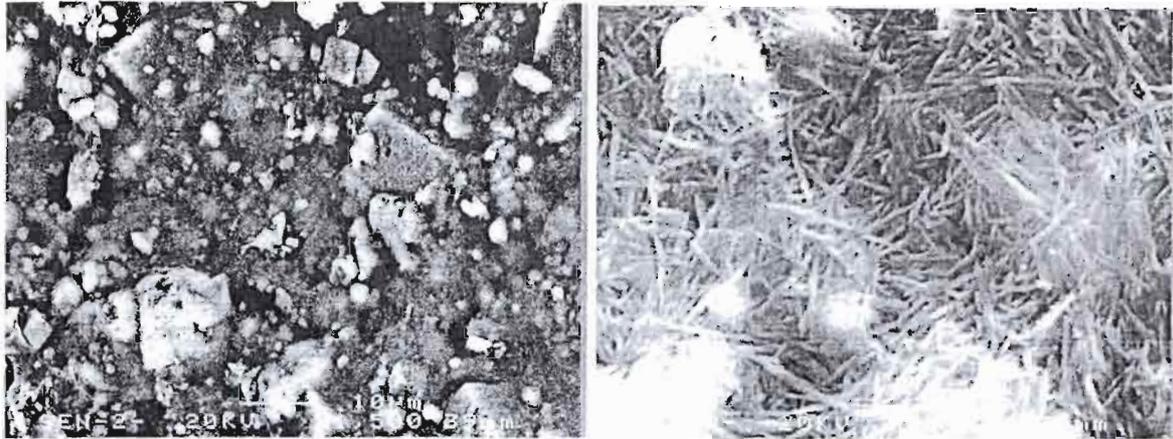
3.4.1.3 Résultats

L'observation des échantillons au MEB a donné les résultats suivants :



Echantillon 1 X5000

Echantillon 1 X5000

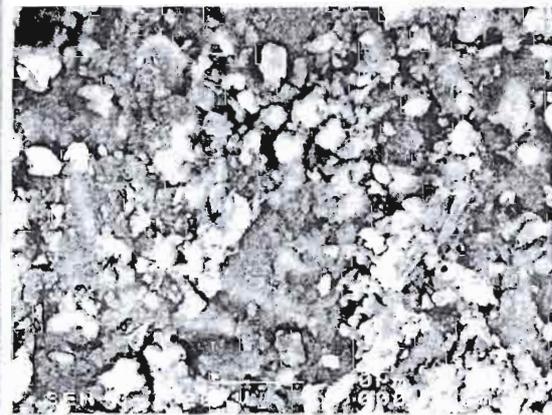


Echantillon 2 X1500

Echantillon 2 X10 000



Echantillon 3 X10000



Echantillon 3 X2000



Echantillon 4 X10000



Echantillon 4 X2000

Fig. 3.1 : Observation au MEB des échantillons étudiés

3.4.2 LA FLUORESCENCE AUX RAYONS X

La fluorescence est une technique d'analyse élémentaire. Elle analyse la composition chimique des minéraux par caractérisation des éléments atomiques qui composent l'échantillon. L'objectif est de mettre en évidence les éléments qui peuvent être des paramètres contribuant au phénomène de gonflement. Les résultats sont résumés dans le

tableau 3.2.

Ainsi, l'analyse chimique quantitative révèle que les échantillons renferment des proportions importantes d'alumine, de silice et de calcium.

L'absence de sulfates caractérisés par l'anion SO_4^{2-} (ex. gypse $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$) montre que nos sols peuvent être stabilisés à la chaux ou au ciment. En effet les sulfates présentent la particularité de réagir chimiquement avec les aluminates en présence d'eau. Ce phénomène d'alcali-réaction, qui aboutit à la formation d'ettringite ou sel de candelot qui est un sulfoaluminate de calcium (sel expansif), est à l'origine des désordres importants sur les ouvrages fondés dans des sols renfermant des sulfates et traités à la chaux ou au ciment ainsi que les bétons enterrés, selon le type de ciment utilisé.

De nombreuses études ont montré que la stabilisation des sols argileux par la chaux transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volumes après gonflement et retrait.

D'après les résultats obtenus on voit bien que les quatre échantillons ont un pourcentage de silice largement inférieur à 80% qui est la frontière des sols gonflants et non gonflants [15].

Composition chimique	E1		E2		E3		E4	
	% Élém	% Atomic						
CaCO ₃	10,67	17,19	10,61	17,5	10,09	16,27	13,84	21,63
Alumine	46,84	56,64	41,96	51,94	46,92	56,79	45,54	53,44
Magnésie	3,32	2,65	5,94	4,83	5,85	4,66	5,34	4,12
Al ₂ O ₃	4,16	2,98	3,29	2,41	2,98	2,14	3,58	2,49
Wollastonite Si	18,59	12,81	22,42	15,81	17,2	11,86	17,55	11,73
Wollastonite Ca	12,06	5,82	11,87	5,87	12,65	6,11	10,59	4,96
Fe	2,66	0,92	2,74	0,97	1,71	0,59	1,76	0,59
Autres	1,7	0,99	1,17	0,67	2,6	1,58	1,8	1,04

Tableau 3.2 : Analyse chimique par fluorescence aux rayons X

Le tableau 3.3 montre la composition chimique de quelques minéraux argileux courants.

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	K ₂ O	MgO	CaO	Na ₂ O	TiO ₂	H ₂ O
Quartz	100									
Muscovite	45.3	38.4			11.8					
Kaolinite de Limoges	46.8	37.3							2.5	13
Illite (Balater Ecosse)	49.3	29	2.3	0.6	7.5	1.3	0.7	0.1	0.1	9.3
Montmorillonite (bentonite Wyoming)	57.5	20.3	2.9	0.2	0.3	3.13	0.2	1.3	0.1	14.5
Chlorite	31.2	18.3	2	4.9		31.3			0.1	12.6

Tableau 3.3 : Composition chimique indicative de quelques minéraux de référence

3.4.3 LA DIFFRACTION AUX RAYONS X

L'analyse minéralogique qualitative a été effectuée par le biais de l'enregistrement au diffractomètre dans les conditions standard de laboratoire. Les rayons X tout comme la lumière sont des rayonnements électromagnétiques mais de longueurs d'ondes très courtes. Ils ont la particularité d'être diffractés par les plans réticulaires formés par les atomes dans les cristaux quand ils respectent certaines conditions géométriques énoncées par la loi de Bragg donnée par la relation suivante :

$$n\lambda = 2d \sin \theta \quad (3.1)$$

d est la distance interréticulaire (espacement entre deux plans parallèles successifs du réseau cristallin en angströms)

θ est l'angle entre le faisceau incident et le réseau de plans

λ est la longueur d'onde de la source

n est l'ordre de la réflexion (entier positif)

3.4.3.1 Principe de la méthode

L'état cristallin est caractérisé par la répartition tri périodique dans l'espace d'un motif atomique. Cette répartition ordonnée constitue des plans parallèles et équidistants appelés plans réticulaires. Les atomes s'organisent donc en plans réticulaires plus ou moins denses qui sont désignés par leurs coordonnées (h , k et l) dans un système de repérage de l'espace. Les distances interréticulaires sont de l'ordre de 0.15 à 15 Å et dépendent de la disposition et du diamètre des atomes dans le réseau cristallin ; elles peuvent être calculées grâce à la diffraction aux rayons X.

Un faisceau de rayons X monochromatique et parallèle qui frappe un cristal est diffracté dans une direction donnée par chacune des familles des plans réticulaires à chaque fois que la

condition ou loi de Bragg est réalisée. Dans ce cas, l'angle suivant lequel le faisceau de rayons X est dévié est égal à l'angle d'incidence θ et est caractéristique de la distance interréticulaire d . Si l'on connaît la longueur d'onde λ faisceau de rayons X, on peut mesurer à partir de l'angle θ l'équidistance d et ainsi identifier la nature du minéral.

Sur un diffractomètre, les pics correspondent aux différents rayons diffractés en fonction de l'incidence du faisceau de rayons X. Pour les minéraux argileux, la réflexion de base correspond à la distance entre le sommet et deux feuilletts successifs qui représente la somme des épaisseurs du feuillet et interfeuillet.

L'identification du minéral est donnée par la position d'un certain nombre de pics caractéristiques. Cette technique d'analyse est très intéressante pour la composition qualitative d'un matériau. Pour un mélange de plusieurs minéraux, la hauteur des pics est grossièrement proportionnelle à leur quantité.

3.4.3.2 Préparation des échantillons

L'analyse est faite sur des échantillons orientés, c'est-à-dire en étalant quelques gouttes de la suspension de l'argile sur une lame de verre puis en laissant évaporer complètement l'eau pour récupérer un dépôt sec.

Le dépôt est ensuite passé aux rayons X. Un balayage de toute la surface de l'échantillon est fait pour déterminer les minéraux présents sur la lame de verre.

3.4.3.3 Résultats

Les résultats sont donnés dans le tableau 2 ci-après.

Espèces minérales	Présence			
	E1	E2	E3	E4
Quartz(SiO ₂)	Forte	Faible	Forte	Moyenne
Illite	Faible	Moyenne	Moyenne	Moyenne
Calcite(CaCO ₃)	Moyenne	Forte	Forte	Forte
Dolomite(CaMgCO ₃)	Faible	moyenne	Faible	Forte

Tableau 3.4 : Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X

L'analyse minéralogique qualitative montre que la silice est cristallisée sous forme de quartz dans les échantillons 1, 3 et 4, alors que les carbonates sont sous forme de calcites CaCO₃ (carbonate de calcium) dans les échantillons 1 à 4 et de dolomites dans les échantillons 2 et 4. La dolomite est l'équivalent magnésien de la calcite, la roche correspondante s'appelle la dolomie. La plupart des dolomies proviennent de la transformation de calcaires, si bien qu'il existe une série continue entre ces deux natures de roches. C'est un minéral non silicaté et plus précisément un carbonate.

Les taux de carbonate de calcium variant de 10 à 22% dépendamment des échantillons classent les sols étudiés dans la famille des marnes argileuses.

En effet du calcaire à l'argile selon la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3), les appellations suivantes sont utilisées :

- Plus de 90%, calcaire
- 70 à 90%, calcaire marneux
- 30 à 70%, marne
- 10 à 30%, marne argileuse
- Moins de 10%, argile

3.5. IDENTIFICATION PHYSIQUE

Les essais d'identification physiques ont concerné les mesures de densité et de teneur en eau, l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg.

Les résultats des essais sont consignés dans les tableaux suivants :

Echantillons	E1	E2	E3	E4
Teneur en eau naturelle	8,07	13,02	12,97	16,89
Densité apparente humide	2,03	2,28	1,83	2,10
Densité apparente sèche	1,88	2,02	1,62	1,39
Poids spécifique	2,70	2,70	2,70	2,7
Teneur en eau de saturation	16,17	13,53	24,70	34,68
Degré de saturation	49,93	56,29	52,51	48,71
% éléments compris inférieurs Φ 2 mm	94,2	-	92,30	91
% éléments compris inférieurs Φ 0,5 mm	91	-	86,00	85
% éléments inférieurs à 0,1	58	99	63,20	70,3
% éléments inférieurs 50 μ	42	73	47,00	53,1
% éléments inférieurs à Φ 5 μ	9,25	48,5	12,10	15,3
Indice des vides initial	0,44	0,37	0,67	0,94
Porosité	0,30	0,27	0,40	0,48
W_l	78	145	77	148
W_p	31,29	76	34,26	73,1
I_p	46,71	69	42,74	74,9

Tableau 3.5 : Caractéristiques physiques des échantillons

Les densités enregistrées pour les échantillons 1 et 2 caractérisent un sol très dense, ce qui est confirmé par les porosités calculées. Les densités des échantillons 3 et 4 sont caractéristiques de sols moyennement denses.

Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites

entre les états liquide, plastique et solide du sol. L'indice de plasticité est un paramètre qui indique l'étendue du domaine de variation de la teneur en eau et dans lequel le sol reste malléable sans se casser ni devenir liquide. Les échantillons utilisés sont les passants au tamis n°40. La mesure a été faite par la méthode de la coupelle.

Les valeurs des indices de plasticité (> 35) et limites de liquidité placent les 4 échantillons d'une part dans le domaine des sols à potentiel de gonflement très élevé d'après Snethen (1980) (cf. tableau 2.3.c) et d'autre part dans le domaine des argiles très plastiques d'après l'abaque de Casagrande.

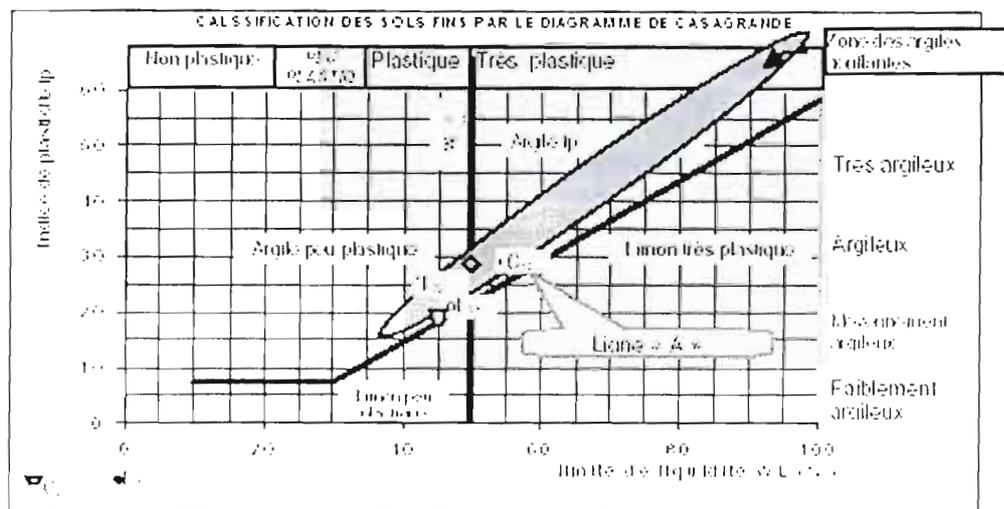


Fig.3.2 : Abaque de Casagrande

3.6 ESSAIS MECANIQUES

Les essais mécaniques se résument à celui oedométrique pour la mesure des paramètres de gonflement (Pression et amplitude) par la méthode du prégonflement ou gonflement libre (cf. § 2.4.1.2.a) et la détermination des paramètres de compressibilité (Pression de consolidation et coefficient de compressibilité) et l'essai de cisaillement direct.

Le tableau suivant résume les caractéristiques mécaniques des sols étudiés.

Echantillons	E1	E2	E3	E4
Pression de consolidation (bars)	1,30	3,10	1,35	2,10
Coefficient de compressibilité	0,21	0,12	0,18	0,17
Pression de gonflement (bars)	1,30	2,30	1,20	1,40
Angles de frottement interne Φ (°)	19	12	26	26
Cohésion (Bars)	0,28	0,7	0,48	0,54

Tableau 3.6 : Caractéristiques mécaniques des échantillons

Les coefficients de compressibilité enregistrés sont caractéristiques de sols peu compressibles. Les pressions de gonflement, quant à elles sont à redouter pour les constructions légères du fait de la distribution particulière des contraintes en profondeur.

Dans le cas de sols à pression de gonflement supérieure à 1 bar, comme c'est le cas pour chacun des échantillons, c'est en général ce paramètre qui est prépondérant sur la portance lors du dimensionnement.

L'examen de l'état de consolidation du sol peut être fait à partir du tableau suivant :

	^{BACS} Poids des terres σ'_0 (T/m ²)			
Z (m)	Puits 1	Puits 2	Puits 3	Puits 4
0,5	0,1	0,1005	0,114	0,114
1	0,2015	0,2145	0,228	0,228
1.5	0,283	0,3285	0,342	0,342

Tableau 3.7 : Poids des terres

Il ressort de ce tableau que le poids des terres est en tout point inférieur à la pression de consolidation donc les sols étudiés sont surconsolidés. Ce résultat confirme l'hypothèse selon laquelle les sols expansifs sont généralement surconsolidés.

Ce travail a permis de définir et de mesurer les caractéristiques minéralogiques, chimiques, physiques, granulométriques et mécaniques des marnes argileuses du Cap des biches. Dans ce cadre, il est important de souligner que une fois le phénomène de gonflement pressenti par le biais d'essais d'identification physique simples, la mesure directe des paramètres du gonflement est toujours nécessaire dans la mesure où elle permet le dimensionnement des fondations.

La diversité des essais de mesure existants (§ 2.4.1), même si cette étude a été limitée à la méthode du gonflement libre, nous renseigne que la pression de gonflement n'est pas une caractéristique intrinsèque du matériau, mais qu'elle dépend des conditions et de la procédure de mesure.

Malgré les différentes tentatives réalisées à ce jour [11] (Aïssa-Mamoune, 2002), une loi de comportement des sols gonflants demeure la grande inconnue ; elle permettrait de prévoir le comportement des sols expansifs et de concevoir des solutions optimales pour les différents cas pathologiques recensés.

En réalité, le processus de gonflement est un processus physico-chimique qui a des conséquences mécaniques.

Chapitre 4

SOLUTIONS PROPOSEES

L'étude géotechnique qui a été faite confirme le caractère gonflant des sols du Cap des Biches, donc la nécessité d'appliquer certaines règles de l'art. Les règles indiquées ci-après s'appliquent aux fondations superficielles, elles visent à amoindrir voire annuler les mouvements verticaux des semelles qui pourraient être préjudiciables aux bâtiments projetés.

Les solutions préconisées sont de trois sortes :

- ✓ La première a pour but de maintenir l'équilibre d'humidité sous le niveau des fondations en évitant dans la mesure du possible toutes les venues d'eau éventuelles.
- ✓ La seconde série est relative à une conception de la structure adaptée pour résister aux efforts induits par les phénomènes de gonflement et de retrait.
- ✓ La troisième consiste à intervenir sur le sol pour que ce dernier soit moins sensible à la variation de la teneur en eau en le traitant par la chaux vive.

4.1. MAINTIEN DE L'EQUILIBRE DE L'HUMIDITE SOUS LE NIVEAU DES FONDATIONS

DISPOSITION N°1

Ancrage des semelles

Il convient d'apporter un soin tout particulier au remblaiement des fouilles. Il semble que la meilleure solution, quand cela est possible, consiste à couler la fondation à pleine fouille. Dans le cas contraire, il convient de remblayer la fouille avec un matériau argileux, compacté, de façon à éviter les venues d'eau préférentielles au droit des fondations. On pourra encore terminer le remblaiement par un revêtement étanche débordant de l'emprise de la fouille.

DISPOSITION N°2

Sous-sol

Eviter les sous-sols partiellement enterrés et, dans la mesure du possible, prévoir un sous-sol général. Un sous-sol partiellement enterré est un sous-sol enterré d'un côté et de plain-pied de l'autre en raison généralement d'une déclivité du terrain.

DISPOSITION N°3

Végétation

Eviter la végétation à proximité immédiate des murs. Placer les arbres nouveaux le plus loin possible des constructions. Certains auteurs [12] recommandent une distance minimale par rapport à l'habitation de $1.5H$, H étant la hauteur de l'arbre arrivé à maturité.

Par contre, il est déconseillé d'arracher les arbres existant avant construction de façon à maintenir l'équilibre naturel.

DISPOSITION N°4

Protection latérale

Entourer l'habitation par une forme impénétrable en pente, sur une largeur de 2.00 à 3.00m. Cette forme a pour buts de couper l'évaporation superficielle et de recueillir les eaux de ruissellement ; celles-ci seront évacuées par un drainage de surface adéquat.

La forme impénétrable peut être réalisé par exemple par un dallage cimenté. On peut également placer un film solide de toile plastique imputrescible, relevé sur le mur (relevé d'étanchéité) et protégé par une couche de forme.

DISPOSITION N°5

Canalisations

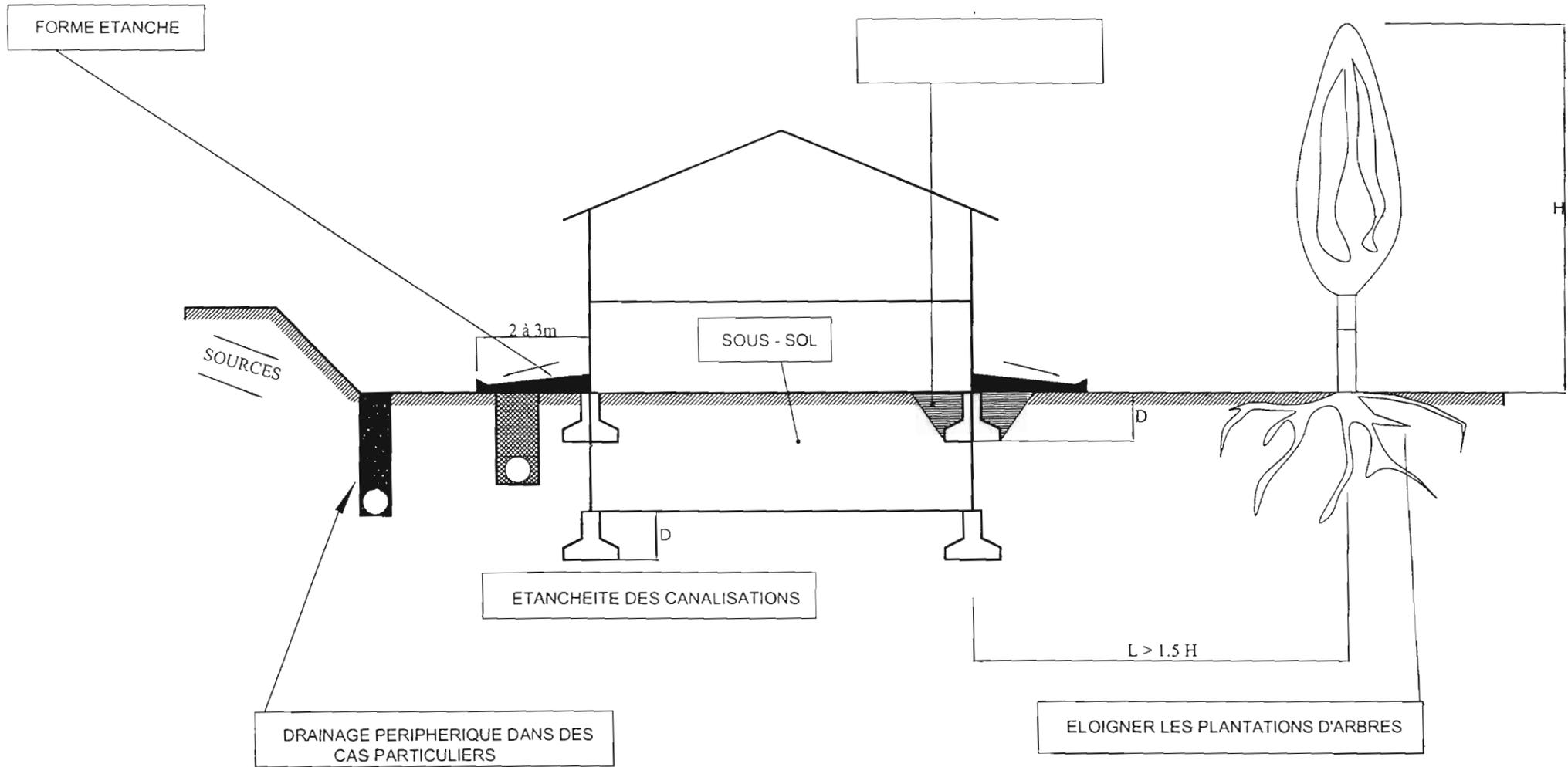
Une des causes fréquentes de désordres consiste en des fuites sur des canalisations qui ont été déformées par le gonflement des sols. Il convient donc :

- ✓ d'utiliser des canalisations aussi flexibles que possible ; en particulier le raccordement entre les conduites d'eaux usées liées à l'ossature et les conduites d'égout extérieur doit être très souple ;
- ✓ que les joints des canalisations soient parfaitement étanches ;
- ✓ que les canalisations soient posées sur un lit assez épais de matériaux inertes (graves, par exemple) ;
- ✓ que le remblaiement des canalisations soit effectué dans les mêmes conditions que le remblaiement des fouilles des fondations (voir disposition n° 1).

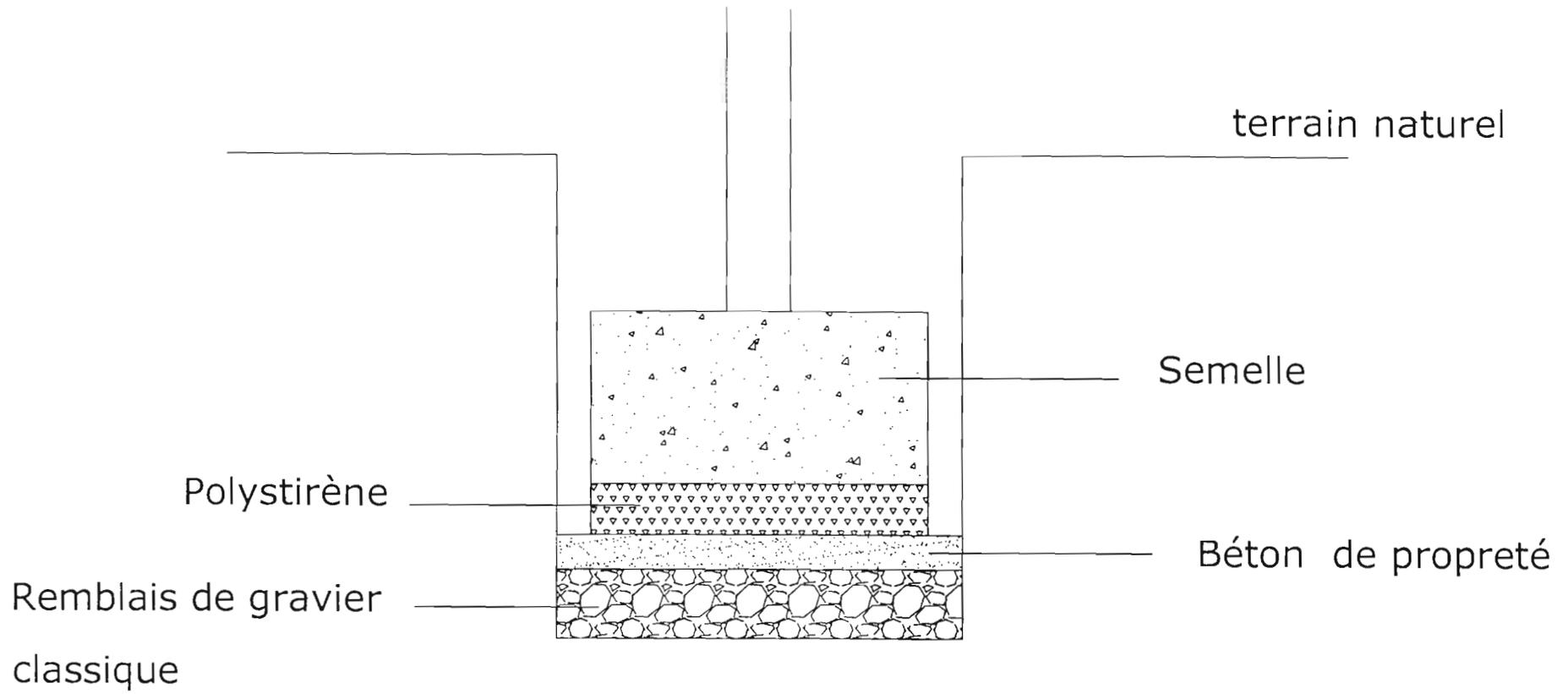
DISPOSITION N°6

Drainage périphérique

Lorsque le terrain fait l'objet de circulations d'eau anarchiques, il est conseillé de réaliser un drainage périphérique profond de façon à intercepter les arrivées d'eau. Rappelons que les drains ne sont efficaces que pour capter des eaux libres ; dans le cas contraire (eau en état de succion) ils sont sans effet, et même dangereux car ils peuvent paradoxalement amener de l'eau à des niveaux où elle ne serait pas venue à l'état libre.



Mesures destinées à maintenir l'équilibre de l'humidité sous les fondations



Lorsque, par contre, le sol baigne dans une nappe bien établie, il faut conserver cette nappe et, si possible, descendre les fondations sous le niveau de celle-ci. Bien entendu, il faut s'assurer que la nappe est permanente pour que cette solution soit efficace.

4.2. ADAPTATION DE LA STRUCTURE

La logique de cette solution est d'autoriser les variations de volume sous des conditions de chargement déterminées, les structures étant conçues alors pour suivre les déplacements sans dommages.

4.2.1 Dimensionnement des fondations

Dans cette partie, il ne sera considéré pour chaque type de villas que la semelle la plus chargée et celle la moins chargée (la descente des charges nous a été fournie par la Sipres). En effet, elles constituent très probablement les cas les plus défavorables respectivement par rapport à la portance et par rapport au gonflement.

✓ Etat de consolidation des sols (cf. tableau 3.11)

✓ Distribution des contraintes en profondeur

La face inférieure de la fondation applique sur le sol une distribution de contrainte qui bien souvent n'est pas uniforme. On appelle pression de contact cette pression réelle que la fondation exerce sur le sol. Le problème de la distribution des contraintes en profondeur est résolu par le modèle de BOUSSINESQ (1885).

Dans le cas des charges uniformément réparties, le calcul de $\Delta\sigma_z$ (distribution de la contrainte appliquée par la semelle à une profondeur Z) a été mené jusqu'au bout dans un certain nombre de cas simple et en particulier pour les surfaces souples circulaires ou rectangulaires par le biais d'abaques.

Dans le cas d'un rectangle de dimensions $B \times L$, on peut écrire pour un point situé à une profondeur Z à la verticale d'un sommet :

$$\Delta\sigma_z = 4qI(m, n) \quad (4.1) \quad \text{à l'aplomb du centre de la semelle}$$

Avec
$$m = \frac{B}{2Z} \quad \text{et} \quad n = \frac{L}{2Z}$$

Où q est la pression de contact, $q = \frac{P}{S}$

P est la charge sur semelle due à l'ouvrage

S est la section de prédimensionnement de la semelle

$I(m,n)$, le facteur d'influence

Les tableaux suivant donnent les pressions de contact, ainsi que la distribution des contraintes en profondeur pour chacune des semelles étudiées.

DESCENTE DE CHARGES SUR SEMELLES						
Type de villas	Semelle la plus chargée			Semelle la moins chargée		
	P (T)	S (mxm)	q (T/m ²)	P (T)	S (mxm)	q (T/m ²)
Cail 5P	32,45	1,2x1,2	22,54	3,47	0,4x0,4	21,69
Cail 6P	45,57	1,3x1,3	26,96	7,294	0,6x0,6	20,26
Euca 4P	46,97	1,4x1,4	23,97	1,907	0,3x0,3	21,19
Euca 5P	46,12	1,4x1,4	23,53	2,126	0,3x0,3	23,62
Lila 3P	48,54	1,4x1,4	24,77	4,022	0,4x0,4	25,14
Lila 4P	31,79	1,2x1,2	22,08	1,034	0,3x0,3	11,49
Lila 5P	55,45	1,5x1,5	24,64	3,544	0,4x0,4	22,15
Mimo 3P	38,72	1,3x1,3	22,91	1,533	0,3x0,3	17,03
Mimo 4P	43,83	1,4x1,4	22,36	1,533	0,3x0,3	17,03

Tableau 4.1 : Descente des charges sur semelles

La contrainte totale σ_z est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_z = \sigma_0 + \Delta\sigma_z \quad (4.2)$$

σ_0 est le poids des terres.

Type de villas	Z (m)	I	$\Delta\sigma_Z$ (T/m ²)	σ_0 (T/m ²)	σ_Z (T/m ²)
Cail 5P	1	0,11	9,92	2,28	12,20
	2	0,037	3,34	4,56	7,90
	3	0,015	1,35	6,84	8,19
Cail 6P	1	0,125	13,48	2,28	15,76
	2	0,044	4,75	4,56	9,31
	3	0,023	2,48	6,84	9,32
Euca 4P	1	0,13	12,46	2,28	14,74
	2	0,046	4,41	4,56	8,97
	3	0,024	2,30	6,84	9,14
Euca 5P	1	0,13	12,24	2,28	14,52
	2	0,046	4,33	4,56	8,89
	3	0,024	2,26	6,84	9,10
Lila 3P	1	0,13	12,88	2,28	15,16
	2	0,046	4,56	4,56	9,12
	3	0,024	2,38	6,84	9,22
Lila 4P	1	0,11	9,71	2,28	11,99
	2	0,037	3,27	4,56	7,83
	3	0,015	1,32	6,84	8,16
Lila 5P	1	0,132	13,01	2,28	15,29
	2	0,048	4,73	4,56	9,29
	3	0,025	2,46	6,84	9,30
Mimo 3P	1	0,125	11,45	2,28	13,73
	2	0,044	4,03	4,56	8,59
	3	0,023	2,11	6,84	8,95
Mimo 4P	1	0,13	11,63	2,28	13,91
	2	0,046	4,11	4,56	8,67
	3	0,024	2,15	6,84	8,99

Tableau 4.2: Distribution des contraintes en profondeur des semelles les plus chargées

Type de villas	Z (m)	I	$\Delta\sigma_Z$ (T/m ²)	σ_o (T/m ²)	σ_Z (T/m ²)
Cail 5P	0,5	0,049	4,25	1,14	5,39
	1	0,015	1,30	2,28	3,58
Cail 6P	0,5	0,11	8,91	1,14	10,05
	1	0,037	3,00	2,28	5,28
Euca 4P	0,5	0,037	3,14	1,14	4,28
	1	0,01	0,85	2,28	3,13
Euca 5P	0,5	0,037	3,50	1,14	4,64
	1	0,01	0,94	2,28	3,22
Lila 3P	0,5	0,049	4,93	1,14	6,07
	1	0,015	1,51	2,28	3,79
Lila 4P	0,5	0,037	1,70	1,14	2,84
	1	0,01	0,46	2,28	2,74
Lila 5P	0,5	0,049	4,34	1,14	5,48
	1	0,015	1,33	2,28	3,61
Mimo 3P	0,5	0,037	2,52	1,14	3,66
	1	0,01	0,68	2,28	2,96
Mimo 4P	0,5	0,037	2,52	1,14	3,66
	1	0,01	0,68	2,28	2,96

Tableau 4.3: Distribution des contraintes en profondeur des semelles les moins chargées

✓ Comportement du sol d'assise sous l'effet des charges et du gonflement

• Vérification du risque de soulèvement

Sol d'ancrage	Bloc de marne	Argile beige
Pression de gonflement (T/m ²)	23	14

Tableau 4.4 : Rappel des pressions de gonflement

Au vu des résultats précédents, on peut tirer les enseignements suivants :

- Pour les semelles reposant sur l'argile beige, la pression de gonflement est en général inférieure à la pression de contact appliquée, d'où l'absence de risque de soulèvement à l'interface semelle-sol.
- Ce qui n'est pas toujours le cas pour les semelles reposant sur le bloc de marne.
- Dans tous les cas, le fait d'adopter une pression de contact égale ou supérieure à la

contrainte de gonflement ne met absolument pas à l'abri des désordres. En effet, les contraintes sous une fondation dues à une charge extérieure diminuent en profondeur (conf. Tableaux 4.2 et 4.3), donc il ne suffit pas de s'opposer à la pression de gonflement en surface car elle peut dépasser celle due à la charge appliquée en profondeur. IL s'agit plutôt de comparer la pression de gonflement à la contrainte appliquée à différentes valeurs de Z (cf. tableau). Pour cela nous introduisons la notion de **profondeur critique** qui est la profondeur au-delà de laquelle la nature du terrain n'a pratiquement plus d'influence sur la tenue de la fondation. Elle est généralement prise égale à 2 à 3 fois le côté de la semelle à compter de l'arase inférieure de cette dernière. Nous soulignons que nos sondages qui, normalement devraient atteindre la profondeur critique, ont été limités à des profondeurs de 1.5 m, ceci dû aux moyens limités qui étaient à notre disposition lors de notre campagne géotechnique. Il faut aussi signaler que des études [13] ont montré que la pression de gonflement diminue aussi avec la profondeur. Ainsi, des essais complémentaires devraient être entrepris sur des profondeurs conséquentes afin de mieux apprécier l'évolution de σ_g en fonction de la profondeur et la comparer à la contrainte appliquée.

Toutefois il faut reconnaître qu'il est très probable que la distribution en fonction de la profondeur des contraintes dues à la structure soit telle que ces dernières dépassent la pression de gonflement.

Afin de prévoir et remédier à cette situation éventuelle, certaines dispositions visant à adapter la structure de telle sorte qu'elle puisse résister aux efforts induits par le soulèvement doivent être adoptées.

4.2.2 Dispositions techniques accompagnatrices

DISPOSITION N° 7

Espacement des semelles

Dans le cas de sols à pression de gonflement supérieure à 1 bar, comme c'est le cas pour chacun des échantillons, c'est en général ce paramètre qui est prépondérant sur la portance lors du dimensionnement.

Ainsi les fondations seront dimensionnées de sorte que, en tout point Z , la somme des contraintes dues à l'ouvrage $\Delta\sigma$ et au poids des terres σ_0 soient supérieure à la pression de gonflement σ_g du sol dans la mesure du possible.

Il convient donc d'espacer les semelles dans la mesure du possible afin d'éviter celles faiblement chargées.

DISPOSITION N° 8

Semelles

Après excavation de la fouille destinée à recevoir la semelle, on met en place une couche de remblais de gravier classique (calcaire ou gré résistant) ou de latérite granulaire sur une épaisseur de 25 cm bien compactée. Pour prévenir des gonflements ponctuels, la semelle reposera sur du polystyrène d'une épaisseur de 10 cm posé directement sur le béton de propreté (cf figure). La couche de remblais, ainsi que le polystyrène absorberont les mouvements éventuels dus aux phénomènes de retrait et de gonflement. En effet, ils ont une porosité ouverte relativement importante par rapport à un matériau fin (cf. fig. 4.3).

DISPOSITION N° 9

Dallages

On désolidariserait les dallages des murs porteurs. Chaque fois que cela sera possible, on réalisera plutôt des planchers bas porteurs en aménageant un vide sanitaire.

DISPOSITION N° 10

Cloisons

Les cloisons du rez-de-chaussée ou du sous-sol reposent généralement directement sur le dallage ; dans ce cas, il convient d'arrêter, dans la mesure du possible, les cloisons à plusieurs centimètres sous le plafond. On limitera ainsi les désordres aux cloisons elles-mêmes en cas de gonflement du sol sous le dallage.

DISPOSITION N° 11

Chaînage et joints

Il est indispensable, lorsque l'on fonde sur des sols gonflants, de réaliser des chaînages très sérieux : semelles continues armées avec poutre de rigidité, murs de cave en béton banché, chaînages horizontaux à chaque plancher, chaînages verticaux.

D'autre part, il faut prévoir des joints fréquents, espacés tout au plus de 10 à 15 m, pour limiter les efforts parasites dans la structure.

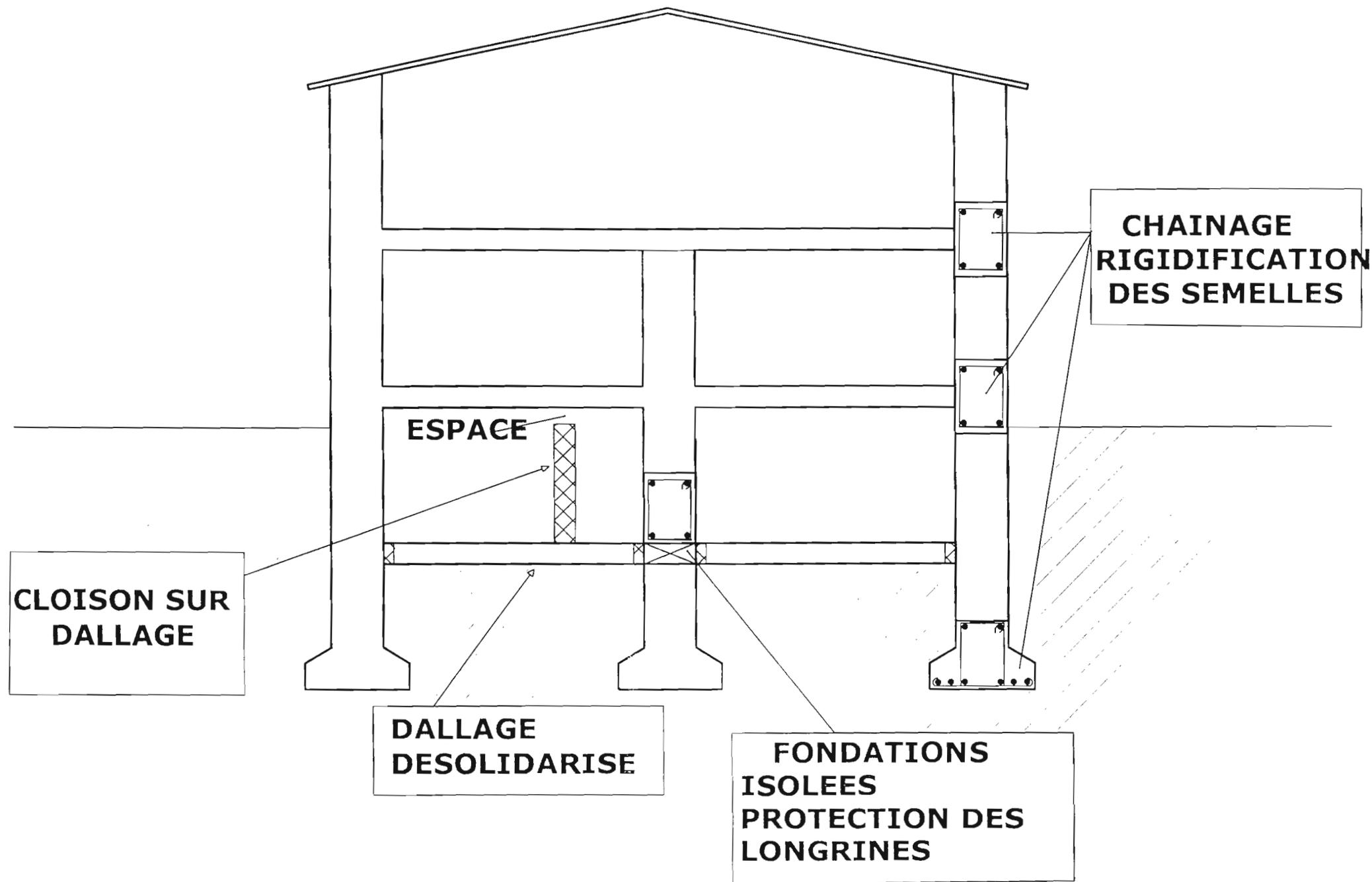
DISPOSITION N° 12

Longrines basses

Il convient d'assurer une protection des longrines contre le gonflement.

Les longrines situées au niveau du terrain naturel doivent impérativement être réalisées en ménageant un espace entre celles-ci et le terrain d'assise. Dans le cas contraire les risques de désordres dus aux poussées du sol gonflant sur les longrines sont grands.

Ceci peut être réalisé en utilisant comme coffrage intérieur du polystyrène très épais ou une forme en carton alvéolé.



Mesures destinées à adapter la structure au gonflement du sol de fondation.

- **Vérification du tassement**

Pour cela nous comparons le supplément de contrainte apportée par la charge q avec la contrainte de pré-consolidation σ_c .

Au vue de la stratigraphie du site et de l'ancrage minimum des semelles qu'on fixera à 1m, nous pouvons conclure que nos fondations reposeront directement soit sur le sol 4, soit sur le sol 2 ; on constate que dans les deux cas $\sigma_c > q$.

Donc les risques de tassements sont négligeables. En effet, les fondations surchargeant un sol surconsolidé sans que les contraintes supplémentaires q apportées au poids des terres ne dépassent σ_c . les tassements sont très faibles, voire négligeables.

- **Vérification des contraintes admissibles**

En pratique, la stabilité des sols cohérents (argiles et silts argileux), qui sont des milieux de faible perméabilité, est contrôlée par les paramètres de résistance à court terme. Ce qui veut dire que les calculs seront effectués en contraintes totales et on utilisera les caractéristiques apparentes C_u et Φ_u qui correspondent aux conditions les plus sévères.

Terzaghi a proposé la relation suivante pour le calcul de la capacité portante limite q_d d'une semelle carrée de côté B :

$$q_d = 1.3c_u N_c + \gamma D N_q + 0.8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (4.3)$$

C_u est la cohésion du sol sous la semelle à court terme

N_c , N_q et N_γ sont des facteurs de capacité portante donnés par des tableaux en fonction de l'angle de frottement interne à court terme Φ_u .

D est la profondeur d'encastrement de la semelle

γ est le poids volumique du sol situé sous la semelle

B est le côté de la semelle

Dans cette équation, le premier terme est appelé terme de cohésion, le second terme de profondeur et le troisième, terme de surface.

Le tableau suivant rappelle les caractéristiques mécaniques des sols de fondations.

Sol d'ancrage	Φ_u	N_c	N_q	N_γ	C_u (T/m ²)	γ (T/m ³)	q_d (T/m ²)	q_{adm} (T/m ²)
Bloc de marne	12	9.28	2.97	1.69	7	2.28	92.22 + 1.54B	30.74 + 0.51B
Argile beige	26	22.2 5	11.8 5	12.5 4	5.4	2.1	181.1 + 10.5B	60.37 + 3.51B

Tableau 4.5 : Caractéristiques de portance des sols de fondations

Les contraintes admissibles sont calculées avec un coefficient de sécurité $F = 3$.

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes admissibles des semelles les plus chargées et celles les moins chargées.

Type de villas	Semelle la plus chargée				Semelle la moins chargée			
	S (mxm)	$\Delta\sigma$ (T/m ²)	q_{adm} (T/m ²) (sur B.M)	q_{adm} (T/m ²) (sur AB)	S (mxm)	$\Delta\sigma$ (T/m ²)	q_{adm} (T/m ²) (sur B.M)	q_{adm} (T/m ²) (sur AB)
Cail 5P	1,2x1,2	22,54	31,02	64,57	0,4x0,4	21,69	30,61	61,76
Cail 6P	1,3x1,3	26,96	31,07	64,92	0,6x0,6	20,26	30,71	62,47
Euca 4P	1,4x1,4	23,97	31,13	65,27	0,3x0,3	21,19	30,56	61,41
Euca 5P	1,4x1,4	23,53	31,13	65,27	0,3x0,3	23,62	30,56	61,41
Lila 3P	1,4x1,4	24,77	31,13	65,27	0,4x0,4	25,14	30,61	61,76
Lila 4P	1,2x1,2	22,08	31,02	64,57	0,3x0,3	11,49	30,56	61,41
Lila 5P	1,5x1,5	24,64	31,18	65,63	0,4x0,4	22,15	30,61	61,76
Mimo 3P	1,3x1,3	22,91	31,07	64,92	0,3x0,3	17,03	30,56	61,41
Mimo 4P	1,4x1,4	22,36	31,13	65,27	0,3x0,3	17,03	30,56	61,41

Tableau 4.6: Comparaison entre contraintes admissibles et contraintes appliquées

BM et AB signifient respectivement bloc de marne et argile beige.

On constate que les contraintes admissibles sont partout supérieures aux contraintes appliquées donc il n'y a pas risque de rupture du sol sous l'effet des charges.

4.3 STABILISATION PAR LA CHAUX DES SOLS ETUDIÉS

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue.

L'utilisation de cette technique permet [14] :

- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- De modifier les propriétés du sol.
- de réduire le nombre et la taille des fissures développées par les constructions sur ces types de sol.
- D'empêcher ou de minimiser les mouvements d'eau et par conséquent éviter toute variation de teneur en eau dans le sol de fondations.

Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en se basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient. Généralement, c'est la chaux vive qui est préférée car elle fournit plus d'ions de Ca^{2+} , elle donne un produit plus dense et un abaissement de la teneur en eau important.

4.3.1 Effets du traitement sur les propriétés du sol

Il est clair que c'est la phase argileuse du sol qui réagit avec la chaux. La qualité du résultat dépend des engins utilisés dans le traitement. L'expérience a montré que suite à un traitement, certaines modifications se produisent sur les caractéristiques du sol [14] :

- ✓ Diminution de la teneur en eau du mélange de 0.6% à 0.8% pour 1% de chaux.
- ✓ Additivement à l'échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{2+} et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques, les limites de consistance changent.
- ✓ L'ajout de chaux, en réduisant la plasticité des sols par une augmentation immédiate de la limite de plasticité et une diminution de la limite de liquidité, produit des structures maniabiles et faciles à compacter. La quantité optimale pour avoir ces changements est appelée point de fixation de la chaux. Au-delà de ce point, des processus de formation de divers ciments se produisent augmentant la résistance du sol.

De nombreuses études ont montré que la stabilisation des sols argileux par la chaux transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volumes après gonflement et retrait [14]. Les mécanismes responsables de ces changements se résument selon un grand nombre d'auteurs à :

4.3.1.1 L'échange cationique

L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents (Na^+ et K^+). Les ions de calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions, c'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

4.3.1.2. La floculation et l'agglomération des particules d'argile

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

4.3.1.3. La carbonatation de la chaux

La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air (CO_2) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple (CaCO_3 , MgCO_3) selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

4.3.1.4. La réaction pouzzolanique

Cette réaction se produit entre la silice et/ou l'alumine du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux et les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol-chaux.

A titre d'exemple de l'influence du traitement à la chaux vive sur les paramètres du gonflement, nous présentons ci-après les résultats d'essais œdométriques d'un sol gonflant crû en comparaison avec ceux du même sol traité [14].

On désigne par E^R un échantillon reconstitué traité.

Pour remédier au gonflement d'un sol, les échantillons S_1 (C_{12}^R) ; S_2 (C_{21}^R) et S_3 (L_{32}^R , L_{33}^R) ont été reconstitués avec addition de 2% de chaux vive et à une teneur en eau initiale constante $w_i = 13\%$ et une masse volumique également constante.

Pour étudier l'influence du pourcentage de chaux sur la réduction du potentiel de gonflement, le sol S_4 a été traité à la chaux avec des pourcentages variables allant de 1 à 6%. Nous avons : E_{32}^R ; E_{33}^R ; E_{34}^R ; E_{35}^R ; E_{36}^R ; E_{37}^R . La reconstitution de toutes les éprouvettes testées a été effectuée à une teneur en eau initiale constante $W_i = 16\%$ et une masse volumique également constante.

Sondage	illon	σ_g	σ_g^+	R_g 10^2	R_g^+ 10^2
S ₁	C ^R ₁₂	130	16	5.43	5.75
S ₂	C ^R ₂₁	48	5	7.52	2.24
S ₃	L ^R ₃₂	65	5	3.38	2.63
	L ^R ₃₁	75	12.5	2.61	3.83

Tableau 4.7: Résultats des essais de gonflement sur sol traité à 2 % de chaux

Sondage	Echa.	% chaux	σ_g^+	R_g^+ 10^2
S ₁	E ₁	0	130	5.43
	E ₂	1	90	2.24
	E ₃	2	80	2.63
	E ₄	3	53	2.63
	E ₅	4	42	2.63
	E ₆	5	27	2.63
	E ₇	6	16	2.63

Tableau 4.8 : Influence de la teneur en chaux sur la pression de gonflement

σ_g : Pression de gonflement du sol crû et σ_g^+ : Pression de gonflement traité en kPa

Ces essais ont permis de montrer l'importance du traitement à la chaux ; en effet il a été constaté que la pression de gonflement diminue considérablement.

4.3.2 Procédures expérimentales et résultats :

A travers le paragraphe précédent, nous avons mis en évidence l'influence du pourcentage de chaux sur le gonflement ; en effet il a été constaté que la pression de gonflement diminue considérablement lorsque le pourcentage de chaux augmente.

Pour les besoins de cette étude, les échantillons ont été traités avec 4% de chaux.

Les échantillons ont d'abord été soumis à l'essai proctor normal afin de déterminer la teneur en eau optimale de compactage OPN. Par définition la teneur en eau OPN est celle qui donne la densité maximale après compactage. Les essais sont effectués sur le passant au tamis n°4

(Φ 4.75 mm). Les échantillons sont compactés dans les moules proctor (petits moules) en 3 couches avec une énergie de compactage de 25 coups de dame par couche. Les résultats donnent une densité sèche maximale de 1.53 g/cm^3 pour une teneur en de 27% (W_{opt}).

Nous sommes ensuite passés à l'essai œdométrique pour la mesure de la pression de gonflement. Le prélèvement des échantillons s'est fait avec l'anneau de la cellule œdométrique sur ceux compactés à l'OPN.

L'échantillon dans l'anneau de la cellule œdométrique est d'abord séché à l'air libre pendant 48h. L'objectif du séchage est de pouvoir faire la mesure de la pression de gonflement avec une teneur en eau initiale très faible, ce qui correspond aux conditions les plus sévères.

Pour plus de précision, nous avons procédé à la mesure de la pression de gonflement sur deux échantillons. Les résultats sont résumés dans le tableau 4.9 :

Echantillons traités	A	B
Pressions de gonflement (bars)	0.55	0.46
Amplitudes de gonflement (%)	0.2	0.17

Tableau 4.9 : Paramètres de gonflement des échantillons traités à 4% de chaux

Ces résultats sont très intéressants à l'état d'études ; cependant n'ayant pour le moment pas une efficacité de 100%, nous devons tenir compte du risque résiduel, étudier son acceptabilité et adapter les constructions à ce risque.

En effet, ces résultats confirment l'efficacité du traitement à la chaux sur le gonflement à travers une réduction très sensible des paramètres de ses paramètres. Toutefois, les pressions de gonflement trouvées demeurent supérieures aux contraintes en dessous des semelles faiblement chargées. Aussi, nous maintenons la disposition n°7 du paragraphe 4.2.2 relative à l'espacement des semelles.

Etant donné que le traitement améliore les caractéristiques de portance du sol, nous maintiendrons les sections de semelles calculées au paragraphe 4.3.

4.3.3 Techniques d'ajout de chaux

4.3.3.1. Technique classique

Le dosage de chaux est défini pondéralement, il est rapporté au poids de sol sec et exprimé en pourcent. Sur chantier, pour les raisons d'épandage, ce dosage est rapporté au mètre carré de sol pour obtenir le dosage en Kg/m^2 . L'épandage est effectué par dépôt d'une couche de chaux à la surface du sol à traiter ; les conditions d'exécution imposent des limites à l'épaisseur des couches soumises aux opérations nécessaires de malaxage et de compactage. Les malaxeurs de type pulvimixeur permettent d'atteindre 40 cm dans le sol naturel.

Ainsi, le traitement sera appliqué sous les semelles sur toute leur profondeur caractéristique (cf. § 4.2.1) et jusqu'à 0.5 m de part et d'autre des côtés de la semelle ; l'opération sera suivie d'un compactage immédiat (afin d'éviter la carbonatation de la chaux) à l'OPN. On procédera par couche de 25 à 40 cm selon le type de malaxeur pour obtenir un meilleur compactage. Le remblayage des fouilles se fera aussi par le sol traité et bien compacté pour limiter l'infiltration des eaux et éviter ainsi le lessivage éventuel de la chaux sous les semelles.

Si l'obtention de la granulométrie demandée se révèle difficile ou impossible par suite du caractère plastique et cohérent du sol, on peut envisager un malaxage en deux étapes espacées dans le temps (24 à 48 heures). Cette manière peut laisser à la chaux le temps d'ameublir les mottes argileuses.

Après ajout de chaux, on procède au malaxage primaire et durant cette période l'eau est additionnée de telle sorte que le sol ait une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum.

Après le malaxage primaire, le sol traité doit être réarrangé et compacté immédiatement pour éviter au maximum la carbonatation du mélange et minimiser l'évaporation. Une dernière opération consiste à pulvériser le mélange et à le compacter de nouveau pour atteindre l'état voulu sinon, ajouter une quantité de chaux pour compenser les pertes dues à la carbonatation et à l'érosion.

L'utilisation d'un coulis de chaux dépend du pourcentage recommandé ainsi que de la teneur optimale, un mélange typique de 1 tonne de chaux diluée dans 2500 litres d'eau (3500 litres pour les faibles pourcentages) produit approximativement 40% de chaux en solution. Le coulis est recommandé principalement pour les raisons suivantes :

- ✓ Le coulis a l'avantage par rapport à la chaux sèche de ne pas être transporté lors de l'opération d'épandage par les vents.
- ✓ Le coulis assure une meilleure distribution dans le sol.

Il faut noter que cette méthode est à rejeter dans le cas des sols humides, surtout lors des périodes pluviales, car la chaux doit être non hydratée pour pouvoir absorber l'eau.

L'un des avantages de la technique classique est qu'elle ne nécessite pas une main d'œuvre qualifiée mais un contrôle permanent.

4.3.3.2. Technique d'injection

La méthode décrite en 1973 par Wright permet de traiter les argiles expansives sous forme d'un système d'injection sous pression de chaux liquide. Le procédé a aussi pour but de minimiser les tassements différentiels, d'améliorer la capacité portante des argiles silteuses, de réduire le gonflement et l'érosion des argiles hautement plastiques.

Après perforation autour de la construction, on injecte un coulis de chaux sous pression dans le sol : la chaux pénètre dans les fissures existantes et dans celles créées par la pression elle-même.

Les différentes réactions chimiques qui se produisent donnent naissance à de nouvelles espèces de minéraux qui forment une barrière dans le sol empêchant ainsi toute circulation d'eau sous la zone de la construction.

Les pressions d'injection sont de l'ordre de 350 à 1380 KPa et dépendent des conditions du sol à traiter. Le coulis sera injecté en utilisant des pipes d'injection de 38 à 41mm de diamètre et qui peuvent aller jusqu'à une profondeur de 40m.

4.3.4 Durabilité du traitement à la chaux

Le traitement à la chaux est connu pour ses effets bénéfiques à court terme (amélioration des principales propriétés géotechniques : plasticité, résistance à la rupture, compressibilité).

Dans le cadre du traitement, les études de durabilité doivent simuler les conditions climatiques in situ susceptibles d'être responsables de changements défavorables dans les propriétés du sol. Des tests tels que l'immersion-lixiviation et le séchage-saturation pourraient être utilisés pour l'évaluation du comportement à long terme d'un sol traité à la chaux.

- **L'immersion-lixiviation (ou lessivage)**, c'est un test suggéré pour étudier la résistance du traitement à la chaux d'un sol contre la percolation de l'eau ; des essais de lessivage seront effectués sur des échantillons compactés, traités à la chaux et non traités. Après compactage à l'OPN et 7 jours de mûrissement pour les sols traités, les échantillons seront saturés en empêchant toute variation volumique et en mesurant la pression de gonflement. Le lessivage à l'eau sera poursuivi pendant plusieurs jours et accompagné par des mesures de la quantité de Ca^{++} lixivié et du débit d'eau ayant traversé l'échantillon. [14]
- **Le séchage-saturation** permet de simuler la durabilité du traitement à la chaux face aux variations de la teneur en eau du sol. Le sol à étudier est soumis à plusieurs cycles hydrauliques de séchage-saturation et ses propriétés physiques et mécaniques ainsi que les paramètres de gonflement seront mesurés progressivement. Des études ont montré que l'action de la chaux reste intéressante si le premier cycle subi par le sol est la saturation. En revanche, l'efficacité du traitement diminue fortement si le premier cycle subi correspond au séchage. Cela s'explique par le fait que le séchage prématuré interrompt le mécanisme de réaction chaux-argile et mène, semble-t-il, à la destruction

des liaisons fragiles naissantes issues de la réaction pouzolanique dans le sol traité.

[14]

Ces tests ne seront pas effectués dans le cadre de cette étude, vu leur durée d'exécution. Toutefois des études effectuées ailleurs [14] ont donné des résultats très satisfaisants sur la durabilité du traitement par la chaux des sols gonflants.

En dépit de tous ces moyens technologiques, la modestie doit rester la règle : toute conception est imparfaite mais il convient d'en minimiser les risques en concevant des systèmes adaptatifs à l'amont de tout projet.

CONCLUSION GENERALE

Le phénomène de retrait-gonflement des formations argileuses est lié à des processus physicochimiques et hydriques complexes. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduit à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent être désastreuses sur les superstructures. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore plus important puisqu'il sera possible dans ce cas d'agir à l'amont des réalisations pour prévenir ou du moins réduire les risques d'apparition des désordres. A cet effet, une connaissance minimale sur la structure élémentaire des principales familles argileuses ainsi que sur les différentes possibilités d'arrangements est indispensable.

Toute la difficulté réside dans la définition des paramètres sensés représenter le phénomène de gonflement et par la suite caractériser les sols gonflants. La mesure de ces paramètres est effectuée selon différentes procédures rangées en classes : procédures permettant à l'échantillon de gonfler et procédures empêchant le gonflement de l'échantillon. Il est à noter que l'influence de l'état initial est très importante sur le gonflement. De ce fait, les paramètres obtenus dépendent essentiellement de la densité sèche, de la teneur en eau initiale et du degré de saturation.

Une fois le gonflement du sol pressenti et ses paramètres mesurés, des solutions peuvent être préconisées. Il s'agira entre autres d'adopter des dispositions constructives qui permettraient de limiter les variations de la teneur en eau du sol, de concevoir une structure adaptée pour résister aux efforts induits par le phénomène, d'intervenir sur le sol pour que ce dernier soit insensible à son hydratation ou à sa déshydratation en le stabilisant par la chaux.

Enfin, nous espérons que par le biais de ce travail, nous avons contribué en particulier aux multiples efforts que la Sipres est entrain de consentir pour une meilleure prévision du phénomène de gonflement des sols du Cap des biches. Nous espérons aussi, plus généralement avoir contribué à la compréhension du phénomène de gonflement des argiles naturelles qui posent d'énormes difficultés pour l'ensemble des concepteurs et qui stimulent les développements les plus spéculatifs.

RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

Au terme de cette étude, nous recommandons fortement :

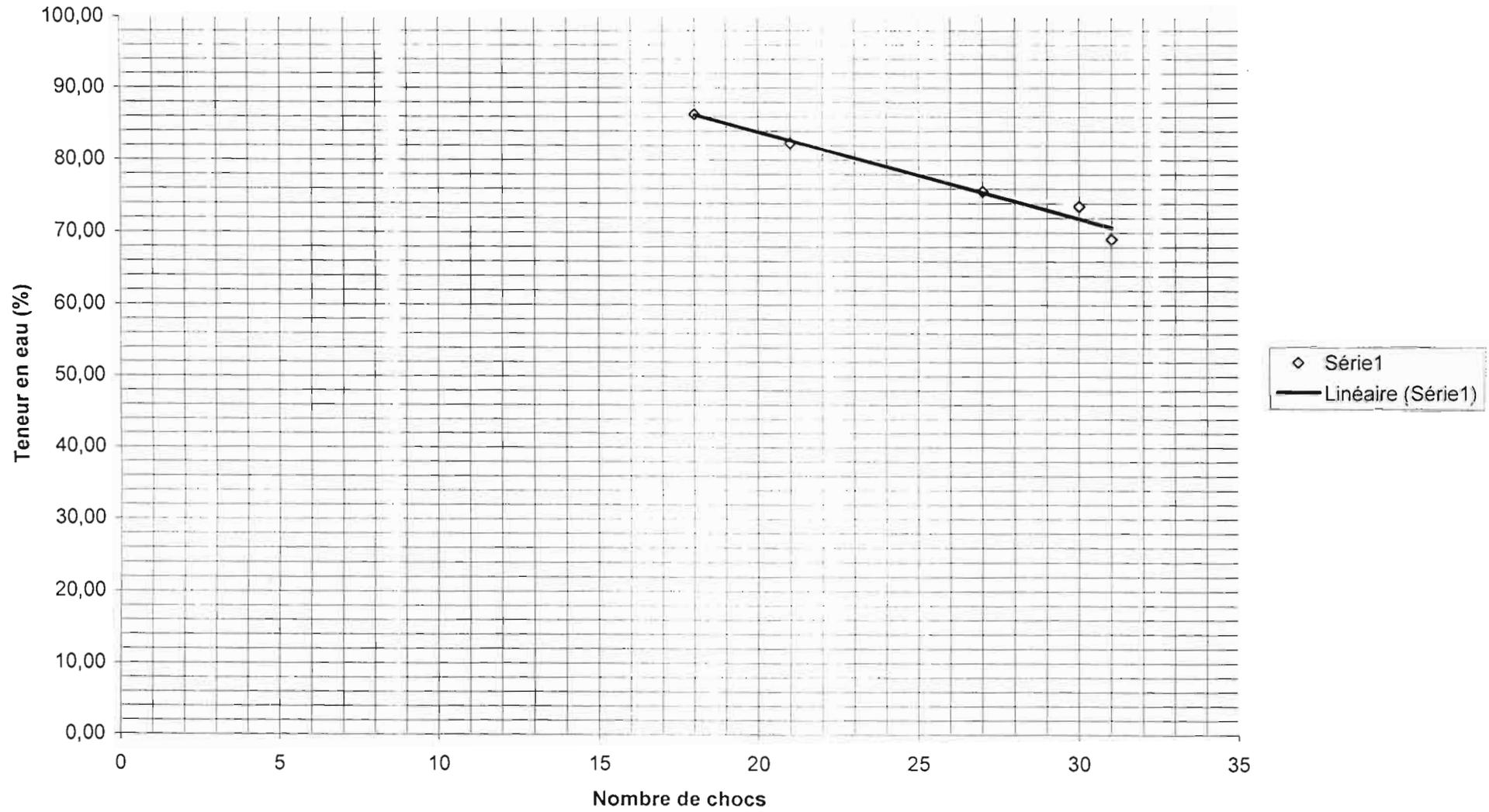
- La détermination, par le biais d'essais, des pressions de gonflement sur toute la profondeur caractéristique des semelles afin de les comparer aux contraintes appliquées distribuées aux mêmes endroits ;
- A la Sipres d'établir ses programmes en prenant en compte le fait que la pression de gonflement n'est pas une caractéristique intrinsèque d'un sol mais qu'elle dépend de l'état initial du sol (teneur en eau, densité sèche...) et du chemin de contraintes ; par exemple en démarrant de préférence les travaux de fondations juste après la saison des pluies (lorsque le sol est à son de degré de saturation maximal) plutôt qu'à l'approche de ladite saison (lorsque le sol se trouve sec) ;
- A la Sipres de commanditer des études hydrogéologiques pour une connaissance exacte de la ligne piezométrique de la nappe ; en effet aux endroits où elle n'est pas très profonde (moins de 3m sous le niveau des fondations), le sol sera en permanence saturé ou presque donc le phénomène du gonflement sera inexistant ;
- Aussi à la Sipres, au cas où les solutions proposées seront adoptées, de veiller à un contrôle strict de leur mise en œuvre ; en effet, proposer des solutions à des problèmes c'est une chose mais il en est une autre que de leur donner corps ;
- De procéder à une étude comparative approfondie entre les caractéristiques minéralogique, chimique, physique du sol traité à la chaux et celles du sol crû ;
- D'étudier l'influence d'une variation du pourcentage de chaux sur les caractéristiques minéralogiques, chimiques, physiques et mécaniques du sol traité ;
- Une évaluation approfondie du comportement à long terme du traitement à la chaux ;
- D'expérimenter d'autres méthodes de traitements telles que la stabilisation par les sels ;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

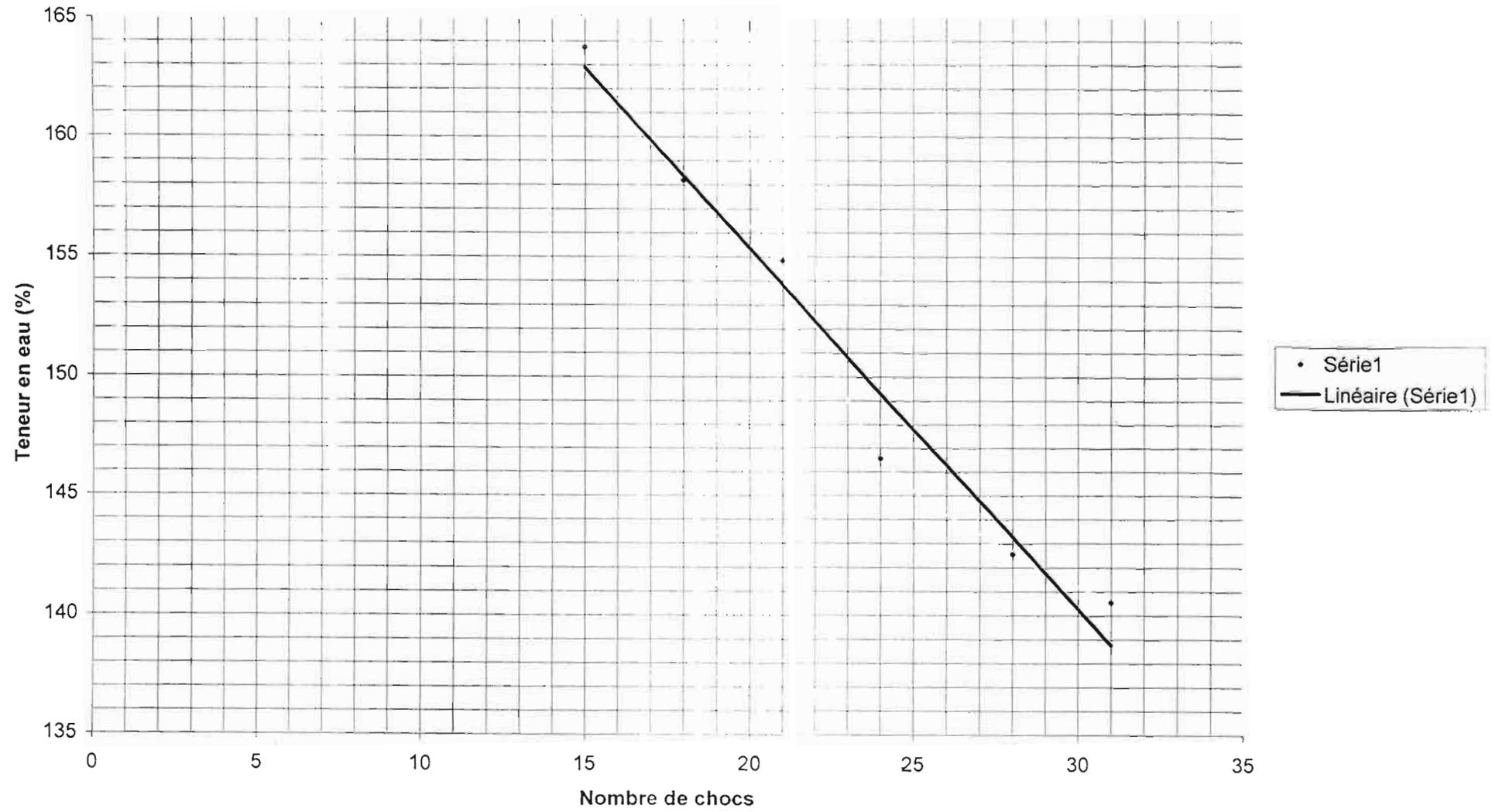
- [1] **USACE Headquarters, Department of the army** (1983)- Foundations in expansive soils, Technical TM 5-818-7, 95 pages.
- [2] **Huder J., Amberg G.**, (1970) – Quellung in mergel. Schweizerische Bauzeitung N°43, pp 975 – 980.
- [3] **Arnold M.**, (1984) – The genesis, mineralogy and identification of expansive soil International Conference on expansive soils Adelaide South Australia pp 22-36.
- [4] **Didier G.** (1972) – Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites: Prevision. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon.
- [5] **Bolt G. B.** (1956) – Physico-chemical analysis of the compressibility of clay Geotechnique, Vol. 6 n°2, pp 86-93.
- [6] **Madsen F.T** (1979) - Determination of the swelling pressure of claystones and Marlstones using mineralogical data. 4th International Congress on Rock Mechanics Montreux.
- [7] **Sridharan A., Jayadeva M.S.** (1982) – Double layer theory and compressibility of Clays geotechnique, Vol 32. pp 133-144.
- [8] **Bishop A.W.** (1960) – The measurement of pore pressure in the triaxial test. Conference on pore pressures and suction in soils, London, Butterwoths, pp 38-46
- [9] **Y.S.T. KIKI**, Contribution à la mise au point de méthodes de stabilisation des sols gonflants, application aux sols argileux de la Lama (Bénin), Thèse.
- [10] Note explicative de la carte géologique du Sénégal
- [11] **Sidi Mohammed AISSA MAMOUNE**, Contribution, mesure, prévision et modélisation des sols expansifs, mémoire magister en génie civil.
- [12] **Gérard PHILIPPONNAT**, Désordres dues à la présence de sols gonflants Dans la région parisienne.
- [13] **I.K. CISSE, M. FALL, RAHAL A.** (1999)- Un cas d'instabilité de fondation: Exemple des marnes gonflantes de Rufisque (Sénégal). Geotechnics for developping Afica. Durban, South Africa.
- [14] Durabilité du traitement à la chaux d'un sol argileux plastique, S.A. Khattab, M. Al Mukhtar
- [15] **TAS.M** « Influence des procédures expérimentales sur l'estimation en laboratoire des paramètres de gonflement des argiles expansifs » thèse de magister soutenu le 15juillet 1992 à l'école nationale polytechnique.

ANNEXES

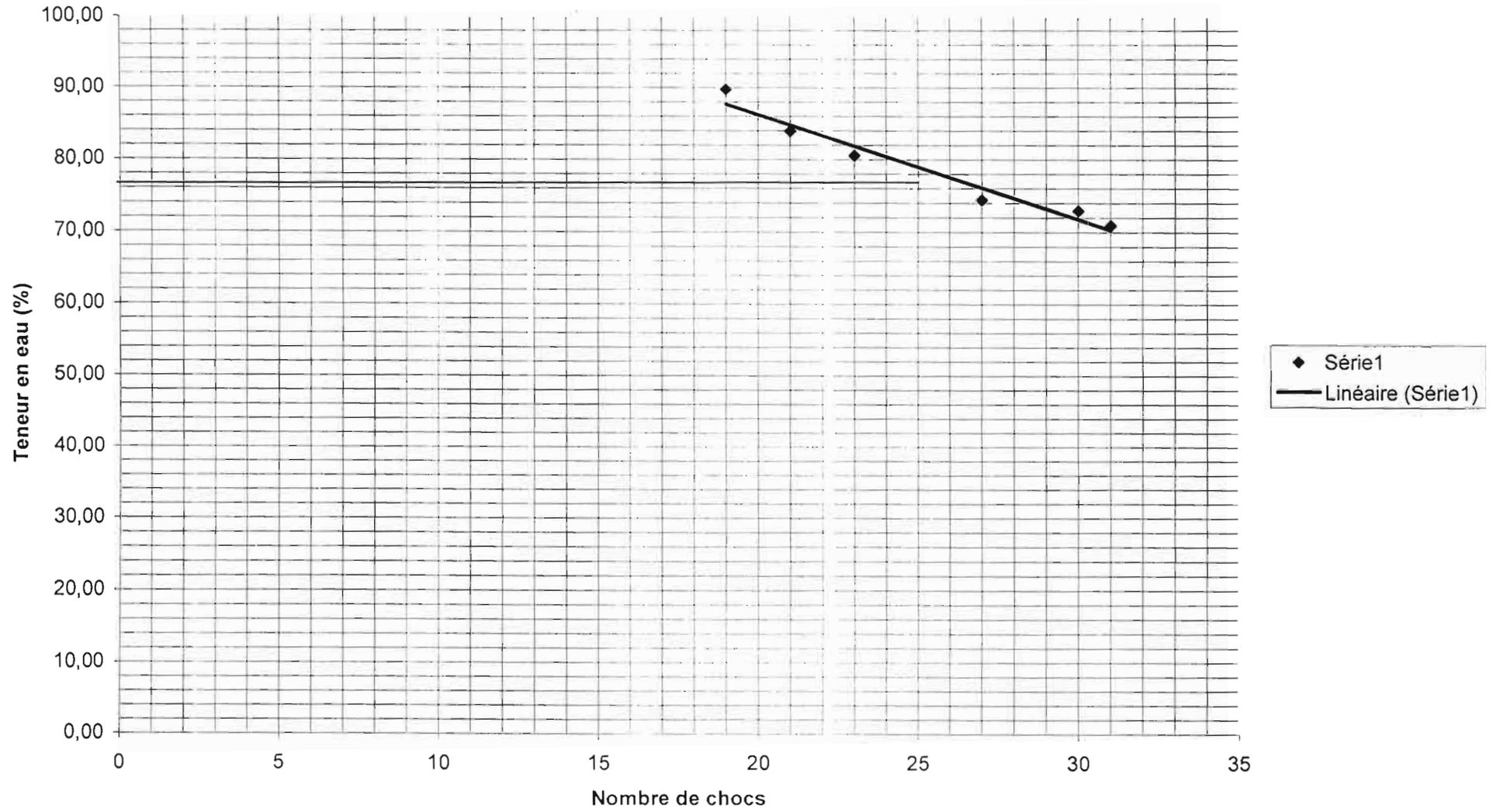
Limite de liquidité E1



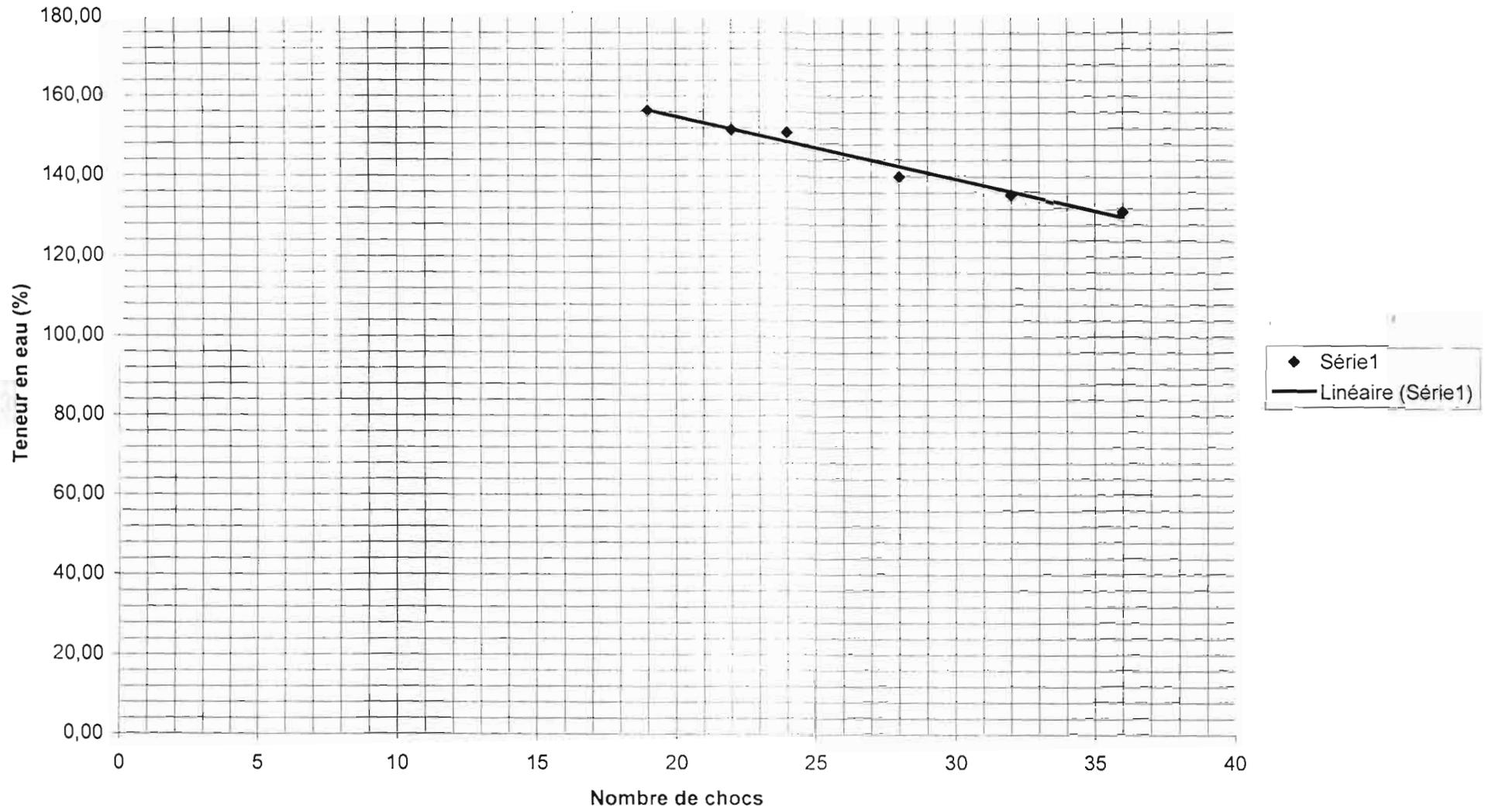
Limite de liquidité E2



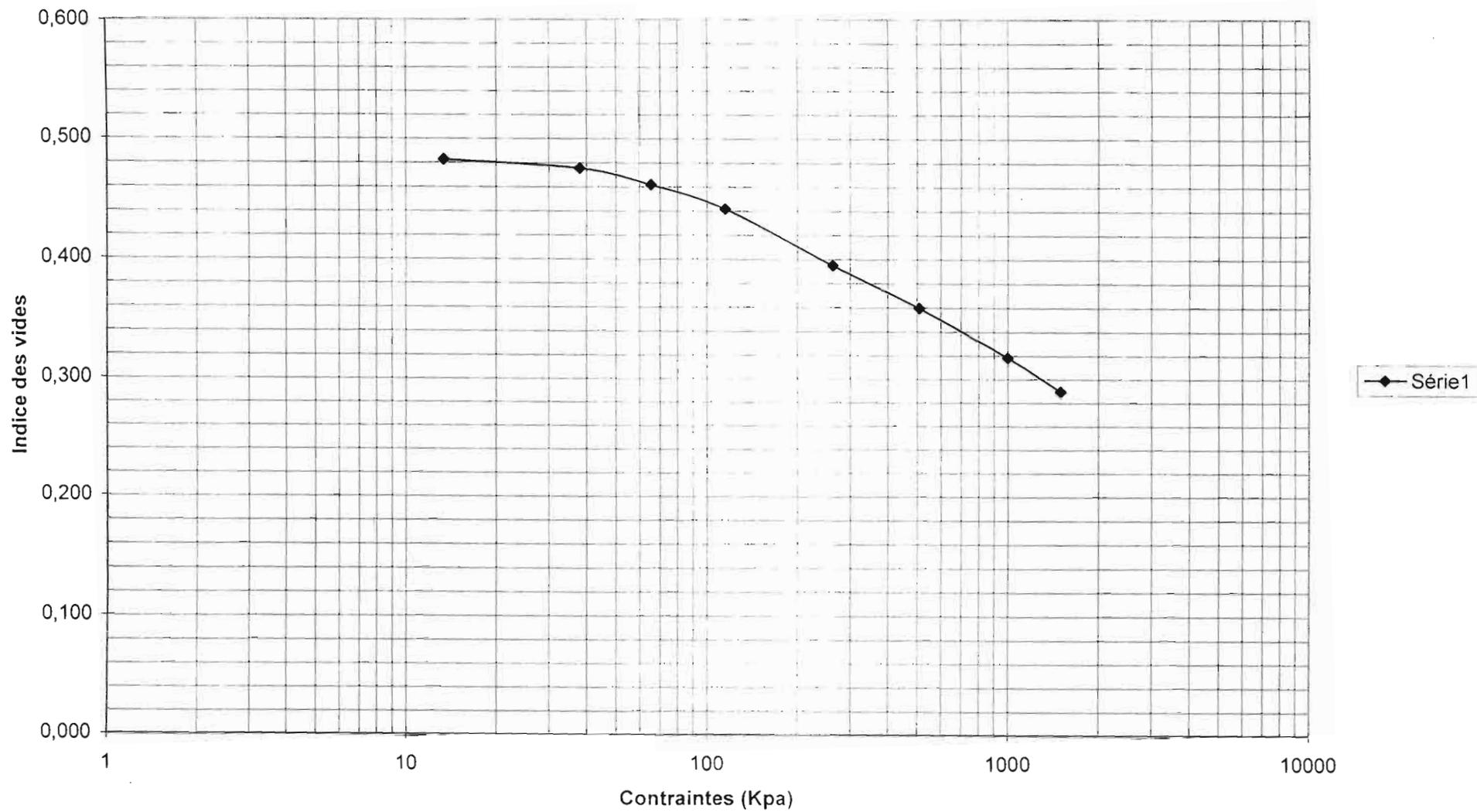
Limite de liquidité E3



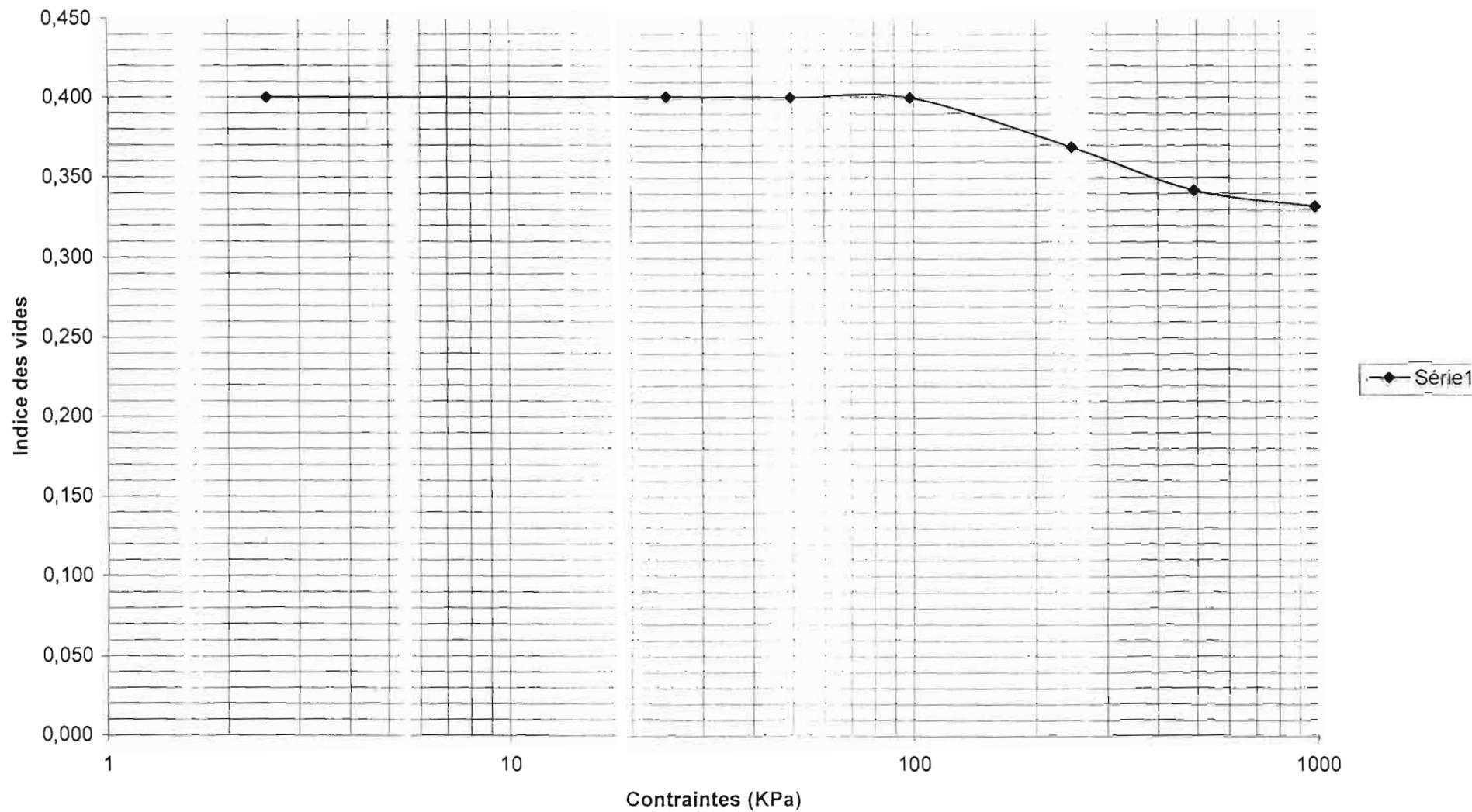
Limite de liquidité E4



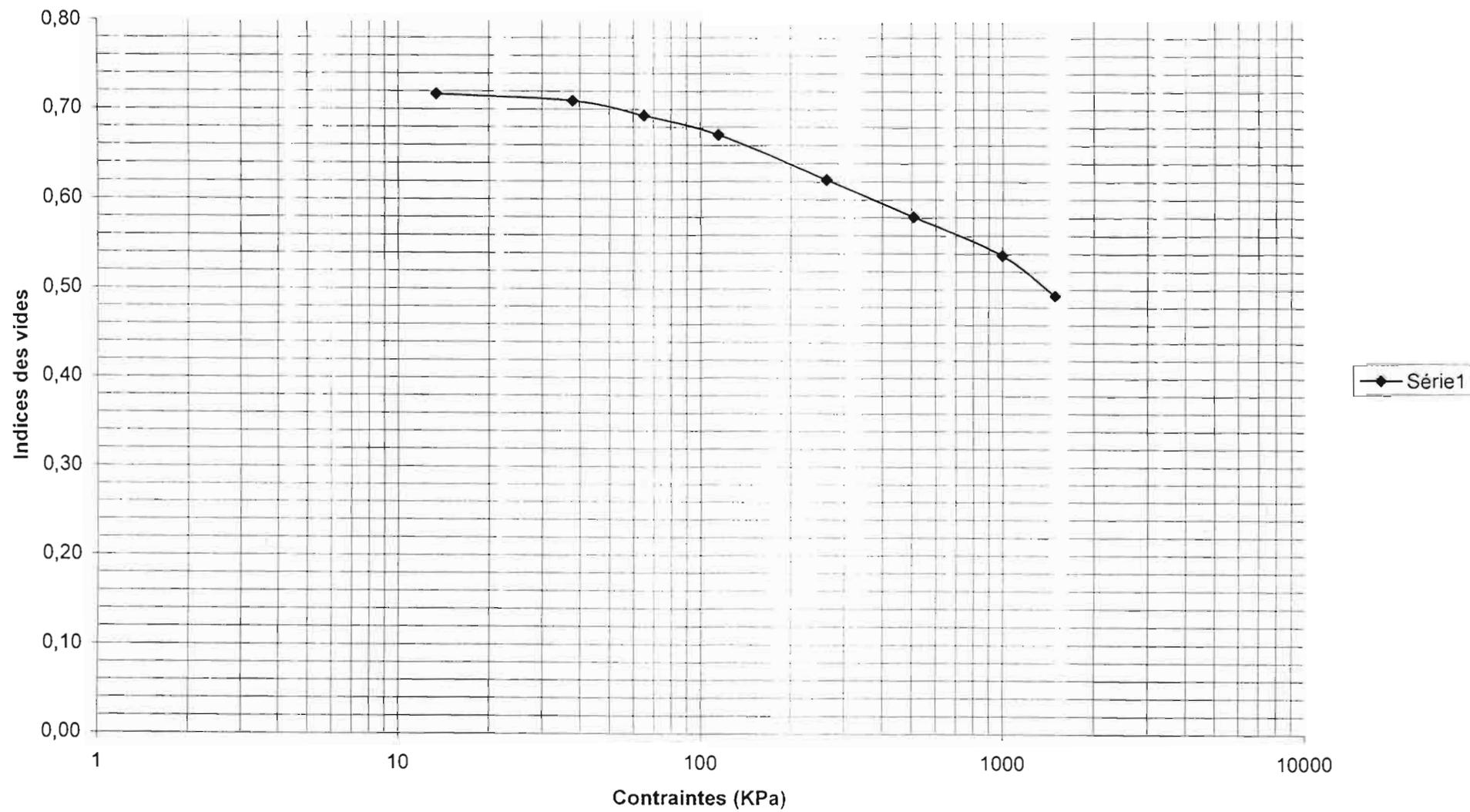
Courbe de compressibilité E1



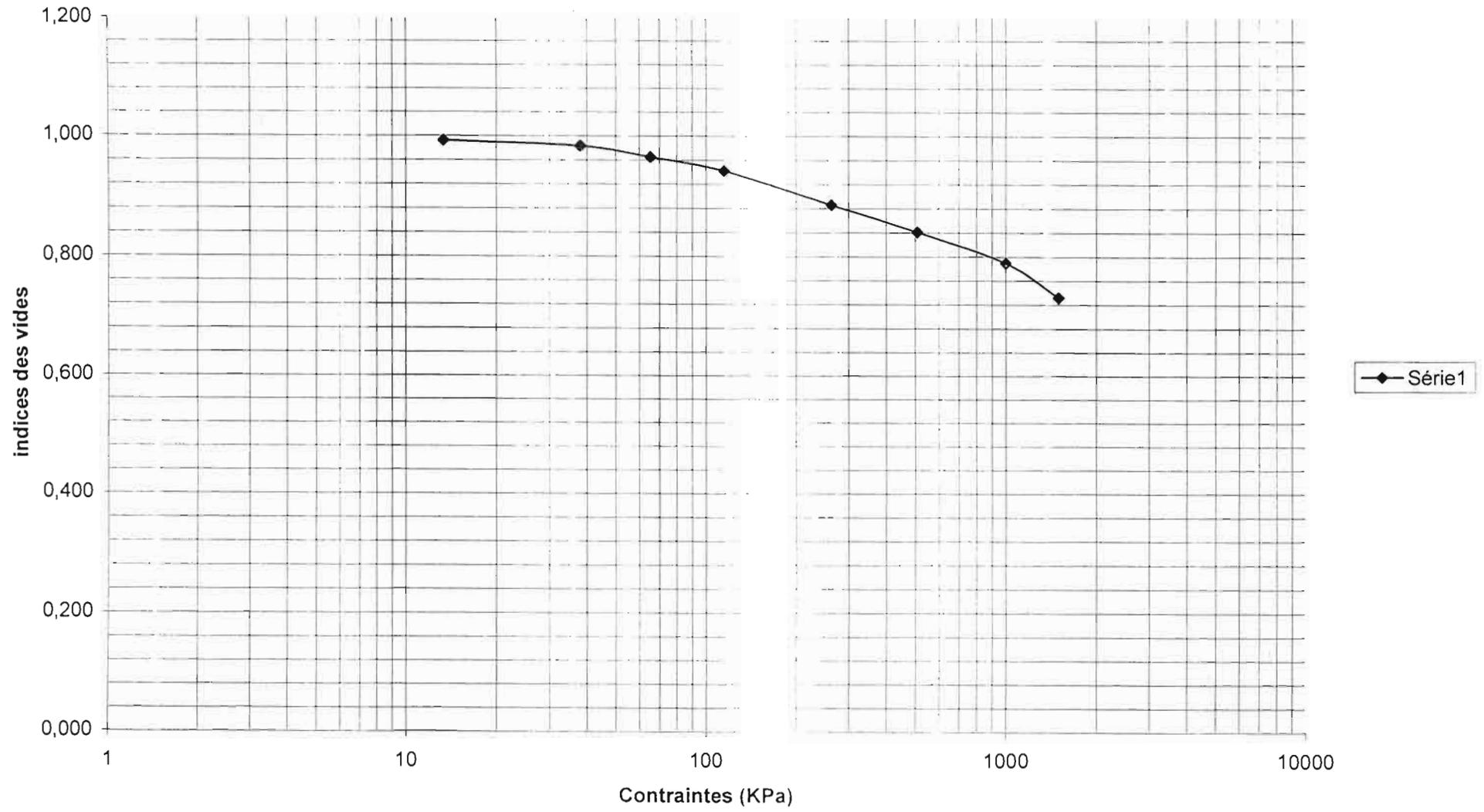
Courbe de compressibilité E2



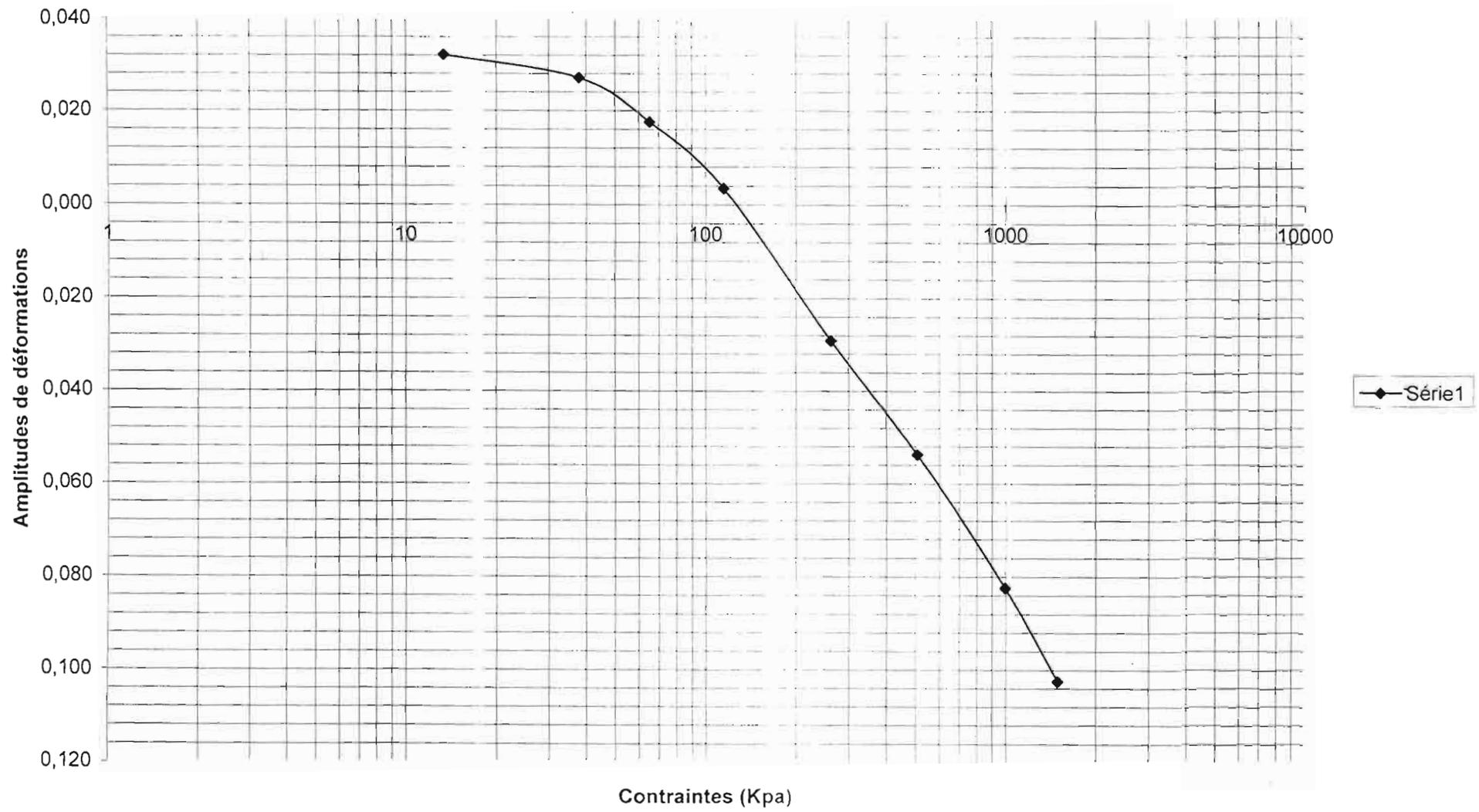
Courbe de compressibilité E3



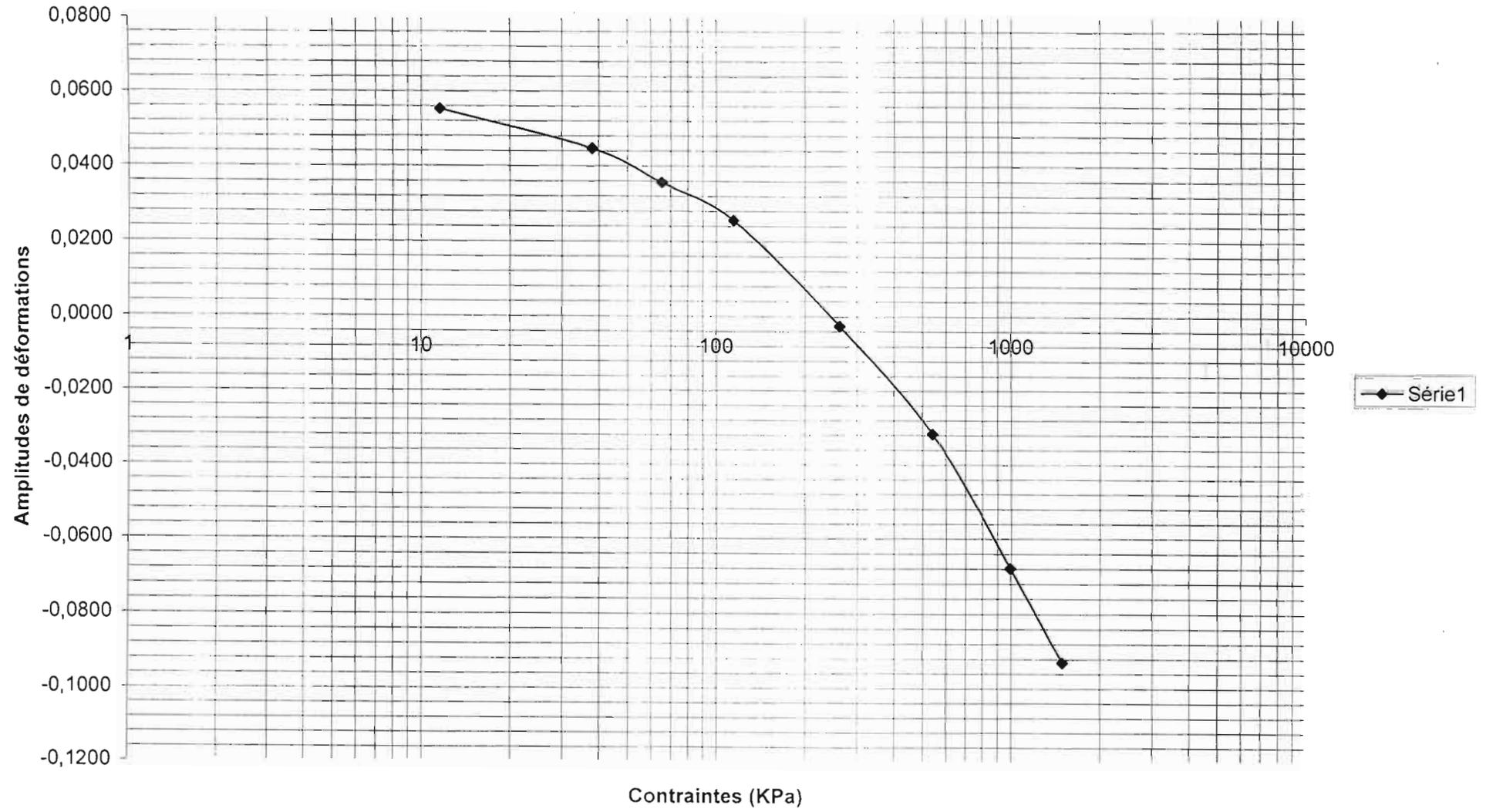
Courbe de compressibilité E4



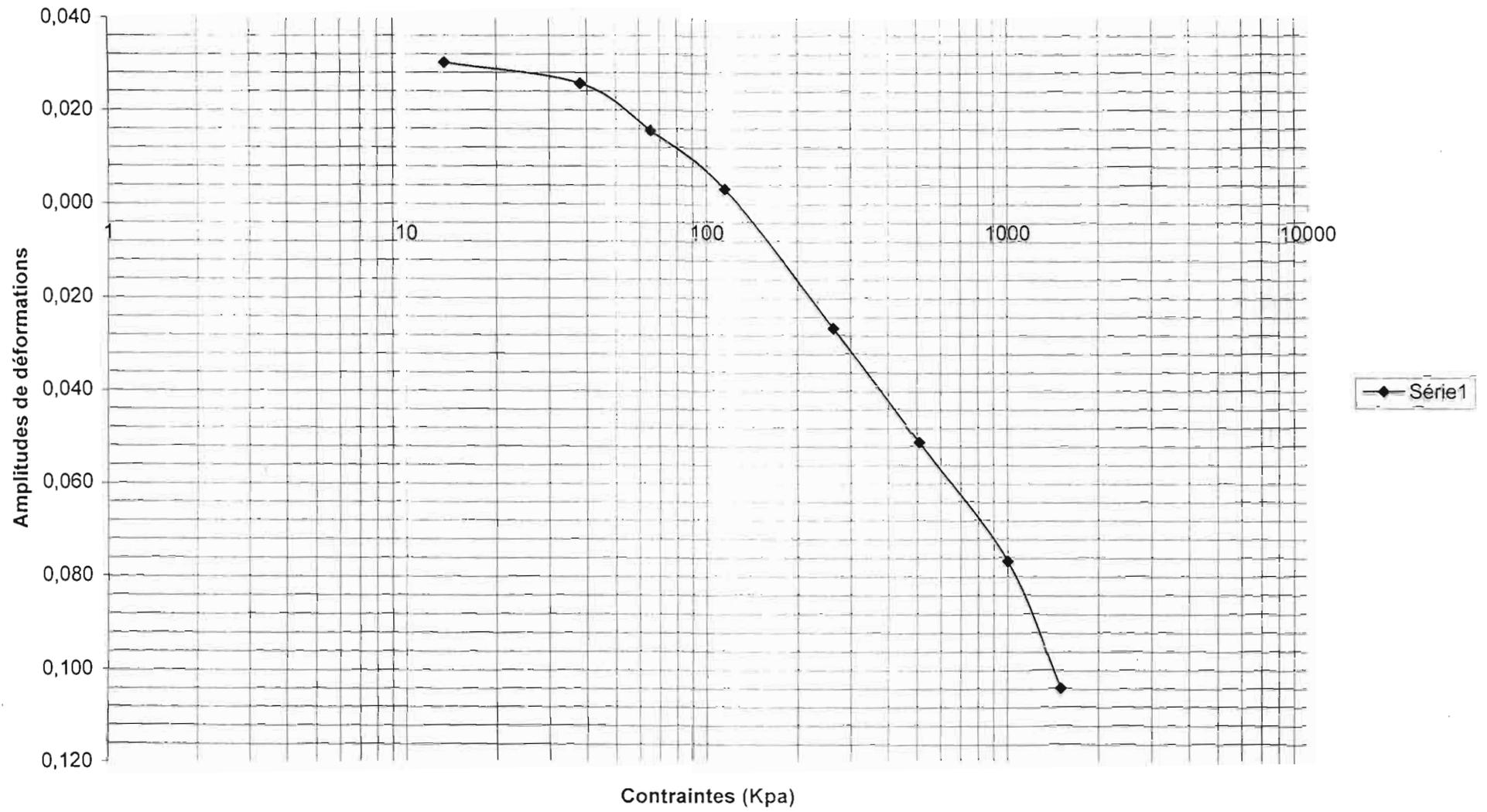
Courbe de gonflement E1



Courbe de gonflement E2



Courbe de gonflement E3



Courbe de gonflement E4

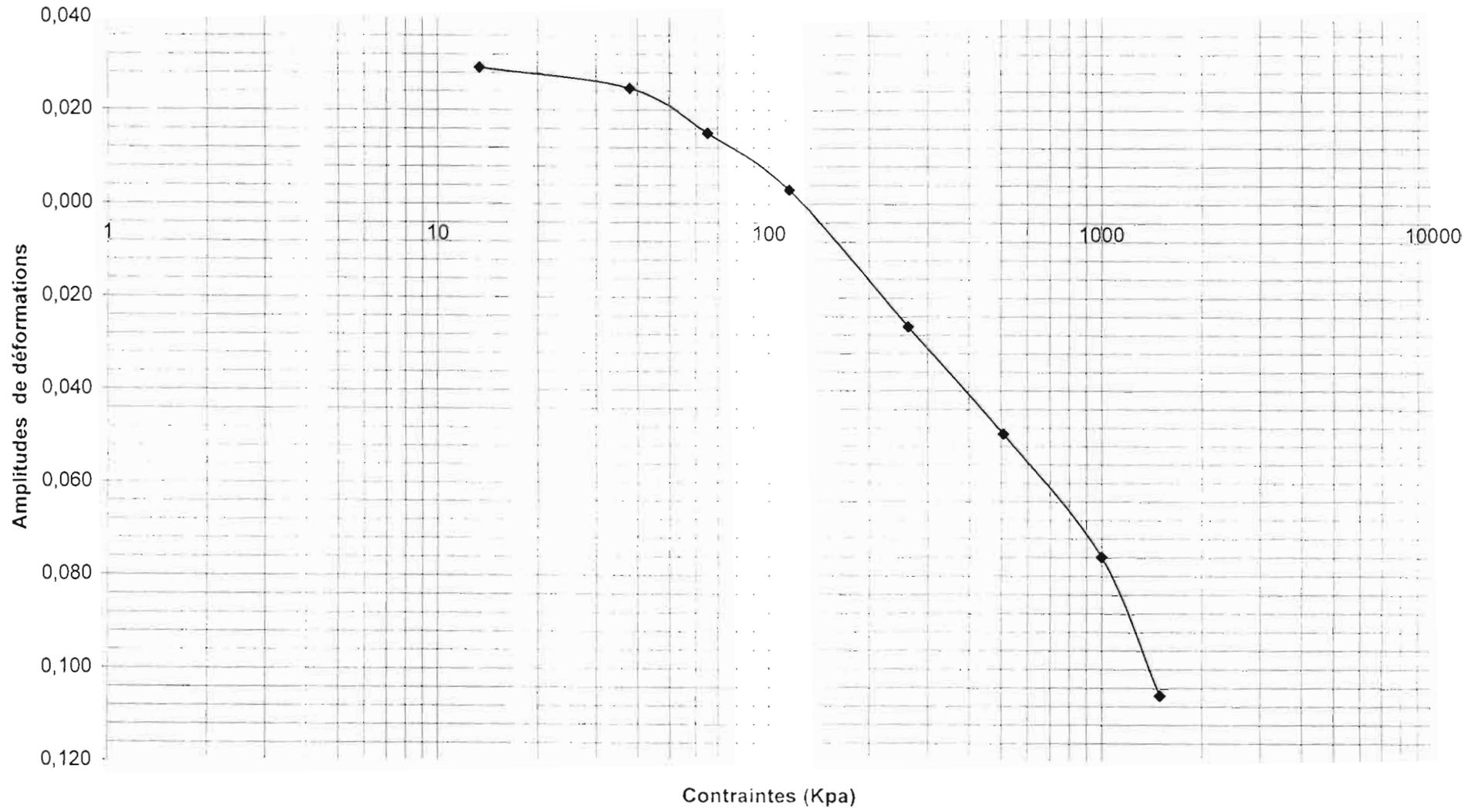
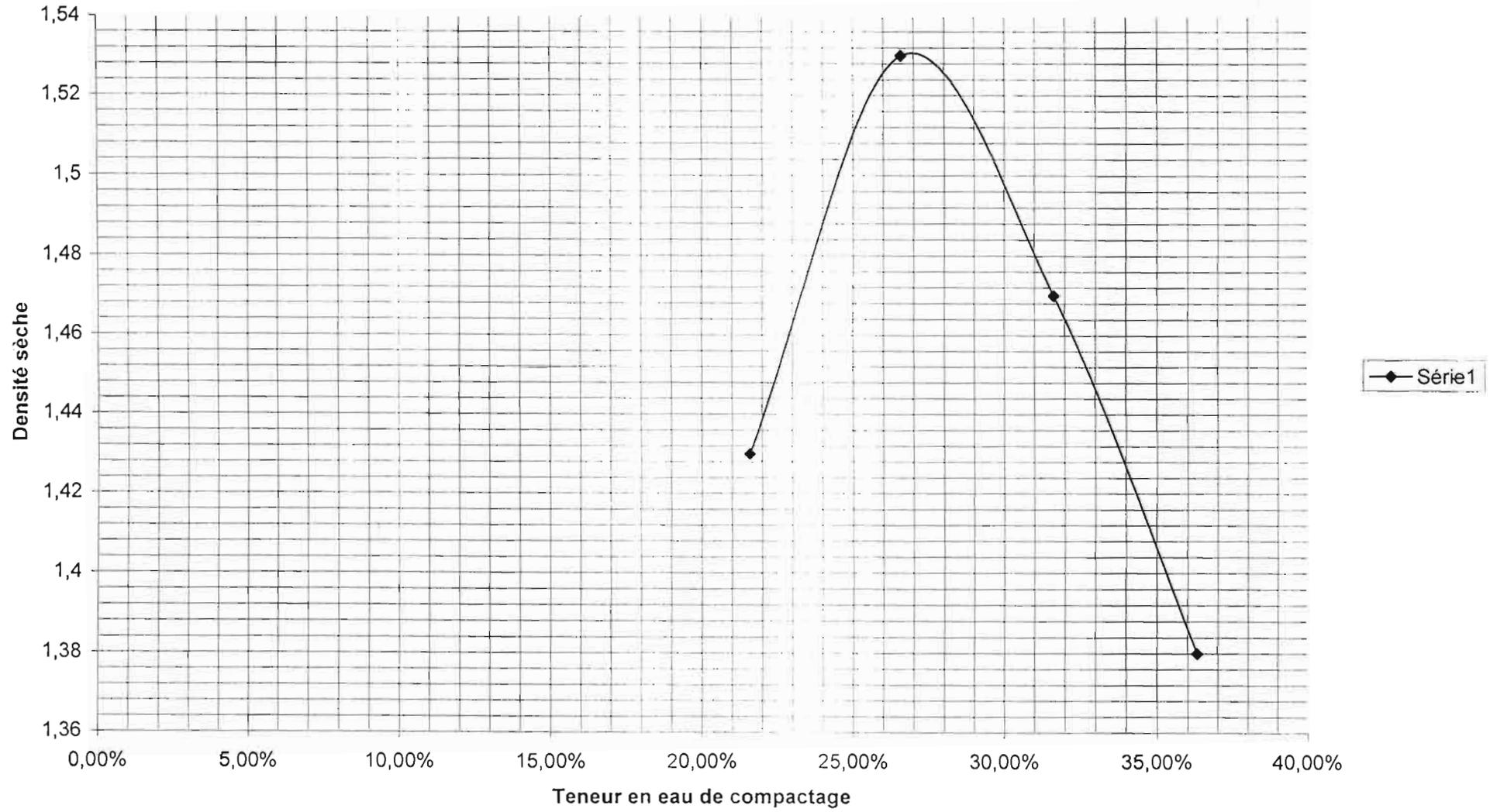


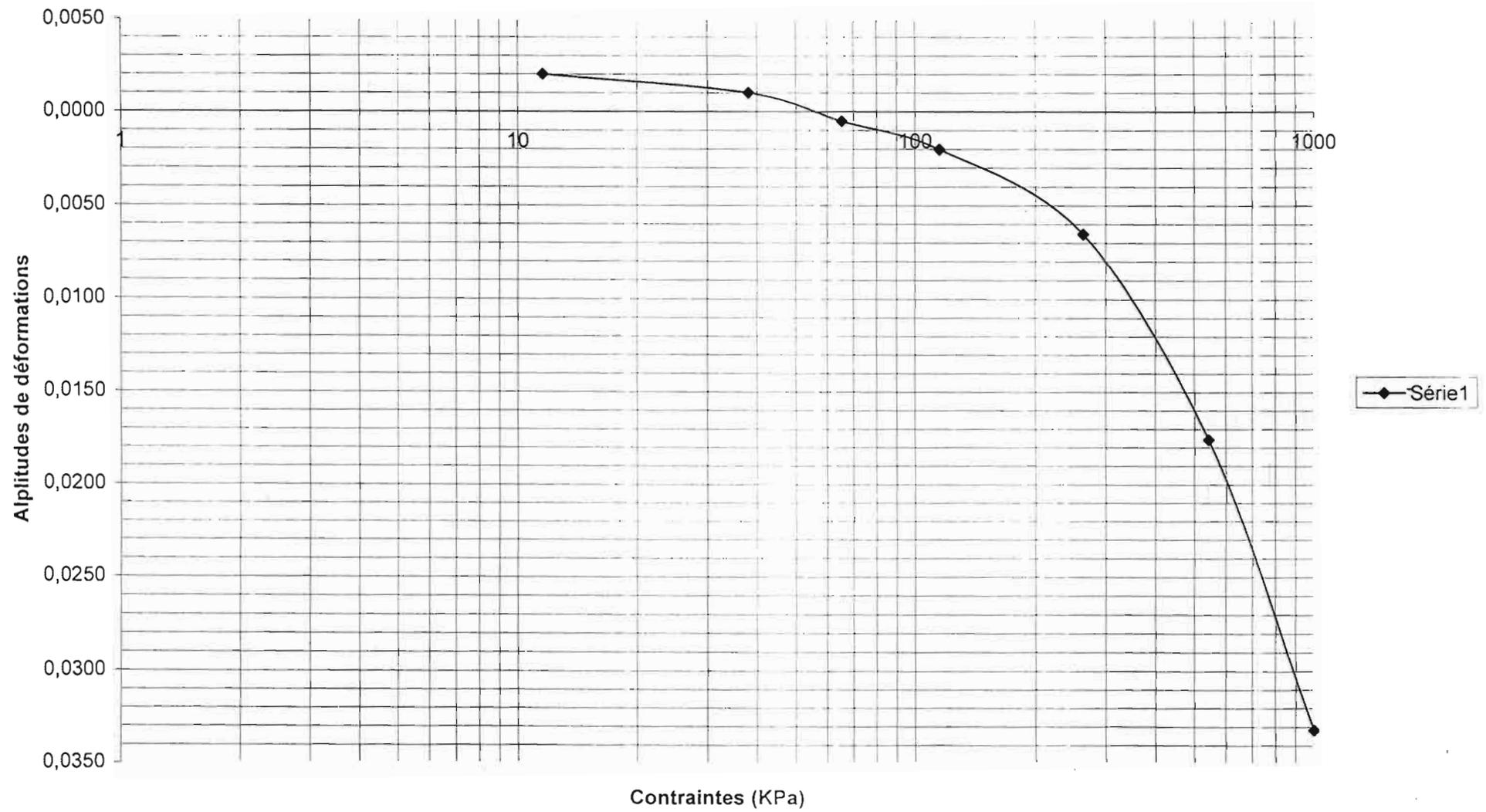
Tableau proctor échantillons traités

% d'eau ajouté	20%	25%	30%	35%
Poids du sol hum + moule	6753,00	6951,00	6942,00	6895,00
Poids du moule (g)	5110,00	5110,00	5110,00	5110,00
Poids du sol humide (g)	1643,00	1841,00	1832,00	1785,00
Volume du moule (cm ³)	947,87	947,87	947,87	947,87
Poids unitaire total (g/cm ³)	1,73	1,94	1,93	1,88
Poids unitaire sec (g/cm ³)	1,43	1,53	1,47	1,38
Poids tare (g)	125,21	132,28	64,58	95,92
Poids éch. hum + tare (g)	534,55	541,62	516,35	597,01
Poids éch. sec + tare (g)	461,84	455,64	407,75	463,50
Poids éch. sec (g)	336,63	323,36	343,17	367,58
Poids de l'eau (g)	72,71	85,98	108,60	133,51
W (%)	21,60	26,59	31,65	36,32

Courbe Proctor normal du sol traité avec 4% de chaux



Courbe de gonflement de l'échantillon traité à 4% de chaux A



Courbe de gonflement de l'échantillon traité à 4% de chaux B

