

Chapitre I

Synthèse bibliographique

I.1 : Introduction :

Beaucoup d'ouvrages sont érigés sur des dépôts d'argile, dont le comportement est considérablement influencé par les propriétés physico-chimiques des minéraux argileux.

Certains sols argileux changent de volume en fonction de leur teneur en eau et peuvent, de ce fait, créer des désordres dans les ouvrages géotechniques. Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est cruciale afin de bien comprendre les traits spécifiques qui caractérisent ces matériaux vis-à-vis de l'eau.

On dispose pour cela plusieurs classes de solutions parmi eux la stabilisation par le ciment, la synthèse bibliographique a été répartie en trois grandes parties :

- Une première partie, qui concerne des informations qui concernent le phénomène du gonflement des sols argileux ;
- Une deuxième partie qui c'est focalisée sur les techniques de stabilisation des sols argileux avec différentes méthodes, notamment au ciment ;
- Une troisième partie a été consacrée pour les ciments, notamment celui utilisé pour le traitement.

I.2 : Les argiles :

I.2.1 : Définition :

Les argiles sont des phyllosilicates hydrates formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier et Grimlidi, 1993) l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considérée et, dans le cas des smectites, variable en fonction de l'état hydrique (Ben rhaïem et al, 1986) [6].



Figure I.2 :Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

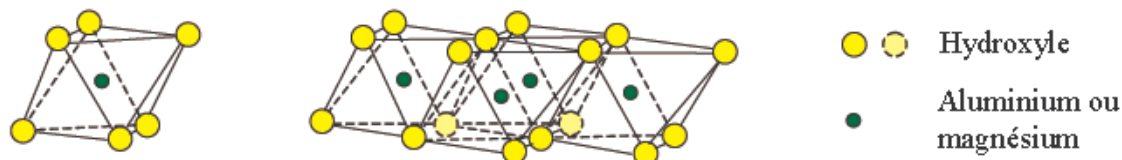


Figure I.3:Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

I.2.2 : Différents types d'argile :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés. Il y a tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O. Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelés argiles T-O-T. Le troisième groupe est celui des smectites sont également formes de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T(fig. I.4).Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995) [6].

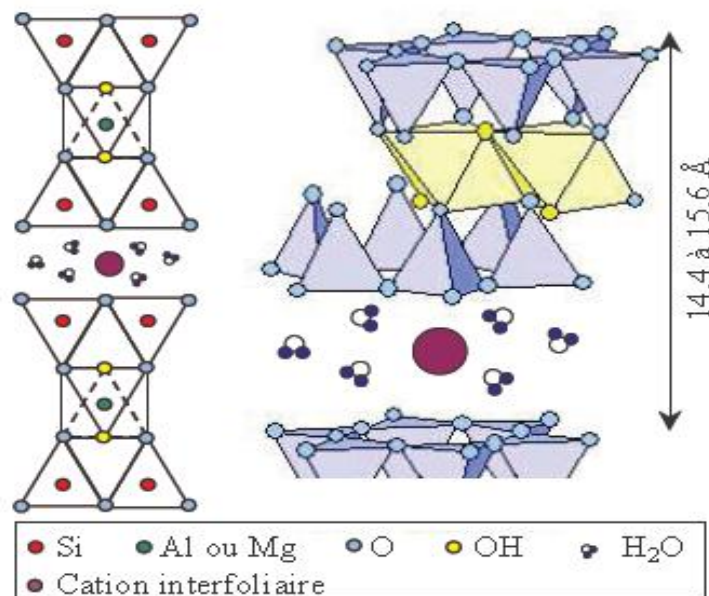


Figure I.4 : Structure des argiles du groupe des smectites.

I.2.3 : Texture des argiles :

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope (wakim j, 2005). Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par (Wakim j, 2005) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (Figure. 1.5).



**Figure I.5: Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides
Montes et al, (Wakim j, 2005).**

L'évolution de la micro texture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (Wakim j, 2005). La figure I.6 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage, les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement. Montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets (Bultel Frédéric, 2001).

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés (Wakim J, 2005). Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. [2]

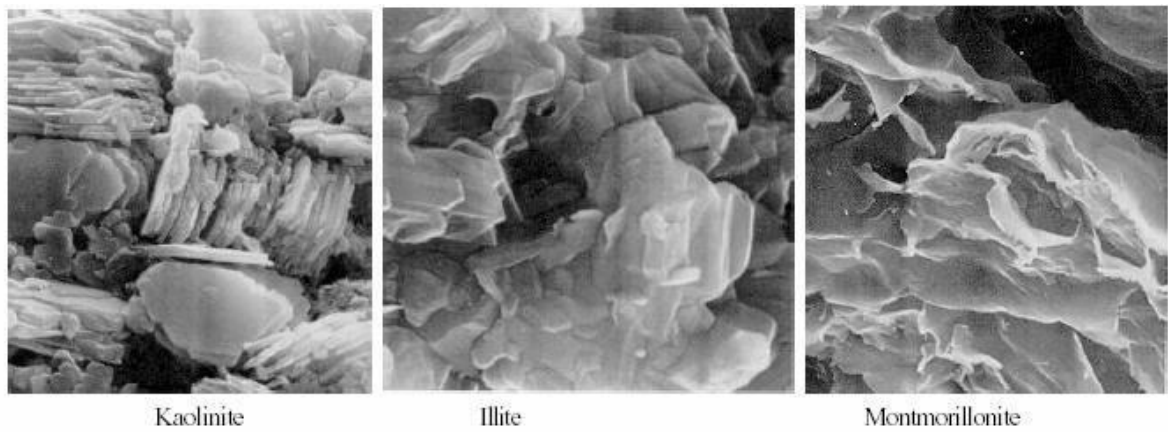


Figure I.6: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

I.3-1 : Mécanismes de gonflement des argiles :

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Gens et Alonso (1992), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (figure1.7) :

- L'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

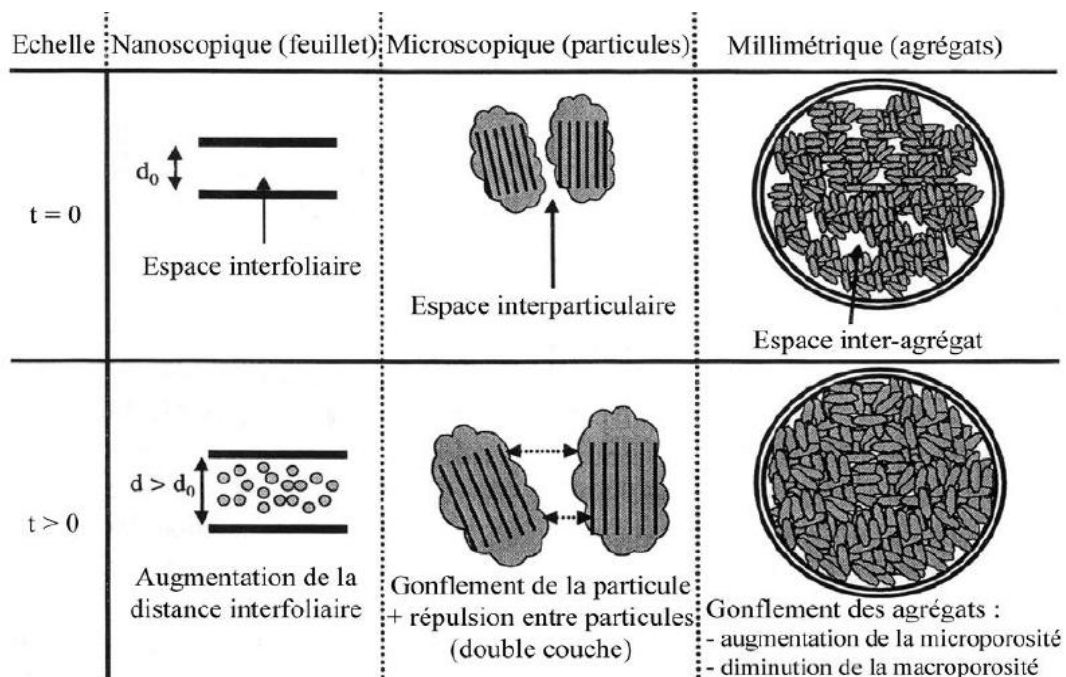


Figure I.7 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

I.3-2: Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

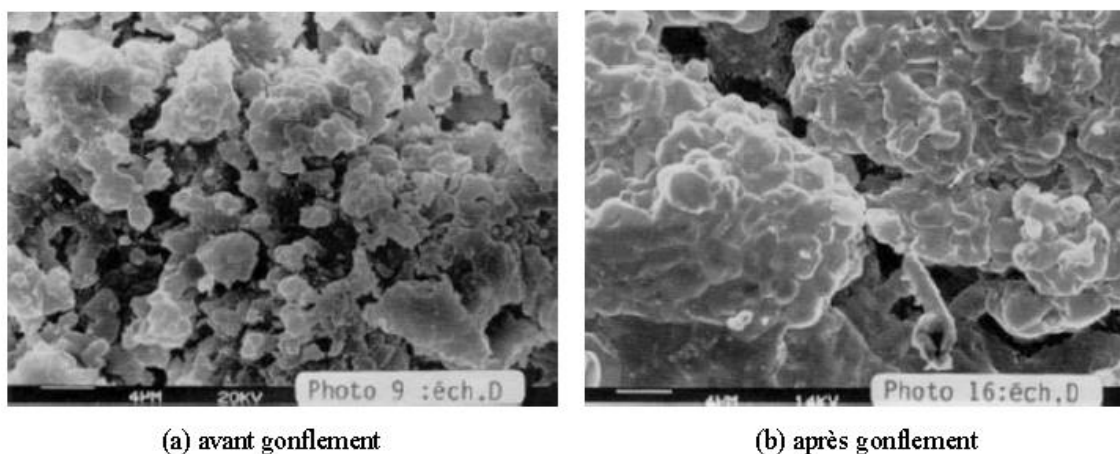


Figure I.8: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Les observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure I.9 illustre cette évolution.

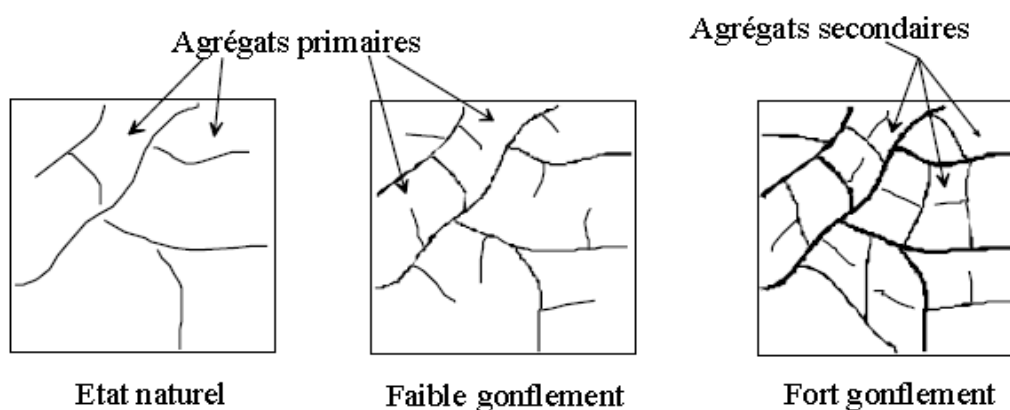


Figure I.9: Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

I. 4: Identification des sols gonflants :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires.

Or, cette identification indirecte se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres, ni sur le même nombre. Mais, l'utilisation de ces identifications indirectes conduit à soupçonner le caractère expansif d'un sol. Par contre, les paramètres d'identification directs obtenus lors des essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant du sol.

I.4.1 : Définition des paramètres de gonflement

L'approche macroscopique du gonflement est la plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais au laboratoire. On les définit comme suit. [4] :

I.4.1.1 : La pression de gonflement (σ_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus citée mais elle n'est pas la seule.

I.4.1.2 : Le potentiel de gonflement (ε_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

I.4.1.3 : L'indice de gonflement (C_g) :

Traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

I.4.2: Méthodes d'identification :

I.4.2.1: Méthodes indirectes d'identification :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. [1]

Les tableaux I.1 à I.4 sont proposés par plusieurs auteurs pour estimer le potentiel de gonflement.

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

Tableau I.1: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

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

Tableau I.2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

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

Tableau I.3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

IP (%)	% < 80 μm	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Tableau I.4 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent (figure I.11) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

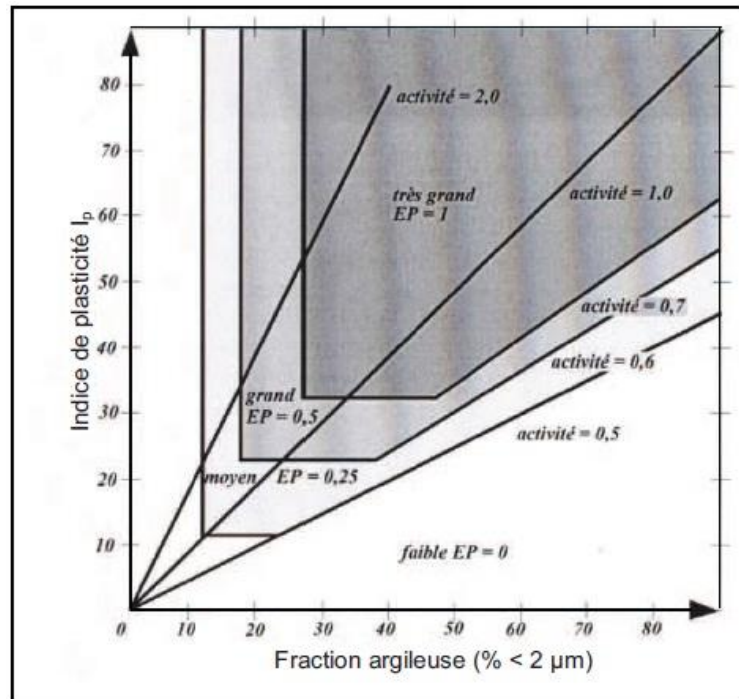


Figure I.10: Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau A_{cor} .

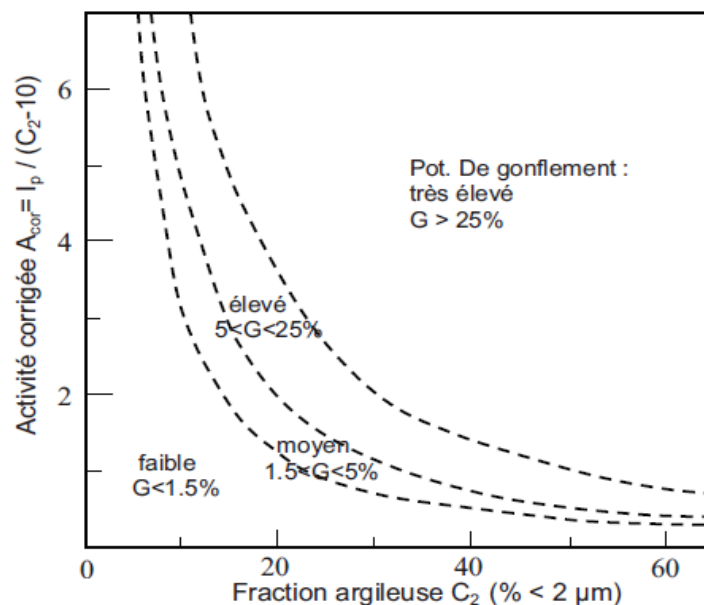


Figure I.11: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.5 (Modèles empiriques de calcul du taux dégonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (—)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_s sans unités (—)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{d0} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (—)
Nagaraj <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_i}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_i : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guirras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

Tableau I.5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

I. 4.2.2: Méthodes directes d'identification :

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976; Ofer et Blight, 1985; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela qu'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

Ces essais peuvent être exécutés sur des échantillons intacts ou compactés. Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du comportement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule œdométrique. Conventionnelle à chargement par poids.

Les principales méthodes utilisées sont décrites ci-après

a) Méthode de gonflement libre :

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale (figure I.12).

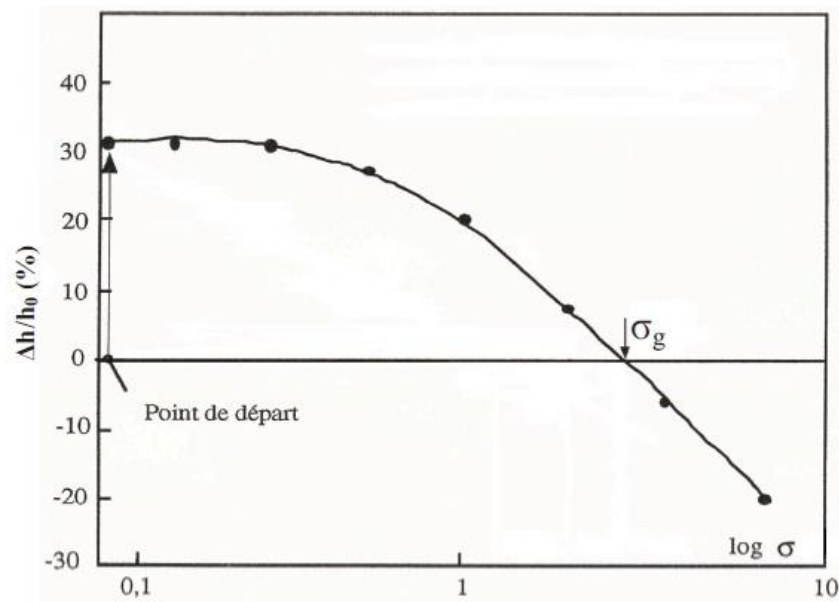


Figure I.12: Essais de gonflement libre.

b) Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I.13).

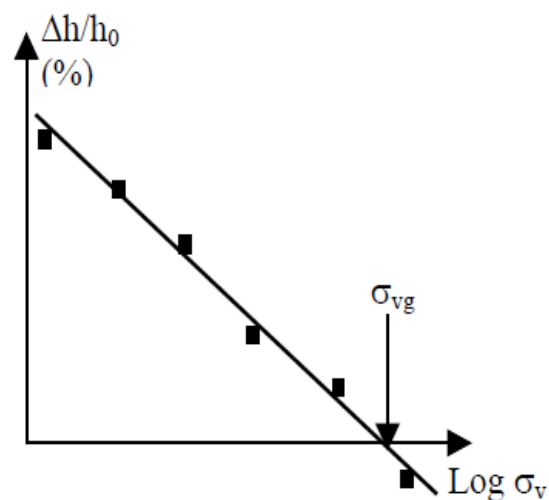


Figure I.13: Essais de gonflement en parallèle.

c) Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement) (figure I.14).

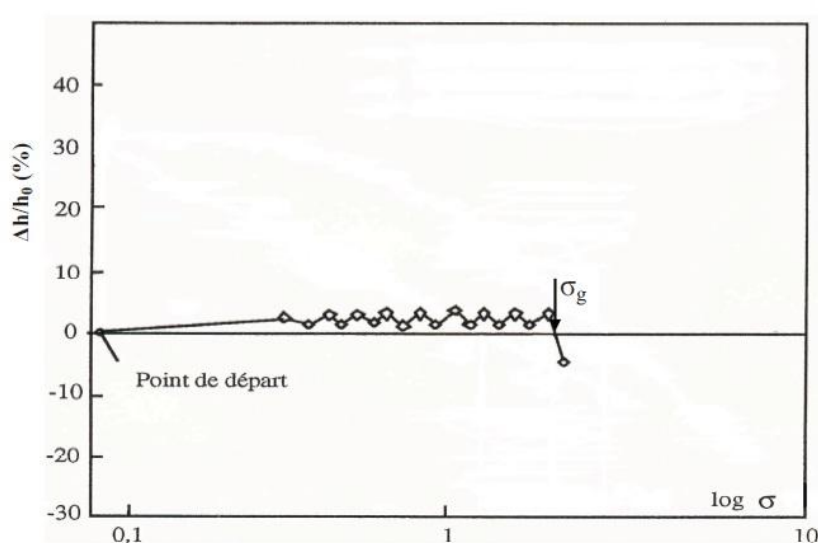


Figure I.14: Essai de gonflement à volume constant.

I. 4.2.3: Comparaison des différentes méthodes

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement empêché est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours) cependant, la méthode de gonflement sous charge constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre-eux.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre.

I.5 : Stabilisation des sols argileux :

I.5.1 : Introduction:

Le choix des matériaux est avant tout basé sur un compromis technico-économique qui inclut notamment des critères de disponibilité, de coûts de traitement et de transport des matériaux. Dans ce contexte, très fréquemment, il convient d'envisager une stabilisation pour ces matériaux, notamment pour les sols fins.

Malgré leurs propriétés de résistance, les sols argileux naturels, lorsqu'ils sont simplement compactés, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures, sont très sensibles aux variations de température et d'hygrométrie. La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité. D'après les conséquences des sols expansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites).

I.5.2 : But de la stabilisation :

La stabilisation des sols argileux vise à satisfaire les points énumérés ci-après :

- Rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir.
- Éviter le décapage et le remplissage par des matériaux d'apport.
- L'assèchement des sols permettent de les rendre praticables aux engins de chantiers.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.

- Limiter la sensibilité des argiles à l'eau.
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).
- Chez les sols argileux une réduction instantanée de l'angulosité avec la floculation.
- Diminuer les variations de volume dans le cas des sols gonflants.

I.5.3 : Techniques de stabilisations utilisées :

La stabilisation des sols expansifs est souvent opérée pour augmenter leur résistance, ainsi que pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique,
- la stabilisation thermique,
- la stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

I.5.4 : stabilisation mécanique :

a) Drainage :

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux, tapis de la cote de la nappe (Livet).

b) Substitution :

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse.

c) Compactage :

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités minimales et Seed (1961) note que les argiles compactées de la côte sèche de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées de la côte humide. Malheureusement, de la côte humide, Les argiles sont moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis.

d) Prehumidication :

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées:

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé

I.5.5 : Traitement thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile. En réduisant la répulsion électrique entre les particules sous l'effet de la chaleur, on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué [2].

I.5.6 : Stabilisation chimique (par additifs) :

Deux techniques de stabilisation chimique peuvent être effectuées :

a) Stabilisations chimiques par ajouts des matériaux inertes :

Par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

b) Stabilisation chimique par additifs :

Elle est employée surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées, on distingue :

- Stabilisation par ajout de chaux.
- Stabilisation par ajout de ciment.
- Stabilisation mixte (chaux-ciment).

L'organigramme donné par la figure I.15, aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet :

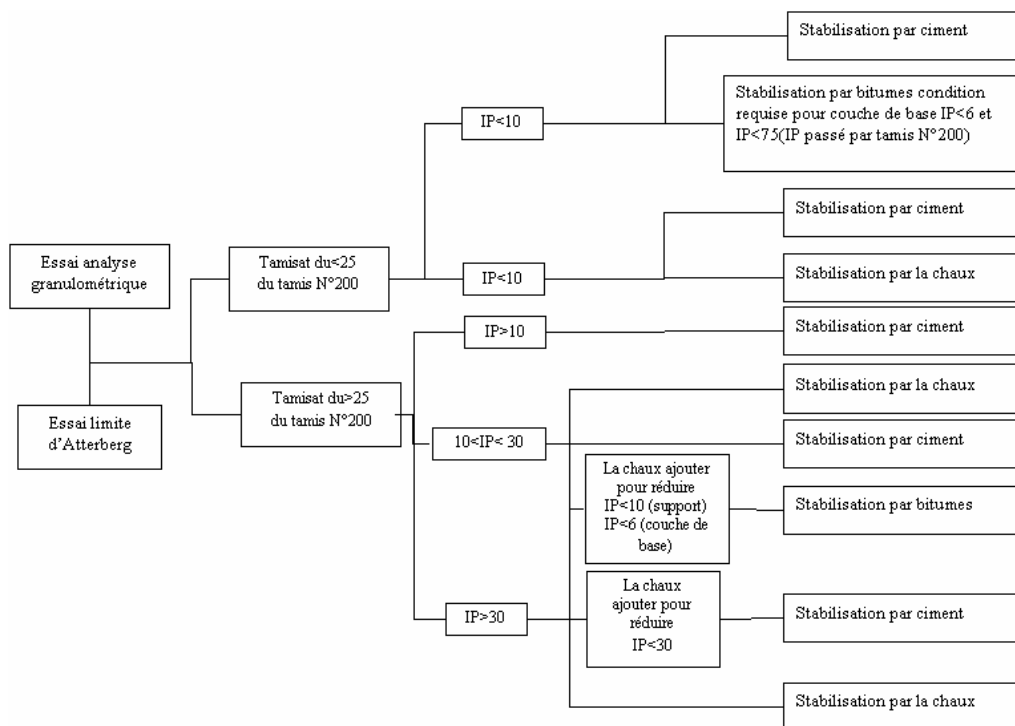


Figure I.15: Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

I.5.7 : Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel.

On utilise des ciments de classe 45 ; Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment [3].

I.5.8 : Techniques de réalisation des travaux de traitement :

La réalisation des travaux de traitement des sols fait appel suivant les cas de chantier à un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir faire et des matériels spécifiques.

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en général les opérations élémentaires suivantes :

- la préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation humidification éventuelle)
- l'épandage du liant de traitement
- le malaxage du liant avec le sol
- l'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération)
- le réglage du mélange
- le compactage

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

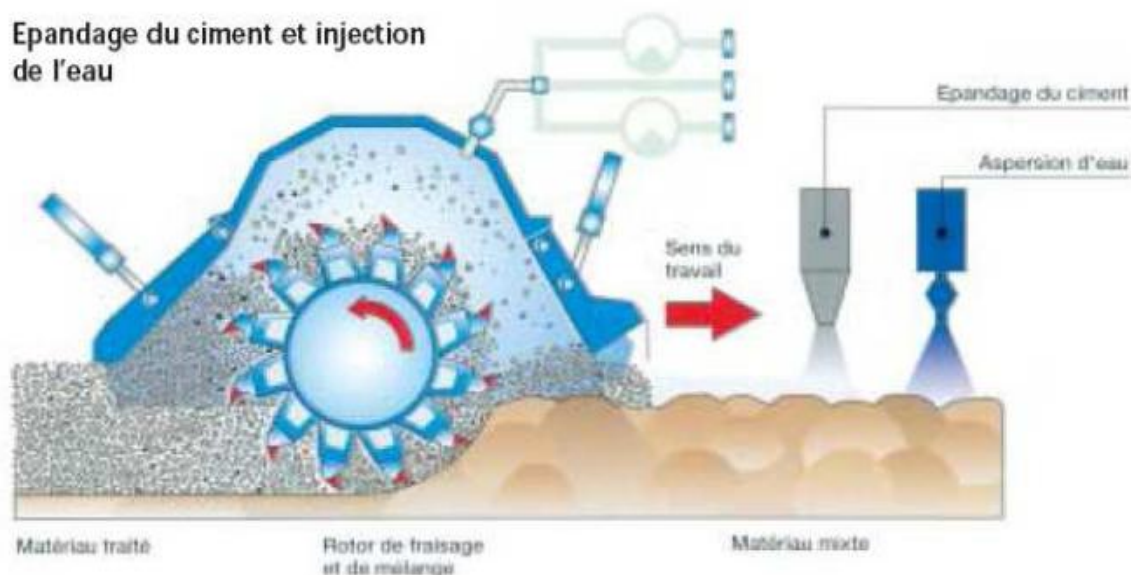


Figure I.16 : Procédé d'épandage du ciment.

I.6 : Les ciments :

I.6.1 : Définition :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450 C^0 des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland. D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques : ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles.

Il existe, en outre, des ciments spéciaux, tels les alumineux ou les sursulfatés. La principale utilisation du ciment est le béton, dont il est le composant actif, mais il entre aussi dans la composition des mortiers pour maçonneries ou pour enduits. [7]

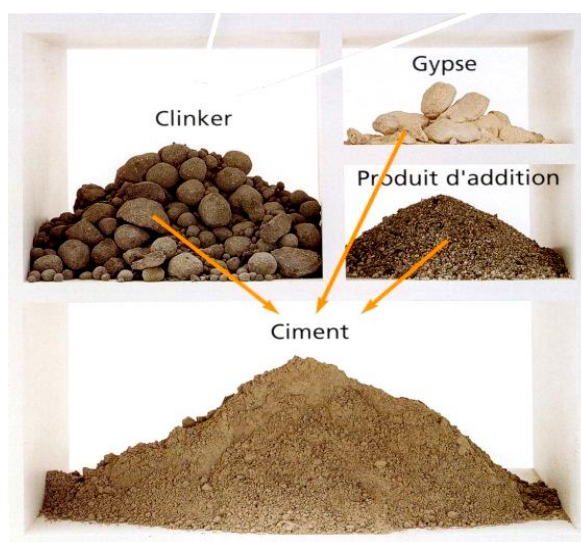


Figure I.17 : La composition du ciment.

Le ciment c'est le matériau du 20^{ème} siècle, il n'a guère plus d'une centaine d'années. L'écossais Aspdin prit un brevet d'invention en 1824, sur la fabrication d'un liant à partir d'un mélange de chaux et d'argile qu'il appela "ciment Portland" à cause de l'aspect présenter par ce liant durci qui rappelait celui de la pierre calcaire de la Presqu'île de Portland. C'est le premier ciment, père d'une longue lignée.

Ainsi, le XXe siècle a ouvert la voie aux ciments artificiels qui prendront progressivement le pas sur les chaux.

L'accélération sera plus manifeste à l'issue de la deuxième guerre mondiale lorsque le secteur du bâtiment produit essentiellement des logements neufs bâtis à partir d'éléments préfabriqués et, n'utilisant plus les chaux. C'est l'époque charnière où la chaux est en passe d'abandon, où son ancienneté est une marque d'archaïsme alors que les ciments améliorent les performances des liants.

Le développement n'a pu s'effectuer que grâce à l'apparition de matériels nouveaux : fours rotatifs et broyeurs à boulets en particulier. Les procédés de fabrication n'ont pas cessé de se perfectionner. Pour produire une tonne de clinker, constituant de base du ciment, il fallait en 1870 : 40 heures, actuellement, il faut environ 3 minutes. La production en Algérie s'accroît comme le montre les statistiques suivantes (source : Secrétariat d'état au plan Algérien) :

1977 : 2,2 millions de tonnes, 1982 : 8,0 millions de tonnes
1979: 4,5 millions de tonnes, 1985 : 10,5 millions de tonnes

I.6.2 : Les étapes de la fabrication du ciment :

Les étapes de fabrication de ciment passe par série d'étapes sont repartie comme suit :

- La carrière
- Le concassage
- Le broyage et le séchage
- Le préchauffage et la cuisson
- Le stockage du clinker, le broyage du ciment
- Le stockage et les expéditions
- La salle de contrôle et le contrôle qualité

La figure I.18 présente les différentes étapes de fabrication de ciment

I.6.3 : Types de ciment :

Les principaux ciments selon la classification NA largement inspirée d'AFNOR, en fonction de leur composition et de leur résistance, sont :

- Les ciments CPA, ciments Portland purs (composé du seul clinker) ;
- Les ciments CPJ, ciments Portland composés, qui contiennent au moins 65% de clinker. Ce sont les plus utilisés en l'Algérie,
- Les ciments CHF, ciments de hauts-fourneaux, qui contiennent entre 60 et 75% de laitier de hauts-fourneaux.

- Les ciments CLK, ciment de laitier de clinker, qui contiennent 80% de laitier de hauts fourneaux,
- Les ciments CLX, ciment de laitier à la chaux,
- Les ciments prompts.

Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression. Les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud. Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triple plis de 50Kg.

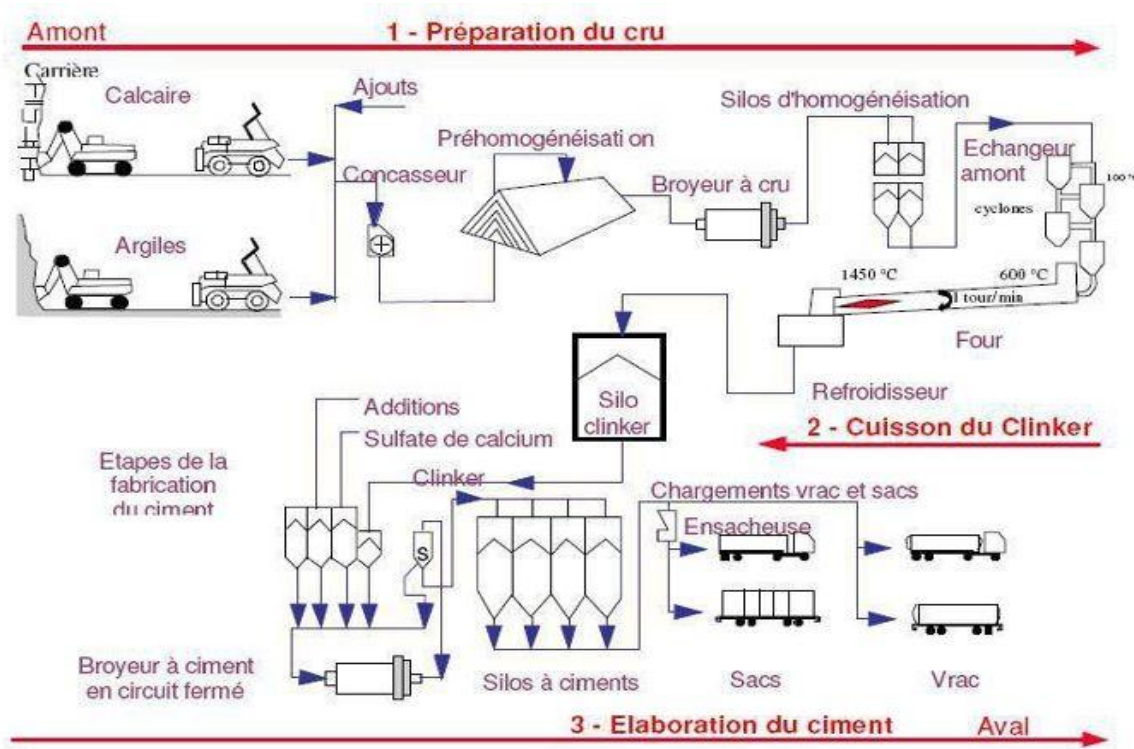


Figure I.18 : Les étapes de fabrication du ciment.

I.6.4 : Réactions physico-chimiques du ciment :

Le ciment est un liant hydraulique c'est-à-dire un matériau qui, finement moulu et gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et de processus d'hydratation et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

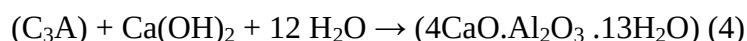
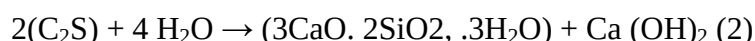
Le ciment Portland est une des nombreuses variétés de ciment. La composition typique de son clinker est : 67% de CaO , 22% de SiO_2 , 5% de Al_2O_3 , 3% de Fe_2O_3 et 3% d'autres composés et il contient 4 phases majoritaires qui sont l'alite ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ou C_3S), la bélite ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ou C_2S),

la célite qui est le mélange de l'aluminate de calcium ($3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$ ou C_3A) et du ferroaluminate de calcium

($4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$ ou C_4AF). Plusieurs autres phases, comme les sulfates d'alcalins ou l'oxyde de calcium s'y retrouvent en très faibles quantités. [5]

I.6.4.1: Réactions chimiques :

Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :



La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit ($3 \text{CaO} . 2\text{SiO}_2 . 3 \text{H}_2\text{O}$) est un silicate de calcium hydraté : c'est une tobermorite. La réaction (2), quant à elle est lente et est responsable de l'amélioration des propriétés mécaniques à long terme.

L'aluminate tricalcique s'hydrate très vite et nécessite l'addition d'un régulateur de prise de masse, le gypse ($\text{CaSO}_4 . 2 \text{H}_2\text{O}$) qui permet la formation de fins cristaux d'étrangéité ($3\text{CaO} . \text{Al}_2\text{O}_3 . 3 \text{CaSO}_4 . 32\text{H}_2\text{O}$) retardant la prise en masse du ciment.

L'équation chimique de formation de l'étrangéité est la suivante :



Lorsque l'on mélange une argile ou une latérite à du ciment en présence d'eau, on assiste aux mêmes réactions chimiques comme pour les mélanges argile chaux. La portlandite produit lors de l'hydratation du ciment réagit avec le dioxyde de carbone de l'air et les minéraux argileux pour donner respectivement de la calcite et du silicate de calcium ou aluminate de

calcium hydratés. L'échange cationique et la floculation- agglomération s'observent aussi dans les mélanges argile ciment. La réaction pouzzolanique impliquant les minéraux argileux n'est pas prépondérante compte tenu de la disponibilité de la portlandite.

I.6.4.2 : Réactions physiques :

Différentes réactions physiques se produisent pendant la prise du ciment. Il y a d'abord la formation d'une pâte de particules solides. A cet effet, les espaces interparticule sont interconnectés et remplis d'eau dite eau « capillaire ». Se développe ensuite à la surface des grains de ciment, un revêtement d'étrangéité empêchant la prise éclair. La réaction d'hydratation du ciment continue et après deux heures, il y a formation des cristaux fibreux qui sont des silicates de calcium hydratés (CSH). Ces composés connus sous le label de tobermorite lient les composantes du mélange argile (ou latérite)-ciment. Ces cristaux se développent et contribuent de façon notoire à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges.

I.6.5 : Ciment utilisé pour ce traitement : (NA 442, NF P 15-101-1, EN 197-1)

Matine est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultât de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkerrisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile.

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO_2) à caractère acide.

On trouve également l'alumine (Al_2O_3) ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 $^{\circ}\text{C}$.

En présence d'eau à lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau cristallin de silicates de calcium hydratés.

Matine présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conformes à la norme algérienne.

I.6.6: Domaine d'utilisation :

Matine est utilisé pour tous les projets de construction qui nécessitent de hautes résistances mécaniques mais qui ne présentent pas un besoin spécifique en bétons exposés à des conditions sévères comme l'attaque des lesquels le béton n'est pas affecté par le taux de chaleur d'hydratation du ciment.

I.6.7 : les principales applications de ce ciment sont :

- secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) :
- secteur travaux publics (tunnels, pont, port, aéroport...etc.) :
- secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de dessalement,...etc.) :
- secteur industriel.

I.6.8 : analyses chimique :

Le tableau I. présente les éléments chimiques et leur pourcentage.

L'analyse chimiques	Pourcentage(%)
Perte au feu, (NA 5042)	7,50 – 12,00
Résidus insolubles (NA 5042)	0,70– 2,00
Teneur en sulfates SO_3 (NA 5042)	2,00 – 2,70
Teneur en oxyde de magnésium MgO	1,00 -2,20
Teneur en chlorures (NA 5042)	0,01 – 0,05
Teneur equivalent en alcalis	0,3 – 0,75

Tableau I.6 : Pourcentage des éléments chimiques du ciment.

I.6.9 : Composition hypothétique du clinker (bogue) :

- silicates tricalciques C_3S (%) : 58 – 64
- silicates bicalciques C_2S (%) : 12 – 18
- aluminates tricalciques C_3Al (%) : 6,0 - 8,0
- aluminoferritetetracalciques C_4AF (%) : 10,0 – 12,0

I.6.10 : Propriétés physiques :

- consistance normale de la pate de ciment (%) : 25 – 28,50
- finesse suivant la méthode de blaine (NA 231) : 4150 – 5250
- retrait a 28 jours en $\mu\text{m} / \text{m}$ < 1000
- expansion en mm 0,3 – 2,5

I.6.11 : Temps de prise a 20 0C (NA 230) :

- début de prise (min) 140 – 195
- fin de prise (min) 195 – 290
-

I.6.12 : Résistance à la compression (NA 234) :

- 02 jours (MPa) $\geq 10,0$
- 28 jours (MPa) $\geq 42,5$