Module MXG4
Bases de la Géotechnique

Semestre 3



Barrage en terre de Serre Ponçon (Hautes-Alpes)

IUT 1 UNIVERSITÉ Grenoble Alpes

Luc Sibille
luc.sibille@univ-grenoble-alpes.fr

Génie Civil et Construction Durable

Ver. 04 – 2018-2019

Ce polycopié de cours comporte de nombreuses simplifications vis-à-vis de la description des sols et de leur comportement. Pour une étude approfondie et dans le détail du comportement des sols, on cherchera à se munir d'un document de référence complet.

Ce polycopié est en partie inspiré des cours de : Jacques Lérau et Martin Cyr de l'INSA de Toulouse ; de Gaël Combe, Pierre Billet et Yves-Henri Faure de l'IUT1 de Grenoble ; et du livre de Vincent Robitaille et Denis Tremblay, « Mécanique des sols - Théorie et Pratique », édition Modulo, 2001.

Table des matières

1 La géotechnique et la classification des missions géotechniques 3
- 1.1 Qu'est-ce que la géotechnique ? . . . 3
- 1.2 Un peu d'histoire... récente . . . 3
- 1.3 Domaines d'application . . . 4
- 1.4 Classifications des missions géotechniques . . . 7

2 Rappel sur les paramètres d'état des sols 11
- 2.1 Constitution d'un sol . . . 11
- 2.2 Paramètres d'état . . . 14

3 Contraintes dans les sols 19
- 3.1 Notion de contrainte : vecteur contrainte . . . 19
- 3.2 Séparation des contraintes . . . 20
- 3.3 Contrainte sur une facette horizontale σ_V . . . 21

4 Notions d'hydraulique des sols 26
- 4.1 Introduction . . . 26
- 4.2 Hypothèses et définitions . . . 26
- 4.3 Mesures de la perméabilité . . . 30
- 4.4 Forces d'écoulement . . . 32

5 Répartition des contraintes 35
- 5.1 Introduction . . . 35
- 5.2 Principe de superposition . . . 35
- 5.3 Sol uniformément chargé . . . 36
- 5.4 Cas d'une force ponctuelle - relation de Boussinesq (1885) . . . 36
- 5.5 Cas d'une charge répartie . . . 38

6 Consolidation et tassement des sols 41
- 6.1 Introduction . . . 41
- 6.2 Phénomène de consolidation primaire . . . 41
- 6.3 Compressibilité des sols . . . 44
- 6.4 Calcul du tassement final par la méthode oedométrique . . . 48
- 6.5 Evolution du tassement en fonction du temps . . . 51
- 6.6 Réduction du temps de consolidation . . . 55

Chapitre 1

La géotechnique et la classification des missions géotechniques

1.1 Qu'est-ce que la géotechnique ?

La géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols et des roches et de leurs applications en construction civile. Les applications consistent en la conception et le dimensionnement de solutions techniques adaptées à la situation donnée, visant le plus souvent à **assurer la stabilité** de l'ouvrage projeté.

Nous nous intéresserons dans ce cours essentiellement au **matériau sol**. On décrit le sol comme la couche de matériaux meubles d'origine minérale et organique qui repose sur le substratum rocheux.

1.2 Un peu d'histoire... récente

Pendant longtemps, la pratique de la géotechnique s'est résumée à la recherche d'un sol de fondation porteur et stable, sableux ou graveleux. A en juger par les ouvrages antiques qui ont survécu à l'épreuve du temps, cette pratique limitée s'est révélée fréquemment suffisante. Ainsi, pendant des siècles, le spécialiste des sols était aussi l'architecte et l'ingénieur en structure.

— Vers 1776, **Coulomb** formule les premières équations pour calculer la pression exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement (Fig. 1.1-a).

— Cent ans plus tard, l'Allemand **Otto Mohr** reprend et développe plus avant la théorie ébauchée par Coulomb. Mohr élabore également des techniques graphiques utiles pour représenter en deux dimensions des contraintes s'exerçant dans un espace tridimensionnel, se sont les cercles de Mohr.

— A la même époque, le français **Darcy** énonce une théorie sur l'écoulement de l'eau dans les sables, qui sert encore de base à l'évaluation de la perméabilité des sols.

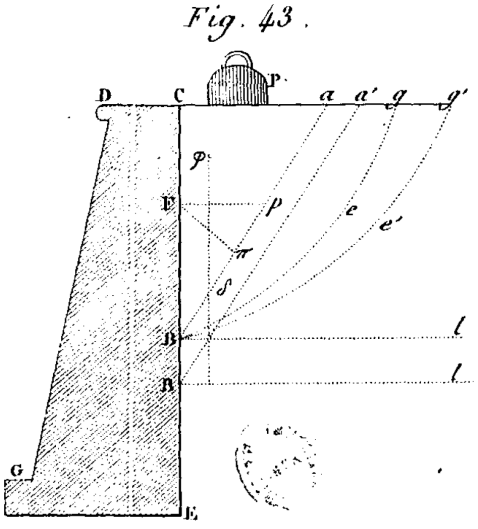
— Au début du XX^{e} siècle, le suédois **Atterberg** présente les notions fondamentales des limites de consistance des argiles.

— En 1925, **Karl Terzaghi**, **pionnier** de l'enseignement de la géotechnique aux Etats-Unis (mais aussi en Turquie et en Autriche), publie le premier véritable ouvrage sur la méca-

nique des sols.

— Le développement de techniques de mesure de la résistance du sol en place s'accélère alors : en 1932, l'essai de pénétration statique, une nouvelle technique de sondage, voit le jour en Hollande. En 1948, on assiste à la mise en oeuvre de l'essai de cisaillement en place dans les argiles : l'essai scissométrique. En 1957, l'ingénieur français Louis Ménard conçoit la première méthode de mesure sur le terrain d'une relation entre les contraintes et les déformations : l'essai pressiométrique.

Comme plusieurs sciences appliquées, la géotechnique vit au rythme du développement de la technologie et de l'informatique. De nombreuses inventions comme le nucléodensimètre, les toiles géotextiles et les techniques de consolidation dynamique ont permis d'améliorer le comportement des sols. Grâce aux calculs numériques par éléments finis et aux modèles rhéologiques, on peut aujourd'hui analyser les contraintes et les déformations dans les sols de façon rapide et fiable. On réalise ainsi des ouvrages plus sûrs et plus durables.



(a)



(b)

FIGURE 1.1 – (a) pression des terres exercée sur un mur de soutènement, figure extraite de la nouvelle édition de 1821 de la « Théorie des machines simples » par C.A. Coulomb ; (b) Karl von Terzaghi (1883–1963).

1.3 Domaines d'application

La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment, de génie civil et d'aménagements. On peut citer :

— les fondations des ouvrages : bâtiments, ponts, usines, silos...
— les ouvrages de soutènement des terres,
— la stabilité des pentes naturelles et des talus,
— les terrassements : routes, autoroutes, voies ferrées...
— les tunnels et travaux souterrains,
— les barrages et notamment les digues et barrages en terre,
— les ouvrages fluviaux, portuaires et maritimes,
— l'hydrogéologie et la protection de l'environnement.

1.3.1 Les sols supportent des ouvrages

Le rôle des fondations est de distribuer les charges de l'ouvrage dans le sol. Or, les sols n'ayant pas tous la même capacité de support, on utilise des fondations de différentes catégories (Fig. 1.2) : les principales sont les fondations superficielles, et les fondations profondes.

Les fondations sont conçues et dimensionnées afin :
— d'éviter que ne se développent des **tassements** nuisibles à l'utilisation de l'ouvrage,
— d'éloigner le risque de **rupture** du sol en prévoyant une marge de sécurité raisonnable.

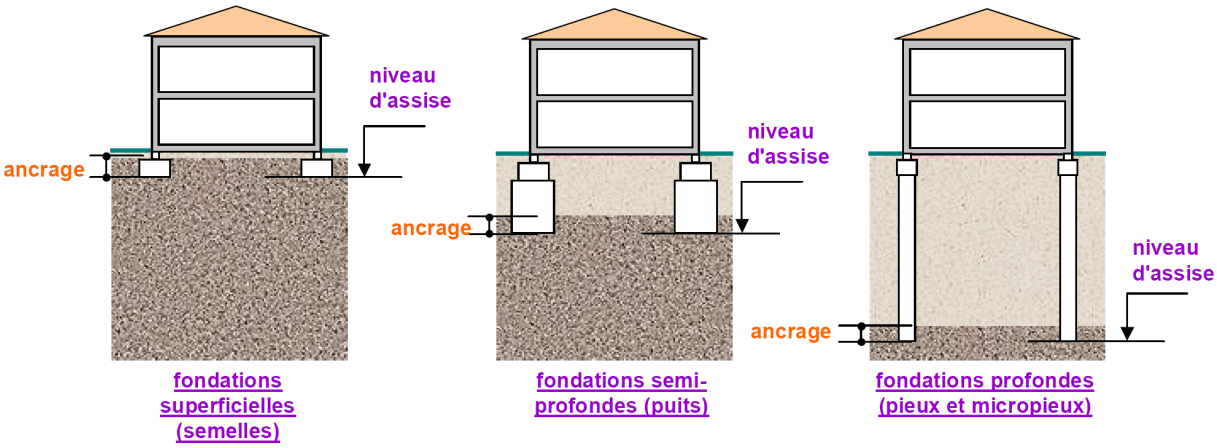


FIGURE 1.2 – Différents types de fondations.

1.3.2 Les sols sont supportés par des ouvrages

De nombreux projets d'ingénierie requièrent l'excavation des sols à de grandes profondeurs et, à moins de donner aux talus des pentes très sûrs, on doit soutenir les parois d'excavation avec des ouvrages de retenue.

La conception de ces ouvrages est assez complexe et relève à la fois de la structure et de la géotechnique, ils peuvent prendre la forme de murs de soutènement, rideaux de palplanches, de parois moulées...

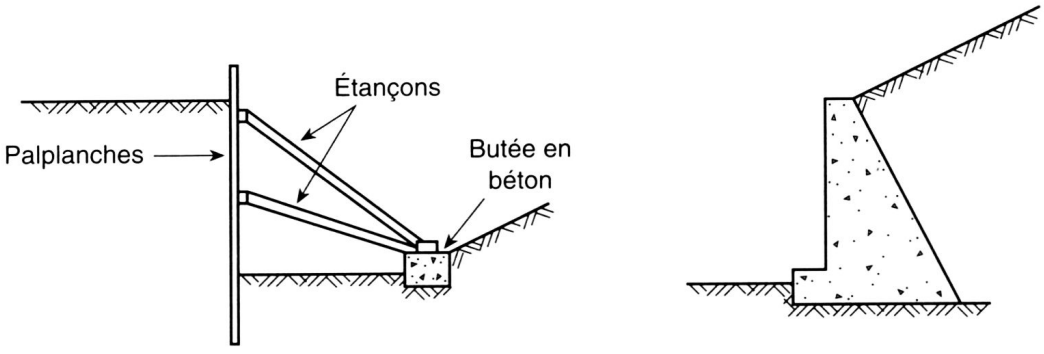


FIGURE 1.3 – Ouvrages de soutènement : palplanches étançonnées à gauche et mur de soutènement en béton à droite.

1.3.3 Les sols sont des ouvrages

Ces ouvrages prennent la forme de remblais (sous des voies de circulation routière ou ferroviaire, sous des structures), de digues, ou de barrages (Fig. 1.4), qui doivent à la fois présenter de bonnes caractéristiques d'étanchéité et une stabilité suffisante vis-à-vis des efforts de poussée engendrés par l'eau.

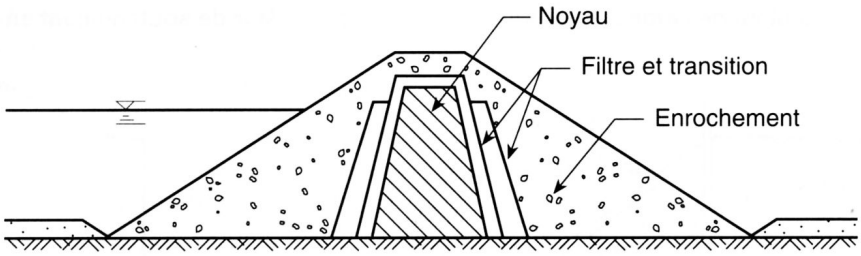


FIGURE 1.4 – Coupe type d'un barrage en terre.

1.4 Classifications des missions géotechniques

1.4.1 Norme NF P 94-500 (révision 2013)

La géotechnique a pour objet d'étudier le sous-sol, c'est-à-dire le non visible. Ainsi **la part du connu**, après une étude de sols même très complète, **restera toujours très limitée**. Il s'agit des quelques sondages qui ont été réalisés sur le terrain investigué : entre eux, il n'y a que interpolations et suppositions qui laissent la place à l'aléa géologique. **La connaissance du sous-sol ne peut être que progressive** au fil de la réalisation du projet, au travers des reconnaissances réalisées en étapes successives et des observations faites en cours d'exécution des travaux (terrassements, fondations ...).

Sur le plan purement économique le coût de l'intervention normale du géotechnicien aux divers stades d'un projet classique représente 1 % environ du coût de la construction ; alors qu'une intervention trop limitée peut conduire à des suppléments de coût qui se chiffreront en plusieurs dizaines de pourcent. Ainsi, il est recommandé au maître d'ouvrage ou son représentant de se faire accompagner par un géotechnicien **tout au long de la conception puis de la réalisation de l'ouvrage**.

La norme NF P 94-500 définit la classification et les spécification des missions géotechniques qui s'enchaînent pour suivre les différentes phases d'élaboration et de réalisation d'un projet afin d'assurer la gestion optimale des risques du sol, à la satisfaction du maître d'ouvrage. (Union Syndicale Géotechnique ; *u-s-g.org*)

Cette classification se définit en 3 étapes (plus une mission de diagnostic géotechnique).

ETAPE 1 : ETUDES GEOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages. Elle peut être accompagnée si besoin d'un programme d'investigations géotechnique. Cette mission est **à la charge du maître d'ouvrage** et comprend deux phases

Phase Etude de Site (ES)

Elle est réalisée préalablement à une étude préliminaire, d'esquisse ou d'Avant Projet Sommaine (APS) et permet une première identification des risques géologiques d'un site.

- Enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants et visite du site,
- Réalisation d'un rapport donnant un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Cette phase est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS :

- Réalisation d'un rapport synthétisant les données géotechniques et donnant une première approche de la zone d'influence géotechnique (ZIG), des couches de sol porteuses ainsi que des principes généraux de construction (notamment terrassements, fondations, ouvrages enterrés, améliorations des sols).

ETAPE 2 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE CONCEPTION (G2)

Cette mission vise à élaborer le projet des ouvrages géotechniques et réduire les risques identifiés. Elle peut être accompagnée si besoin d'un programme d'investigations géotechnique. Cette mission **est à la charge du maître d'ouvrage** et réalisée en collaboration avec le maîtrise d'œuvre. Elle comporte 3 phases.

Phase Avant-projet (AVP)

- Remise d'un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte, les principes de construction et une **première ébauche dimensionnelle des ouvrages**.

Phase Projet (PRO)

- Remise d'un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte, le choix constructif des ouvrages géotechniques avec des **notes de calcul de dimensionnement et un avis sur les quantités**.

Phase DCE / ACT

- Cette phase permet de finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises (DCE), d'assister le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres, et de fournir à celui-ci une Assistance aux Contrats de Travaux avec les entrepreneurs qui réaliseront les ouvrages géotechniques.

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G3)

Elle est **confiée à l'entrepreneur** suite à la phase G2 DCE/ACT et comporte 2 phases.

Phase étude

- Etude en détail des ouvrages géotechniques : définition et dimensionnement des ouvrages géotechniques, définition des méthodes et conditions d'exécution.
- Elaboration du dossier géotechnique d'exécution des ouvrages : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivi en continu des auscultations et de l'exécution des ouvrages géotechniques.
- Vérifier les données géotechniques par des relevés lors des travaux ou par un programme d'investigations géotechniques complémentaire.
- Etablissement de la partie géotechnique du Dossier des Ouvrages Exécutés (DOE) et fourniture des documents nécessaires au Dossier d'Intervention Ultérieures sur l'Ouvrage (DIUO).

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission est **à la charge du maître d'ouvrage** et réalisé en collaboration avec la maîtrise d'œuvre.

Phase de supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis entre autres sur la pertinence de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution.

Phase de supervision du suivi d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique et du comportement de l'ouvrage est des avoisinants tels qu'observés par l'entrepreneur.
- Donner un avis sur les éléments fournis en vue du DOE et du DIUO.

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

- Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage il peut être nécessaire d'étudier de manière ponctuelle un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple : soutènement, désordre d'origine géotechnique). Cela rentre alors dans le cadre cette mission G5.
- Des études géotechniques de conception et/ou d'exécution, de suivi et supervision (Etape 2 et 3), doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions géotechnique, si le diagnostic établi au cours de la mission G5 conduit à modifier le projet ou réaliser des travaux sur l'ouvrage existant.

1.4.2 Exemple d'enchaînement des missions

Un maître d'ouvrage projette de construire un complexe touristique dans une vallée des Alpes. [1]

Etudes géotechniques préalables (G1)
Le maître d'ouvrage confie au géotechnicien une étude préliminaire de faisabilité géotechnique afin de connaître le contexte géotechnique général du site et identifier tout risque majeur qui pourrait remettre en cause le projet.

Au cours de la phase **Etude de Site** le géotechnicien conclut d'une part sur l'absence de risques majeurs (chutes de blocs, inondation...) et, en s'appuyant sur quelques sondages profonds, sur une qualité médiocre des terrains sur une profondeur dépassant 50 m. Sur la base de ce constat le géotechnicien conseille lors de la phase **Principe Généraux de Construction** de prévoir des bâtiments de faible hauteur sur un niveau de sous-sol pour ne pas surcharger ces terrains médiocres. Il indique également qu'il faudra considérer une amélioration des sols par injection de coulis de ciment (voir Fig. 1.5) pour rendre envisageable une solution de fondations superficielles.

Etudes géotechniques de conception (G2)
Le maître d'ouvrage demande à son architecte de concevoir un plan masse et des esquisses des bâtiments en conséquence de l'étude G1. Il confie ensuite au géotechnicien l'élaboration des ouvrages géotechniques correspondants.

1. Exemple mis à jour sur la base de J. Robert, 2001, « L'enchaînement des missions, point fort de la nouvelle norme », Architecture et technique,No. 5068, p. 57

En phase **Avant Projet** cette étude, qui s'est appuyée sur des sondages géotechniques spécifiques implantés au droit des bâtiments, permet de conclure, pour ces R + 2 sur sous-sol enterré, à une solution de fondation superficielle par radier général. L'ampleur de l'amélioration des sols est également précisée en indiquant la surface et la profondeur à traiter par l'injection de coulis de ciment. Le géotechnicien montre ainsi dans son rapport que cette solution permettra de conserver les tassements différentiels dans une limite acceptable.

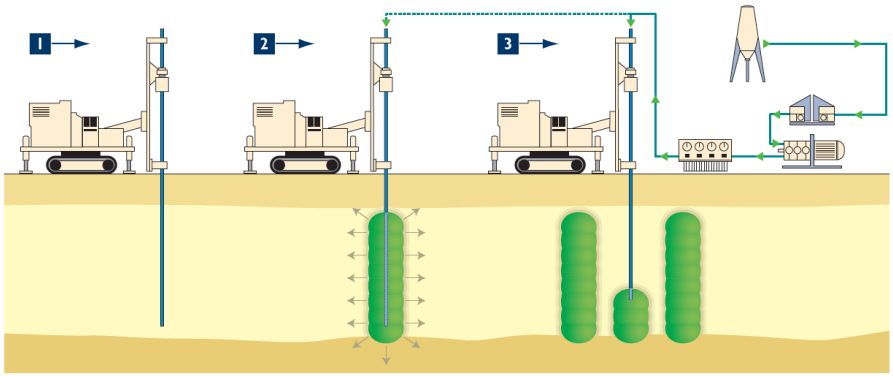
En phase **Projet** le géotechnicien se concentre principalement sur la finalisation de la solution d'amélioration des sols en donnant une approche des quantités, délais et coût correspondants.

Enfin en phase **DCE/ACT** le géotechnicien s'appuie sur les éléments produits en phase projet pour établir les pièces de consultation des entreprises de fondations spéciales ; après quoi il assistera le maître d'ouvrage pour retenir l'offre la mieux disante.

En simultané : études et suivi géotechnique d'exécution (G3) et supervision géotechnique d'exécution (G4)

L'étude géotechnique d'exécution (**Phase étude**) de l'amélioration de sols, avec notamment le dimensionnement détaillé et la définition des méthodes et des conditions d'exécution, est confiée dans le cadre de la mission G3, à l'entreprise spécialisée retenue en phase DCE/ACT. D'autre part, dans le cadre de la **phase suivi** cette entreprise s'assure que les conditions de sol rencontrées lors des opérations d'injection sont conformes aux prévisions. Par ailleurs, elle établit des recommandations de maintenance liées à ces ouvrages spéciaux (suivi altimétrique des bâtiments principalement).

Dans le cadre de la mission G4, le géotechnicien du maître d'ouvrage (différent de l'entreprise retenue pour la mission G3) s'assure de la pertinence et de la conformité par rapport à la demande du dimensionnement et des conditions d'exécution du renforcement de sol par injection (**Phase supervision de l'étude d'exécution**). Il s'assure également de la pertinence du suivi altimétrique des bâtiments qui permet de vérifier l'efficacité de l'amélioration des sols (**phase supervision du suivi d'exécution**).



1 Mise en place du tube d'injection

En fonction de la nature du sol ou du type de projet, le tube est mis en place soit par forage, soit par battage.

2 Compactage Horizontal Statique

Le mortier, préparé dans une centrale adéquate, est injecté sous pression dans le sol grâce à une pompe spéciale. En procédant par paliers successifs montants ou descendants, on réalise une inclusion constituée d'une succession d'injections de mortier constituant une colonne.

3 Compactage par colonnes alternées

Afin d'assurer une répartition homogène du compactage, on commence par un maillage primaire assez large. Ensuite, des colonnes secondaires en intermaille permettent d'arriver au compactage optimal.

FIGURE 1.5 – Principe de l'amélioration des sols par injection de coulis de ciment.

Chapitre 2

Rappel sur les paramètres d'état des sols

2.1 Constitution d'un sol

Un sol est défini comme un mélange d'éléments solides (le plus souvent des particules ou grains) constituant le squelette solide, d'eau (pouvant circuler ou non entre les particules) et d'air ou de gaz. Il est donc, en général constitué de **trois phases** (voir la figure 2.1) :

— **phase solide**,
— **phase liquide**,
— **phase gazeuse**.

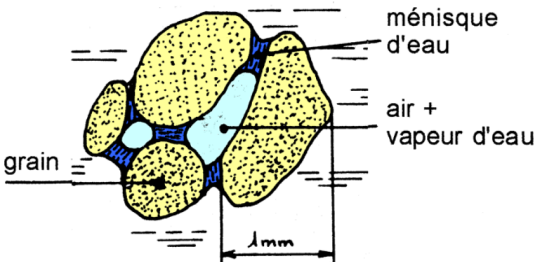


FIGURE 2.1 – Illustration des trois phases présentes dans le cas d'un sable.

Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois. Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec, ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide.

L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide).

— Le sol est dit **saturé** lorsque l'eau remplit tous les vides. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeurs sont saturés.
— Le sol est dit **sec** lorsqu'il n'y a pas d'eau.

L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe. Nous nous limiterons dans le cadre de ce cours à l'étude des sols secs ou saturés.

Bien que cette classification soit très grossière on peut distinguer essentiellement deux types de sols (figure 2.3) comme indiqué dans les « Règles Techniques pour la Conception et le Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil » (Fascicule 62 de 1993 du Ministère de l'Equipement et du Logement) :

— **les sols grenus (pulvérulents)** à $d_{50} > 80$ μm (50 % des éléments du sol est supérieur à 80 μm),
— **les sols fins (ou cohésifs)** à $d_{50} < 80$ μm, pour lesquels nous retiendrons la présence d'argile qui est un matériau très sensible à l'eau, mais aussi de limons.

2.1.1 Sols grenus (pulvérulents)

Ce sont les sables et les graves principalement

Les grains se détachent les uns des autres sous leur poids.

La résistance à une sollicitation mécanique d'un empilement de grains est assurée par des réactions de contact grain à grain. Cette résistance est d'autant meilleure que le nombre de contacts est élevé ce qui dépend en général de la courbe granulométrique et de l'état de compacité du sol.

Dans le cas de sols humides non saturés (figure 2.1) : l'eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contacts entre les grains, l'eau crée alors entre ces derniers des forces d'attraction capillaires. Le matériau présente alors une cohésion capillaire (châteaux de sable).

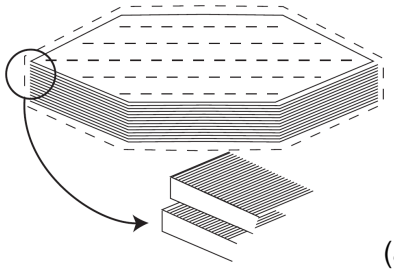
Ces sols sont plutôt **fortement perméables** à l'eau.

2.1.2 Sols fin (cohésifs)

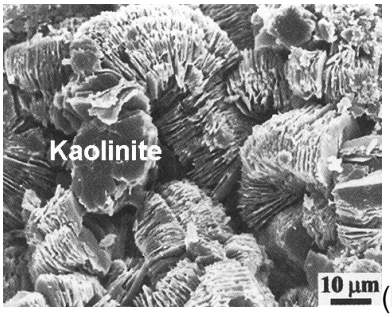
Les argiles

Taille des grains < 5 μm.

Les particules restent collées les une aux autres. Le sol présente une cohésion : il a l'apparence d'un solide et ne se désagrège pas sous l'effet de la pesanteur. Les particules sont formées par un empilement de feuillets (voir figure 2.2). Elles ont une forme de plaquettes.



(a)



(b)

FIGURE 2.2 – (a) représentation schématique d'une particule d'argile constituée de feuillets, (b) vue au microscope électronique à balayage d'une argile (la kaolinite).

La surface des plaquettes étant chargée négativement, les particules sont soumises à des forces d'attraction inter-granulaires diverses : forces électriques, forces de Van der Waals [1].

La quantité d'eau présente dans les vides d'un sol argileux joue un rôle important vis-à-vis des variations de volume, et de la résistance mécanique du sol.

1. Forces d'attraction entre molécules dues aux champs électriques résultant du mouvement des électrons sur leurs orbites.

Ces sols sont plutôt **peu perméables** à l'eau.

Les limons

Les grains ont une taille intermédiaire entre celle des argiles et du sable.

Les limons sont beaucoup moins sensibles que les argiles aux variations de teneur en eau, et possèdent des propriétés de perméabilité vis-à-vis de l'eau intermédiaire entre celles du sable et de l'argile.

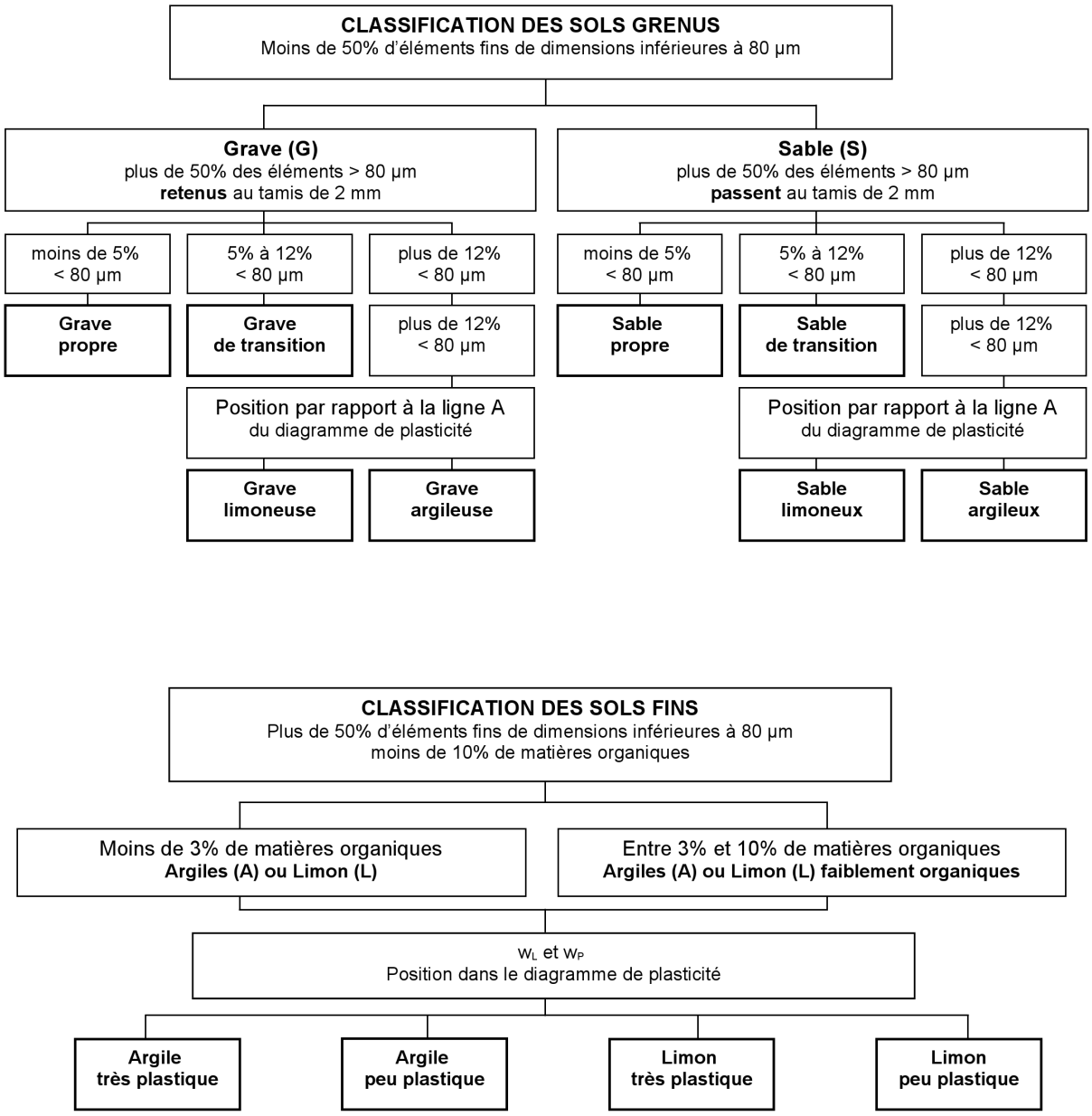


FIGURE 2.3 – Classification des sols selon le fascicule 62 Titre V.

2.2 Paramètres d'état

2.2.1 Paramètres dimensionnels – poids volumiques

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol. Pour cela il est pratique de représenter les trois phases du sol de la façon suivante :

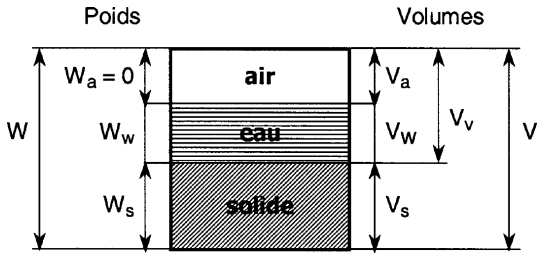


FIGURE 2.4 – Représentation schématique d'un volume de sol.

Notations :

W : poids total du volume de sol
W_S : poids des particules solides
W_W : poids de l'eau
W_a : poids de l'air ($= 0$)

V : volume total
V_S : volume des particules solides
V_V : volume des vides
V_W : volume de l'eau
V_a : volume de l'air

Avec les relations :

$$W = W_S + W_W \qquad V_V = V_W + V_a$$
$$V = V_S + V_V = V_S + V_W + V_a$$

On définit les poids volumiques qui, avec les poids et volumes constituent les paramètres dimensionnels.

— **Le poids volumique des particules solides** γ_S (de la matière constituant les grains solides) :

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V_S}\,.$$

Les sols courants (sans matières organiques) sont principalement constitués de silice et d'alumine dont les poids volumique sont très voisins ($26 \leq \gamma_S \leq 27$ kN/m^3). En présence de matières organiques, γ_S peut descendre jusqu'à 13 kN/m^3.

— **Le poids volumique de l'eau** γ_W :

$$\gamma_W = \frac{W_W}{V_W} = 9,81 \text{ kN/m}^3.$$

En général on utilise $\gamma_W = 10$ kN/m^3.

— **Le poids volumique du sol** γ (ou poids volumique apparent ou poids volumique humide) :

$$\gamma = \frac{W}{V}\,.$$

sable : $\gamma \approx 17$ à 20 kN/m^3 argile : $\gamma \approx 16$ à 22 kN/m^3

— **Le poids volumique du sol sec** γ_d :

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V}\,.$$

sable : $\gamma_d \approx 14$ à 18 kN/m^3 argile : $\gamma_d \approx 10$ à 20 kN/m^3
Si le sol est sec : $\gamma = \gamma_d$.

— **Le poids volumique du sol saturé** γ_{sat}, lorsque tous les vides sont remplis d'eau :

$$\gamma_{sat} = \frac{W_S + \gamma_W\, V_V}{V}\,.$$

sable et argile : $\gamma_{sat} \approx 19$ à 22 kN/m^3
Si le sol est saturé : $\gamma = \gamma_{sat}$.

— **Le poids volumique du sol déjaugé** γ', il est pris en compte lorsque le sol est saturé, chaque grain solide est alors soumis à la poussée d'Archimède et son poids volumique n'est plus qu'égal à $(\gamma_S - \gamma_W)$. Pour le volume V, le poids volumique apparent du sol devient le « poids volumique déjaugé » :

$$\begin{aligned}
\gamma' &= \frac{W_S - P_{Archimede}}{V} = \frac{W_S - \gamma_W V_S}{V} \\
\gamma' &= \gamma_d - (1-n)\gamma_W = \gamma_d + n\,\gamma_W - \gamma_W \\
\gamma' &= \gamma_{sat} - \gamma_W\,.
\end{aligned}$$

2.2.2 Paramètres adimensionnels

Les paramètres adimensionnels sont au nombre de quatre, ils indiquent dans quelles proportions sont les différentes phases d'un sol. Ils sont très importants dans l'estimation des propriétés mécaniques et des variations de volume potentielles du sol.

Paramètres relatifs aux vides

La porosité n et l'indice des vides e permettent de connaître l'importance des vides, c'est-à-dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou dense.

— **la porosité** n :

$$n = \frac{V_V}{V} \leq 1\,.$$

sable : $n \approx 0,25$ à 0,50 argile : $n \approx 0,20$ à 0,80

— **l'indice des vides** e :

$$e = \frac{V_V}{V_S}\,.$$

sable : $e \approx 0,5$ à 1 argile : $e \approx 0,3$ à 1

Lorsque le volume d'un sol évolue, on considère de manière générale, que cette variation est uniquement due à l'évolution des volumes des vides (on suppose que le volume de chaque grain est constant). Ainsi les variations de la porosité n ou de l'indice des vides e nous renseignent directement sur les variations du volume total du sol.

On a la relation :

$$n = \frac{e}{1+e}\,.$$

Paramètres relatifs à la phase d'eau

La teneur en eau w et le degré de saturation S_r nous renseignent sur l'importance de la quantité d'eau présente dans les sols :

— **la teneur en eau** w, s'exprime en pour-cent, elle est facilement mesurable en laboratoire :

$$w = \frac{W_W}{W_S}\,.100\,.$$

sable : $w \approx 1$ à 15 % argile : $w \approx 10$ à 20 %
La teneur en eau peut dépasser 100 % et même atteindre plusieurs centaines de pourcents.

La teneur en eau se détermine par deux pesées successives :

1. la pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide,
2. une pesée, après passage à l'étuve pendant 24 heures, donne la masse sèche de l'échantillon m_S.

On obtient alors la teneur en eau w :

$$w = \frac{m_W}{m_S}\,.100 = \frac{W_W}{W_S}\,.100\,, \qquad \text{avec} \quad m_W = m - m_S\,.$$

— **le degré de saturation** S_r indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau, il s'exprime en pour-cent :

$$S_r = \frac{V_W}{V_V}\,.100\,.$$

Le degré de saturation peut varier de **0 % (sol sec)** à **100 % (sol saturé)**.

Sols pulvérulents	n (%)	w_{sat}	γ_d / γ_w	γ_{sat} / γ_w
sable à granulométrie étroite				
- peu compact	46	32	1.4	1.9
- compact	34	19	1.8	2.1
sable à granulométrie étalée				
- peu compact	40	25	1.6	2
- compact	30	16	1.9	2.2
Sols cohérents	n (%)	w_{sat}	γ_d / γ_w	γ_{sat} / γ_w
argile molle	55	45	1.2	1.8
argile raide	37	22	1.7	2.1
argile molle organique	66	70	0.93	1.6
bentonite molle	84	194	0.65	1.3

FIGURE 2.5 – Ordres de grandeur de ces caractéristiques (d'après Terzaghi et Peck, 1957) .

2.2.3 Relations entre les paramètres

Tous les paramètres précédemment définis ne sont pas indépendants. Il existe de nombreuses relations entre ces différents paramètres, il est très pratique d'utiliser le schéma de représentation simplifiée d'un sol (méthode des « boîtes », figure 2.4) pour retrouver ces relations.

Pour caractériser complètement un sol, la connaissance de **trois paramètres indépendants** est nécessaire, le poids volumique de l'eau étant connu. Par exemple :
- un paramètre quantifiant le poids volumique : γ ou γ_S ou γ_d,
- un paramètre quantifiant l'importance des vides : e ou n,
- un paramètre quantifiant la présence d'eau : w ou S_r,

Nous avons vu que le poids volumique des particules solides (en dehors des particules organiques et métalliques) varie entre des limites assez proches ($26 \leq \gamma_S \leq 27$ kN/m^3). On peut donc le considérer pratiquement comme constant (on prend en général $\gamma_S = 26,5$ kN/m^3 lorsqu'on doit utiliser une estimation de ce paramètre). Dans ce cas les paramètres variables et indépendant d'un sol se réduisent à deux.

Exemple de calcul de paramètres :
Soit un sol saturé pour lequel est connu l'indice des vides $e = V_V/V_S$. Quel est le poids volumique saturé γ_{sat} ?

Remplissons la boîte ci-dessous pour répondre à la question :

	W (kN)	V (m^3)
Air	0	
Eau		
Sol		
Total		

Comme le sol est saturé : $V_a = 0$. De plus posons $V_S = 1$ (la démarche fonctionne quelque soit

la valeur attribuée à V_S), soit $V_V = V_W = e\,V_S = e$:

	W (kN)	V (m^3)
Air	0	0
Eau		e
Sol		1
Total		$1+e$

Connaissant $\gamma_W = 10$ kN/m^3, on en déduit $W_W = V_W\,\gamma_W = e\,\gamma_W$, soit :

	W (kN)	V (m^3)
Air	0	0
Eau	$e\,\gamma_W$	e
Sol		1
Total		$1+e$

A ce stade, du fait que l'on ait utilisé toutes les données du problème (saturation, e), on est contraint pour aller plus loin de supposer γ_S connu et égal environ à 26,5 kN/m^3. Ainsi $W_S = \gamma_S\,V_S = \gamma_S$, et :

	W (kN)	V (m^3)
Air	0	0
Eau	$e\,\gamma_W$	e
Sol	γ_S	1
Total	$e\,\gamma_W + \gamma_S$	$1+e$

Finalement on en déduit :

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{W}{V}\right)_{\text{saturé}} = \frac{e\,\gamma_W + \gamma_S}{1+e}$$

Chapitre 3

Contraintes dans les sols

3.1 Notion de contrainte : vecteur contrainte

3.1.1 Rappel

Une contrainte est associée à une facette de normale unitaire $\vec{n}$. La contrainte est représentée par un vecteur $\vec{e}$ dont on donne les composantes normale (σ) et tangente à la facette (τ), dans le repère lié à la facette (Figure 3.1).

L'intensité d'une contrainte ou de ses composantes est exprimée en Pascal. L'unité la plus commode en géotechnique est le kPa ou le MPa.

3.1.2 Notion de contrainte dans les sols

Le sol est composé en général de trois phases (solide, liquide, gazeuse). Dans l'étude de problèmes géotechniques on considère souvent certaines parties du sol comme étant saturée, la composition du sol se réduit alors à deux phases (solide et liquide, voire uniquement la phase solide si le sol est sec).

Dans ce qui suit, le sol saturé, mélange de 2 phases, est assimilé à un milieu continu. La facette élémentaire est une coupure fictive à travers les grains et les vides pleins d'eau. La notion de contrainte correspond à la valeur moyenne des forces intergranulaires $\vec{F}_i$, et des forces de pression d'eau $\vec{F}_u$ appliquées par unité de surface (Figure 3.1) :

$$\vec{e} = \lim_{S \to 0} \frac{\sum \vec{F} i + \sum \vec{F}_u}{S}$$

Convention de signe :
Etant donné que la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend intuitivement que les contraintes de traction sont en générales rares voire absentes. Aussi, pour simplifier les écritures, on compte :

— POSITIVEMENT les contraintes normales σ, correspondant à une COMPRESSION (se traduisant par un raccourcissement),

— NEGATIVEMENT les contraintes normales σ, correspondant à une TRACTION (se traduisant par un allongement).

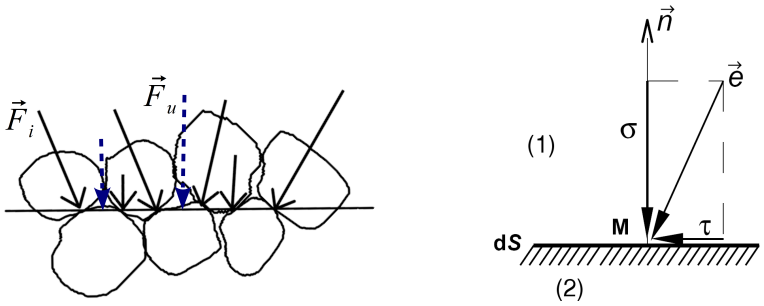


FIGURE 3.1 – Force intergranulaires et force de pression d'eau s'exerçant sur une facette horizontale (à gauche), et représentation de l'état de contrainte ainsi créé dans l'hypothèse d'un milieu continu (à droite).

3.2 Séparation des contraintes

Les phases liquides et solides sont caractérisées par des lois de comportement différentes. **C'est la phase solide (ou squelette granulaire), qui est responsable des déformations du sol, et de sa résistance mécanique au cisaillement**. La phase liquide (l'eau) est incompressible et ne présente aucune résistance au cisaillement.

Aussi, pour pouvoir décrire la comportement (ou réponse) d'un sols soumis à une sollicitation mécanique, il faut distinguer la partie de la sollicitation mécanique reprise par le squelette solide, de celle supportée par l'eau. On introduit de ce fait la **concept de contrainte effective**, selon lequel **la contrainte effective est la seule variable de contrainte qui gouverne la réponse mécanique de la phase solide** (ou autrement dit, du squelette granulaire).

La contrainte effective est définie à partir de la **contrainte totale**, et de la **pression d'eau interstitielle**.

3.2.1 Contrainte totale

Dans un massif de sol saturé, si on considère le sol de manière globale (sans distinguer la phase solide et la phase liquide), les contraintes correspondent alors aux contraintes totales.

Les contraintes totales ainsi définies ne permettent pas d'étudier complètement le comportement du sol (la compressibilité, le cisaillement, ...). En effet, les deux phases du sol (grains solides et eau) n'obéissent pas à la même loi de comportement.

Notation, composantes de la contrainte totale :
σ (contrainte normale à la facette considérée),
τ (contrainte tangentielle à la facette considérée).

3.2.2 Contrainte effective – Postulat de Terzaghi

L'idée de séparer les contraintes pour chaque phase revient à **Terzaghi** (au début des années 1920) qui a postulé l'« existence » de contraintes, dites **contraintes effectives** qui gouvernent le comportement du squelette granulaire seul.

Notation, composantes de la contrainte effective : σ', τ'.

Il n'y a pas de mesure directe des contraintes effectives, elles sont déduites de la relation suivante :

$$\sigma' = \sigma - u\,,$$

où u est la pression interstitielle (pression hydrostatique) de l'eau.

Remarques :

$\tau' = \tau$ puisque l'eau ne présente pas de résistance au cisaillement (pour des vitesses de déformation faibles).

Pour les sols secs $u = 0$ et $\sigma' = \sigma$.

Dans le cas d'un sol non saturé ce concept de contrainte effective n'est plus directement appliquable !

3.3 Contrainte sur une facette horizontale σ_V

3.3.1 Cas d'un massif de sol homogène

Considérons un massif de sol sec ou humide (non saturé) homogène de poids volumique γ, à surface libre horizontale et en équilibre sous l'action de son propre poids (figure 3.2).

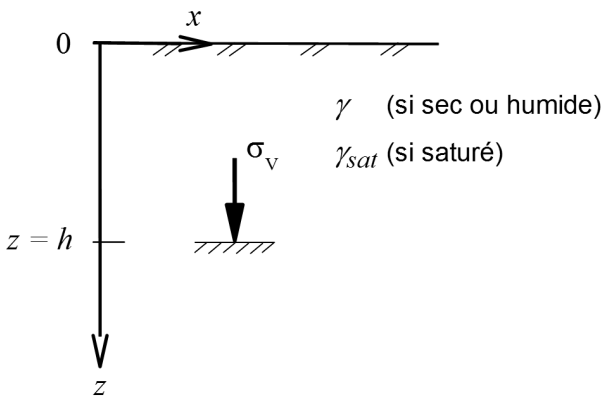


FIGURE 3.2 – Contrainte sur une facette horizontale dans un sol homogène.

On démontre, en considérant l'équilibre d'une colonne de sol au-dessus de la facette, que la contrainte sur une facette horizontale à la profondeur h est verticale (perpendiculaire à la facette) et est égale à :

$$\sigma_V = \gamma\, h$$

Dans le cas d'un sol saturé, si la nappe affleure à la surface du sol, le même raisonnement conduit à :

$$\sigma_V = \gamma_{sat}\, h$$

Cependant, ces deux contraintes ne représentent pas tout à fait la même chose :

— la première (sol sec ou humide) est une contrainte transmise par le squelette granulaire (l'eau, s'il y en a, est « accrochée » aux grains par la tension capillaire et alourdit le poids des grains). Il s'agit d'une contrainte inter-granulaire ou effective. On la note σ'_V,

— dans le deuxième cas (sol saturé), l'eau est en équilibre hydrostatique et exerce une pression u sur la facette égale à : $u = \gamma_W\, h$.
La deuxième contrainte est donc une contrainte totale qui contient à la fois l'action de l'eau et l'action du squelette granulaire. La contrainte effective transmise par le squelette granulaire est alors :

$$\sigma'_V = \sigma_V - u = \gamma_{sat}\, h - \gamma_W\, h = (\gamma_{sat} - \gamma_W)\, h = \gamma'\, h$$

3.3.2 Cas d'un sol stratifié

Dans le cas d'un terrain constitué de plusieurs couches de sol horizontales d'épaisseur h_i et de poids volumiques γ_i (Fig. 3.3), la contrainte qui s'exerce sur une facette horizontale en M a pour expression :

$$\sigma_{V_M} = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i\, h_i\,.$$

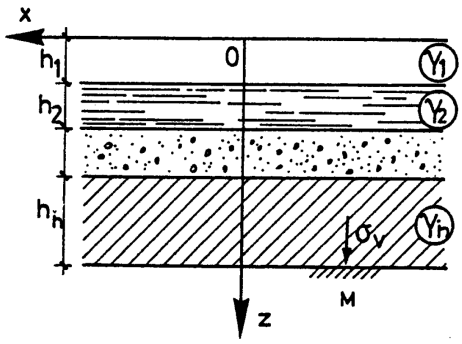


FIGURE 3.3 – sol stratifié à surface horizontale.

Présence d'une nappe d'eau (Fig. 3.4)

A la base de la coupe de sol donnée sur la figure 3.4 :
— la contrainte totale verticale a pour valeur : $\sigma_{V_M} = \gamma\, h + \gamma_{sat}\, h_w$,
— la pression interstitielle a pour valeur : $u_M = \gamma_W\, h_w$,
— la contrainte effective verticale a pour valeur :

$$\sigma'_{V_M} = \sigma_{V_M} - u_M = \gamma\, h + (\gamma_{sat} - \gamma_W)\, h_w = \gamma\, h + \gamma'\, h_w$$

.

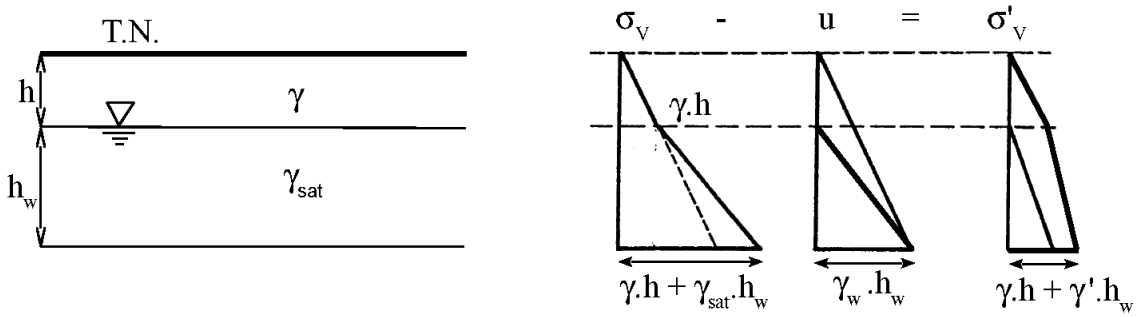


FIGURE 3.4 – Sol avec la présence d'une nappe d'eau.

Lorsque le niveau de la nappe baisse, h croît et h_w décroît, sachant que $\gamma > \gamma'$, on constate que la contrainte effective augmente. Ce phénomène peut générer des tassements du sol et créer des perturbations sur les ouvrages (voir l'exemple plus détaillé sur le figure 3.5).

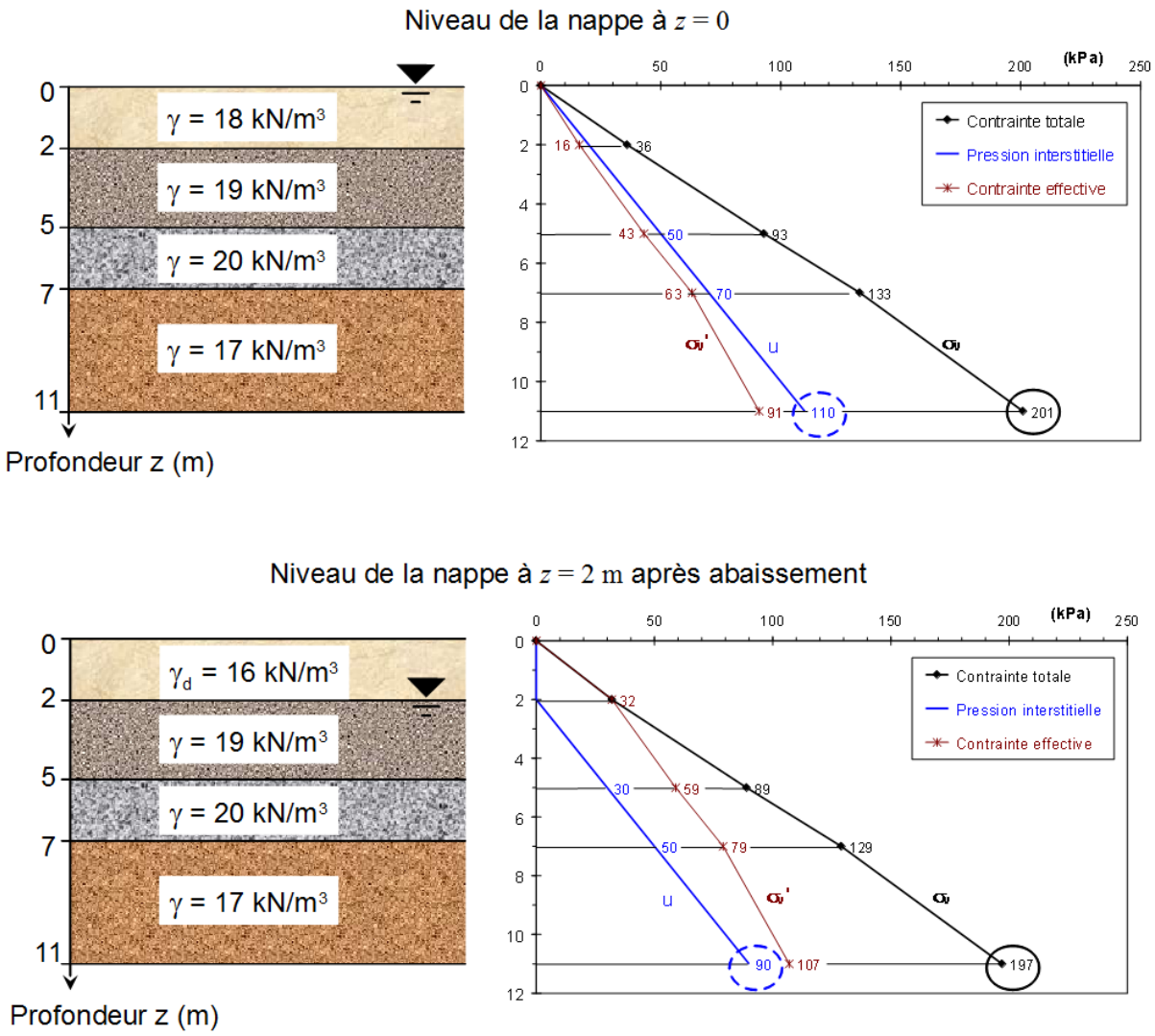


FIGURE 3.5 – Cas de l'abaissement du niveau de la nappe d'eau dans un sol stratifié : après abaissement de la nappe il y a une légère diminution de la contrainte totale (car pour la première couche de sol le poids volumique sec γ_d, ou humide γ_h est inférieur au poids volumique saturé γ_{sat}), toutefois la décroissance de la pression interstitielle est plus importante et conduit à une hausse de la contrainte effective.

3.3.3 Sol saturé par remontée capillaire

Les sols sont des milieux à porosité communicante : les interstices entre les grains forment de très petits canaux, de formes et de dimensions variables, dans lesquels les **phénomènes de capillarité** vont apparaître (Fig. 3.6). Le phénomène sera plus marqué dans les sols fins que dans les sols grenus du fait que les capillaires ont un diamètre plus petit.

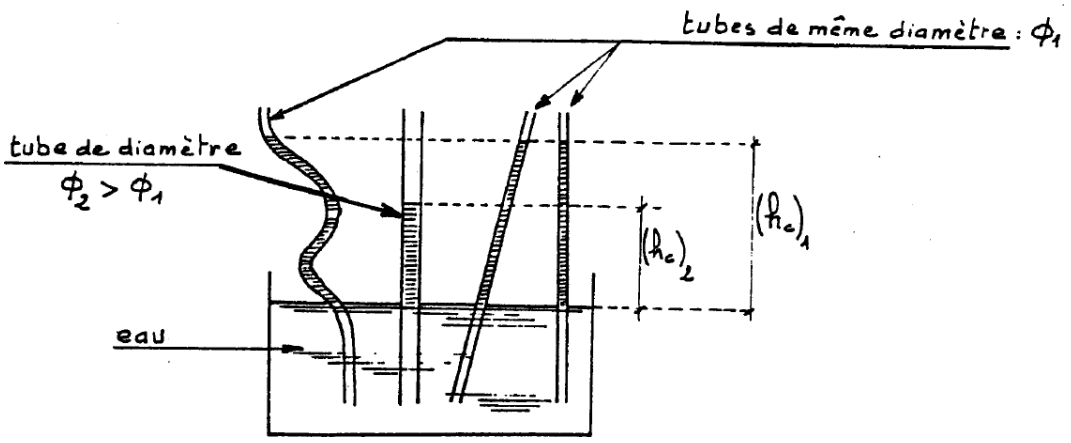


FIGURE 3.6 – Remontée de l'eau par capillarité dans des tubes de petit diamètre.

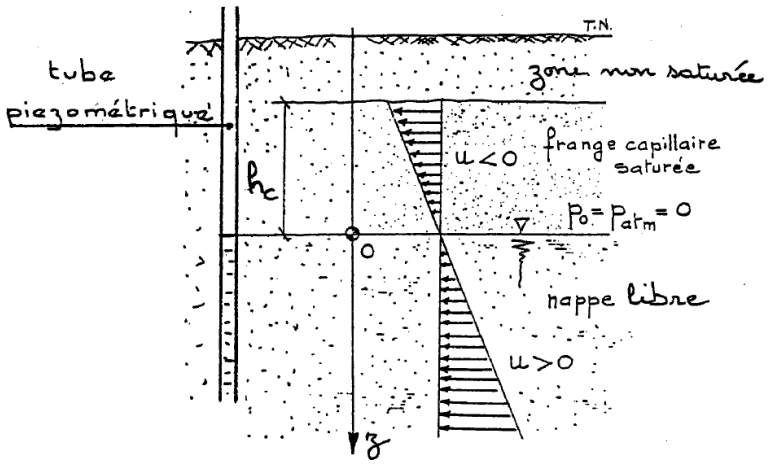


FIGURE 3.7 – Présence d'une frange capillaire au-dessus du niveau piézométrique de la nappe.

Frange capillaire

Au-dessus de la nappe phréatique dont le niveau est celui de l'eau dans un tube piézométrique, l'eau peut s'élever par capillarité formant ainsi une **frange capillaire** d'autant plus importante que les vides du sols ont de petites dimensions (Fig. 3.7). Directement au-dessus de la nappe, la frange capillaire est saturée sur une hauteur h_c et l'eau est en dépression par rapport à la pression atmosphérique :

$$u_c = -\gamma_W \, h_c \, .$$

L'ordre de grandeur de h_c est le suivant :

- sables grossiers : 10 à 50 cm,
- sables fins : 50 cm à 2 m,
- sols argileux : dizaine(s) de mètres.

La zone saturée est elle-même surmontée par une zone non saturée dans laquelle l'eau n'est plus continue, seuls les canaux les plus fins sont saturés.

Dans la frange capillaire saturée la **pression interstitielle est négative**, les contraintes effectives normales sont donc plus élevées que les contraintes totales. Les forces de capillarité augmentent ainsi la résistance du sol au cisaillement.

Dans la pratique, pour le calcul de la contrainte effective dans la frange capillaire saturée, nous prendrons bien en compte le poids volumique du sol saturé γ_{sat}*, mais nous considérerons que* ***la pression interstitielle*** u ***est nulle****; ce qui va dans le sens de la sécurité, vis-à-vis de la résistance du sol.*

Chapitre 4

Notions d'hydraulique des sols

4.1 Introduction

Nous avons jusqu'à présent considéré l'eau interstitielle comprise dans les pores du sol comme étant à l'**état stationnaire**. Dans ce chapitre, l'accent sera mis sur les **mouvements de l'eau** dans les sols.

La **perméabilité** est le paramètre clef caractérisant l'écoulement de l'eau dans les sols. Pour introduire ce paramètre nous serons amenés à définir au préalable un certains nombre de notions telles que la **vitesse fictive**, la **charge hydraulique** ou bien le **gradient hydraulique**.

4.2 Hypothèses et définitions

4.2.1 Hypothèses de bases

L'étude de l'écoulement de l'eau dans les sols repose sur les deux hypothèses suivantes :
— le sol est saturé,
— l'eau et les grains sont incompressibles.

De plus, nous traiterons dans ce cours uniquement du cas des **régimes permanents**, c'est-à-dire des écoulements stabilisés pour lesquels la vitesse et la pression de l'eau en tous points du massif sont indépendantes du temps (par opposition, on appelle régime transitoire un régime non stabilisé où la pression et la vitesse de l'eau varient avec le temps).

4.2.2 Vitesse de l'eau dans les sols

L'eau qui s'écoule dans un sol circule dans les interstices entre les grains qui forment des canaux de tailles variables. Les trajectoires réelles des filets liquides sont assez tortueuses (Fig. 4.1a) et il n'est pas possible de définir les vitesses réelles de l'eau.

Comme on s'intéresse essentiellement au mouvement global du fluide on définit des trajectoires fictives rectiligne (Fig. 4.1b,c) et des vitesses moyennes.

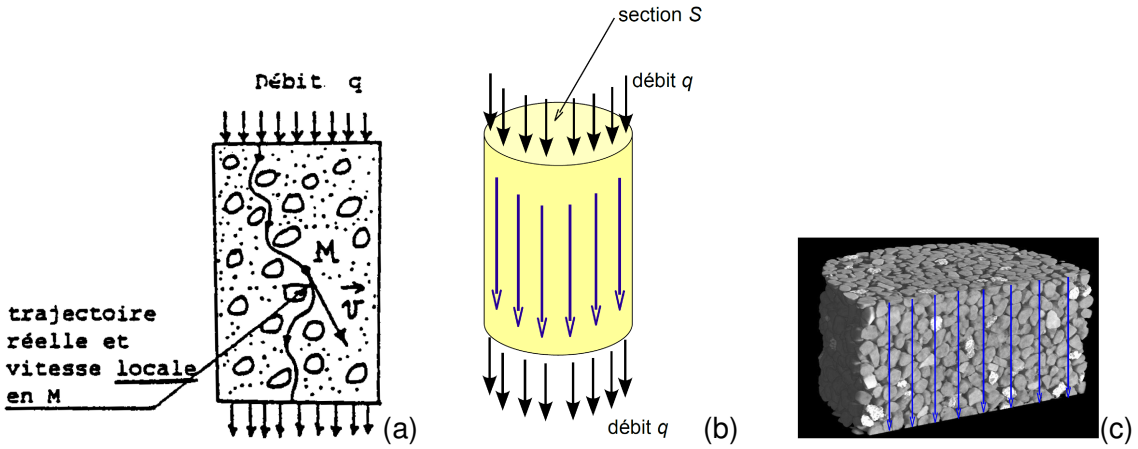


FIGURE 4.1 – (a) Illustration de la vitesse réelle de l'eau s'écoulant à travers un sol ; (b & c) hypothèse d'un milieu homogène où les filets d'eau sont rectilignes pour la définition de la vitesse fictive (vitesse de Darcy).

Pour les calculs on définit la **vitesse fictive moyenne (ou vitesse de Darcy)** v :

$$v = \frac{q}{S} ,$$

où q est le débit de l'eau s'écoulant dans un tube de sol au travers d'une surface d'aire totale S (grains + vides) telle que défini sur la figure 4.1b.

4.2.3 Charge hydraulique et perte de charge

Charge hydraulique

La **charge hydraulique** représente l'énergie d'une particule fluide de masse unité. On évalue la charge hydraulique h_M en un point M par l'équation de Bernouilli :

$$h_M = \frac{v_M^2}{2g} + \frac{u_M}{\gamma_W} + z_M ,$$

où :

- v_M est la vitesse de l'eau au point M,
- u_M est la pression de l'eau en M, ici $\frac{u_M}{\gamma_W}$ est directement mesuré par la hauteur d'eau dans un **tube piézométrique** (ou piézomètre, voir la figure 4.2).
- z_M altitude du point M par rapport à un plan de référence,
- g est l'accélération de la pesanteur.

La charge hydraulique s'exprime en hauteur de colonne d'eau (longueur).

Dans les sols la vitesse de l'eau v_M est en général faible et le terme $\frac{v_M^2}{2g}$ (représentant l'énergie cinétique de l'eau) est alors négligeable par rapport aux autres termes $\frac{u_M}{\gamma_W} + z_M$ (correspondant à l'énergie potentielle de l'eau).
On utilise donc en général l'expression suivante de la charge :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_W} + z_M .$$

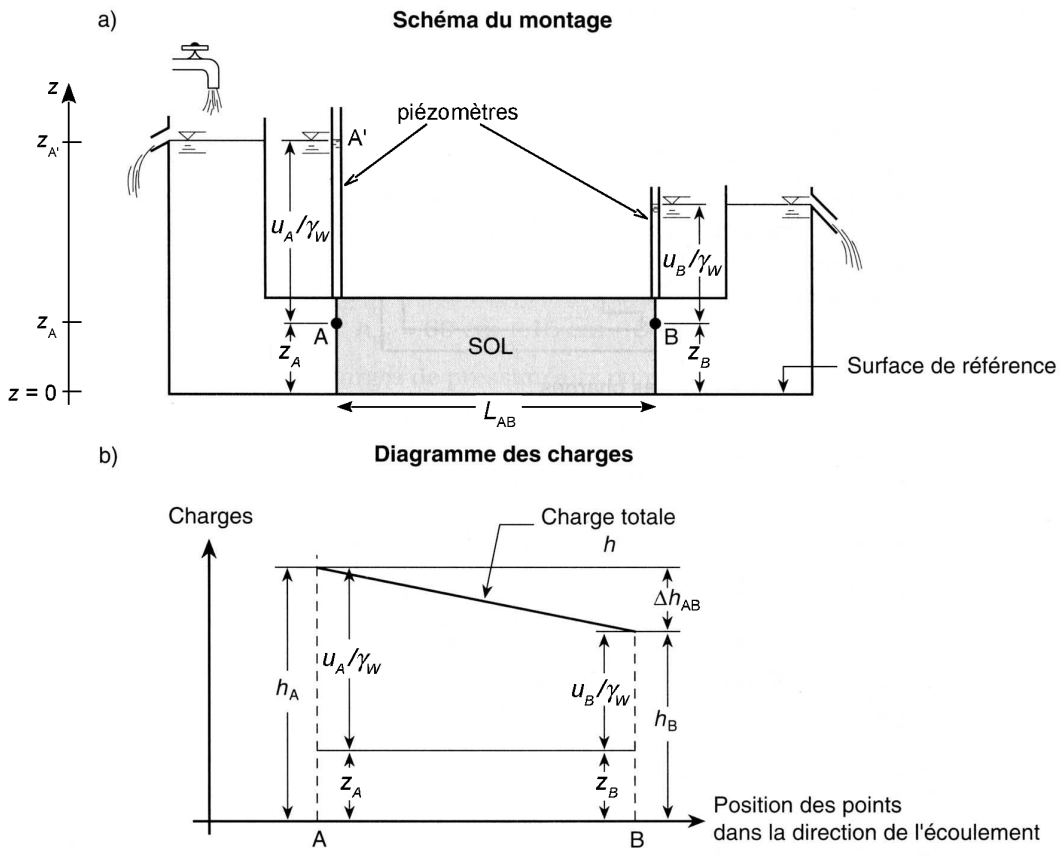


FIGURE 4.2 – Valeur de la charge en entrée (point A) et en sortie (point B) d'un écoulement horizontal, et détermination de la perte de charge.

Mesure de la charge en un point : le piézomètre

Dans le tube piézomètrique tel que représenté sur la figure 4.2, il y a équilibre hydrostatique entre A et A' (A' se trouvant à la surface de l'eau) :

$$h_A = h'_A = \frac{u_A}{\gamma_W} + z_A = \frac{u_{A'}}{\gamma_W} + z_{A'}$$

Or en A', $u_{A'} = 0$, d'où $h_A = z_{A'}$; l'altitude du niveau d'eau dans le piézomètre indique donc la charge hydraulique en A.

Par ailleurs on a aussi :

$$u_A = \gamma_W (z_{A'} - z_A)$$

donc la hauteur d'eau entre les points A et A' nous renseigne sur la pression d'eau u_A en A.

Perte de charge

— Dans le cas de l'écoulement d'un **fluide parfait** (incompressible et non visqueux) dans un sol, la charge reste constante entre deux points le long de l'écoulement.

— Dans le **cas de l'eau** qui a une viscosité non nulle, il y a interaction (frottement) de l'eau en circulation avec les grains du sol engendrant une **dissipation d'énergie ou de charge**. On constate alors entre deux points le long d'un écoulement une **perte de charge**.

La **perte de charge** Δh subie par l'eau circulant depuis un point A vers un point B est égale à $\Delta h_{AB} = h_A - h_B$.
Un exemple de calcul est donné sur la figure 4.2.

Remarque : La charge hydraulique est une valeur relative, l'altitude z_M étant une fonction de la position du plan de référence, elle est donc définie à une constante près. Cela ne pose pas de problème car c'est la variation (perte) de charge entre deux points qui est le paramètre fondamental (et non sa valeur absolue en chacun des points).

4.2.4 Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique i se définit comme la perte de charge par unité de longueur d'écoulement. Sur la figure 4.2 la distance que parcours l'eau pour aller du point A au point B est notée L_{AB}, le gradient hydraulique correspondant est alors donné par :

$$i = \frac{\Delta h_{AB}}{L_{AB}}$$

4.2.5 Loi de Darcy (1856)

La loi de Darcy est la **loi fondamentale** de l'hydraulique des sols. Cette loi expérimentale exprime que la vitesse fictive v de l'eau et le gradient hydraulique i sont proportionnels :

$$v = k \, . \, i$$

Le coefficient k est le **coefficient de perméabilité** (ou simplement « la perméabilité »), sa **dimension est celle d'une vitesse**. Il permet de quantifier la perméabilité des sols : un sol très perméable aura un coefficient élevé, tandis qu'un sol peu perméable aura un coefficient faible.

Des ordres de grandeur de k sont donnés dans le tableau ci-dessous (à titre indicatif : pour $k = 10^{-8}$ m/s, $v = 30$ cm/an pour un gradient hydraulique unitaire !).

Sol	gravier	sable	limon	argile
k (m/s)	1 à 10^{-3}	10^{-3} à 10^{-5}	10^{-5} à 10^{-8}	10^{-8} à 10^{-13}

Pour les sables à granulométrie étroite, la valeur de k peut être estimée à partir de l'expression empirique de **Hazen** :

$$k = 10^4 \, (d_{10})^2$$

avec k en m/s et d_{10} en m.

4.3 Mesures de la perméabilité

4.3.1 Essais de laboratoire

Perméamètre à charge constante

Cet essai est utilisé dans le cas des **sols présentant une perméabilité élevée** ($k > 10^{-5}$ m/s).

1. Un échantillon de sol est placé dans un perméamètre tel que présenté sur la figure 4.3. Une perte de charge constante Δh provoque l'écoulement de l'eau du haut vers le bas à travers le sol.
2. On détermine le débit d'eau q en recueillant un volume d'eau V en un temps donné t ($q = V/t$).
3. Connaissant la longueur de l'échantillon L et sa section S, on peut calculer le coefficient de perméabilité k en se servant de l'équation de Darcy :

$$\begin{aligned} v &= k \,.\, i \\ v \,.\, S &= k \,.\, i \,.\, S \\ q &= k \,.\, i \,.\, S \\ k &= \frac{q}{i \,.\, S} \end{aligned}$$

or $q = V/t$ et $i = \Delta h/L$, donc finalement k est déduit de la relation :

$$k = \frac{V \,.\, L}{\Delta h \,.\, S \,.\, t} \,.$$

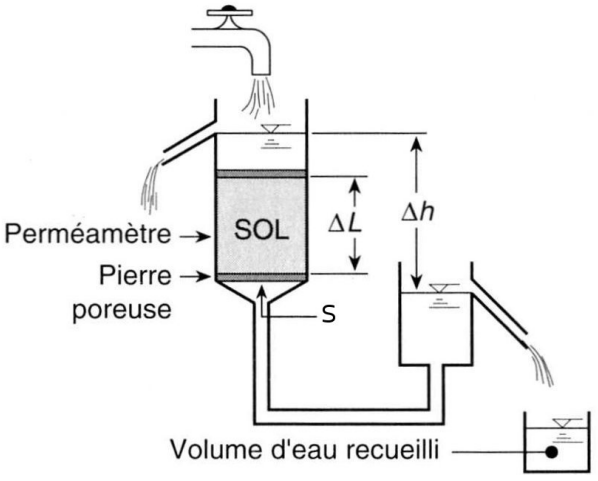


FIGURE 4.3 – Perméamètre à charge constante.

Perméamètre à charge variable

Cet essai est utilisé dans le cas des **sols présentant une faible perméabilité** ($k < 10^{-5}$ m/s) et pour lesquels l'essai à charge constante serait trop long compte tenu du faible débit. Lors de cet essai l'écoulement de l'eau à travers l'échantillon de sol à pour cause une perte de charge

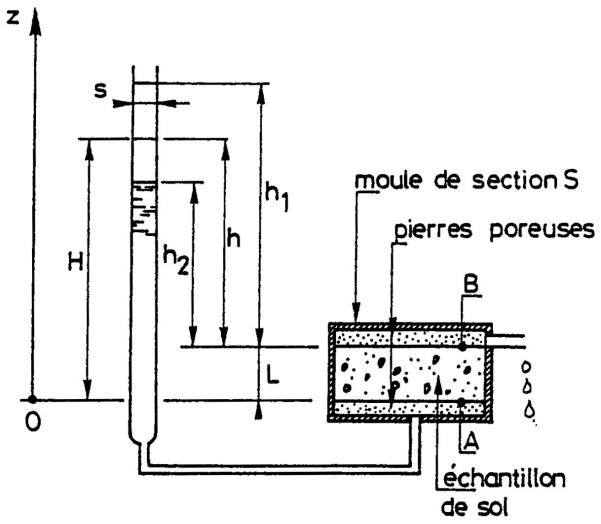


FIGURE 4.4 – Perméamètre à charge variable.

qui décroit dans le temps. En effet l'eau provient d'un tube de petite section s (Fig. 4.4). Au cours de l'essai le niveau de l'eau dans le tube baisse. On mesure alors le temps t pour que l'eau descende d'un niveau h_1 à un niveau h_2.

En utilisant les notations de la figure 4.4 avec le plan de référence situé au niveau d'entrée de l'échantillon, il vient pour un temps intermédiaire :

— en A :

$$h_A = \frac{u_A}{\gamma_W} + z_A = H + 0$$

— en B :

$$h_B = \frac{u_B}{\gamma_W} + z_B = 0 + L$$

— perte de charge :

$$h_A - h_B = H - L = h$$

— gradient hydraulique :

$$i = \frac{h}{L}$$

— débit :

$$q = v \,.\, S = k \,.\, \frac{h}{L} \,.\, S$$

De plus, au cours d'un intervalle de temps dt, le volume d'eau dV traversant l'échantillon est égal à la perte du volume d'eau dans le tube :

$$dV = q \,.\, dt = -s \,.\, dh$$

La perméabilité s'exprime alors :

$$\begin{aligned} k \,.\, \frac{h}{L} \,.\, S \,.\, dt &= -s \,.\, dh \\ k \int_0^t dt &= -\frac{s \,.\, L}{S} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} \\ k &= \frac{s \,.\, L}{S \,.\, t} \ln \frac{h_1}{h_2} \end{aligned}$$

4.3.2 Mesures in situ

L'inconvénient des mesures en laboratoire est d'opérer sur de petits échantillons qui ne constituent pas nécessairement une bonne représentation de la perméabilité moyenne d'un sol, ce dernier pouvant être très hétérogène.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la valeur du coefficient de perméabilité sur le terrain. A titre d'exemple, l'une d'entre elle exige un régime d'écoulement permanent : c'est l'**essai Dupuit**.
Il consiste à forer un puits dans le sol jusqu'au niveau situé au-dessous de la nappe et à pomper avec un débit constant Q jusqu'à ce que l'on ait atteint un régime permanent (Fig. 4.5).

On peut alors montrer que :

$$k = Q\frac{\ln(R/r)}{\pi(H^2 - h^2)}\,.$$

où r est le rayon du puits, R le rayon du cercle au-delà duquel la nappe d'eau n'est pas rabattue par l'action du pompage. H est la hauteur initiale de nappe d'eau, et h la hauteur d'eau dans le puits lorsque le régime permanent de pompage est atteint.

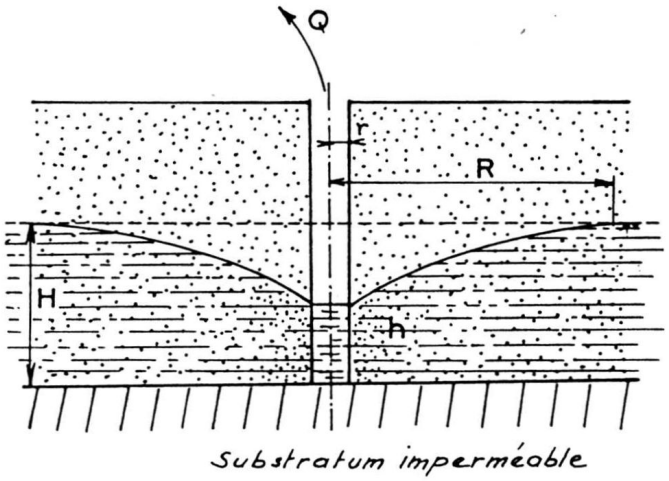


FIGURE 4.5 – Essai de pompage Dupuit.

4.4 Forces d'écoulement

4.4.1 Forces sur un élément de sol - phénomène de boulance

Dans une nappe en **équilibre hydrostatique** (sans écoulement), l'action de l'eau sur le squelette solide se réduit à la **poussée d'Archimède** s'exerçant sur les grains **vers le haut**. Mais lorsqu'il y a écoulement, apparaît une perte de charge qui traduit une dissipation d'énergie par **frottement visqueux** du fluide sur les grains du sol. On voit ainsi apparaître sur les grains du sol, une force créée par l'eau dirigée dans le sens de l'écoulement.

Considérons le cas d'un écoulement vertical ascendant (homogène) tel que représenté sur la figure 4.6. Le point M se trouve à une profondeur D et la point A est à la verticale de M.

La contrainte verticale effective en M s'écrit :

$$\begin{aligned} \sigma'_V &= \sigma_V - u_M \\ \sigma'_V &= \gamma_{sat}\,.\,D - u_M \end{aligned}$$

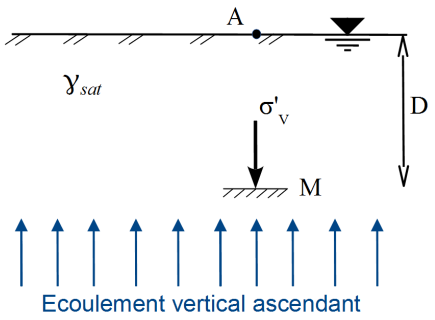


FIGURE 4.6 – Ecoulement vertical ascendant au sein d'un massif de sol saturé.

Par ailleurs on a :

- la charge en M : $h_M = \frac{u_M}{\gamma_W} + z_M$,
- la charge en A : $h_A = z_A$,
- la perte de charge : $\Delta h_{MA} = h_M - h_A = \frac{u_M}{\gamma_W} + z_M - z_A = \frac{u_M}{\gamma_W} - D$.

On en déduit le gradient hydraulique entre M et A :

$$i = \frac{\Delta h_{MA}}{D} = \frac{\frac{u_M}{\gamma_W} - D}{D} = \frac{u_M}{\gamma_W \,.\, D} - 1$$

et la pression d'eau en M en fonction du gradient hydraulique :

$$u_M = (i+1)\,\gamma_W \,.\, D = (i \,.\, \gamma_W + \gamma_W)\, D$$

Finalement, la contrainte verticale effective en M est donnée par :

$$\begin{aligned} \sigma'_V &= \gamma_{sat} \,.\, D - (i \,.\, \gamma_W + \gamma_W)\, D \\ \sigma'_V &= (\gamma_{sat} - \gamma_W - i \,.\, \gamma_W)\, D \\ \sigma'_V &= (\gamma' - i \,.\, \gamma_W)\, D \end{aligned}$$

Ainsi **l'écoulement ascendant engendre sur le squelette granulaire un effet qui s'oppose à la gravité**. Il en résulte une réduction de la contrainte effective égale à $i \,.\, \gamma_W \,.\, D$.
Pour une valeur de i suffisamment élevée la contrainte effective s'annule puis devient négative (dirigée vers le haut). Les grains du sol sont alors en suspension dans l'eau et ne peuvent supporter aucune charge. On dit que le sol est dans un état de **boulance**.

Le **gradient hydraulique critique** i_c est le gradient hydraulique pour lequel la contrainte effective s'annule (la boulance s'initie) :

$$\sigma'_V = (\gamma' - i_c \,.\, \gamma_W)\, D = 0 \quad \Rightarrow \quad i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_W}$$

Le phénomène de boulance peut provoquer des accidents graves si des constructions sont fondées sur le sol où il se produit, ou si le terrain lui-même fait partie de l'ouvrage : digue ou barrage en terre, fond de fouille, ...
Dans tous les problèmes d'hydraulique des sols, il importe de vérifier que les gradients hydrauliques ascendants réels sont suffisamment inférieurs au gradient critique i_c.

Dans le cas des sables le gradient critique est en général très voisin de 1.

4.4.2 Phénomène de renard

Le phénomène de boulance apparaît dans le cas d'un écoulement vertical ascendant. Dans le cas général d'un écoulement, vertical ou non, en milieu perméable, l'eau peut atteindre localement des vitesses élevées susceptibles d'entraîner les particules fines du sol (Fig. 4.7). De ce fait, le sol étant rendu localement plus perméable, la vitesse de l'eau augmente et le phénomène s'amplifie. Des éléments plus gros vont être entraînés tandis que l'**érosion progressera de manière régressive** (de l'aval vers l'amont) le long d'une ligne de courant (Fig. 4.7). Un conduit se forme par où l'eau s'engouffre et désorganise complètement le sol (Fig. 4.8). C'est le **phénomène de renard**.

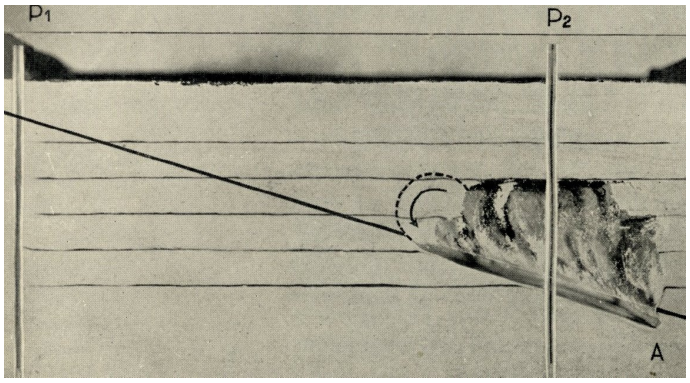


FIGURE 4.7 – Progression d'un renard dans un massif de sol.



FIGURE 4.8 – Désordre causé dans un barrage en terre suite au développement d'un renard le long d'une conduite.

Chapitre 5

Répartition des contraintes

5.1 Introduction

Le report des charges d'une structure (maison, immeuble, pile de pont, route, zone de stockage, ...) sur le sol s'effectue par l'intermédiaire des fondations (semelles filantes, rectangulaires, plots, radiers, matelas, ...). A l'image de la détermination de la descente de charge au sein d'une structure, il est nécessaire de déterminer la « descente de charge » dans le sol suite à l'application de surcharges à sa surface par le biais des fondations. On parle alors plutôt de **répartition des contraintes**.

La détermination de la répartition des contraintes est indispensable à la vérification de deux problèmes majeurs rencontrés dans l'acte de construire sur des sols : la **résistance mécanique** (stabilité de la fondation) et la **déformation** (tassement) des sols.

Nous nous attacherons dans ce chapitre à décrire la répartition des contraintes engendrées par une surcharge située à la surface libre du sol.
*Toutes les méthodes décrites ci-après reposent sur l'hypothèse que le sol à un **comportement élastique linéaire**, ce qui est bien évidement **faux !***

5.2 Principe de superposition

Hypothèse : le sol est assimilé à un milieu semi-infini *élastique* à surface horizontale.

Le calcul des contraintes dans un massif de sol pesant et chargé est basé sur l'utilisation du principe de superposition : *dans le cas d'un comportement élastique linéaire, l'effet produit par l'action simultanée de plusieurs forces est égal à la somme des effets produits par chacune des forces agissant séparément*.

La contrainte σ_z s'exerçant à la profondeur z sur une facette horizontale est égale à la somme de la contrainte naturelle σ_V, due au poids du sol sus-jacent, et de la contrainte due aux surcharges $\Delta\sigma_z$ (Fig. 5.1) :

$$\sigma_z = \sigma_V + \Delta\sigma_z \, .$$

La suite de ce chapitre est consacrée à la détermination de $\Delta\sigma_z$ pour quelques cas courants de chargement.

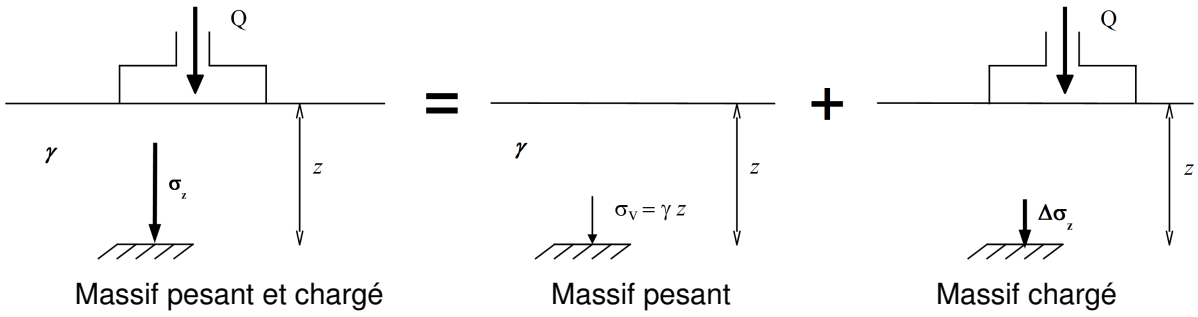


FIGURE 5.1 – Principe de superposition des contraintes.

5.3 Sol uniformément chargé

Si le sol est soumis à sa surface à un chargement uniforme d'intensité q sur une grande étendue, la contrainte $\Delta\sigma_z$ due à q, à la profondeur z, est constante et égale à q, on a alors :

$$\sigma_z = \sigma_V + q\,.$$

Ce cas de chargement peut-être considéré, par exemple, pour des radiers, des remblais ou des zones de stockage de très grandes dimensions.

5.4 Cas d'une force ponctuelle - relation de Boussinesq (1885)

Hypothèse :
— la force ponctuelle est verticale,
— le sol est homogène (pas de couches différentes) et isotrope,
— le sol est semi-infini limité par une surface libre horizontale.

A une profondeur z, la contrainte s'exerçant sur une facette horizontale due à une surcharge ponctuelle Q (voir Fig. 5.2) a pour expression :

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi}\,.\,\frac{1}{z^2}\,.\,\cos^5\theta$$

Ou bien :

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi}\frac{z^3}{\left[r^2+z^2\right]^{5/2}}\,.$$

Pour mieux saisir la répartition dans le sol des contraintes dues à une charge ponctuelle Q on peut considérer :

— la distribution des contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ suivant des plans horizontaux ($z = cste$), voir la Fig. 5.3, les contraintes les plus élevées se situent à l'aplomb du point d'application de la force ponctuelle ;
— les courbes d'iso-contrainte verticale ($\Delta\sigma_z = cste$) présentées sur la Fig. 5.2-b. On obtient une famille de courbes constituant le « bulbe des contraintes ». On remarque qu'il y a en profondeur une diffusion dans l'espace des contraintes créées en surface à partir d'un point unique.

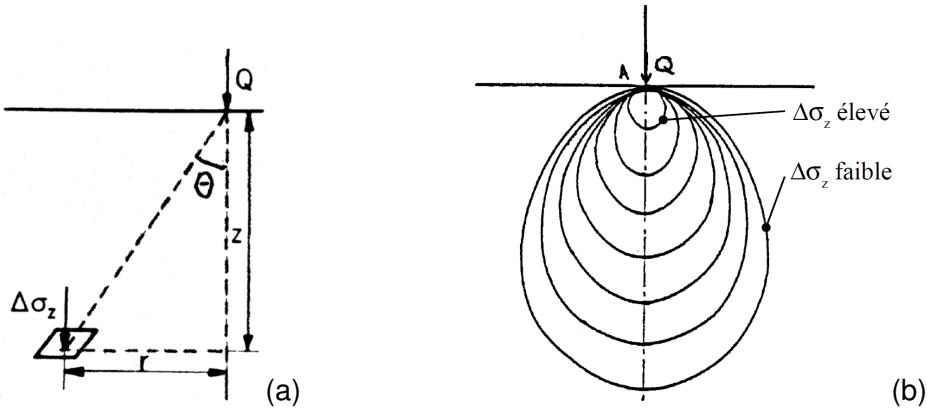


FIGURE 5.2 – (a) Accroissement de contrainte due à une surcharge ponctuelle, et (b) courbes d'iso-contrainte en forme de bulbe.

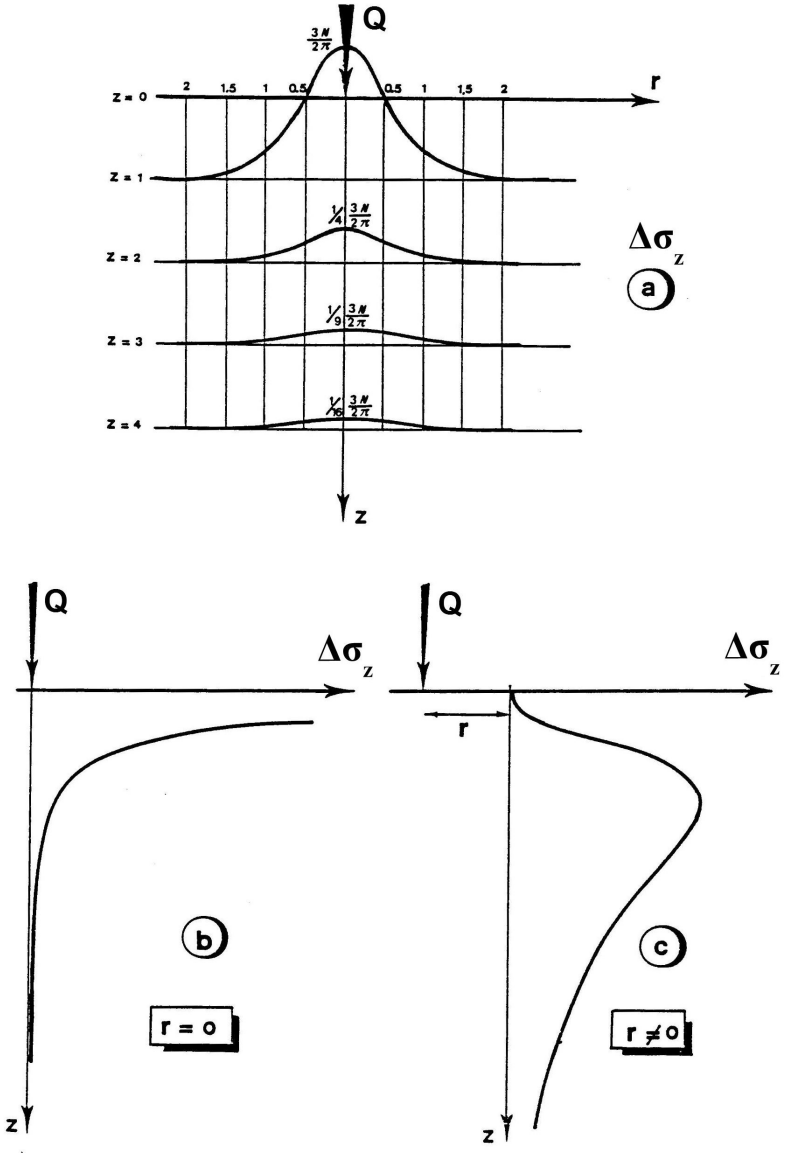


FIGURE 5.3 – Distribution des contraintes dans le sol sous l'effet d'une charge ponctuelle.

5.5 Cas d'une charge répartie

5.5.1 Principe de calcul

Considérons sur la figure 5.4-a une surcharge répartie d'intensité q s'exerçant sur une aire (S). L'intégration de la formule de Boussinesq sur cette aire (S) permet de déterminer la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ pour différentes formes de répartition des surcharges.

D'après la relation de Boussinesq présentée au paragraphe précédent, la force élémentaire $dQ = q.dS$ provoque au point A situé à la profondeur z et à la distance r, un accroissement élémentaire de contrainte $d(\Delta\sigma_z)$:

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3\,q\,dS}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \cos^5\theta$$

Or $\Delta\sigma_z = \iint_S d(\Delta\sigma_z)$, et en supposant que la surcharge q est constante sur (S), l'accroissement total de la contrainte en A est donné par

$$\Delta\sigma_z = \frac{3q}{2\pi z^2} \iint_S \cos^5\theta\, dS$$

Cette intégration a été faite pour des types usuels de chargement et se présente soit sous forme de formules, soit sous forme d'abaques.

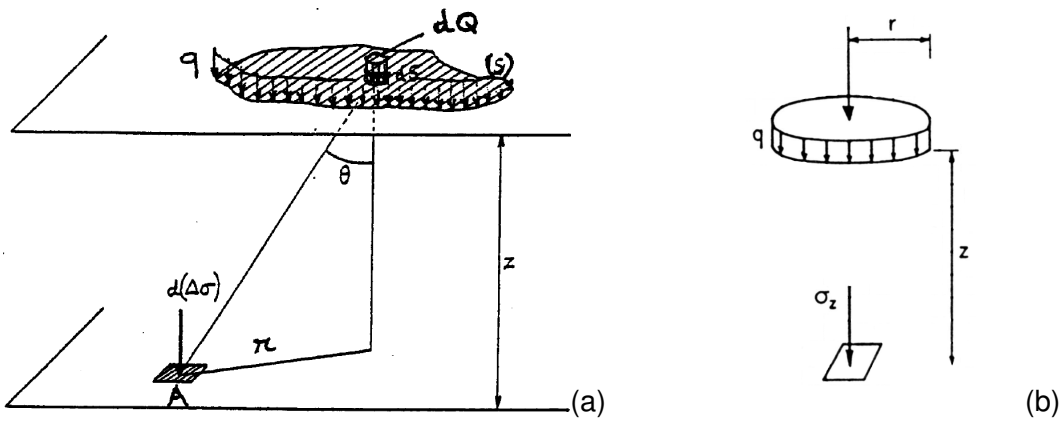


FIGURE 5.4 – (a) prise en compte d'une charge répartie, (b) Cas d'une surcharge uniforme circulaire.

De manière pratique, la contrainte $\Delta\sigma_z$, résultant de l'action d'une charge verticale uniformément répartie d'intensité q est donnée par le relation :

$$\Delta\sigma_z = I\,.\,q$$

où $I = \frac{3}{2\pi z^2} \iint_S \cos^5\theta\, dS$ est un nombre sans dimension, inférieur ou égale à 1, appelé **coefficient d'influence**. Ce nombre I est fourni par des abaques établis pour des géométries données de chargement, ce qui permet de s'affranchir du calcul de la double intégrale.

5.5.2 Charge uniforme circulaire

Dans l'axe d'une charge circulaire uniforme de rayon R, à la profondeur z (Fig. 5.4-b), on a :

$$I = 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2}\right]^{3/2}.$$

Pour des cas plus généraux I est donné dans dans un tableau et des abaques (voir le polycopié d'abaques).

5.5.3 Charge uniforme rectangulaire

Soit q la charge répartie uniformément appliquée sur un rectangle de côtés $2a$ et $2b$ (voir polycopié d'abaques).

A la verticale du coin du rectangle, à la profondeur z on a :

$$\Delta\sigma_z = q\,I\left[\frac{z}{2a};\frac{2b}{2a}\right] = q\,I\left[\frac{z}{2b};\frac{2a}{2b}\right]$$

Avec I donné par un tableau ou un abaque (cf. poly. d'abaques).

Par superposition on peut calculer l'augmentation de la contrainte $\Delta\sigma_z$ en tout point dans le sol, à la verticale du centre ou ailleurs.

Exemple : calcul de l'augmentation de contrainte à la verticale du centre d'une fondation rectangulaire de cotés $2a$ et $2b$:

Un point à la verticale du centre d'un rectangle ($2a$, $2b$) est considéré comme étant à la verticale des coins de 4 rectangles identiques de cotés (a, b) (cf. poly. d'abaques) :

$$\Delta\sigma_z = 4\,q\,I\left[\frac{z}{a};\frac{b}{a}\right] = 4\,q\,I\left[\frac{z}{b};\frac{a}{b}\right]$$

Remarque : Dans le cas de semelle filante ($b/a > 10$) on utilisera les valeurs de I correspondant à b/a infini.

5.5.4 Cas de formes plus complexes

Dans le cas de répartitions de surcharges de formes plus complexes ou d'intensité non uniforme, on s'appuiera sur le principe de superposition. **La répartition des surcharges est découpée en formes élémentaires pour lesquelles les coefficients d'influences sont déterminés facilement** à l'aide des abaques ou expressions données auparavant.

Exemple simple

Considérons la vue de dessus d'un chargement tel que montré sur la figure 5.5, les surfaces rectangulaires numérotées 1 et 2 sont soumises chacune des surcharge q_1 et q_2 différentes.

Le calcule du coefficient d'influence au droit du point A s'effectuera de la manière suivante :

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_z &= \Delta\sigma_{z1} + \Delta\sigma_{z2}\\ \Delta\sigma_z &= I_1\,q_1 + I_2\,q_2\end{aligned}$$

où I_1 est le coefficient d'influence de la charge q_1 en A (sans tenir compte de la charge q_2), et I_2 le coefficient d'influence de la charge q_2 en A (sans tenir compte de q_1).

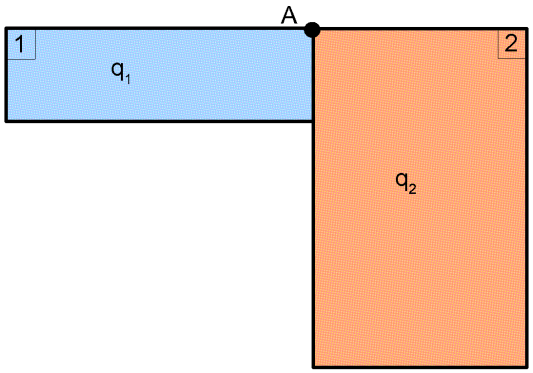


FIGURE 5.5 – Cas d'un chargement complexe et non uniforme.

Chapitre 6

Consolidation et tassement des sols

6.1 Introduction

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés **tassements**.

Si les **tassements uniformes** peuvent être gênants lorsqu'ils sont trop importants (accès aux constructions, sectionnement des réseaux, ...), les **tassements différentiels** sont redoutables car ils peuvent créer des désordres graves : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatiques, fissuration des ouvrages en béton, ...

Le tassement est dû à la **compressibilité du sol**, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

La compressibilité du sol résulte de :

— le compression de l'air qui remplit des vides (l'eau est supposée incompressible). L'air, très compressible, provoquera un **tassement quasiment instantané**,

— l'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la **consolidation primaire**, elle produit le **tassement le plus important** : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé),

— la compression du squelette solide. C'est la **consolidation secondaire**, elle correspond au tassement de l'assemblage granulaire, les grains s'arrangeant entre eux conduisant à un volume occupé par cet assemblage plus réduit.

Le tassement total final d'un sol à donc trois composantes : (i) le tassement immédiat ; (ii) le tassement dû à la consolidation primaire ; (iii) le tassement dû à la consolidation secondaire. Dans le cas des sols fins saturés, le tassement dû à la consolidation primaire est prépondérant sur les autres et c'est celui que nous nous attacherons à décrire dans ce chapitre.

6.2 Phénomène de consolidation primaire

6.2.1 Chargement en conditions oedométriques

L'oedomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide).

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement.

— La **cellule** : elle est présentée sur le figure 6.1. L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section S, hauteur initiale h_0), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.
— Le **bâti de chargement** : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une charge Q et de la maintenir constante pendant un temps donné.

On impose ainsi à l'échantillon :
— une **contrainte totale verticale** constante : $\sigma = Q/S$,
— des **déformations radiales (horizontales) nulles**,
— le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé.

Des comparateurs permettent de mesurer le **tassement** Δh au cours du temps pour une charge Q appliquée.

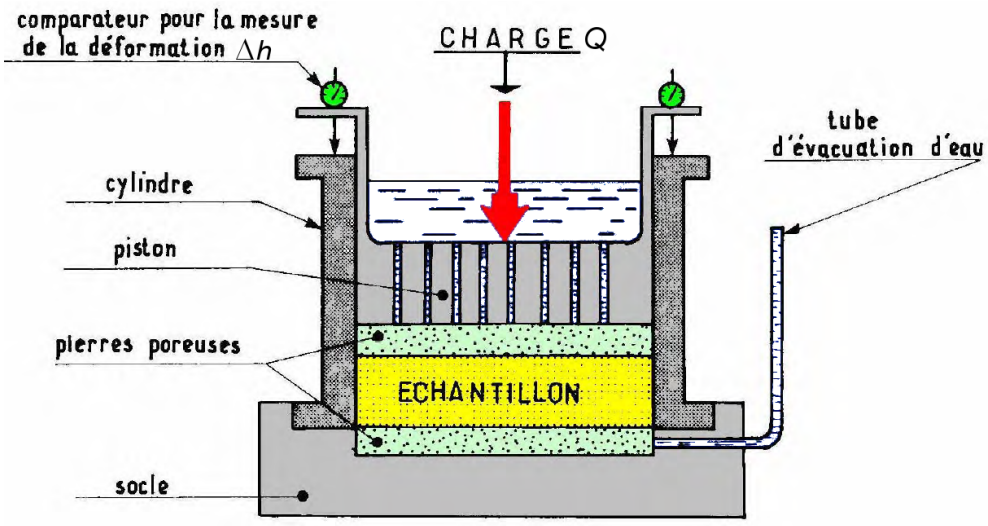


FIGURE 6.1 – représentation schématique d'une cellule oedométrique.

6.2.2 Modèle analogique – phénomène de consolidation

Pour comprendre le comportement de l'échantillon de sol dans la cellule oedométrique, nous nous aidons du modèle analogique présenté sur la figure 6.2.

Dans ce modèle :
— le ressort représente le squelette granulaire,
— l'eau représente l'eau des pores du sol,
— le petit trou réalisé à travers le piston représente la perméabilité du sol (ce trou étant très petit l'eau ne pourra s'écouler que très lentement par celui-ci).

Analysons pour ce modèle l'évolution au cours du temps de la contrainte totale σ, de la pression d'eau u, et de la contrainte effective σ'. Le temps initial $t = 0$ est pris à l'instant d'application de la charge Q.

— **$\underline{\text{A t} = 0}$:** la contrainte totale appliquée au modèle (au sol) est $\sigma = Q/S$, et l'eau n'a pas le temps de s'évacuer instantanément (d'être drainée) à travers le trou réalisé dans

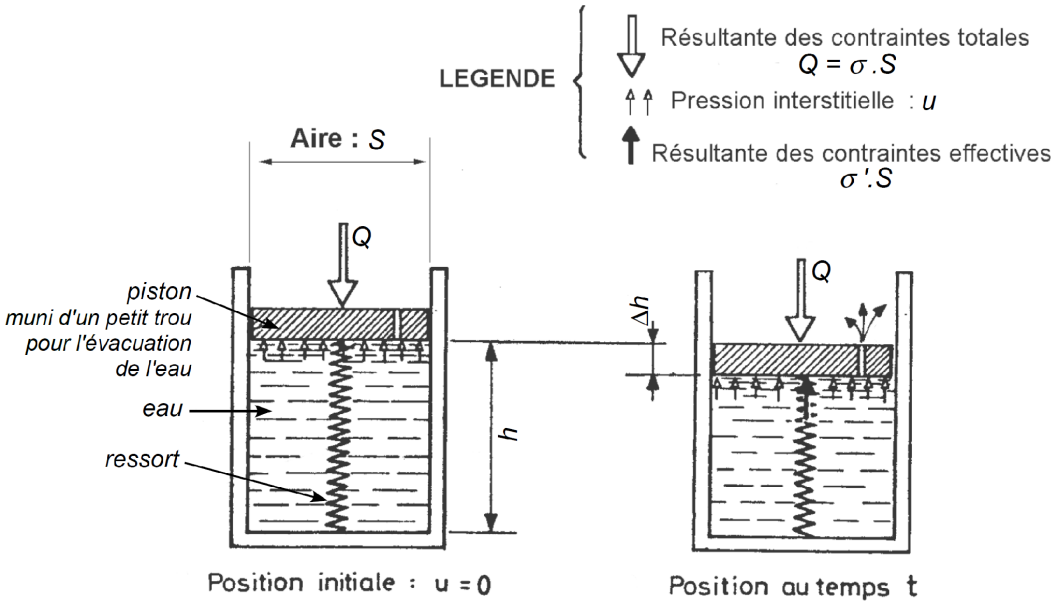


FIGURE 6.2 – Modèle analogique.

le piston (Fig. 6.2 à gauche). La totalité de la contrainte appliquée $\sigma = Q/S$ est alors transférée à l'eau qui se met sous pression, d'où $u = \sigma = Q/S$. En résumé :

$$\sigma = Q/S; \qquad u = Q/S; \qquad \sigma' = 0\,.$$

— **A $\mathrm{t} > 0$ (au fil du temps) :** un écoulement lent de l'eau à travers le trou du piston entraîne une diminution de la pression d'eau interstitielle (Fig. 6.2 à droite), le piston peut alors descendre (tassement) et le ressort se comprime (accroissement de la contrainte effective). On a donc :

$$\sigma = Q/S; \qquad u < Q/S; \qquad \sigma' > 0\,.$$

— **Lorsque $\mathrm{t} \to \infty$ (pour un temps suffisamment long) :** la pression d'eau tend à s'annuler, la totalité de la contrainte appliquée $\sigma = Q/S$ est alors uniquement reprise par le ressort (le squelette granulaire) :

$$\sigma = Q/S; \qquad u = 0; \qquad \sigma' = Q/S\,.$$

Puisque la réponse en **déformation du squelette granulaire dépend de la contrainte effective**, σ', la déformation et donc le tassement sont nuls à $t = 0$, s'accroissent pour $t > 0$ et tendent vers une valeur constante pour $t \to \infty$.

Les évolutions de σ, u, σ' et du tassement Δh telles que l'on peut les mesurer au cours d'un essai oedométrique sont détaillées sur la figure 6.3. **On remarque en particulier que l'accroissement du tassement n'est pas proportionnel au temps**.

Le phénomène décrit ci-dessus est celui de la consolidation primaire, correspondant à une dissipation de la pression interstitielle conduisant à un transfert de charge progressif de l'eau sur le squelette granulaire. Ce dernier se déforme alors progressivement dans la direction verticale, on parle de tassements.

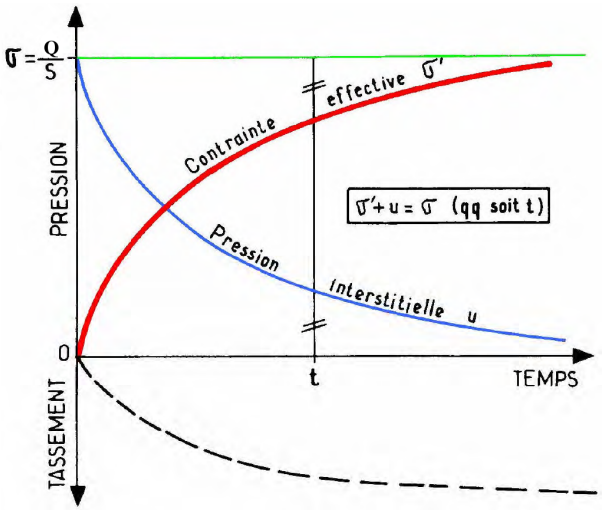


FIGURE 6.3 – Evolutions de σ, u, σ' et du tassement Δh au cours du phénomène de consolidation primaire.

6.3 Compressibilité des sols

6.3.1 Courbe de compressibilité

Un essai oedométrique complet comprend plusieurs paliers de chargement. Dans la pratique courante, on double la charge Q appliquée en tête de piston chaque 24 heures. Compte tenu de la faible épaisseur des échantillons (≈ 20 mm), les surpressions interstitielles sont généralement dissipées après 24h. L'essai fournit alors deux types de courbes :

— des **courbes de consolidation** représentant le tassement en fonction du temps (partie gauche de la Fig. 6.4), mais que l'on a aussi l'habitude de représenter en traçant $\Delta h/h$ en fonction de $\log t$ (voir Fig. 6.11). On peut tracer une courbe de ce type pour chaque valeur de contrainte appliquée, c'est à dire pour chaque palier de chargement.

— une **courbe de compressibilité** (partie droite de la Fig. 6.4), et représentant les tassements finaux mesurés pour chaque palier de chargement en fonction de la contrainte appliquée.

L'interprétation de la courbe de compressibilité se fait classiquement en traçant l'indice des vides final après tassement e en fonction du logarithme de la contrainte $\log \sigma'$, tel que montré sur la figure 6.5. En effet l'indice des vides e au cours de l'essai est directement relié au tassement Δh :

$$\Delta e = \frac{\Delta V_V}{V_S} = \frac{S}{V_S}\,\Delta h = \frac{S\,.\,\gamma_S}{W_S}\,\Delta h$$

d'où :

$$e = e_0 - \Delta e = e_0 - \frac{S\,.\,\gamma_S}{W_S}\,\Delta h$$

où e_0 est l'indice des vides initial. De plus, dans ce plan (e - $\log \sigma'$), la courbe présente deux parties relativement linéaires.

Sur la figure 6.5, la charge Q et donc la contrainte σ' a été augmentée jusqu'au point D, ce qui à conduit à des tassements et donc une diminution de l'indice des vides. Au point D

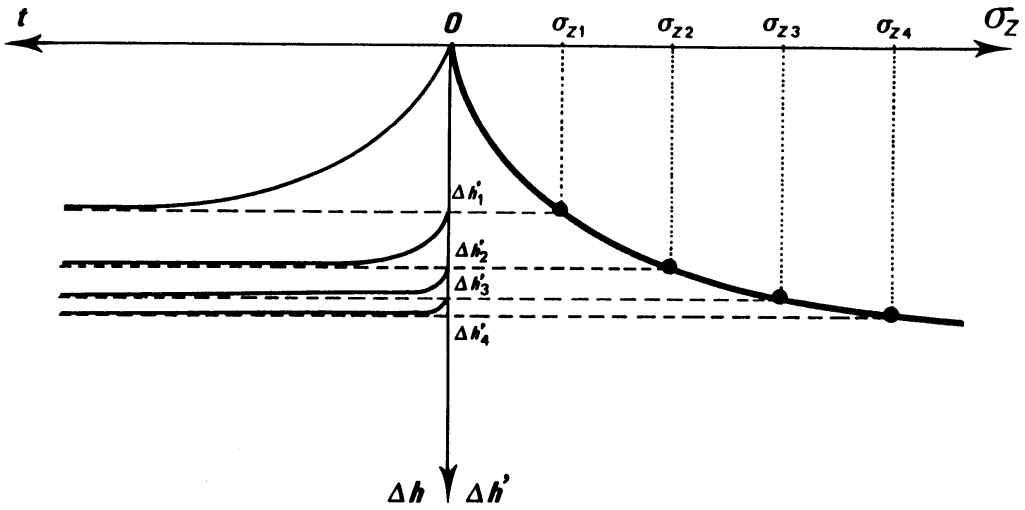


FIGURE 6.4 – Courbes de consolidation à gauche pour différent palier de chargement, et courbe de compressibilité à droite (tassement total en fonction de la charge appliquée).

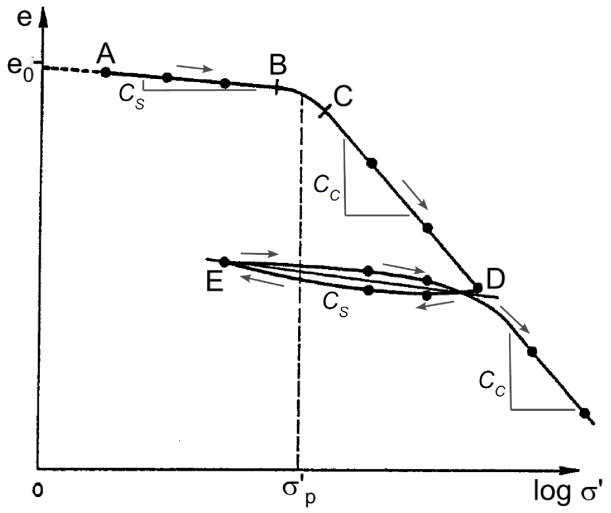


FIGURE 6.5 – Courbe de compressibilité.

un cycle de déchargement (DE) / rechargement (ED) a été réalisé, résultant en un gonflement (accroissement de e) puis à nouveau un tassement (diminution de e). Enfin, au delà du point D l'accroissement de la charge a été poursuivi créant un tassement supplémentaire.

On observe que :

— les portions AB et ED de la courbe sont à peu près linéaires et sensiblement parallèles,

— les portions CD et au-delà de D sont également à peu près linéaires et présentent une même pente.

La courbe de compressibilité permet de déterminer trois caractéristiques du sol étudié :

— la **pression de préconsolidation**,

— l'**indice de compression**,

— l'**indice de gonflement**,

Pression de préconsolidation σ'_p

La méthode la plus simple pour déterminer la pression de préconsolidation σ'_p consiste à considérer l'abscisse du point d'intersection des deux droites tangentes à AB et CD.

On observe que :
— pour $\sigma' < \sigma'_p$ le sol se déforme très peu parce qu'il a déjà été consolidé, au cours de son histoire, sous l'effet d'une contrainte qui était au maximum égale à σ'_p,
— pour $\sigma' > \sigma'_p$ le sol est beaucoup plus déformable, il est soumis à des contraintes supérieures à toutes celles qu'il a connues. La partie correspondante de la courbe est appelée **courbe de consolidation vierge**.

Pour un échantillon de sol prélevé intact à une profondeur z, on peut, d'une part, calculer la contrainte naturelle σ'_V qui s'exerce à la profondeur z, et d'autre part déterminer la pression de préconsolidation σ'_p par un essai oedométrique. Selon les valeurs respectives de σ'_V et σ'_p trois cas peuvent se présenter.

1. **Sol normalement consolidé**
   Lorsque $\sigma'_V = \sigma'_p$, le sol est dit normalement consolidé. Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures actuellement présentes.

2. **Sol surconsolidé**
   Lorsque $\sigma'_V < \sigma'_p$, le sol est dit surconsolidé. Le sol a été soumis dans le passé à une pression de préconsolidation plus importante que le poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain.
   L'état de surconsolidation peut être dû à la surcharge exercée par des terrains qui furent érodés par la suite, à une surcharge temporaire telle que le poids d'un glacier aujourd'hui disparu.

3. **Sol en cours de consolidation**
   Lorsque $\sigma'_V > \sigma'_p$, le sol est en cours de consolidation sous l'effet de son propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases ou tourbes récemment formées). Ce sont des sols généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de surcharge.

Indice de compression C_c

On appelle indice de compression, C_c, la pente (au signe près) de la courbe de consolidation vierge (voir Fig. 6.5) soit :

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad \text{pour} \sigma' \geq \sigma'_p \,.$$

C_c est un nombre sans dimension. Il permet de calculer le tassement final Δh dû à la consolidation primaire d'une couche de sol normalement consolidée pour une variation donnée de contrainte effective.

A titre indicatif, voici quelques valeurs de C_c en fonction du type de sol :
— sables : $0,01 < C_c < 0,10$
— kaolinites : $0,10 < C_c < 0,25$
— illites : $0,25 < C_c < 0,80$

— montmorillonites : $0,80 < C_c < 2,50$

On peut considérer qu'un sol est :
— peu compressible lorsque $C_c < 0,2$,
— compressible lorsque $0,2 < C_c < 0,7$,
— très compressible lorsque $0,7 < C_c$.

Lorsqu'il n'y a pas d'essai oedométrique réalisé, on peut obtenir une estimation de l'indice de compression à partir de la relation empirique proposée par **Skempton**, valable dans le cas des argiles normalement consolidées :

$$C_c = 0.009\,(w_L - 10)$$

où w_L est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pour-cents.

Indice de gonflement C_s

C'est la pente moyenne (au signe près) d'un cycle de déchargement/rechargement (partie ED sur la Fig. 6.5), qui correspond aussi à la pente de la courbe de consolidation pour une valeur de contrainte inférieure à la contrainte de préconsolidation (partie AB).

$$C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad \text{calculé sur un cycle de déchargement/rechargement .}$$

D'une manière générale on peut estimer C_s comme étant de l'ordre de $C_c/10$.

6.4 Calcul du tassement final par la méthode oedométrique

6.4.1 Calcul à partir des indices de compression C_c et de gonflement C_s

Cas du sol normalement consolidé

Pour un sol normalement consolidé le tassement s'effectue suivant la courbe de consolidation vierge que l'on peut approximer par une droite de pente C_c (voir la Fig. 6.6a), on a donc la relation suivante (au signe près de la variation de l'indice des vides) :

$$\Delta e = C_c \, \Delta(\log \sigma')$$

or $\Delta e = (1 + e_0)\frac{\Delta h}{h_0}$ où h_0 est l'épaisseur initiale de la couche de sol considérée et e_0 l'indice des vides initial ;
et $\Delta(\log \sigma') = \log \sigma'_{final} - \log \sigma'_{initial}$ où $\sigma'_{initial}$ est la contrainte subie par le sol avant application de la surcharge, et σ'_{final} la contrainte après application de la surcharge.

Donc :

$$\begin{aligned} (1 + e_0)\frac{\Delta h}{h_0} &= C_c \, (\log \sigma'_{final} - \log \sigma'_{initial}) \\ \frac{\Delta h}{h_0} &= \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{final}}{\sigma'_{initial}} \right) \end{aligned}$$

Puisque le sol est normalement consolidé $\sigma'_{initial} = \sigma'_p = \sigma'_V$, et après consolidation $\sigma'_{final} = \sigma'_V + \Delta\sigma'$. Le tassement de la couche de sol est donc finalement déduit de la relation :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_V + \Delta\sigma'}{\sigma'_V} \right)$$

(a) Sol normalement consolidé (b) Sol surconsolidé (c) Sol en cours de consolidation

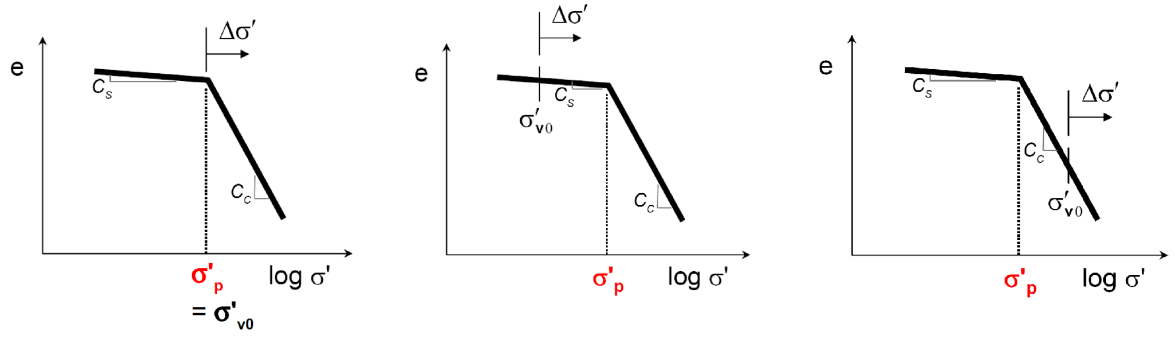


FIGURE 6.6 – Classification des sols en fonction de σ'_p.

Cas du sol surconsolidé

Dans ce cas, $\sigma'_{initial} = \sigma'_V$ ($< \sigma'_p$). Lors de l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma'$, on suit dans le diagramme $e - \log \sigma'$ une première droite de pente C_s (voir la Fig. 6.6b) jusqu'à la valeur de contrainte égale à σ'_p, puis au-delà une droite de pente C_c jusqu'à la contrainte finale $\sigma'_{final} = \sigma'_V + \Delta\sigma'$.

La relation précédemment obtenue peut être appliquée en la scindant en deux termes correspondant à chacune des deux droites de pente C_s et C_c :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C_s}{1+e_0}\,\log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_V}\right) \;+\; \frac{C_c}{1+e_0}\,\log\left(\frac{\sigma'_V+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right).$$

Comme C_s est petit par rapport à C_c, on néglige le plus souvent le tassement dû à l'augmentation de contrainte de σ'_V à σ'_p, dans ce cas :

$$\frac{\Delta h}{h_0} \approx \frac{C_c}{1+e_0}\,\log\left(\frac{\sigma'_V+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right).$$

Lorsque $\sigma'_{final} = \sigma'_V + \Delta\sigma' < \sigma'_p$, la droite de pente C_c n'est pas abordée et le tassement est donné par la relation :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C_s}{1+e_0}\,\log\left(\frac{\sigma'_V+\Delta\sigma'}{\sigma'_V}\right).$$

Le tassement correspondant est alors en général très faible.

6.4.2 Calcul à partir du module oedométrique E_{oed}

Par analogie avec le module de Young, le module oedométrique E_{oed} est défini à partir de la courbe de compressibilité tracée dans le plan (ε - σ') (voir Fig. 6.7) par :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon}$$

Remarque : la courbe de compressibilité n'est pas linéaire dans le plan (ε - σ'), par conséquent pour une sol donné E_{oed} **n'est pas une constante mais dépend de la contrainte initiale et de l'accroissement de contrainte !** Autrement dit E_{oed} n'est pas un paramètre intrinsèque au sol à la différence de C_c et C_s.

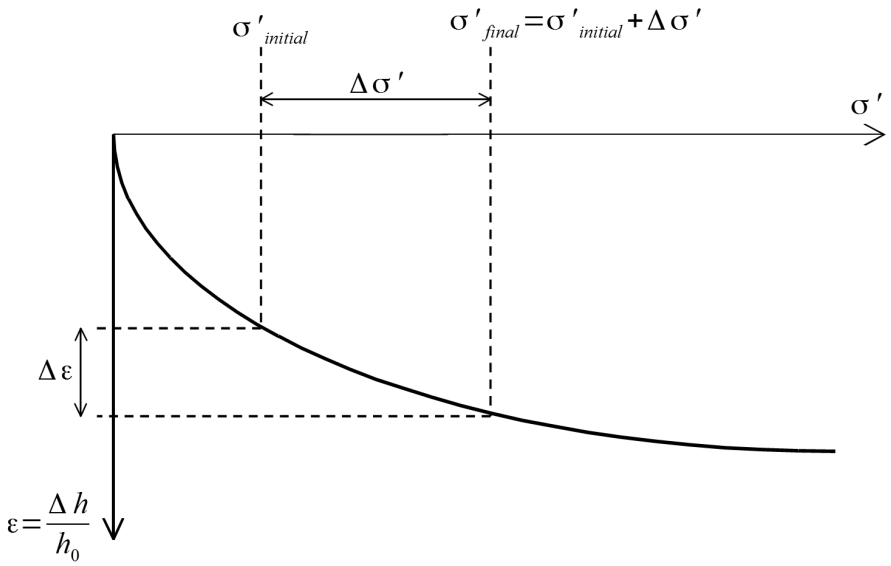


FIGURE 6.7 – Interprétation de la courbe de compressibilité pour le calcul du module oedométrique.

Ordre de grandeur du module oedométrique en fonction du type de sol :

	E_{oed} (MPa)
argile molle	0,1 à 1
argile moyenne	0,5 à 4
argile raide	1 à 10
limon uniforme	3 à 35
sable	15 à 50
gravier	30 à 120

Comme E_{oed} et $\Delta\sigma'$ varient avec la profondeur, le sol est découpé en n tranches horizontales successives d'épaisseur H_i suffisamment fines pour qu'on puisse considérer chaque tranche homogène : même module oedométrique et même $\Delta\sigma'$. En pratique une épaisseur de l'ordre de B/2 peut être adoptée. E_{oed} et $\Delta\sigma'$ sont estimés au milieu de chaque tranche.

Le tassement est alors donné par :

$$\begin{aligned} \Delta h &= \sum_{i=1}^{n} (\Delta\varepsilon)_i \; H_i \\ \Delta h &= \sum_{i=1}^{n} \frac{(\Delta\sigma)_i}{(E_{oed})_i} \; H_i \end{aligned}$$

Si le sol est normalement consolidé, le module oedométrique est relié à l'indice de compression C_c par :

$$E_{oed} = \frac{1+e_0}{C_c} \, \frac{\sigma'_{final} - \sigma'_{initial}}{\log\left(\sigma'_{final}/\sigma'_{initial}\right)}$$

6.5 Evolution du tassement en fonction du temps

Nous avons vu dans les paragraphes précédents la manière de calculer le tassement total dû à la consolidation primaire. Toutefois, pour des sols fins, le tassement peut prendre beaucoup de temps à se réaliser dans sa totalité (plusieurs mois à plusieurs années). On peut alors se demander le point d'avancement de la consolidation primaire et le temps nécessaire au tassement total. Pour répondre à ces questions compliquées (puisque le tassement n'évolue pas de manière proportionnel au temps), nous utilisons la théorie de consolidation de Terzaghi et Fröhlich dont les hypothèses sont les suivantes :

Hypothèses
— les grains solides et le fluide sont incompressibles,
— le sol est saturé,
— le squelette solide à un comportement élastique linéaire.

6.5.1 Degré de consolidation

On appelle degré de consolidation moyen d'une couche compressible le rapport du tassement Δh_t au temps t sur le tassement final Δh_∞. Il est noté U, c'est un nombre sans dimension :

$$U = \frac{\Delta h_t}{\Delta h_\infty} .$$

A $t = 0$ au moment de l'application de la surcharge $U = 0\ \%$.
Lorsque $t \to \infty$ le tassement final est atteint et $U = 100\ \%$.

Sachant que le tassement est fonction de la diminution de la surpression interstitielle (plus l'eau s'évacue plus les grains solides reprennent la surcharge $\Delta\sigma$). On montre alors que U peut aussi être défini à partir de la surpression interstitielle :

$$U = 1 - \frac{\Delta u_t}{\Delta u_0} ,$$

où Δu_0 est la surpression interstitielle à $t = 0$ engendrée par l'application de la surcharge, et Δu_t au temps t.

De même le degré de consolidation peut également être défini à partir de l'accroissement de contrainte effective :

$$U = \frac{\Delta \sigma'_t}{\Delta \sigma'_\infty} ,$$

où $\Delta\sigma'_t$ est l'accroissement de la contrainte effective au temps t et $\Delta\sigma'_\infty$ l'accroissement de contrainte effective en fin de consolidation.

6.5.2 Equation de diffusion

Considérons une couche de sol compressible comprise entre deux couches de sol perméables. A la surface libre est appliquée une surcharge $\Delta\sigma$. La figure 6.8 montre les **isochrones** de la surpression interstitielle Δu, c'est à dire les courbes joignant les points pour lesquels les valeurs de Δu sont les mêmes à un temps donné. A $t = 0$, Δu est constant quelque soit la profondeur z et est égal à $\Delta\sigma$; et pour $t \to \infty$ (t_f sur la figure), Δu est également constant et égal à 0. Pour un temps t quelconque la valeur de Δu dépend de la profondeur z en décrivant une courbe parabolique.

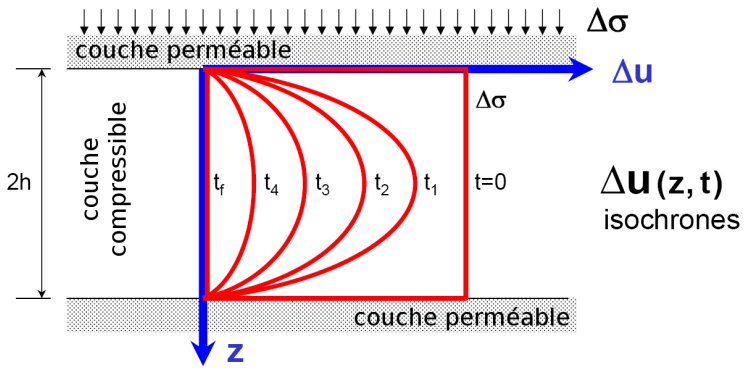


FIGURE 6.8 – Isochrones de $\Delta u(t, z)$ entre deux couches de sol perméables.

Par conséquent, la surpression interstitielle est fonction de t et de z, et en prenant en compte l'ensemble de l'épaisseur de la couche compressible, le degré de consolidation moyen s'écrit :

$$U(t) = 1 - \frac{\text{Aire décrite par le courbe } \Delta u(z,t)}{\text{Aire décrite par le courbe } \Delta u(z, t=0)}$$

On se rend compte à partir de l'expression ci-dessus que le degré de consolidation U est connu à tout temps t à condition que l'on connaisse l'évolution de Δu en fonction de z et de t.

L'évolution de Δu en fonction de z et de t est dictée par l'**équation de diffusion** de l'eau :

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2} .$$

Le paramètre c_v est appelé **coefficient de consolidation verticale**, il regroupe l'influence de la perméabilité k du sol compressible et de son module oedométrique E_{oed}, Il s'exprime en m^2/s :

$$c_v = \frac{k \,.\, E_{oed}}{\gamma_W}$$

L'**équation de diffusion** peut également s'écrire sous une **forme adimensionnelle** :

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial Z^2} ,$$

où $Z = z/h_D$ et $T_v = c_v\, t/h_D^2$ sont des paramètres sans dimension dépendant tout deux de la **distance de drainage** h_D.

Pour calculer le degré de consolidation moyen, il faut donc résoudre l'équation de diffusion, sous sa forme adimensionnelle par exemple. Nous ne détaillons par cette opération ici, mais on peut montrer que le degré de consolidation moyen U est une fonction uniquement du paramètre sans dimension T_v, appelé **facteur temps** :

$$U = f(T_v) \quad \text{avec} \quad T_v = \frac{c_v\, t}{h_D^2} .$$

Cette fonction $U = f(T_v)$ est indépendante du chargement $\Delta\sigma$, des caractéristiques géométriques, hydrauliques et mécaniques du problème. Comme cette fonction est compliquée on utilisera sa représentation dans un abaque (Figure 6.9) ou bien des valeurs tabulées (voir poly. d'abaques).

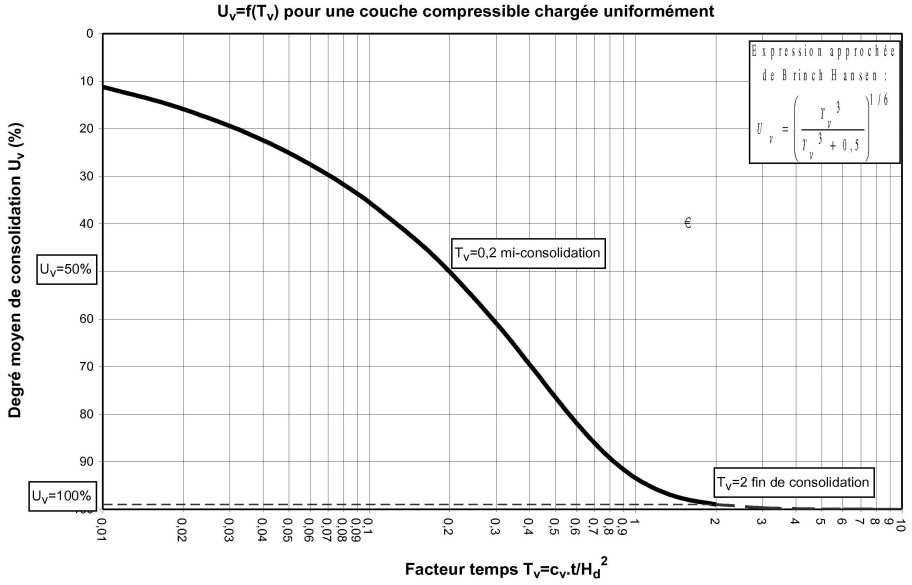


FIGURE 6.9 – Abaque représentant la fonction $U = f(T_v)$.

6.5.3 Principe de calcul de U et du temps de tassement

Les deux paramètres clefs pour le calcul du temps de tassement et dont dépend le facteur temps T_v sont :

— la **distance de drainage** h_D, qui est la plus grande distance verticale à parcourir par une « particule » d'eau pour sortir de la couche compressible, telle que défini sur la figure 6.10.

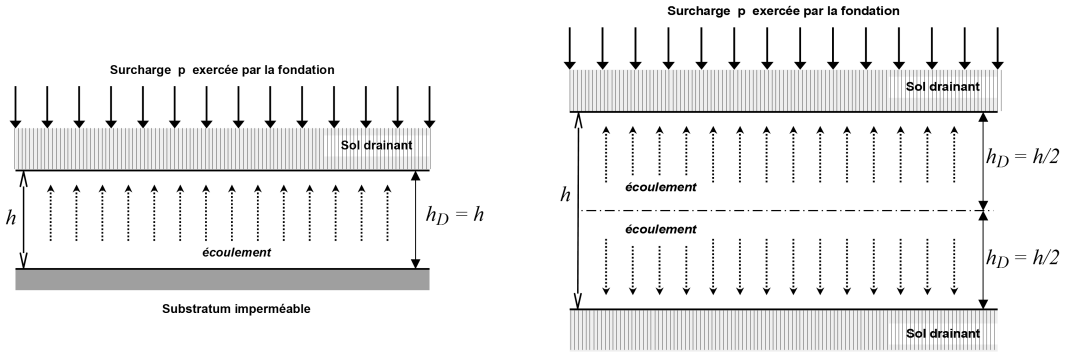


FIGURE 6.10 – Définition de la distance de drainage h_D en fonction des conditions de drainage.

— le **coefficient de consolidation** c_v qui est déterminé, suite à un essai oedométrique, à partir de la courbe de consolidation (tassement en fonction du temps pour un chargement constant, figure 6.11), par l'une des deux méthodes suivantes :

Méthode de Taylor

$$c_v = \frac{0.848(h/2)^2}{t_{90}} \qquad \text{avec : } T_V = 0.848 \text{ à } U = 90\%$$

Méthode de Casagrande

$$c_v = \frac{0.197(h/2)^2}{t_{50}} \qquad \text{avec : } T_V = 0.197 \text{ à } U = 50\%$$

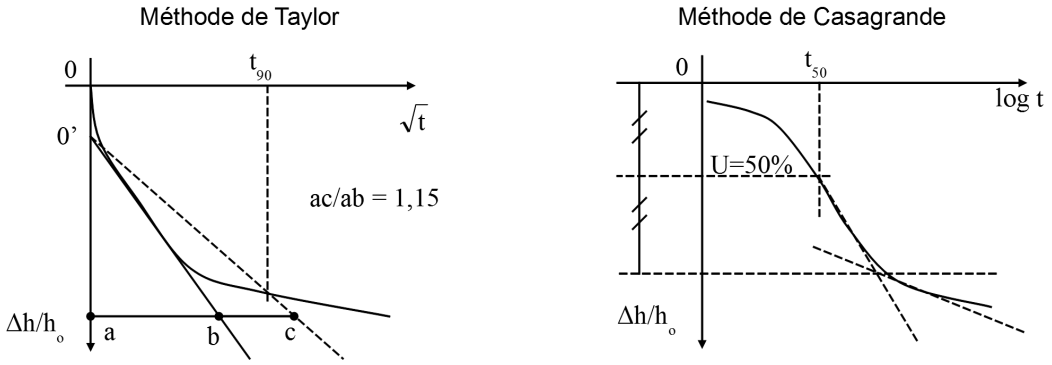


FIGURE 6.11 – Courbe de consolidation (évolution du tassement en fonction du temps).

Ordres de grandeurs de c_v en fonction du type de sol :
- pour les argiles : $2.10^{-8} < c_v < 4.10^{-7}$ m^2/s,
- pour les argiles sableuse : c_v de l'ordre de 10^{-7} m^2/s,
- pour les limons : c_v de l'ordre de 5.10^{-6} m^2/s.

Calcul du temps de tassement total

1. La consolidation et donc le tassement sont totalement achevés $\Longrightarrow U = 100\%$,
2. pour $U = 100\%$ on a $T_v \approx 2$ (en fait $T_v \to \infty$),
3. $T_v = c_v\, t/h_D^2$, on en déduit $t_{\,U=100\%} = 2\, h_D^2/c_v$,
4. connaissant c_v et h_D on calcule $t_{\,U=100\%}$.

Calcul de la hauteur de tassement pour un temps donné

1. Le temps t est ici une donnée du problème,
2. connaissant c_v et h_D on calcul $T_v = c_v\, t/h_D^2$,
3. à partir de T_v on en déduit le degré de consolidation U à l'aide de l'abaque,
4. $U = \Delta h_t/\Delta h_\infty$ et connaissant Δh_∞ on en déduit $\Delta h_t = U\,.\,\Delta h_\infty$.

6.6 Réduction du temps de consolidation

On a souvent à exécuter des remblais (routes et autoroutes, aéroports, zones portuaires) sur des sols compressibles. Il est évidemment nécessaire que la plus grande partie des tassements se produise avant la mise en service du remblai (c'est à dire avant la construction des ouvrages qu'il supporte ou avec lesquels il se trouve en liaison directe). La durée de la consolidation primaire pouvant être très importante, on va chercher à la réduire, ce que l'on exprime par le terme « accélération de la consolidation ».

Une des solutions consiste à favoriser le drainage de la couche compressible afin d'augmenter la valeur du coefficient de consolidation. On va donc chercher à mettre en place des **drains**. Une autre solution consiste à profiter du fait que l'évolution du tassement est plus rapide dans les premiers temps de la consolidation, on va alors effectuer un **préchargement**.

6.6.1 Méthode des drains

Principe : on exécute avant la réalisation du remblai des forages verticaux qui traversent la couche compressible. Ces forages remplis de matériaux perméables vont jouer le rôle de drains. Les drains sont disposés en plan suivant une trame régulière, en triangle équilatéral ou carré par exemple (voir le figure 6.12).

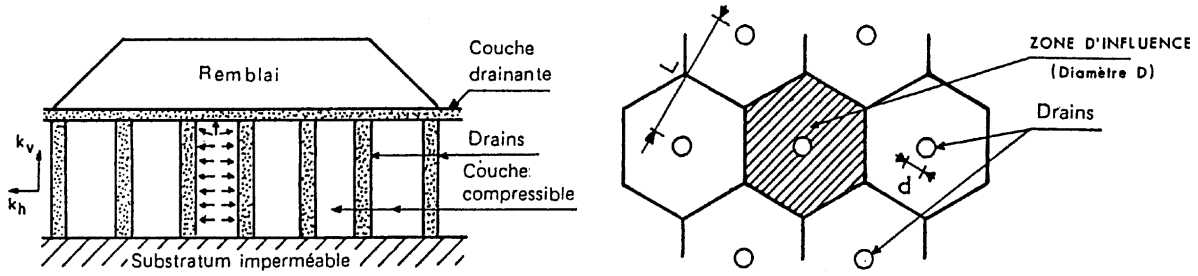


FIGURE 6.12 – Schéma d'une installation de drains de sable verticaux.

Le système de drainage est caractérisé par :
— le diamètre d des drains,
— la largeur L d'une maille de la trame,
— le diamètre D de la zone d'influence,
— le facteur d'efficacité du drain $n = D/d$.

Le **drainage va alors s'effectuer suivant les directions horizontales et verticales**. La généralisation de la théorie de la consolidation à trois dimensions nous permet d'exprimer le degré de consolidation global U en fonction du degré de consolidation vertical U_v et horizontale (ou radial) U_r :

$$1 - U = (1 - U_v) \, . \, (1 - U_r) \, .$$

Pour l'écoulement vertical unidimensionnel, le facteur temps T_v à pour expression :

$$T_v = \frac{c_v \, t}{h_D^2} \, .$$

Pour l'écoulement radial, le facteur temps T_r dépend du diamètre d'influence des puits D. On a :

$$T_r = \frac{c_r \, t}{D^2} \, .$$

c_r est le coefficient de consolidation radiale défini par : $c_r/c_v = k_h/k_v$.

Le diamètre D de la zone d'influence du drain dépend de la trame d'implantation des drains :
— pour une trame en triangle équilatéral, $D = 1,05L$ (L : côté du triangle),
— pour une maille carrée, $D = 1,13L$ (L : côté du carré).

Connaissant D et c_r, le facteur temps T_r peut être calculé. Des abaques représentant la fonction $U_r = f(T_r)$ sont utilisées. Remarquons que la fonction $U_r = f(T_r)$ dépend du coefficient d'efficacité n du drain.

Exécution des drains
Drains de sable : Le procédé le plus simple consiste à forer un trou à l'aide d'une tarière mécanique à âme creuse que l'on remonte au fur et à mesure qu'on déverse du sable (Fig. 6.13). On utilise en général des diamètres de 0,40 m à 0,80 m avec des espacements de 2,50 m à 7,50 m.

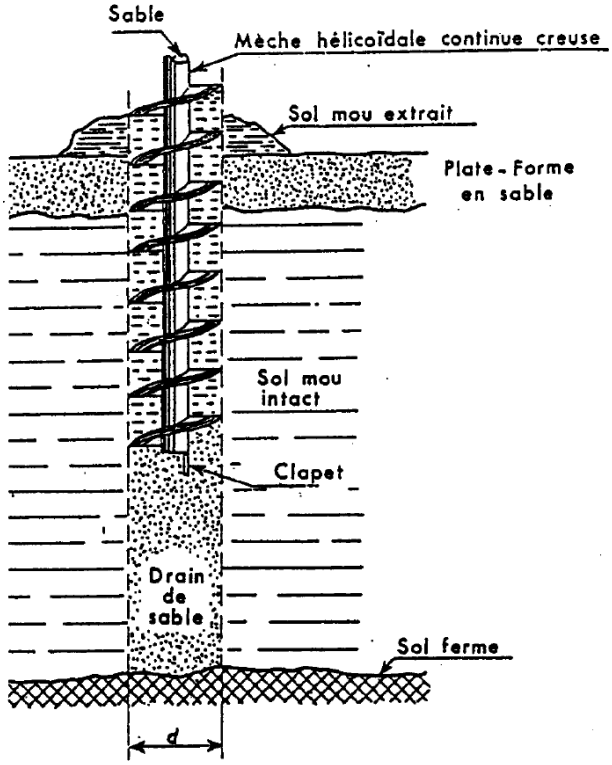


FIGURE 6.13 – Réalisation d'un drain de sable.

Par la suite on a utilisé comme matériau drainant des mèches en carton ou en textile non tissé. Leur mise en oeuvre est plus rapide et plus propre. Il n'y a pas d'apport de matériau filtrant (le sable). Leurs inconvénient sont une durée de vie réduite et une faible aptitude à la déformation lorsque des fluages locaux se produisent lors du tassement de la couche compressible. On utilise maintenant des drains à âme plastique. En plus de la propreté et de la rapidité de mise en oeuvre, ils présentent l'avantage d'une durée de vie améliorée et d'une grande souplesse sans étranglement lors de la déformation du sol.

6.6.2 Méthode du préchargement

On profite du fait que la consolidation est plus rapide dans les premiers temps.

Prenons l'exemple d'un remblais de hauteur H que l'on souhaite construire comme l'illustre la figure 6.14.

1. Le temps de tassement de la couche compressible dû à la surcharge engendrée par le remblais est assez importante. On souhaite donc la réduire.

2. Pour cela, on construit initialement le remblai souhaité de hauteur H auquel on ajoute une hauteur supplémentaire ΔH jouant le rôle de préchargement.

3. Sous cette surcharge plus importante, le tassement correspondant au tassement final du remblai seul est atteint plus rapidement.

4. A ce stade, le préchargement de hauteur ΔH est retiré, et seul le remblai de hauteur H subsite. Puisque le tassement final dû au remblai de hauteur H est déjà atteint, il n'y a plus d'évolution des tassements. Un temps important a été gagné.

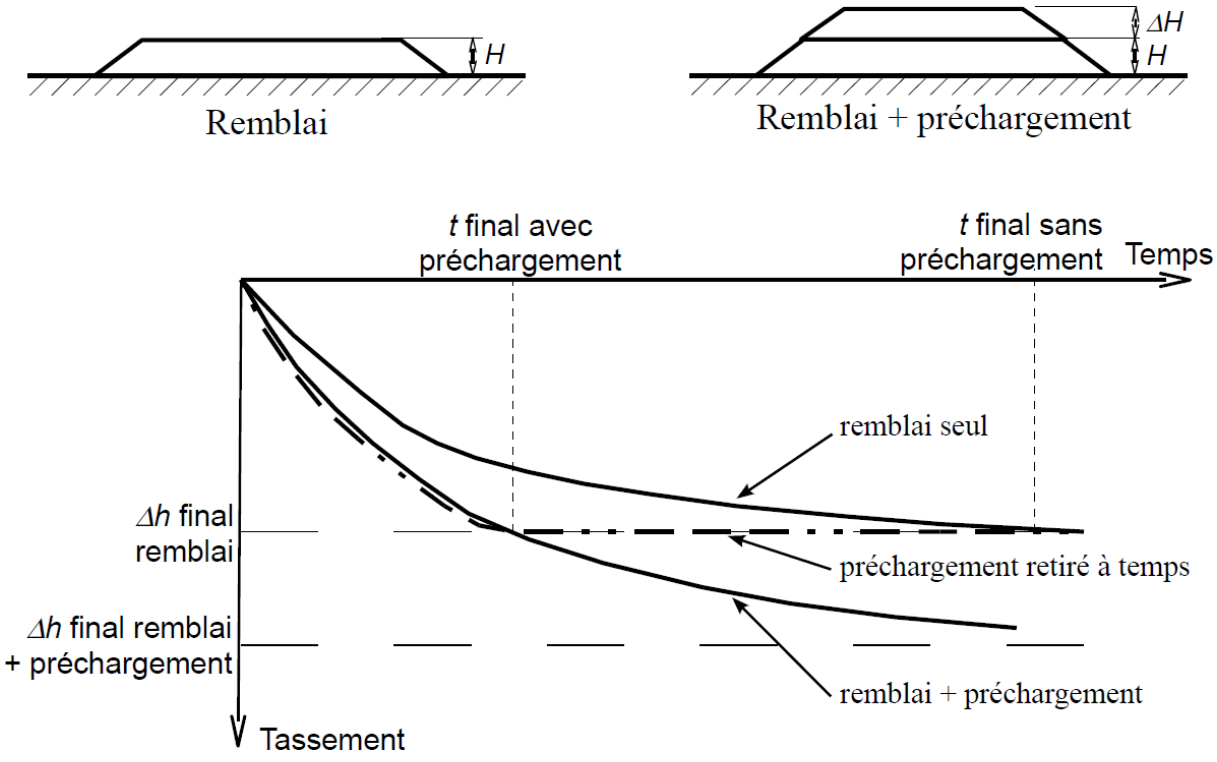


FIGURE 6.14 – Application d'un remblai de préchargement.

Remarque :

— Il faut vérifier que la hauteur importante du remblai plus du préchargement ne va pas amener le sol compressible (et donc peu résistant) à la rupture (voir le chapitre sur les fondations).

— On peut coupler un préchargement à l'utilisation de drains. En général, on précharge au maximum (en gardant une sécurité par rapport à la rupture), et le complément d'accélération est effectué à l'aide de drains.