
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Saida-Dr Tahar Moulay-
Faculté de Technologie

Mécanique des sols I

U.E.F 2.2.1

Dr. DERFOUF Feth-Ellah Mounir

Maître de conférences classe « A »

Département de Génie Civil et Hydraulique

Avant-propos

La mécanique des sols, pilier du génie civil, étudie le comportement des sols qui soutiennent nos infrastructures et modèlent notre cadre de vie. Comprendre les réactions des sols sous l'impact des charges induites par les constructions est essentiel pour concevoir des bâtiments sécurisés, des fondations stables et des ouvrages durables.

L'histoire de la mécanique des sols est une saga fascinante qui trouve ses racines à l'aube de la civilisation. Des jardins suspendus de Babylone aux gigantesques réalisations des Romains, l'humanité a manipulé les sols pour ériger des structures imposantes. Cependant, c'est dans les temps modernes que cette pratique empirique a cédé la place à une science précise.

Ce polycopié est conçu pour offrir une compréhension exhaustive de la mécanique des sols. Structuré en quatre chapitres, il guide progressivement à travers les fondements de cette discipline. Le premier chapitre propose une introduction à la mécanique des sols, jetant ainsi les bases. Le deuxième chapitre approfondit les méthodes d'identification et de classification des sols, fondement de toute analyse géotechnique. Le troisième chapitre est consacré au compactage des sols, une technique incontournable dans la construction des chaussées, des remblais, des barrages, etc. Enfin, le quatrième chapitre explore l'étude de l'eau et de ses propriétés dans le sol, un aspect d'une importance capitale.

Ce polycopié est spécialement conçu pour les étudiants en génie civil, en particulier ceux en licence (L2). Cependant, son contenu va au-delà des salles de classe, intéressant également les futurs ingénieurs et laborantins.

Nous sommes convaincus que ce polycopié, fruit de l'enseignement dispensé durant ces huit dernières années, apportera une contribution remarquable à l'enrichissement de la formation des étudiants en génie civil. Au-delà de l'acquisition de connaissances, nous espérons qu'il éveillera des vocations, incitant chacun à embrasser cette discipline exigeante et passionnante. Car, selon Pierre Maréchaux, 'l'esprit n'est pas un vase à remplir, mais un feu à attiser'. Nous cherchons ainsi à allumer ce feu de la connaissance, propulseur d'innovation et d'excellence dans le domaine de la mécanique des sols.

Table des matières

AVANT PROPOS.....	I
TABLE DES MATIERES.....	II
LISTE DE PRINCIPAUX SYMBOLES ET ABREVIATIONS	V
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	VII
CHAPITRE I : INTRODUCTION A LA MECANIQUE DES SOLS.....	1
I-1. INTRODUCTION	2
I-2. HISTORIQUE	2
I-3. DOMAINE D'INTERET	5
I-4. FORMATION DES SOLS.....	7
I.4.1 . Roches :.....	8
I.4.2 . Sols meubles	8
I-5. STRUCTURE DES SOLS	10
I.5.1 . Forme.....	11
I.5.2. Arrangement des particules.....	12
I-6. A RETENIR DE CE CHAPITRE	15
CHAPITRE II : IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS.....	16
II-1. INTRODUCTION	17
II-2. ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL.....	17
II.2.1. Phase solide	17
II.2.2. Phase liquide.....	18
II.2.3. Phase gazeuse.....	18
II-3. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES : DEFINITION, NOTATION, ORDRES DE GRANDEUR.....	18
II.3.1. Poids volumiques	19
II.3.2. Porosité (n) - Indice des vides (e)	20
II.3.3. Teneur en eau - Degré de saturation	21
II-4. DETERMINATION DES PARAMETRES PHYSIQUE D'UN SOL	23
II.4.1. Teneur en eau	23
II.4.2. Poids volumique des grains solides.....	24
II.4.3. Le poids volumique humide :	25
II-5. CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES	26
II.5.1. Opération de Tamisage.....	26
II.5.2. Sédimentométrie	28
II.5.2. Coefficient d'uniformité et de courbure	31
II-6. DETERMINATION DES LIMITES DE CONSISTANCE ET LA LIMITE DE RETRAIT.....	32
II.6.1. Limite de liquidité ω_L :.....	32
II.6.2. Limite de plasticité ω_p (NF P94-051)	36
II.6.3. Limite de retrait ω_s (XP P 94-060-1)	36
II.6.4. Indice de plasticité I_p	37
II.6.5. Indice de consistance	38
II-7. VALEUR DU BLEU DE METHYLENE VBS	38
II-8. TENEUR EN CARBONATE DE CALCIUM CaCO_3	40
II-9. TENEUR EN MATIERES ORGANIQUES MO:.....	42

II-10. ÉQUIVALENT DE SABLE	42
II-11. CLASSIFICATION DES SOLS	43
II.11.1. Principe de classifications des sols	43
II.11.2. Classification des sols LPC modifiée	44
II-12. A RETENIR DE CE CHAPITRE	48
CHAPITRE III : COMPACTAGE DES SOLS	49
III-1. INTRODUCTION	50
III-2. DEFINITION DU COMPACTAGE	51
III-3. OBJECTIFS DU COMPACTAGE	51
III-4. THEORIE DE COMPACTAGE	51
III.4.1. Principe de l'essai de compactage	51
III.4.2. Facteurs influençant le compactage	53
III-5. COMPACTAGE AU LABORATOIRE	55
III.5.1. L'essai Proctor	55
III.6.1. AUTRES ESSAIS DE COMPACTAGE	60
III-6. COMPACTAGE SUR CHANTIER	61
III.6.1. ENGINS DE COMPACTAGE	63
III.6.2. Autres types de compactage	64
III-7. EXIGENCES ET CONTROLE DU COMPACTAGE	65
III.7.1. Exigences sur le compactage	65
III.7.2. Contrôle du compactage	68
III-8. A RETENIR DE CE CHAPITRE	72
CHAPITRE IV : L'EAU DANS LE SOL	73
IV-1. INTRODUCTION	74
IV-2. LOI DE DARCY SUR LES ECOULEMENTS EN MILIEUX POREUX	74
IV.2.1. Notion de charge Hydraulique et de gradient hydraulique	75
IV.2.2. Loi de Darcy	76
IV.2.3. Validité de la loi de Darcy	77
IV-3. MESURE DE LA PERMEABILITE	78
IV.3.1. Mesures au laboratoire	78
IV.3.2. Mesures in-situ	80
IV-4. APPROXIMATION DE LA VALEUR DE LA PERMEABILITE	82
IV-5. PERMEABILITE MOYENNE D'UN TERRAIN MULTICOUCHES	83
IV.5.1. Ecoulement vertical	83
IV.5.2. Ecoulement horizontal	84
IV-6. RESEAU D'ECOULEMENT (BIDIMENSIONNEL)	84
IV-7. A RETENIR DE CE CHAPITRE	87
BIBLIOGRAPHIE	89

Liste de Principaux symboles et Abréviations

Liste de symboles

C_c : Coefficient de courbure.
C_d : correction du défoulant
C_{Caco3} : Teneur en carbonate de calcium.
C_m : Correction du ménisque.
C_{MO} : Teneur en matières organiques.
C_t : Correction de la température.
C_u : Coefficient d'uniformité (ou Coefficient de Hazen).
D : diamètre de la particule.
D_c : degré de compacité.
D_i : Densité du constituant i.
D_{max} : Diamètre maximale des particules.
D_r : Densité relative.
D10 : Diamètres des tamis correspondant à 10% de tamisât cumulée.
D30 : Diamètres des tamis correspondant à 30% de tamisât cumulée.
D60 : Diamètres des tamis correspondant à 60% de tamisât cumulée.
e : Indice des vides.
e_{max} : Indice de vides maximal.
e_{min} : Indice de vides minimal.
ES : Equivalent de sable
i : Gradient de la charge hydraulique.
g : accélération de la pesanteur.
I_p : Indice de plasticité
I_c : Indice de consistance.
k : Coefficient de perméabilité de Darcy.
K : Perméabilité intrinsèque du milieu.
k_h : Perméabilité équivalente horizontale.
k_v : Perméabilité équivalente verticale.
M : Masse totale de l'échantillon
M_s : Masse de l'échantillon sec
M_w : Masse de l'eau.
n : Porosité.
Q : Volume d'eau écoulé pendant le temps Δt
q : Le débit de percolation.
R : Lecture du densimètre (sommet du ménisque).
Re : Nombre de Reynolds.
R1 : Lecture corrigée du densimètre
S_r : Degré de saturation
u : Pression interstitielle du fluide.
V : volume total (d'un échantillon ou d'une suspension) ou la vitesse réelle du fluide.
V_a : Volume de l'air
V_s : volume des grains solides
V_v : volume des vides.
V_w : volume de l'eau.
W : Poids total de l'échantillon
W_s : Poids de l'échantillon sec
W_w : Poids de l'eau

γ' : Poids volumique du sol déjaugé
 γ_d : Poids volumique d'un sol sec
 γ_h : Poids volumique humide ou apparent d'un sol.
 γ_s : Poids volumique des grains solides
 γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé
 γ_w : Poids spécifique de l'eau.
 Δh : Perte de charge ou hauteur d'une couche de sol.
 η : Viscosité dynamique.
 ρ_{dmax} : Masse volumique sèche maximale du sol compacté.
 ρ_{dmin} : Masse volumique sèche minimale du sol compacté.
 ρ_{dOPM} : masse volumique sèche à l'OPM.
 ρ_{dOPN} : masse volumique sèche à l'OPN
 ρ_i : masse volumique du constituant i.
 ρ_p est la masse volumique de la paraffine
 ρ_s : Masse volumique des grains solides
 ρ_w : Masse volumique de l'eau
 ω_L : Limite de liquidité.
 ω_p : Limite de plasticité.
 ω_s : Limite de retrait.
 ω_{sat} : Teneur en eau de saturation.

Liste des abréviations

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials.
ASTM : American Society for Testing and Materials.
CBR : California Bearing Ratio.
Classification LPC modifiée : classification des Laboratoires des Ponts et Chaussées modifiée.
Classification USCS : Unified Soil Classification System.
GTR : Guide de terrassement routier.
ISSMGE : International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
ICSMFE : (International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
MIT : Massachusetts Institute of Technology.
PM : Proctor modifié.
PN : Proctor normal.
USDA : Unated State Department of Agriculture.
VBS : Valeur de bleu.

Liste des Figures

Figure 1-1 : La tour de Pise en Italie (wikipedia.org)-----	3
Figure 1-2 : Fondation superficielle d'un bâtiment. -----	6
Figure 1-3 : Rideaux de palplanches (www.istock.com). -----	6
Figure 1-4: Remblais routier. (www.istock.com). -----	6
Figure 1-6: cycle de formation du sol. (Bekkouche et Benyelles, 2016). -----	8
Figure 1-7 : Quelques formes typiques de grains grossiers. (Fourrier et al, 2012).-----	11
Figure 1-8 : Structure multi-échelle d'un sol fins (montmorillonite). (Le Pluart et al 2004).-----	12
Figure 1-9 : Arrangement de sols à grains grossiers. (Holtz et Kovacs ;1991). -----	12
Figure 1-10 : Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol proposé par Yong et Sheeran, 1973 et Pusch, 1973 : 1 domaine ; 2. grappe; 3. peds; 4. grain de silt; 5. micropore et 6. macropore. ---	13
Figure 1-11 : Configurations d'arrangements de plaquettes d'argiles (Collins & McGown, 1974) -----	14
Figure 1-12 : Représentation schématique d'assemblages de particules : a), b) et c) liants; 4) agrégat irrégulier retenu par des assemblages de liants; e) agrégat irrégulier formant un arrangement en nids d'abeilles; f) agrégat régulier en interaction avec des grains de silt ou de sable; g) agrégat régulier en interaction avec une matrice de particules; h) enchevêtrement d'amas d'argile; i) enchevêtrement d'amas d'argile avec inclusions de silt; j) matrice de particules argileuses; k) matrice de particules granulaires, (Holtz et Kovacs, 1991).-----	15
Figure 2.1 : Eléments constitutifs d'un sol.-----	17
Figure 2-2 : Représentation élémentaire d'un sol et notations-Digramme des phases-----	19
Figure 2-3 : Exemple d'utilisation du digramme des phases pour la démonstration des relations entre paramètres physiques d'un sol. -----	23
Figure 2-4 : Mesures à effectuer pour la détermination du poids volumique des grains solides (www.geoengineer.org)-----	24
Figure 2-5 : Etapes de la pesée hydrostatique d'un échantillon de sol.(www.civilferba.net) -----	25
Figure 2-6: Principe de l'analyse granulométrique. -----	26
Figure 2-7: Tamisage par voie sèche et humide. (www.dahanmachine.com) -----	27
Figure 2-8: Principe de la sédimentométrie. -----	28
Figure 2-9: Equipement nécessaire pour l'essai de sédimentométrie. (www.sols-mesures.com). -----	29
Figure 2-11: Etat de consistance d'un sol fin. -----	32
Figure 2-12: Etapes de préparation du sol pour la détermination de w_L (Wikihydro.com). -----	33
Figure 2-13: (a)Appareil de Casagrande et outil à rainurer. (b) Ouverture à la rainure, (c) Fermeture de la rainure après chocs, (c). (Holtz et Kovacs, 1991) -----	34
Figure 2-14: Détermination de la limite de liquidité par la méthode de Casagrande.(NF P94-051). -----	35
Figure 2-15: Pénétrömètre à cône. (NFP 94-052-1, www.matest.com) -----	35
Figure 2-16: Détermination de la limite de plasticité.-----	36
Figure 2-17: Dispositif de mesure de la limite de retrait relative et courbe de retrait linéaire. (XP P 94-060-2). -----	37
Figure 2-20: Calcimètre de Dietrich-Fruhling (NF P94-048 ; www.vetrotecnica.net) -----	40
Figure 2-21: Essai Equivalent sable. (Magnan,1997).-----	43
Figure 3-1 : Différents procédés d'amélioration des sols.-----	50
Ce chapitre se focalisera sur la technique de compactage, les paramètres influençant les paramètres de compactage et les techniques de mise en œuvre au laboratoire et aussi in-situ.-----	50
Figure 3-2 : Différence de porosité entre un sol compacté et un sol non compacté (DeJong-Hughes, 2001) --	51
Figure 3-3 : Exemple de la courbe Proctor. PN : Proctor normal ; PM : Proctor modifié)-----	53
Figure3-4 : Effet du compactage sur la structure du sol. (www.Bomag.com) -----	54

Figure 3-5 : Evolution des caractéristiques de compactage à l'optimum en fonction de l'énergie de compactage. (Holtz et Kovaks, 1991). -----	54
Figure 3-6. Courbes de compactage pour différents sols. (Holtz et Kovaks, 1991). -----	55
Figure 3-7 : Moules et dames et règles à araser pour l'essai Proctor. -----	56
Figure 3-8: Choix du type de moule. (NF P94-093). -----	58
Figure 3-9 : Nombre de couches et de coups et schéma de répartition des coups dans l'essai Proctor. (NF P94-093). -----	59
Figure 3-10 : Echantillon de sol à la fin de compactage. (https://brrc.be/fr : capture video youtube). -----	59
Figure 3-11 : Table de compactage vibrante. (www.controls-group.com). -----	61
Figure 3-12 : marteau de compactage vibrant. (www.stde.fr). -----	61
Figure 3-13: Courbe d'étalonnage d'un engin de compactage. -----	62
Figure 3-14 : Types de compacteurs.(wikipedia.com). -----	63
Figure 3-15 : Champs d'application de divers types de matériel de compactage en fonction de la nature du sol. (Holtz et Kovacs, 1991). -----	64
Figure 3-16: Différents types de compactage à la surface et sous la surface. (www.menardcanada.ca ; www.wikipedia.com ; www.publiquip.com ; Massarsch et al, 2017) -----	65
Figure 3-17: variation de la masse volumique sèche sur la hauteur de la couche compactée. (NF P11-300). -----	66
Figure 3-18: Valeurs des objectifs dans le cas des assises des chaussées et des terrassements. (D'après NF P11-300). -----	67
Figure 3-19: Valeurs des objectifs dans le cas des tranchées et des travaux de canalisation. (D'après NF P11-300). -----	67
Figure 3-20: Utilisation du densitomètre à membrane. (NF P 94-061-2) -----	68
Figure 3-21 : Cône de sable. (genie-civile.blogspot.com) -----	68
Figure 3-22 : Pénétrömètre dynamique à énergie constante (rovempartner.com). -----	69
Figure 3-23 : un Gama densimètre modèle Troxler 3440plus.(www.lindqvist-international.com). -----	69
Figure 3-25: différentes méthodes de contrôle de la qualité du compactage . (Hosseingholian et al, 2011 ; www.vectra.fr , www.wikipedia.com). -----	71
Figure 4-1 : Colonne d'écoulement.(Principe de l'expérience de Darcy) -----	75
Figure 4-2 : Validité de la loi de Darcy. -----	77
Figure 4-3: Perméamètre à charge constante. -----	79
Figure 4-4: Perméamètre à charge variable. -----	80
Figure 4-5 : Domaine de validité des différents essais normalisée. (Bertrand, 2002). -----	82
Figure 4-6 : Écoulement vertical à travers un multicouche vertical. (Fouché et Plumelle ; 2017). -----	83
Figure : 4-7 : Écoulement horizontal à travers un multicouche horizontal. (Fouché et Plumelle ; 2017). -----	84
Figure 4-9: Carreau élémentaire d'un réseau d'écoulement. -----	86
Figure 4-10: section d'un réseau d'écoulement. (Holtz et Kovaks, 1991). -----	87

Liste des Tableaux

Tableau 1-1 : Dénomination d'un sol selon la granularité en mm (www.cegeplimoilou.ca).	10
Tableau 1-2 : Termes relatifs à la désignation de la forme des particules. (NF EN ISO 14688-1).	11
Tableau 2-1 : Relations entre les paramètres d'états du sol.	22
Tableau 2-2 : Principe de calcul du pourcentage du tamisât cumulé dans une analyse granulométrique par tamisage.	27
Tableau 2.3: Qualificatif de la granulométrie en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure. (XP P94-011)	32
Tableau 2-4: Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieure à 400µm en fonction de l'indice de plasticité. (XP P94-011)	37
Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance. (XP P94-011).....	38
Tableau 2-6 Procédure de l'essai du bleu de méthylène d'après la norme NF P94-068 (Dupain et al, 2000) ...	39
Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium. (XP P94-011).....	41
Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de la teneur en matière organique. (XP P94-011)	42
Tableau 2-6: Correspondance des éléments de sols entre la classification USCS et la classification LPC modifiée.	45
Tableau 2-7: Correspondance des symboles différentes classes de sols entre la classification USCS et la classification LPC modifiée.	45
Tableau 2-7: Classification des sols grenus. (Magnan ; 1999).	46
Tableau 2-8: Classification des sols Fins. (Magnan, 1999).	46
Tableau 2-9: Classification des sols organiques. (Magnan, 1999).	47
Tableau 3-1 : Conditions générales de l'essai Proctor. (NF P94-093).....	57
La précision, avec laquelle est déterminé le coefficient k, est liée à la précision des mesures des hauteurs h1 et h2 et du temps Δt. Ce qui fait que ce type de perméamètre est adapté pour les sols fins peu perméables.	80
Tableau 4-1 : Normes de mesure de perméabilité. (Bertrand, 2002).	81
Tableau 4-2 : Formules empiriques de la perméabilité. (Sanglerat et Costet, 1981).....	82

Chapitre I : INTRODUCTION A LA MECANIQUE DES SOLS

I-1. INTRODUCTION

La croissance exponentielle des constructions, dans leurs multiples configurations et leur expansion vers des terrains de plus en plus complexes, a mis en lumière les limites de l'approche géologique pour répondre aux exigences des acteurs du secteur de la construction. C'est en réponse à cette observation d'insuffisance que s'est développée la discipline spécialisée appelée « géotechnique ».

La géotechnique vise à évaluer les contraintes auxquelles le sol sera soumis sous l'effet des charges induites par les constructions, dans le but de dimensionner les éléments structurels en conséquence. Les méthodes de dimensionnement appartiennent au domaine de la géotechnique, se divise en deux branches principales :

- ❑ Mécanique des sols : Cette science applique les principes de la mécanique et de l'hydraulique aux sols, les considérant comme des matériaux intervenant dans les projets d'ingénierie.
- ❑ Mécanique des roches : Il s'agit d'une discipline qui explore le comportement des formations rocheuses dans leur environnement naturel ou lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations par des infrastructures de génie civil (comme les barrages, les tunnels..), des exploitations de matériaux souterrains ou à ciel ouvert (telles que les mines et les carrières), ainsi que des activités liées à la circulation de fluides (eau, pétrole, gaz).

Dans le langage courant, le terme "sol" désigne l'ensemble des matériaux recouvrant la surface terrestre. Cependant, en géotechnique, une distinction est établie entre les sols et les roches, principalement en fonction du critère de cohésion. Les roches sont composées d'éléments solides fortement liés entre eux. En revanche, les sols se composent d'agrégats peu compact, composé de minéraux, de matière organique et de sédiments que l'on retrouve au-dessus du substrat rocheux. C'est éléments peuvent être aisément dissociés par de faibles sollicitations mécaniques, comme l'agitation dans l'eau.

I-2. HISTORIQUE

L'utilisation du sol à des fins d'ingénierie remonte à des temps préhistoriques. Les sols ont été utilisés non seulement comme support des fondations, mais également comme matériau de

construction pour les remblais et les bâtiments. Les connaissances étaient principalement empiriques, basées notamment sur l'expérience.

Les jardins suspendus de Babylone étaient soutenus par d'immenses murs de soutènement, ce qui suggère une certaine compréhension, bien qu'empirique, des pressions exercées par les sols. Les réalisations des Romains, telles que les grands bâtiments publics, les ports, les aqueducs, les ponts, les routes et les travaux sanitaires, témoignent également d'une certaine connaissance du comportement des sols en ingénierie. Les écrits de Vitruve, un ingénieur romain du Ier siècle av. J.-C., confirment ces connaissances. Cependant, des exemples tels que la tour penchée de Pise, construite entre 1174 et 1350, révèlent les lacunes dans la compréhension du comportement des sols compressibles à cette époque (Figure 1-1).



Figure 1-1 : La tour de Pise en Italie ([wikipedia.org](https://www.wikipedia.org))

Coulomb, un ingénieur français, a publié en 1776 sa théorie des poussées des terres, qui constitue la première grande contribution à l'étude scientifique du comportement des sols. Il a introduit le concept de résistance au cisaillement du sol, incluant l'effet de la cohésion et le frottement interne (angle de frottement). Poncelet, Culmann et Rebhann ont ensuite développé les travaux de Coulomb. Darcy et Stokes se sont distingués par leurs lois sur l'écoulement de

l'eau à travers les sols et la chute gravitaire d'une particule solide dans un milieu liquide, respectivement. Ces lois sont toujours valables et jouent un rôle important en mécanique des sols. En 1857, Rankine a présenté sa théorie des poussées des terres, bien qu'il n'ait pas pris en compte la cohésion des sols, dont il connaissait l'existence.

En 1885, Boussinesq a formulé sa théorie sur la répartition des contraintes dans un milieu élastique sous une charge ponctuelle à la surface. En 1871, Mohr a proposé une représentation graphique de l'état des contraintes en un point, appelée le "cercle de Mohr". Cette méthode trouve de nombreuses applications dans les théories de la résistance au cisaillement des sols. Atterberg, un scientifique suédois, a introduit en 1911 le concept de "limites de consistance" pour caractériser les propriétés physiques des sols. Cela a permis une meilleure compréhension de ces propriétés.

Prandtl a formulé sa théorie de l'équilibre plastique en 1920, qui a servi de base au développement de différentes théories de la capacité portante. Terzaghi a établi sa théorie de la consolidation en 1923, ce qui a été une avancée majeure en mécanique des sols. Il a également publié en 1925 le premier traité sur la mécanique des sols, un terme qu'il a lui-même inventé. Il est donc considéré comme le père de la mécanique des sols moderne. Par la suite, R.R. Proctor, A. Casagrande, W. Fillenius, A. Skempton, J. Kirisel et de nombreux autres ont contribué au développement de cette discipline en tant que discipline à part entière.

Plusieurs conférences internationales ont été organisées jusqu'à présent sous l'égide de la Société internationale de mécanique des sols et de l'ingénierie des fondations (ISSMGE : *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*).

La Première Conférence internationale sur la mécanique des sols et l'ingénierie des fondations qui s'est tenue à Harvard en 1936. Un total de 206 délégués de 20 pays y ont participé. Afin de garantir la continuité de cette initiative très réussie, un comité exécutif a été mis en place avec Karl Terzaghi en tant que président et Arthur Casagrande en tant que secrétaire. Cependant, la guerre est intervenue et la deuxième ICSMFE (*International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*) n'a pas eu lieu jusqu'à 1948 à Rotterdam.

Une fois de plus, cela s'est avéré être un grand succès, avec 596 délégués. Au moment de la Troisième ICSMFE à Zurich en 1953, la Société internationale s'était solidement établie, avec Terzaghi en tant que président et Donald Taylor en tant que secrétaire. En 1957, A. W.

Skempton est devenu président et le secrétariat a déménagé au Royaume-Uni. Depuis 1965, les secrétaires généraux ont été J.K.T.L. Nash (1965-1981), J.B. Burland (1981) et R.H.G. Parry (1981-1999). La conférence quadriennale ICSMFE est devenue un modèle établi à partir de 1953 et la Conférence jubilaire a eu lieu à San Francisco en 1985, attirant 2000 délégués et invités.

La première conférence régionale a été la conférence australasienne qui s'est tenue en Australie en 1952, et des conférences régionales quadriennales sont également devenues un modèle établi. En 1981, un comité directeur a été créé pour donner une meilleure orientation à la Société en pleine expansion. Il est devenu le conseil d'administration en 1985, qui se réunit chaque année, tandis que le conseil se réunit tous les deux ans. En 1997, le conseil a approuvé un changement de nom pour devenir : International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Société internationale de mécanique des sols et d'ingénierie géotechnique) afin de refléter plus précisément les activités de la Société (www.issmge.org).

L'ISSMGE a connu une croissance rapide de ses membres, passant de 32 sociétés membres et 2500 membres individuels entre 1957 à 1990 à 21000 en 2023. La croissance des membres a été accompagnée d'une augmentation des activités, principalement grâce à la création de nombreux comités techniques et groupes de travail actifs (www.issmge.org).

I-3. DOMAINE D'INTERET

La mécanique des sols s'intéresse principalement à l'étude des caractéristiques physiques, mécaniques et hydriques des sols en vue de leur utilisation dans divers domaines. De par leur fonction, les sols :

- ❑ Peuvent supporter des ouvrages tels que des fondations superficielles ou profondes (Figure 1-2).
- ❑ Peuvent être supportés par des structures telles que des murs de soutènement ou des rideaux de palplanches. (Figure 1-3).
- ❑ Peuvent constituer l'ouvrage lui-même, comme dans le cas de remblais, de digues ou de barrages en terre. (Figure 1-4).



Figure 1-2 : Fondation superficielle d'un bâtiment.



Figure 1-3 : Rideaux de palplanches (www.istock.com).



Figure 1-4: Remblais routier. (www.istock.com).

Ainsi, les champs d'application de la mécanique des sols restent divers et variés. On peut citer par exemple :

- ❑ Les fondations des bâtiments, des ouvrages d'art et des ensembles industriels.
- ❑ Les ouvrages de soutènement tels que les murs et les rideaux de palplanches.
- ❑ Les tunnels et les travaux souterrains réalisés dans les sols.
- ❑ Les barrages et les digues en terre.
- ❑ La stabilité des pentes naturelles et des talus, ainsi que les travaux de stabilisation.
- ❑ Les ouvrages portuaires et maritimes, notamment les fondations de quais.
- ❑ Les terrassements pour les routes, les autoroutes et les voies ferrées.
- ❑ L'amélioration et le renforcement des sols.
- ❑ La protection de l'environnement.

I-4. FORMATION DES SOLS

L'intérieur de la terre présente une structure stratifiée composée de différentes couches aux propriétés physiques distinctes. En son centre, se trouve le noyau, qui occupe 17% du volume terrestre et se subdivise en noyau interne, solide, et noyau externe, liquide. Ensuite, vient le manteau, représentant la majeure partie du volume terrestre (81%), avec une distinction entre le manteau inférieur, solide, et le manteau supérieur, principalement plastique, bien que sa partie la plus superficielle soit solide. Enfin, en surface, se situe la croûte, ou écorce, ne représentant que moins de 2% du volume total et possédant une structure solide. Pour les travaux de géotechnique, les ingénieurs n'ont affaire qu'à la partie superficielle de cette couche (www.wikipedia.org).

Du fait des déplacements relatifs des continents, générés par les mouvements des plaques tectoniques, des fissures peuvent surgir dans la croûte terrestre, permettant ainsi au magma visqueux de s'élever jusqu'à la surface. En refroidissant, ce magma donne naissance aux roches magmatiques. Sous l'influence d'agents mécaniques et/ou physiques, ces roches se fragmentent en éléments fins aisément transportés par les vents et l'eau. Ces éléments se déposent au fond des vallées ou des mers, donnant ainsi naissance aux roches sédimentaires (Bekkouche et Benyelles, 2016).

Des phénomènes physiques ou chimiques peuvent conduire à une modification de la structure des roches sédimentaires ou magmatiques pour donner naissance aux roches métamorphiques.

Il faut noter qu'il n'y a pas de stade final d'évolution pour les sols et les roches à l'échelle des âges géologiques (Figure 1-6).

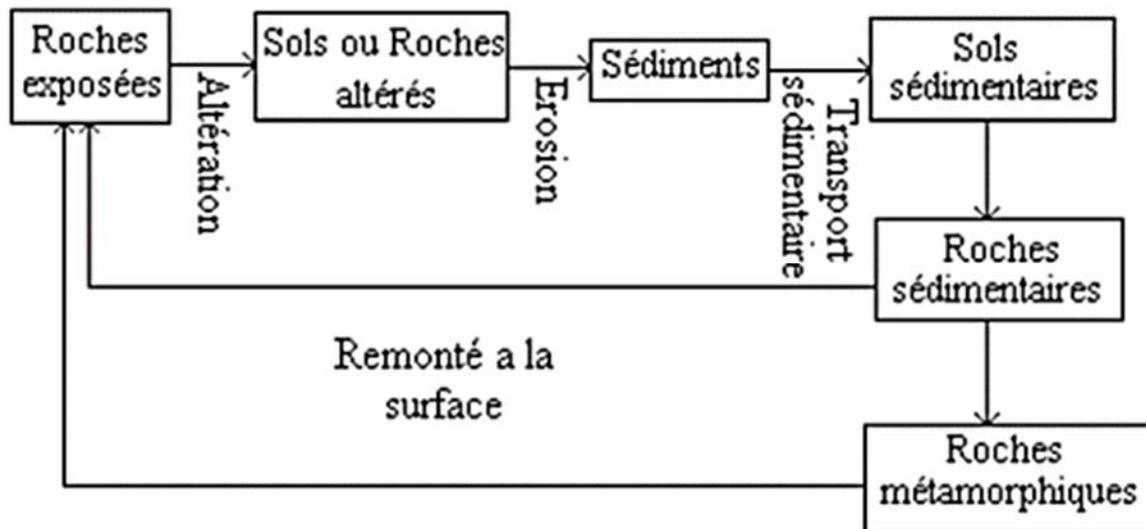


Figure 1-6: cycle de formation du sol. (Bekkouche et Benyelles, 2016).

I.4.1. Roches :

Les roches se présentent sous forme de masses ou de fragments de grandes dimensions. Elles résultent de l'agrégation de minéraux, qui peuvent être identiques ou de natures différentes. Selon leur mode de formation, on distingue (Bekkouche et Benyelles, 2016).. :

- ❑ Les roches magmatiques : Elles proviennent directement de la solidification du magma issu de l'écorce terrestre.
- ❑ Les roches sédimentaires : Elles se forment par l'érosion de roches préexistantes, suivie du dépôt de fragments ou de résidus végétaux ou animaux.
- ❑ Les roches métamorphiques : Elles résultent de la transformation d'autres roches, dont la composition minéralogique et la structure ont été modifiées sous l'effet combiné d'une forte pression et de températures élevées.

I.4.2. Sols meubles

Ils peuvent être classés en deux grandes familles : les sols grenus et les sols fins.

I-4.2.1. Les sols grenus

Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont en général *pulvérulents*. Ils présentent généralement la fraction supérieure à 60 μ m. On cite (Bekkouche et Benyelles, 2016):

- ❑ **Enrochements:** C'est un ensemble de blocs de roches liés ou non et utilisés pour la protection des parties immergées des ouvrages d'art. On les utilise aussi pour protéger les berges des barrages en terre ou en remblai.
- ❑ **Cailloux:** Ce sont en général des éléments qui proviennent des roches. Leurs formes peuvent être arrondies ou présentant des aspérités, selon leurs origines.
- ❑ **Graviers:** Ce sont des débris de pierre de grosseur intermédiaire entre les sables et les cailloux. Doués d'une forte perméabilité et de bonnes caractéristiques mécaniques, les sols graveleux constituent un bon sol de fondation.
- ❑ **Sable:** C'est un matériau formé d'éléments quartzeux de grosseur entre 2mm et 20mm. On distingue, en fonction du diamètre moyen des grains, les sables grossiers, les sables moyens et les sables fins. Secs ou saturés, les sables n'ont pas de cohésion. Partiellement saturés, les eaux capillaires les douent d'une légère cohésion, dite cohésion capillaire.

I-4.2.2. Les sols fins :

Représentent généralement la fraction du sol inférieure à 60 μ m. Ils sont notamment reconnus par leurs propriétés colloïdales. On cite (Bekkouche et Benyelles, 2016):

- **Limon (Silt):** C'est un matériau de grosseur entre les sables et les argiles. Contenant une teneur en calcaire suffisante, ces sols deviennent fertiles. Ils seront dits limons organiques s'ils contiennent des matières organiques. Ces sols sont difficilement compactables et ont de faibles portances.
- **Argile:** C'est un matériau constitué d'éléments fins allant au-delà de 2 μ m. Ces éléments sont constitués par un complexe de silicate d'hydro-aluminium ($Al_2O_3-SiO_2-H_2O$). La montmorillonite, l'illite et la kaolinite constituent les principaux groupes de familles des argiles. Imbibées d'eau, les argiles deviennent malléables.
- **Calcaire:** C'est le nom donné à un important groupe de roches sédimentaires formées principalement de carbonate de chaux. Les propriétés de ces roches varient des roches tendres aux roches dures.

- Marnes: Ce sont des roches meubles formées principalement de deux constituants, les argiles et les calcaires. Leurs propriétés varient donc, en fonction du pourcentage de chaque constituant, des argiles franches jusqu'aux calcaires francs. La sensibilité à l'eau diminue quand la teneur en calcaire augmente.
- ❑ Tourbe: C'est une roche organique formée par le pourrissement de débris végétaux en site aquatique. Brûlées, ces roches constituent un mauvais combustible ; elles dégagent beaucoup de fumée.
- ❑ Vase: C'est une boue qui se dépose aux fonds des eaux. Ce sont des particules de sols érodés par les crues et qui se déposent aux fonds des eaux quand la vitesse de l'écoulement est réduite.

Le tableau 1-1 donne une idée sur la taille des particules de chaque classe de sol selon différentes normes:

Tableau 1-1 : Dénomination d'un sol selon la granularité en mm (www.cegeplimoilou.ca).

Agence	Blocs	Cailloux	Gravier	Sable					Silt	Argile	Colloïdes
				Très gros	Gros	Moyen	Fin	Très fin			
ASTM	> 300	300 à 75	75 à 4,75	----	4,75 à 2	2 à 0,425	0,425 à 0,075	----	0,075 à 0,005	0,005 à 0,001	< 0,001
AASHTO	> 75	----	75 à 2,0	----	2 à 0,425	----	0,425 à 0,075	----	0,075 à 0,005	0,005 à 0,001	< 0,001
USDA	----	----	> 2,0	2,0 à 1,0	1,0 à 0,5	0,5 à 0,25	0,25 à 0,10	0,10 à 0,05	0,05 à 0,002	< 0,002	----
MIT	> 200	200 à 60	Gros	----	2 à 0,6	0,6 à 0,2	0,2 à 0,06	----	0,06 à 0,002	< 0,002	----
			Moy.								
USCS	> 300	300 à 75	Gros 75 à 19	Fin 19 à 4,75	----	4,75 à 2	2 à 0,425	0,425 à 0,075	----	> 0,075 particules de silt et d'argile	

ASTM : American Society for Testing and Materials.
 AASHTO : American Association of State Highways Official.
 USDA : U.S. Department of Agriculture.

MIT : Massachusetts Institute of Technologie.
 USCS : Unified Soil Classification System.

I-5. STRUCTURE DES SOLS

Le sol est un matériau constitué de particules. Les dimensions de ces particules peuvent être uniformes ou variées allant des blocs ou généralement des cailloux et s'étendant jusqu'aux particules fines de moins du micron. Autre que la grosseur des grains, les particules possèdent d'autres caractéristiques telles que forme et l'arrangement des particules.

I.5.1. Forme

Il s'agit de la description de la forme géométrique du grain ou l'élément constitutif essentiel du sol. Dans le cas de fractions granulaires de sols grossiers, la forme des particules est décrite en faisant référence à l'angularité des particules (qui indique le degré d'arrondissement des arêtes et des coins), à leur forme générale et à leurs caractéristiques de surface. Les termes à utiliser pour décrire ces aspects, qui ne s'appliquent généralement qu'aux dimensions d'une grave ou aux éléments plus gros, sont donnés dans le Tableau 1-2.

Tableau 1-2 : Termes relatifs à la désignation de la forme des particules. (NF EN ISO 14688-1).

Paramètre	Forme des particules
Angularité/Arrondi	Très anguleuse Anguleuse Subanguleuse Subarrondie Arrondie Bien arrondie
Forme	Cubique Plate Allongée
État de surface	Rugueuse Lisse

Un exemple de ces formes est donné sur la figure 1-7.

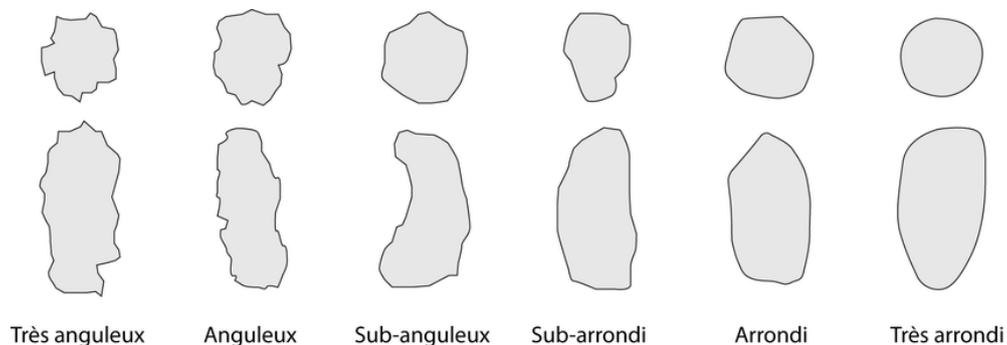


Figure 1-7 : Quelques formes typiques de grains grossiers. (Fourrier et al, 2012).

Pour les sols fins et notamment les argiles, ces derniers font partie du groupe des phyllosilicates, qui ont en général une structure cristalline en feuillets empilées (Figure 1-8). La silice et

l'alumine en sont les constituants principaux, mais on trouve également du fer, du magnésium, du calcium ou du potassium. Les ions de ces minéraux s'arrangent en des feuillets plans, formés d'un empilement de couches octaédriques et/ou tétraédriques liées entre elles par des forces de nature ionique permettant à ces feuillets d'être stables et d'exister indépendamment des autres (Holtz et Kovacs ;1991).

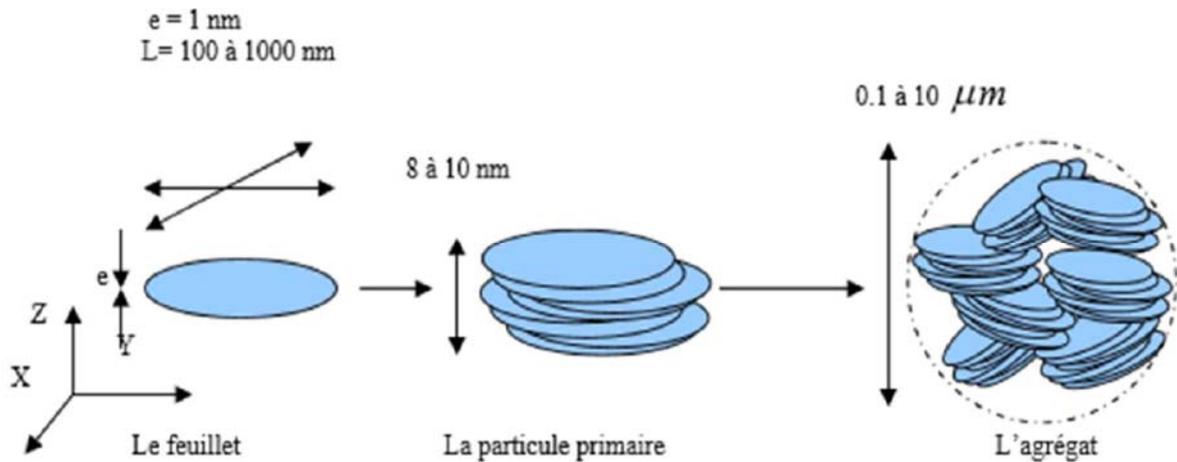


Figure 1-8 : Structure multi-échelle d'un sol fins (montmorillonite). (Le Pluart et al 2004).

I.5.2. Arrangement des particules

Les particules de toutes dimensions et toutes formes s'arrangent dans le sol pour former des structures variées. Les particules des sols à gros grains ont un arrangement élémentaire de sorte que chaque grain est solidement installé entre ses voisins pour former des structures de type : dense, lâche ou structure en nid d'abeille (Figure. 1.9), (Holtz et Kovacs ;1991)..



Structure dense

Structure lâche

structure en nid d'abeille

Figure 1-9 : Arrangement de sols à grains grossiers. (Holtz et Kovacs ;1991).

Des recherches portant sur les sols argileux et réalisées à l'aide d'un microscope électronique à balayage révèlent que les particules d'argile ont tendance à se regrouper en unités submicroscopiques appelées domaines, formant ainsi des agrégats. Ces agrégats, à leur tour, s'associent pour former des grappes qui peuvent atteindre une taille observable au microscope optique standard. Ces grappes se rassemblent pour constituer des agrégats plus gros, appelés agrégats structuraux ou peds, qui sont visibles à l'œil nu. Ces éléments, combinés à d'autres caractéristiques macrostructurales telles que les joints et les fissures, contribuent à l'organisation macroscopique des particules dans le sol. La figure 1.10 présente le schéma de ce système proposé par Yong & Sheeran, 1973 ainsi que la représentation microscopique d'une argile marine.

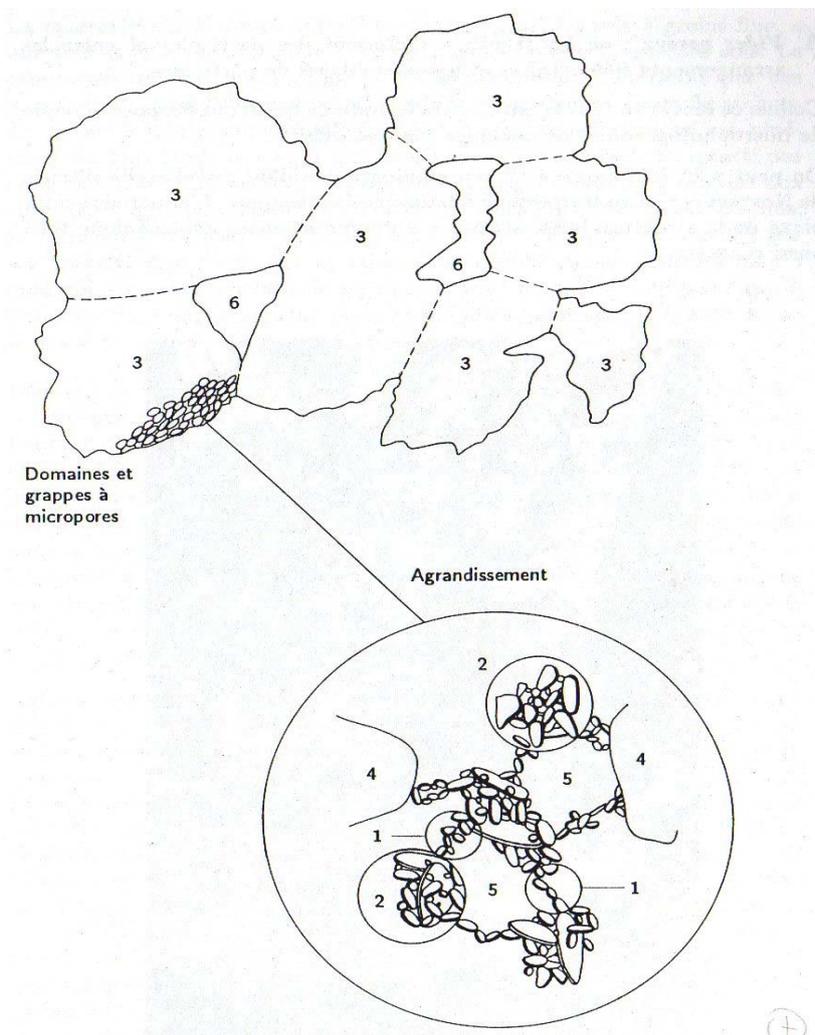


Figure 1-10 : Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol proposé par Yong et Sheeran, 1973 et Pusch, 1973 : 1 domaine ; 2. grappe; 3. peds; 4. grain de silt; 5. micropore et 6. macropore.

Pusch, 1973. Collins et McGown , 1974 proposent un système plus élaboré pour décrire les caractéristiques microscopiques des sols naturelles; il est composé des éléments suivants :

- ❑ Arrangements élémentaires de particules : ils présentent des caractéristiques d'interaction bien définies, soit au niveau des particules d'argile, de silt ou de sable (figure 1.11 a et b), soit au niveau de petits groupements de plaquettes d'argile (figure 1.10c), de particules de silt enrobées ou encore de grains de sable (figure 1.11d).

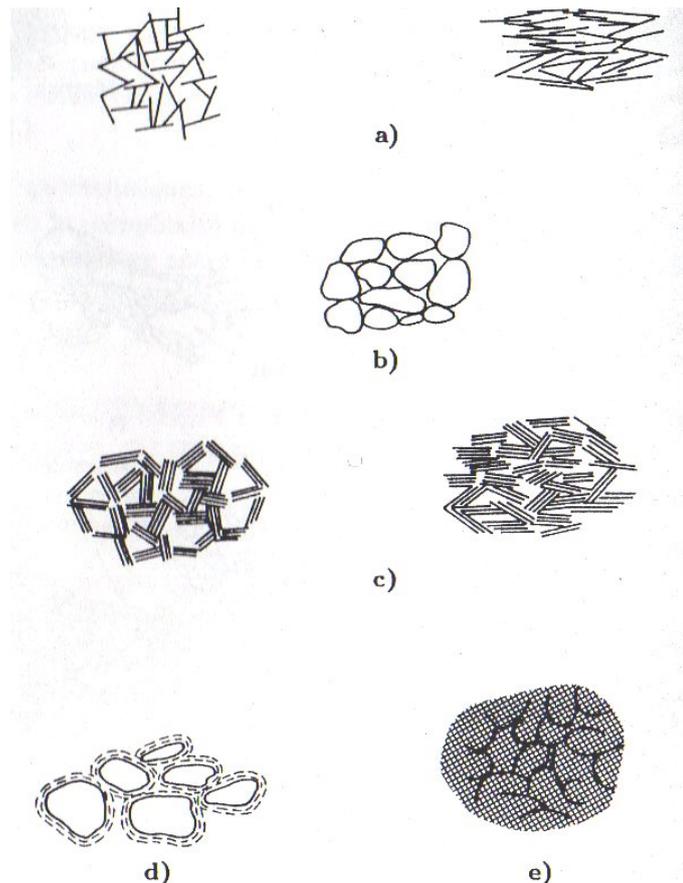


Figure 1-11 : Configurations d'arrangements de plaquettes d'argiles (Collins & McGown, 1974)

- ❑ Assemblages de particules : ce sont des unités organisationnelles caractéristiques de particules qui ont des limites physiques définissables et une fonction mécanique donnée. Les assemblages de particules comportent un ou plusieurs types d'arrangements élémentaires ou d'assemblages de plus petites particules. Quelques exemples d'assemblages sont montrés sur la figure 1.12, (Holtz et Kovacs ;1991).
- ❑ Vides poreux : on les trouve à l'intérieur des particules et entre les arrangements élémentaires et les assemblages de particules, (Holtz et Kovacs ;1991).

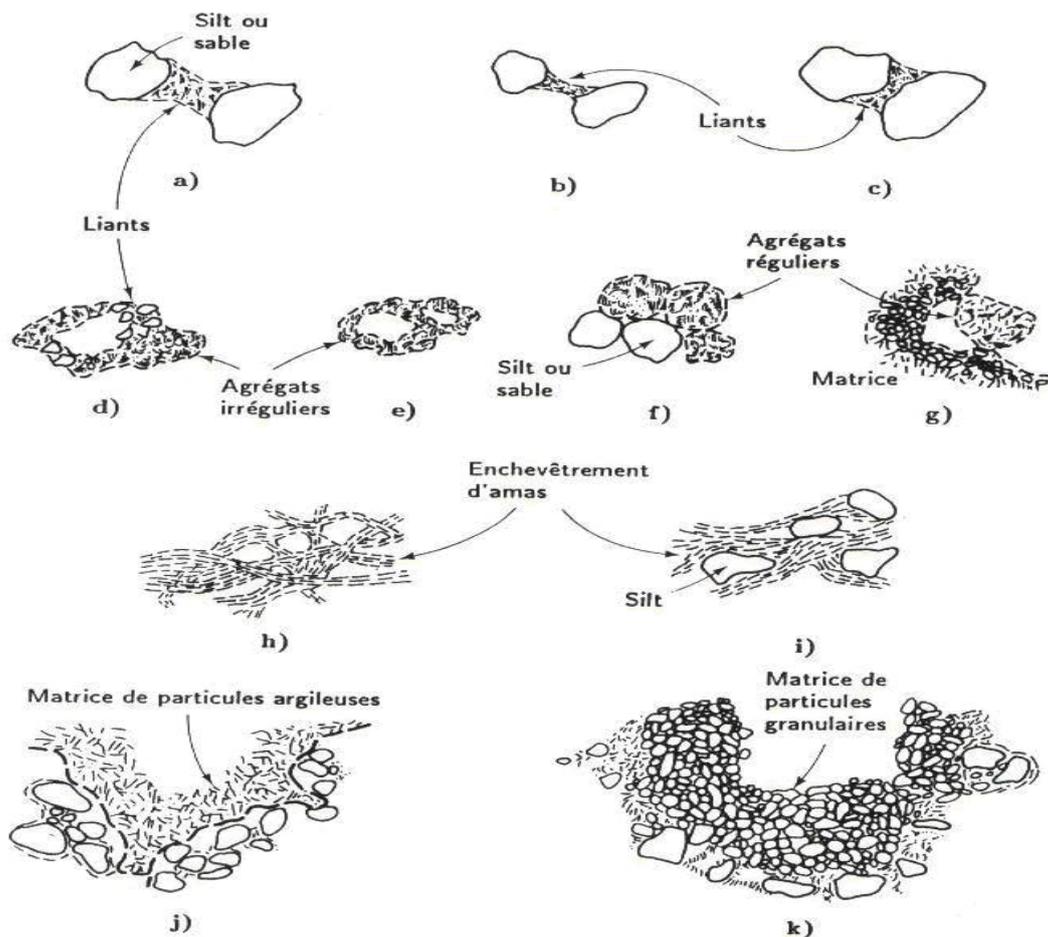


Figure 1-12 : Représentation schématique d'assemblages de particules : a), b) et c) liants; 4) agrégat irrégulier retenu par des assemblages de liants; e) agrégat irrégulier formant un arrangement en nids d'abeilles; f) agrégat régulier en interaction avec des grains de silt ou de sable; g) agrégat régulier en interaction avec une matrice de particules; h) enchevêtrement d'amas d'argile; i) enchevêtrement d'amas d'argile avec inclusions de silt; j) matrice de particules argileuses; k) matrice de particules granulaires, (Holtz et Kovacs, 1991).

I-6. A RETENIR DE CE CHAPITRE

- ❑ Les sols résultent des divers processus d'altération des roches, que celles-ci soient d'origine magmatique, sédimentaire ou métamorphique.
- ❑ On peut distinguer deux grandes catégories de sols : les sols pulvérulents ou granulaires d'une part, et les sols fins ou cohérents d'autre part.
- ❑ Les propriétés de chaque catégorie dépendent des caractéristiques de la roche d'origine et des différents processus d'altération qu'elle a subis au fil de son histoire de formation.

Chapitre II : IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS.

II-1. INTRODUCTION

Ce chapitre porte sur la terminologie de base, les paramètres physiques et les définitions employées pour décrire et classer un sol. On note que la classification d'un sol se base essentiellement sur des paramètres physiques, granulométriques et de consistance et le cas échéant des paramètres chimiques.

II-2. ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL

Les sols, en tant que milieu naturel, associent généralement des grains solides dont la taille, la forme et l'arrangement n'obéissent à aucune règle. Ces éléments ménagent entre eux un espace vide qui peut être occupé par de l'air, par de l'eau, ou par un mélange air - eau - vapeur d'eau. Les sols organiques contiennent des gaz issus de la décomposition des débris végétaux ou animaux, (Figure 2.1).

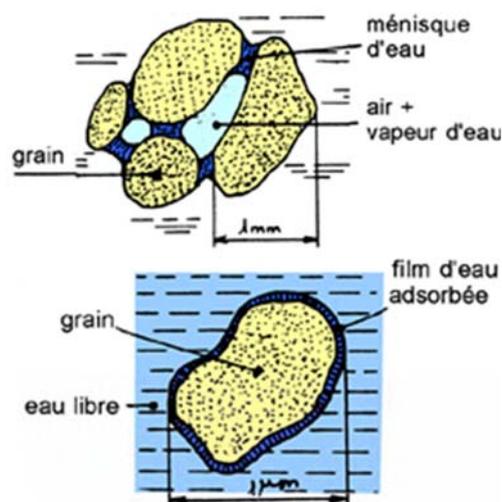


Figure 2.1 : Eléments constitutifs d'un sol.

II.2.1.Phase solide

Les propriétés physiques essentielles d'un sol pour les applications de Génie Civil se déduisent généralement de la taille des grains, de leurs formes, de leurs arrangements, de la qualité de leurs contacts, de leurs compositions minéralogiques, etc.

Pour les sols grenus, les grains sont le résultat d'une désagrégation mécanique de la roche mère. Ils gardent par conséquent la même structure minéralogique. Ces éléments sont en général quartzueux, donc insensibles à l'eau. C'est le cas des sables et des graviers.

Pour les argiles, les particules solides sont le résultat d'une désagrégation de la roche mère suite à des attaques chimiques combinées ou non avec des attaques mécaniques ou physiques. Ces éléments ont donc une structure minéralogique différente de celle de la roche mère. Cette famille de sol est très sensible à l'eau.

II.2.2.Phase liquide

Le liquide qui remplit les vides entre les grains du sol est en général l'eau. Elle se trouve sous différentes formes :

- ❑ **L'eau libre**, dite aussi gravifique parce qu'elle s'écoule sous l'effet de la gravité. C'est l'eau ordinaire rencontrée dans les lacs et les rivières. Elle s'élimine à 100°C et peut contenir des sels minéraux ou de l'air dissous.
- ❑ **L'eau capillaire**, c'est une eau qui est maintenue à l'aide de force de tension superficielle entre les points de contact des grains chez les sols partiellement saturés. Elle ne s'écoule pas sous l'effet de la gravité mais s'élimine à 100°C.
- ❑ **L'eau adsorbée**, dite aussi eau hygroscopique. Elle forme une mince couche autour des particules argileuses. Elle possède des propriétés plus proches des solides que des liquides. Elle ne s'élimine qu'à de très fortes températures.
- ❑ **L'eau de composition**: Elle est constituée de molécules d'eau qui entrent dans la composition minéralogique de l'élément. Elle ne peut être libérée qu'en détruisant la structure élémentaire du matériau.

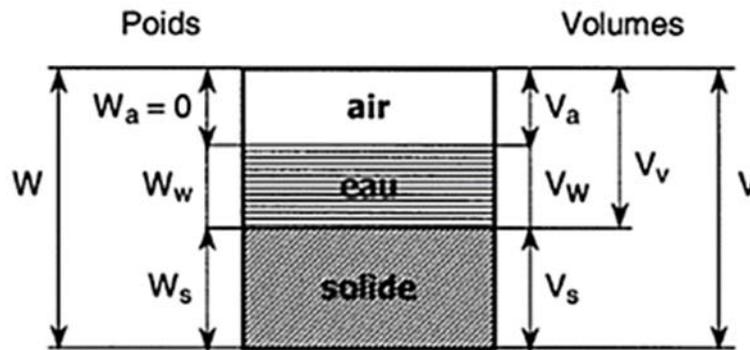
II.2.3.Phase gazeuse

Les sols renferment dans leurs interstices, soit de l'air s'ils sont secs, soit un complexe air-vapeur d'eau s'ils sont partiellement saturés. On peut rencontrer des gaz issus de la décomposition des matières organiques chez les sols organiques.

II-3. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES : DEFINITION, NOTATION, ORDRES DE GRANDEUR

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 considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées (Figure.2-2). Ce schéma est souvent appelé diagramme des phases.



Notations conventionnelles :

W : poids total du sol ¹	V : volume total (apparent)
W_s : poids des particules solides	V_s : volume des particules solides
W_w : poids de l'eau ²	V_v : volume des vides entre les particules
	V_w : volume de l'eau
	V_a : volume de l'air

avec les relations :

$$W = W_s + W_w$$

$$V_v = V_w + V_a$$

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

Figure 2-2 : Représentation élémentaire d'un sol et notations-Digramme des phases-

II.3.1.Poids volumiques

- **Poids volumique humide ou apparent** d'un sol (notation γ_h ; équivaut au poids total du sol). C'est le poids de l'unité de volume de ce sol.

$$\gamma_h = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a} \quad (2-1)$$

Pour un sable: $\gamma_h = 17$ à 20 kN/m^3 et pour les argiles: $\gamma_h = 16$ à 22 kN/m^3

- **Poids volumique du sol saturé** noté γ_{sat} l'orsque le sol est saturé :

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + \gamma_w V_v}{V} \quad (2-2)$$

- **Poids volumique du sol déjaugé noté γ'**

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2-3)$$

- **Poids volumique d'un sol sec (notation γ_d)**

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2-4)$$

Sable= 14 à 18 kN/m³ ; argile: =10 à 20 kN/m³

- **Poids volumique des grains solides (notation γ_s)**

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2-5)$$

- **Poids spécifique de l'eau contenu dans le sol (notation γ_w)**

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad (2-6)$$

Pour les mêmes poids volumiques (γ_h , γ_d , γ_w , γ_s) on peut définir des densités (D_i) ou des masses volumiques (ρ_i) avec :

$$D_i = \frac{\gamma_i}{\gamma_w} = \frac{\rho_i}{\rho_w} \quad (2-7)$$

$$\rho_i = \frac{\gamma_i}{g} = \frac{W_i / g}{V_i} = \frac{M_i}{V_i} \quad (2-8)$$

Avec M_i est la masse de la phase considérée, et g l'accélération de la pesanteur et m est la masse

II.3.2.Porosité (n) - Indice des vides (e)

- **Porosité (n) :**

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume total de l'échantillon.

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \quad (2-9) \quad \text{avec } n \in [0 ; 1]$$

- **Indice des vides (e) :**

C'est le volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume des grains solides de l'échantillon.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 \quad (2-10)$$

II.3.3. Teneur en eau - Degré de saturation

- **Teneur en eau (notation ω) s'exprime en %**

C'est le poids d'eau (ou masse d'eau) contenu dans le volume V rapporté à l'unité de poids (ou masse) des grains solides contenu dans V .

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100\% = \frac{M_w}{M_s} \cdot 100\% \quad (2-11)$$

M_w et M_s sont respectivement les masses de la phase d'eau et des grains solides.

- **Teneur en eau de saturation (notation ω_{sat})**

C'est la teneur en eau quand l'ensemble du volume des vides est rempli d'eau.

$$\omega_{sat} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \quad (2-12)$$

- **Degré de saturation (notation S_r)**

C'est le volume occupé par l'eau ramené au volume total des vides. Un sol est dit saturé lorsque le vide est entièrement occupé par l'eau. Il peut être aussi exprimé en %.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100\% \quad (2-13) \text{ avec } S_r \in [0 ; 100\%]$$

L'ensemble de ces paramètres ne sont pas indépendantes. Ils peuvent être reliés par des relations facilement démontrables. Le tableau 2-1 donne un exemple de ces relations.

Tableau 2-1 : Relations entre les paramètres d'états du sol.

Paramètre	Détail du calcul	Formule
Poids volumique	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_s}{V} = \frac{(W_w/W_s) + (W_s/W_s)}{V/W_s} = \frac{w+1}{(V_w/W_s) + (V_s/W_s)} = \frac{w+1}{(V_w/V_s)/(W_s/V_s) + (1/\gamma_s)}$	$\gamma = \frac{w+1}{e+1} \gamma_s$
	$\gamma = \frac{w+1}{e+1} \gamma_s = \frac{\gamma_w e S_r + 1}{e+1} \gamma_s = \frac{\gamma_w e S_r + \gamma_s}{e+1}$ avec $e = \frac{n}{1-n}$ $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_s} = \frac{V_v}{V} \left(\frac{1}{1 - V_v/V} \right)$	$\gamma = (1-n) \gamma_s + \gamma_w n S_r$
Poids volumique sec	$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$
	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_s}{V} = \frac{W_s}{V} \left(\frac{W_w}{W_s} + 1 \right) = \gamma_d (w+1)$	
	$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s} \left(\frac{1}{V/V_s} \right) = \gamma_s \left(\frac{V_s}{V} \right) = \gamma_s \left(\frac{V - V_v}{V} \right)$	
Indice des vides	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_s} = \frac{V_v}{V} \left(\frac{1}{1 - V_v/V} \right)$	$e = \frac{n}{1-n} \text{ et } n = \frac{e}{1+e}$
	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{(V/W_s) - (V_s/W_s)}{(V_s/W_s)} = \frac{(1/\gamma_d) - (1/\gamma_s)}{(1/\gamma_s)}$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Et pour les sols saturés	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v/W_s}{V_s/W_s} = \gamma_s \frac{V_v}{W_s} = \gamma_s \frac{V_w}{W_s} = \gamma_s \frac{V_w/W_w}{W_s/W_w}$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w$
Teneur en eau	$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_w/V_w}{W_s/V_s} = \gamma_w \frac{1}{W_s/V_s} = \gamma_w \frac{1}{(W_s/V_s)/(V_w/V_s)} = \gamma_w \frac{S_r}{W_s/V_s} = \gamma_w S_r \frac{1}{(W_s/V_s)/(V_w/V_s)}$	$w = \frac{\gamma_w}{\gamma_s} e S_r$
Teneur en eau de saturation	$w_{sat} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_w/V_w}{W_s/V_s} = \frac{\gamma_w}{W_s/V_s} = \gamma_w \frac{V - V_s}{W_s} = \gamma_w \left(\frac{V}{W_s} - \frac{V_s}{W_s} \right)$	$w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat} = \gamma_d (w_{sat} + 1) = \gamma_d \left[\gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) + 1 \right] = \gamma_w - \frac{\gamma_d \gamma_w}{\gamma_s} + \gamma_d$	$\gamma_{sat} = \gamma_d \frac{1 - \gamma_w}{\gamma_s} + \gamma_w$
Et pour les sols saturés	$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s}{V} + \frac{W_w}{V} = \gamma_d + \frac{W_w/V_w}{V/V_w}$	$\gamma_{sat} = \gamma_d + n \gamma_w$
Poids volumique déjaugé	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_d \frac{1 - \gamma_w}{\gamma_s} + \gamma_w - \gamma_w$	$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$
	$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} (\gamma_s - \gamma_w) = \frac{\gamma_s (1-n)}{\gamma_s} (\gamma_s - \gamma_w)$	$\gamma' = (1-n) (\gamma_s - \gamma_w)$
	$\gamma' = \frac{\gamma_s (1-n)}{\gamma_s} (\gamma_s - \gamma_w) = \frac{1}{1+e} (\gamma_s - \gamma_w)$	$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$

Il est très pratique d'utiliser le diagramme des phases pour la détermination et la démonstration de ces relations. Un exemple est donné sur la figure 2-3. En supposant que le volume des grains solide $V_s=1(L^3 : \text{unité SI})$, le volume des vides s'identifie à la valeur de « e » (Eq 2-10), et le volume total s'identifie à $V=1+e$. Ainsi, selon l'équation (2-11), la valeur de la porosité n deviendra égale à :

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e} \quad (2-14)$$

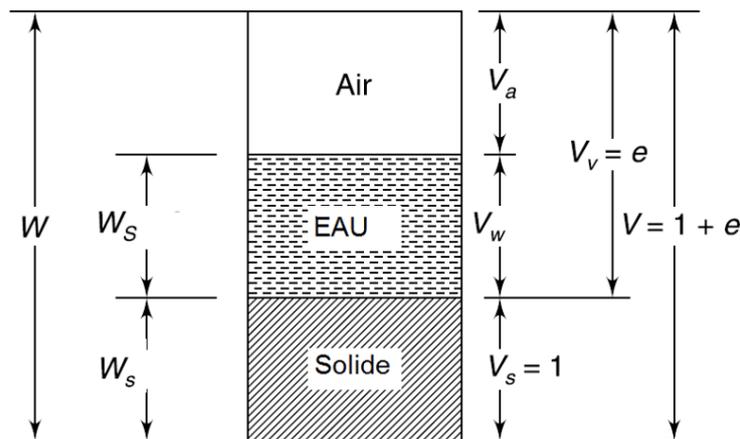


Figure 2-3 : Exemple d'utilisation du diagramme des phases pour la démonstration des relations entre paramètres physiques d'un sol.

II-4. DETERMINATION DES PARAMETRES PHYSIQUE D'UN SOL

Pour une caractérisation de l'état physique d'un sol, la connaissance de trois paramètres indépendants est nécessaire. Le poids volumique de l'eau étant connu, on aura besoin :

- Un paramètre quantifiant l'état hydrique w ou S_r ;
- Un paramètre quantifiant le poids volumique : γ_h , γ_s ou γ_d .
- Un paramètre quantifiant l'état volumique (importance des vides) : e ou n ;

Dans ce qui suit, on donne les techniques expérimentales pour la détermination de certains de ces paramètres.

II.4.1. Teneur en eau

La teneur en eau se détermine en pesant l'échantillon humide puis sec selon la norme (NF P94-050). Le séchage s'effectue dans une étuve à 105°C pendant environ 24 heures jusqu'à stabilisation de la masse. Dans le cas où le sol est sensible à la température (présence de la

matière organique), cette température est ramenée à 50°C jusqu'à stabilisation de la masse avec un intervalle minimal de 8h entre deux pesées consécutifs. Le calcul de la teneur en eau se fait par l'équation 2-12.

II.4.2. Poids volumique des grains solides

Le poids volumique des grains solides se détermine au laboratoire à l'aide du pycnomètre selon la norme (NF P94-054). L'opération consiste à déterminer les poids suivants (Figure 2-3):

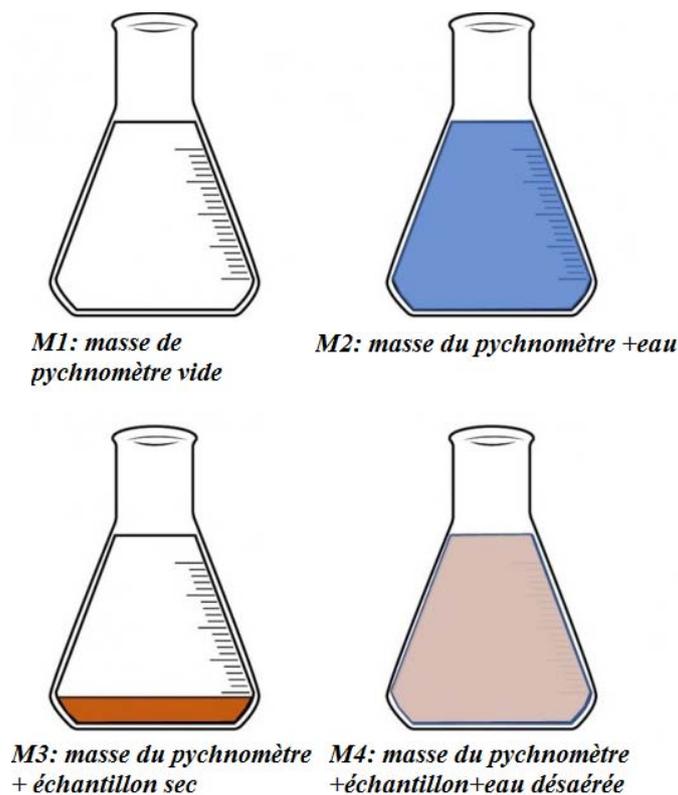


Figure 2-4 : Mesures à effectuer pour la détermination du poids volumique des grains solides (www.geoengineer.org)

$$M_s = M_3 - M_1 \quad (2-15)$$

$$V_s = \frac{(M_2 - M_1) - (M_4 - M_3)}{\rho_w} \quad (2-16)$$

$$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s} \cdot g \quad (2-17)$$

Avec ρ_w la masse volumique de l'eau et V_s : volume des grains solides et M_s : masse de l'échantillon sec introduite dans le pycnomètre. La mesure de la masse M_4 , ne doit se faire qu'après la désaération totale du mélange en procédant soit par chauffage du mélange ou en utilisant une pompe à vide. La mesure des masses doit se faire à une température ambiante.

II.4.3. Le poids volumique humide :

L'essai consiste à mesurer les deux paramètres caractérisant un même échantillon du sol qui sont, successivement, la masse et le volume. La masse est obtenue par pesage et le volume est mesuré en utilisant la méthode par pesée hydrostatique (*NF P94-053*) après avoir paraffiné l'échantillon du sol. Le volume de l'échantillon du sol est mesuré selon les étapes suivantes mentionnée sur la (Figure. 2-4) .



Figure 2-5 : Etapes de la pesée hydrostatique d'un échantillon de sol.(www.civilferba.net)

Les trois pesées effectuées pendant l'expérimentation permettent de déterminer le volume total de l'échantillon par l'équation (2-18). Ainsi La masse volumique totale sera facilement déduite par le rapport de la masse de l'échantillon M sur le volume calculé.

$$V = \frac{M_p - M_{p_w}}{\rho_w} - \frac{M_p - M}{\rho_p} \quad (2-18)$$

Avec ρ_p est la masse volumique de la paraffine qui est de l'ordre de 0.88g/cm^3 .

Une autre alternative plus simple consiste à utiliser une carotte cylindrique dont le volume de l'échantillon sera déduit directement des dimensions géométrique de cette dernière

II-5. CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES

Le squelette solide des sols contient des particules dont les tailles sont différentes. C'est ce qu'on appelle la granulométrie d'un sol. La taille, la forme et l'arrangement des grains solides dépendent de l'histoire géologique de formation. Des grains uniformes indiquent un processus de formation identique. A partir de ce qui précède, on peut penser caractériser un sol par la taille de ces grains. Comme elles ne sont pas toutes identiques, on les range par frange: c'est la courbe granulométrique. Elle est tracée sur un graphique dont les abscisses sont les logarithmes du diamètre et les ordonnées, le pourcentage cumulé des tamis ou des refus.

La séparation en frange s'effectue par l'opération de tamisage. Celle-ci s'effectue à sec pour les sols pulvérulents et sous l'eau pour les sols cohérents (*NF P94-056 et NF P94-041*). Si le sol contient une proportion de sol dont le diamètre est inférieur à 0,08mm (80µm), l'opération de tamisage est complétée par la sédimentométrie (Figure 2-4). On note qu'il est recommandé de prendre une quantité de sol compris entre 200D_{max} et 600 D_{max}, avec D_{max} est le diamètre équivalent maximale du plus gros grain exprimé en millimètre

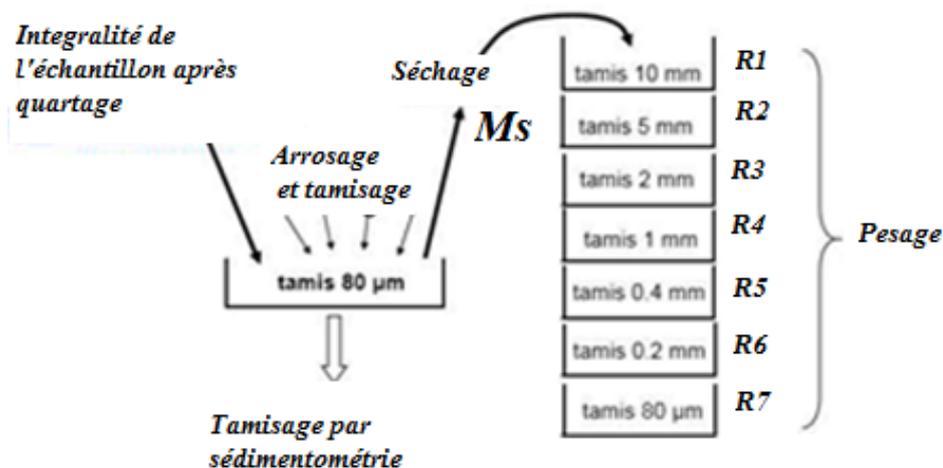


Figure 2-6: Principe de l'analyse granulométrique.

II.5.1. Opération de Tamisage

Le tamisage est l'opération qui consiste à faire passer une quantité de sol à travers une série de tamis emboîtés les uns dans les autres et classés dans l'ordre décroissant des ouvertures de haut en bas. L'échantillon de sol séché et pesé au préalable est versé sur le tamis supérieur. La colonne est vibrée manuellement ou mécaniquement pendant quelques minutes. On appelle cette procédure : tamisage par voie sèche (Figure 2-5). Elle est généralement conseillée pour

les sols grenus. Pour les sols cohérents, il faut tremper l'échantillon de sol pendant un certain temps (15h) dans un bac d'eau mélangé avec un défloculant (Hexamétaphosphste de Sodium) pour désagréger les mottes et les agglomérats de terre. Après, le tamisage se fera sous l'eau (voie humide) (Figure 2-5). Les grains passant à travers un tamis sont dits tamisât. Ceux retenus sont dits refus.



Figure 2-7: Tamisage par voie sèche et humide. (www.dahanmachine.com)

Le principe de calcul du tamisât cumulé est illustré dans le Tableau 2-2, avec R: indique le refus et T le tamisât et Ms et la masse de l'échantillon sec introduite pour la réalisation de l'essai.

Tableau 2-2 : Principe de calcul du pourcentage du tamisât cumulé dans une analyse granulométrique par tamisage.

ϕ Tamis	Refus (g)	Refus cumulée (g) « R_{Cn} »	% du refus Cumulé (PR_{Cn})	% Tamisat Cumulé (T_{Cn})
10mm	R_1	$R_{C_1} = R_1$	$PR_{C_1} = \frac{R_{C_1} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_1} = 100\% - PR_{C_1}$
5mm	R_2	$R_{C_2} = \sum_{n=1}^2 R_n$	$PR_{C_2} = \frac{R_{C_2} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_2} = 100\% - PR_{C_2}$
2mm	R_3	$R_{C_3} = \sum_{n=1}^3 R_n$	$PR_{C_3} = \frac{R_{C_3} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_3} = 100\% - PR_{C_3}$
1mm	R_4	$R_{C_4} = \sum_{n=1}^4 R_n$	$PR_{C_4} = \frac{R_{C_4} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_4} = 100\% - PR_{C_4}$
0.4mm	R_5	$R_{C_5} = \sum_{n=1}^5 R_n$	$PR_{C_5} = \frac{R_{C_5} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_5} = 100\% - PR_{C_5}$
0.2mm	R_6	$R_{C_6} = \sum_{n=1}^6 R_n$	$PR_{C_6} = \frac{R_{C_6} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_6} = 100\% - PR_{C_6}$
80 μ m	R_7	$R_{C_7} = \sum_{n=1}^7 R_n$	$PR_{C_7} = \frac{R_{C_7} \cdot 100\%}{M_s}$	$T_{C_7} = 100\% - PR_{C_7}$

II.5.2.Sédimentométrie

L'analyse granulométrique par la méthode de sédimentation est généralement utilisée pour la fraction du sol inférieure à 80µm selon la norme (NF P94-057). Cette méthode est basée sur la loi de Stokes (Equation 2-19) qui exprime la vitesse de décantation « v » d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule « D ». Pour l'application de cette loi, il convient d'opérer sur une suspension de faible concentration et sur des grains dont les dimensions varient entre 100 et 1µm.

$$v = \frac{g(\rho_s - \rho_w)}{18\eta} D^2 \quad (2-19)$$

avec ρ_s : masse volumique des grains solides (g/cm³), ρ_w masse volumique de l'eau (g/cm³) et η la viscosité de la suspension (poiseuille), g accélération de la pesanteur (cm/s²).

Le principe consiste à disperser une suspension formée par les particules du sol et à analyser la variation de la densité de la suspension en fonction du temps au moyen d'un densimètre (ou Hydrometer) (Figure 2-9). On peut admettre que qu'à un instant « t », la densité mesurée à une profondeur « Hr » du centre de poussée du bulbe du densimètre représente la densité moyenne de la suspension.

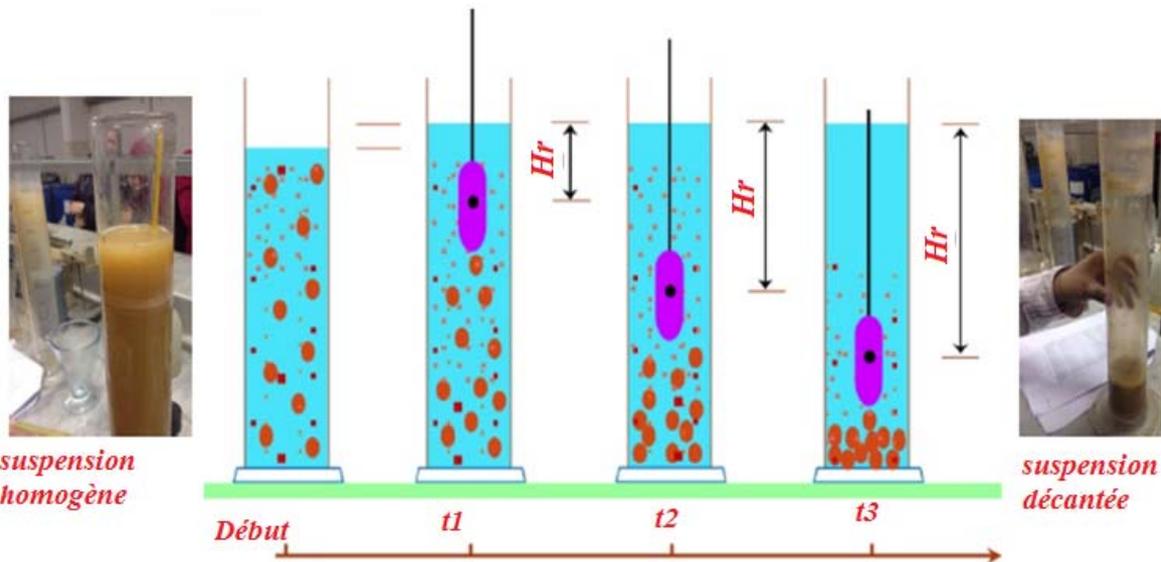


Figure 2-8: Principe de la sédimentométrie.

L'équipement nécessaire pour la réalisation de l'essai de sédimentométrie est donné comme suite (Figure 2-9) :

- Un densimètre de type torpille (densité 995 à 1035)
- 2 éprouvettes de deux litres
- Agitateur manuelle normalisé
- Agitateur mécanique (environ 10000 tr/min)
- Une solution défloculante dosée à 5% d'hexamétaphosphate de sodium.
- Un thermomètre
- Un Chronomètre à la seconde
- Un tamis de 80 μ m

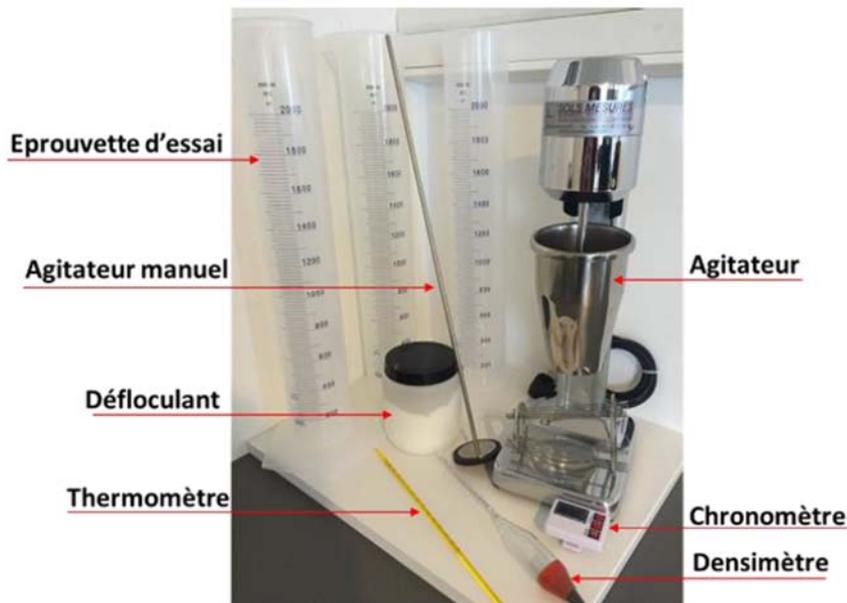


Figure 2-9: Equipement nécessaire pour l'essai de sédimentométrie. (www.sols-mesures.com).

II-5.2.1. Lecture et expression des résultats:

Prendre les lectures depuis le début de l'essai aux temps suivants en minutes : 0,5, 1, 2, 5, 10, 20, 60 min. Cette lecture est notée « R ». Les lectures se feront en sommet du ménisque. Les trois premières lectures se font sans retirer le densimètre de l'éprouvette d'essai.

Avant d'utiliser un densimètre pour des essais de sédimentométrie, il faut déterminer la correction composée à apporter aux lectures pour tenir compte :

- Des variations de températures en cours d'essai (correction Ct),
- Du ménisque (Correction Cm),
- Du défloculant (correction Cd).

L'importance des trois corrections énumérés doit être établie expérimentalement et la lecture intervenant dans le calcul des pourcentages de grains inférieures à D sera :

$$R_1 = R \pm C_t + C_m - C_d \quad (2-20)$$

avec C_t : correction de la température, C_m correction du ménisque, C_d correction du défoulant et R est la lecture du densimètre (sommet du ménisque).

(a) Le pourcentage des particules non décantées

$$P = \frac{V}{M} \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_w)} \frac{R_1}{10} \quad (2-21)$$

ρ_s : Masse volumique des grains solides (g/cm^3)

V : volume de la suspension (cm^3).

M : masse du sol sec (g).

R_1 : lecture corrigée du densimètre

(b) Par rapport à la fraction supérieure à 80% :

$$P' = \frac{P}{100} \times \left(\% \text{ du tamisat } 80 \mu\text{m} \right) \quad (2-22)$$

(c) Le diamètre équivalent : D

$$D = F \sqrt{\frac{H_r}{t}} \quad (2-23)$$

$$F = \sqrt{\frac{30 \cdot \eta}{g(\rho_s - \rho_w)}} \quad (2-24)$$

$$H_r = H_0 - d(R + C_m) = H_0 - dR' \quad (2-25)$$

avec :

D = Diamètre équivalent (mm)

H_r : profondeur du centre de poussée dans la suspension à l'instant t (cm).

g : accélération de la pesanteur (cm/s^2)

t : temps de lecture en minutes.

d : distance entre deux graduations consécutives du densimètre

Ho : distance séparant la graduation 1.000 au centre de poussée (cm).

ps et pw en g/cm³

La viscosité dynamique « η » (en poiseuille ou Pa.s) est donnée par la formule suivante:

$$\eta = \frac{0.00179}{1 + 0.03368\theta + 0.00022\theta^2} \quad (2-26)$$

Avec θ la température en (C°)

II.5.2.Coefficient d'uniformité et de courbure

Les courbes granulométriques sont caractérisées par deux coefficients: Le coefficient d'uniformité (ou Coefficient de Hazen) Cu et le coefficient de courbure Cc. Ils sont définis par les relations suivante :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2-27)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (2-28)$$

Avec D10, D30 et D60 sont les diamètres des tamis correspondant à 10%, 30% et 60% de tamisât cumulée, respectivement.

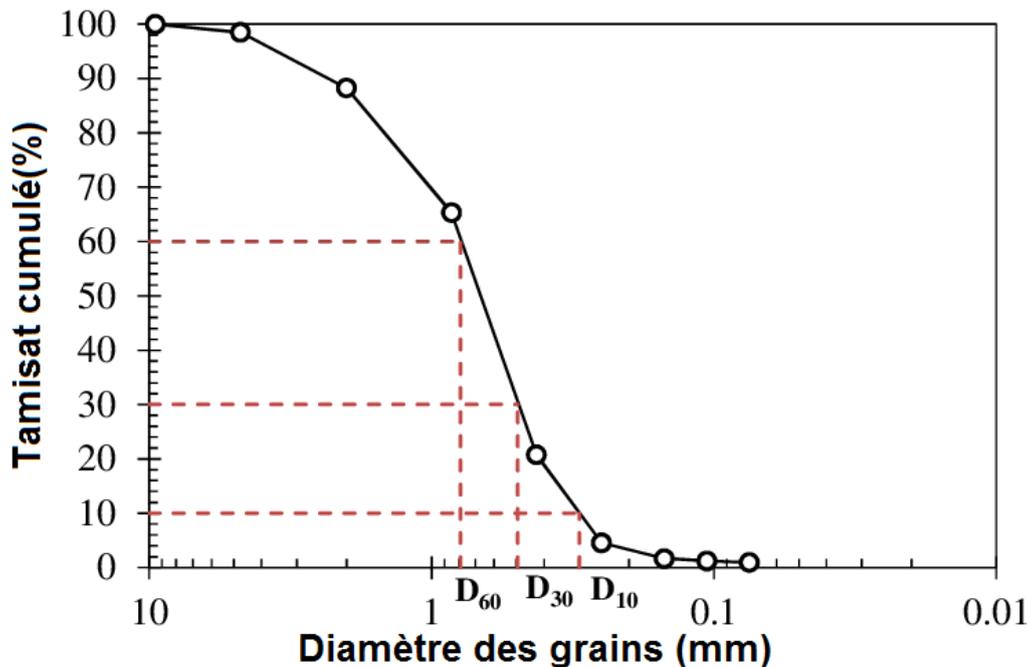


Figure 2-10: exemple de courbe granulométrique avec la détermination des valeurs de D10, D30 et D60.

Selon la valeur de ces deux coefficients, la courbe granulométrique (pour un sol grenu) peut être qualifiée de courbe bien ou mal graduée selon le tableau 2-3:

Tableau 2.3: Qualificatif de la granulométrie en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure. (XP P94-011)

Division granulométrique	Qualificatif	Cu	Cc
Grave 2mm-60mm	Bien gradué	$Cu > 4$ et $1 < Cc < 3$	
	Mal gradué	$Cu < 4$ ou $Cc < 1$ ou $Cc > 3$	
Sable 0.06mm-2mm	Bien gradué	$Cu > 6$ et $1 < Cc < 3$	
	Mal gradué	$Cu < 6$ ou $Cc < 1$ ou $Cc > 3$	

II-6. DETERMINATION DES LIMITES DE CONSISTANCE ET LA LIMITE DE RETRAIT

Pour la détermination de ces limites, c'est Terzaghi (1925) qui a proposé les techniques de mesures des limites de liquidité et de plasticité, et c'est Casagrande (1933) qui a développé un appareil standard pour la mesure de la limite de liquidité. Plus tard (1940), Casagrande a utilisé la limite de liquidité et l'indice de plasticité comme base pour la classification des sols.

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau caractéristiques qui permettent de caractériser les différents états des sols : liquide, plastique et solide. Il s'agit de la limite de liquidité (w_L), la limite de plasticité (w_p) et la limite de retrait (w_s) (Figure 2-11).

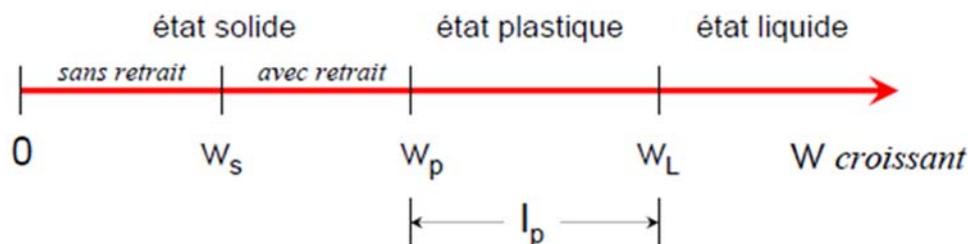


Figure 2-11: Etat de consistance d'un sol fin.

II.6.1.Limite de liquidité w_L :

La limite de liquidité se détermine sur la frange de sol passant à travers le tamis de 0,4mm par la méthode de Casagrande ou par la méthode du pénétromètre à cône. Le mode opératoire de préparation de l'échantillon pour la mesure de la limite de liquidité est résumé sur la figure 2-

12 (Tamisage sous l'eau et récupération de la fraction inférieure à 400µm, décantation et siphonage, séchage à une faible température, récupération de la pâte du sol).



Figure 2-12: Etapes de préparation du sol pour la détermination de w_L (Wikihydro.com).

II-6.1.1 Méthode de Casagrande (NF P94-051)

La méthode de Casagrande (Figure 2-13) consiste à placer la pâte de sol dans une coupelle spéciale et de creuser une rainure avec une lame appropriée. On fait subir à l'ensemble des chutes répétées sur un socle en bois. La rainure va se refermer sous le coup des chocs. On compte le nombre de coups nécessaire pour que les deux lèvres de la rainure se touchent sur environ un centimètre.

La limite de liquidité est définie comme étant la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure au bout de 25 coups. Comme en pratique, il est difficile d'obtenir la limite de liquidité du premier essai. En pratique, Il est conseillé de réaliser plusieurs essais, au moins 3 et de prendre la moyenne. Le nombre de coups doit être étalé entre 15 et 35.

Il a été établi que la fonction $W = f(\log N)$ est linéaire pour des valeurs de N variant de 10 à 100. On peut écrire alors :

$$\omega = F \log N + C \quad (2-29)$$

Où :

- ω : teneur en eau à N coups
- F : Indice de l'écoulement
- N : Nombre de coups
- C : Constante

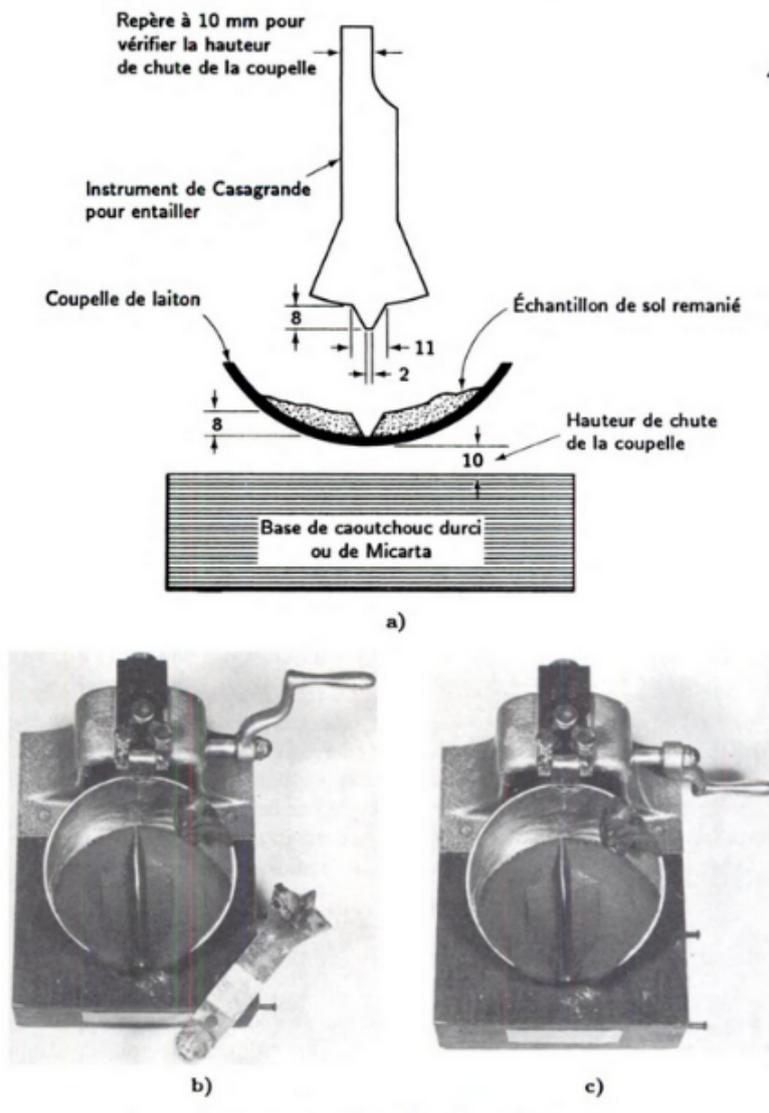


Figure 2-13: (a)Appareil de Casagrande et outil à rainurer. (b) Ouverture à la rainure, (c) Fermeture de la rainure après chocs, (c). (Holtz et Kovaks, 1991)

La représentation graphique des valeurs de teneur en eau obtenues en fonction du logarithme de nombre de coups correspondant, permet de définir la valeur de la limite de liquidité à 25 coups (Figure 2-14).

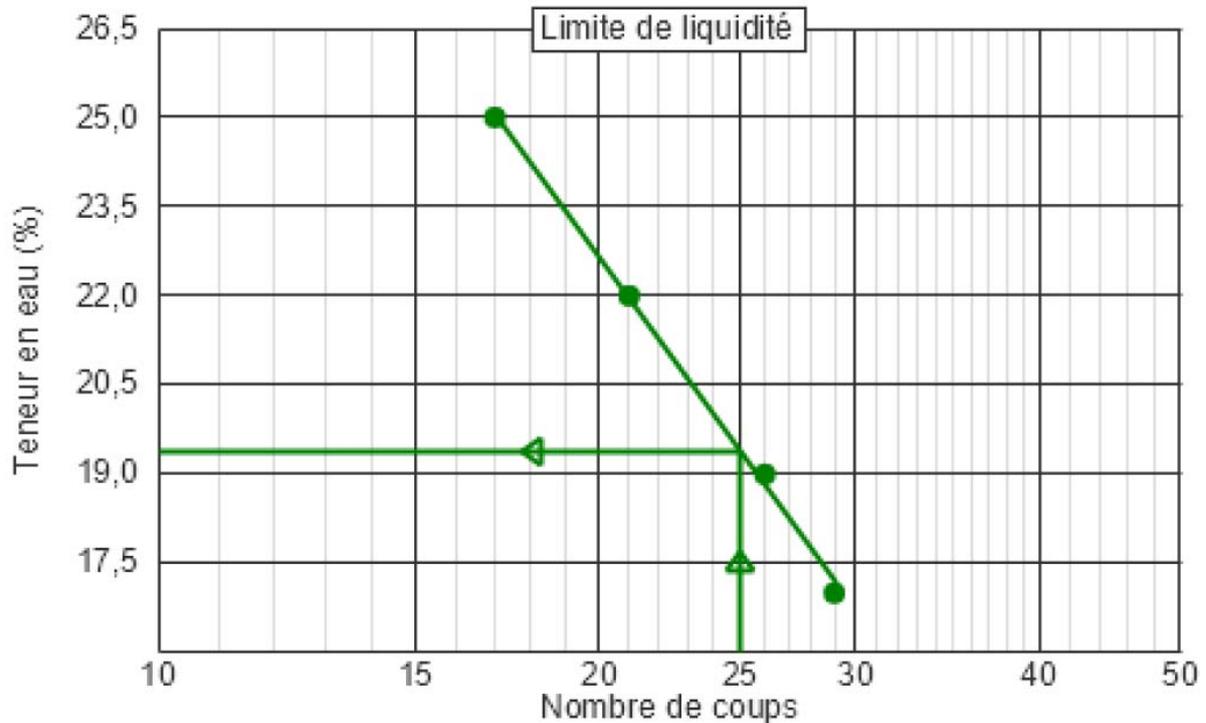


Figure 2-14: Détermination de la limite de liquidité par la méthode de Casagrande.(NF P94-051).

II-6.1.2 Méthode de pénétromètre à cône (NF P94-052-1)

La limite de liquidité peut aussi être déterminée d'après l'enfoncement d'un cône normalisé de 30° d'ouverture et de masse 80 g (avec sa tige), qui est placé au contact de la surface de l'échantillon de sol de teneur en eau fixée (Figure 2-15).

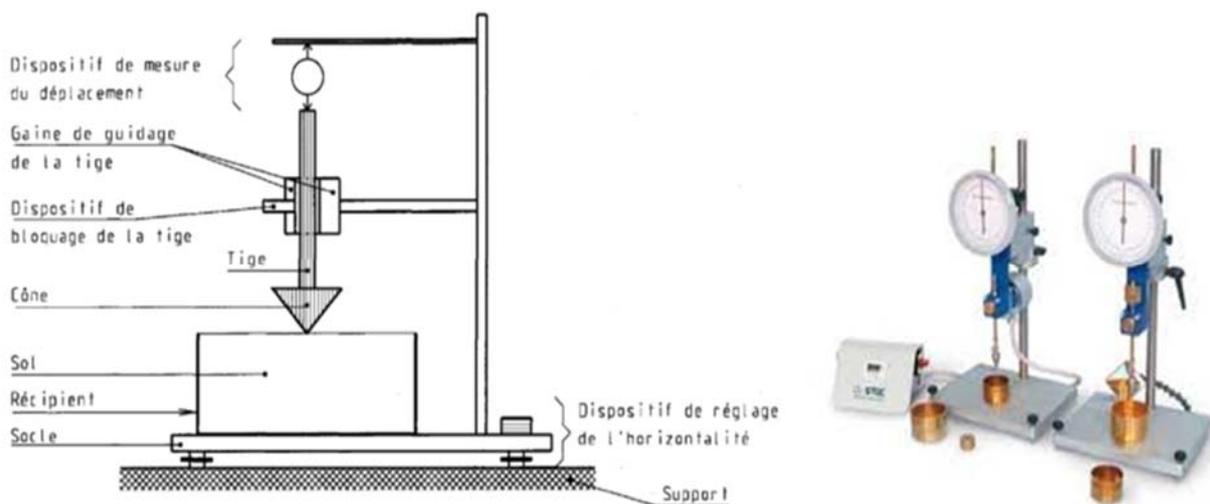


Figure 2-15: Pénétromètre à cône. (NFP 94-052-1, www.matest.com)

La profondeur d'enfoncement Δh du cône sous son propre poids en 5 s est notée. On renouvelle l'opération pour différentes valeurs de la teneur en eau, puis on détermine par interpolation la limite de liquidité, qui correspond à un enfoncement de 17 mm. L'ensemble des enfoncements enregistrés doivent être étalés entre 12mm et 25mm.

II.6.2.Limite de plasticité ω_p (NF P94-051)

Est par convention la teneur en eau au-dessous de laquelle il devient impossible de confectionner des bâtonnets de 3 mm de diamètre et de 100 mm de longueur sans qu'ils se rompent ou s'émiettent. L'essai s'effectue à la main, comme montré sur la figure 2-16.



Figure 2-16: Détermination de la limite de plasticité.

II.6.3.Limite de retrait ω_s (XP P 94-060-1)

On fabrique plusieurs échantillons de sol de même volume initial V_0 et de même teneur en eau initiale w_i . On les sèche pendant des durées différentes et l'on trace la courbe de variation relative du volume de l'échantillon en fonction de sa teneur en eau finale. La limite de retrait (w_s) marque la limite d'influence de la teneur en eau sur le volume du sol. La mesure du volume est réalisée par immersion dans du mercure. Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, l'utilisation du mercure est à éviter. Le Toluène ou le Carbowax peuvent être des alternatives de l'utilisation du mercure selon (Pellissier, 1991). La mesure des variations du volume de l'échantillon, peut être remplacé par la mesure de sa déformation axiale, au moyen du dispositif de la figure 2-17. Les résultats permettent d'exprimer l'évolution de la déformation axiale en fonction de la teneur de l'échantillon. Le point d'inflexion de la courbe, représente la limite de retrait dite relative (w_{Re}). Les valeurs de (w_{Re}) couramment déterminée restent très proches de la vraie valeur de (w_s).

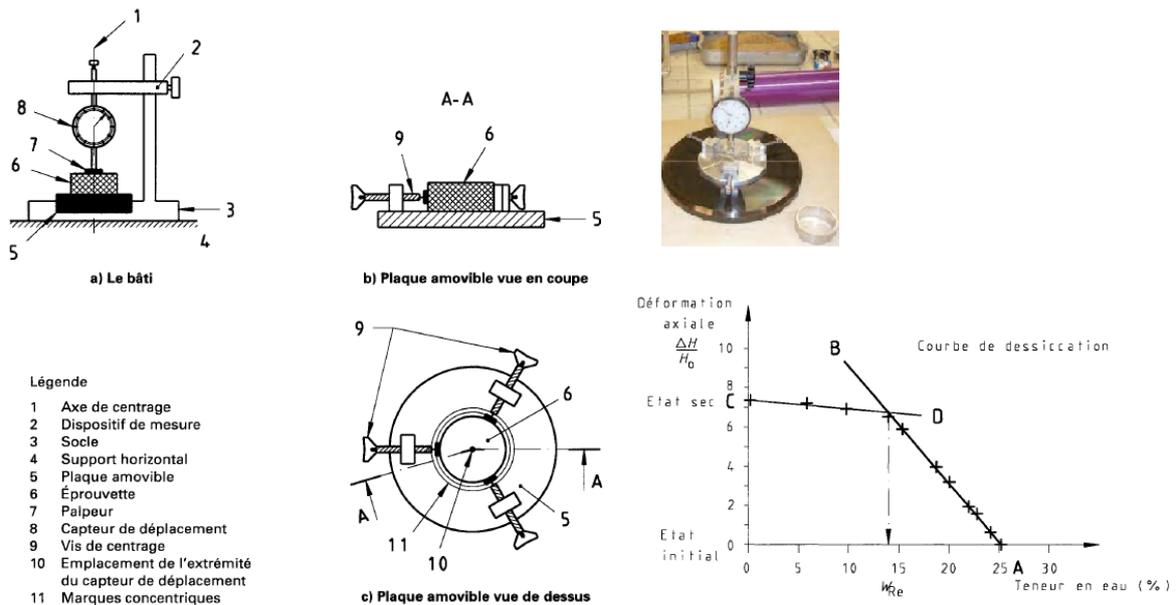


Figure 2-17: Dispositif de mesure de la limite de retrait relative et courbe de retrait linéaire. (XP P 94-060-2).

II.6.4. Indice de plasticité I_p

L'indice de plasticité est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité du sol :

$$IP = \omega_L - \omega_P \quad (2-30)$$

Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique. Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme indiqué dans le tableau suivant (Tableau 2-4):

Tableau 2-4: Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieure à $400\mu\text{m}$ en fonction de l'indice de plasticité. (XP P94-011)

Indice de Plasticité (%)	Qualificatif
$I_p < 12$	Non plastique
$12 < I_p < 25$	Peu plastique
$25 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

II.6.5. Indice de consistance

L'état d'un sol fin ou cohérent plastique s'apprécie également par l'indice de consistance. L'indice de consistance I_c situe en valeur relative la teneur en eau du sol dans la plage de plasticité. Il est égal au rapport :

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p} \quad (2-31)$$

Selon la valeur de I_c , les sols peuvent être classés comme suite (Tableau 2-5):

Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance. (XP P94-011)

Ic	<0	0	0.25	0.5	0.75	1	>1
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	Ferme	Très Ferme	Dure	

On utilise aussi l'indice de liquidité I_L , égal au complément à un de l'indice de consistance :

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = 1 - I_c \quad (2-32)$$

w représente la valeur de la teneur en eau naturelle de l'échantillon.

Ces deux indices peuvent avoir des valeurs sortant de l'intervalle [0, 1].

II-7. VALEUR DU BLEU DE METHYLENE VBS

Les essais au bleu de méthylène mesurent la surface spécifique des particules argileuses du sol. La valeur de bleu, notée VBS et exprimée en grammes de bleu de méthylène par 100 g de matériau, est la quantité de ce colorant qui est nécessaire pour recouvrir une couche monomoléculaire des surfaces internes et externes de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol. L'essai s'effectue sur 30 g de matériau, mis à tremper dans 0,2 L d'eau et maintenus en permanence sous agitation. On procède à des additions de bleu de méthylène (concentration de $C=10\text{g/L}=0.01$), jusqu'à ce que toutes les particules du sol soient saturées selon la norme **NF P94-068** (voir tableau 2-6). La saturation est déterminée par le test de la tâche, en observant la formation d'une auréole bleue sur le papier filtre où l'on dépose une goutte de solution (Figure 2-17).

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau. Pour les matériaux dont le D_{\max} est inférieur à 5 mm :

$$VBS = \frac{V.C}{M_s} . 100\% \quad (2-34)$$

V : est le volume du bleu de méthylène introduit durant l'essai (cm^3);

M_s : est la masse de la prise du sol sec (g).

Pour les matériaux dont le D_{\max} est supérieure à 5 mm :

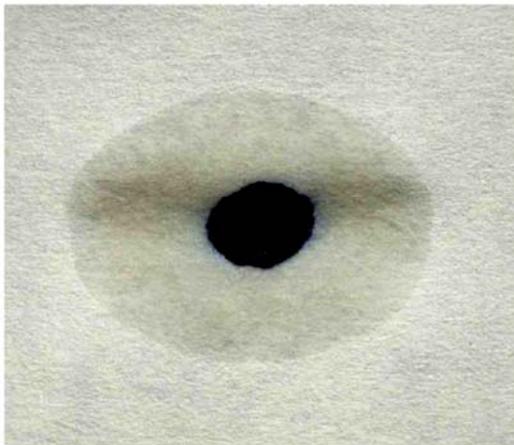
$$VBS = \frac{V.C}{M_s} . P . 100\% \quad (2-35)$$

P étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

Tableau 2-6 Procédure de l'essai du bleu de méthylène d'après la norme NF P94-068 (Dupain et al, 2000)

Cinématique du dosage	Commentaires
I. Ajout de 5 cm^3 de bleu puis aller en II.	Phase 1 : addition de bleu de méthylène par pas grossier (5cm^3) suivi du test de la tache au bout de 1 min \pm 10 s.
II. Test de la tache au bout de 1min \pm 10 s: *si test négatif : retour en 1 *si test positif, aller en 5.	Si le test est positif avec moins de 10 cm^3 de bleu de méthylène. recommencer l'essai avec une prise d'essai plus importante.
III. Ajout de 2 cm^3 bleu puis aller en IV.	Phase 2 : au premier test immédiat positif. on ajoute le bleu par pas fin (2cm^3) car la suspension est en voie de saturation.
IV. Test immédiat de la tache après 1 min : *si test est négatif, retour en III * si le test est positif. aller en V.	
V. Effectuer 5 fois la confirmation du test toutes les minutes pendant 5 minutes : *si le test est négatif, retour en III: * si le test est positif : Fin du dosage.	phase 3: confirmation du test positif pendant 5 minutes.

• Test négatif



• Test positif

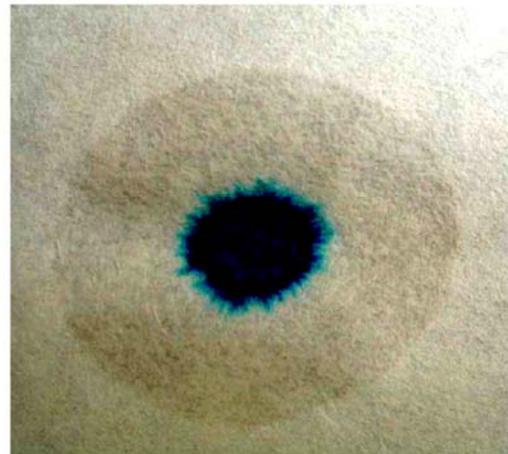


Figure 2-17 : Détermination de la nature de la tâche (positive ou négative).

II-8. TENEUR EN CARBONATE DE CALCIUM CaCO_3

La teneur en carbonate de calcium CaCO_3 d'un sol est déterminée par attaque à l'acide chlorhydrique d'une certaine quantité de sol sec. L'essai est réalisé par un calcimètre (Figure 2-20). La mesure de la quantité de gaz carbonique dégagé permet de calculer la masse de carbonate de calcium dissoute et donc la teneur en carbonates de calcium du sol, exprimée en pourcentage de la masse de la phase solide du sol. L'essai est conduit selon la norme **NF P94-048**).

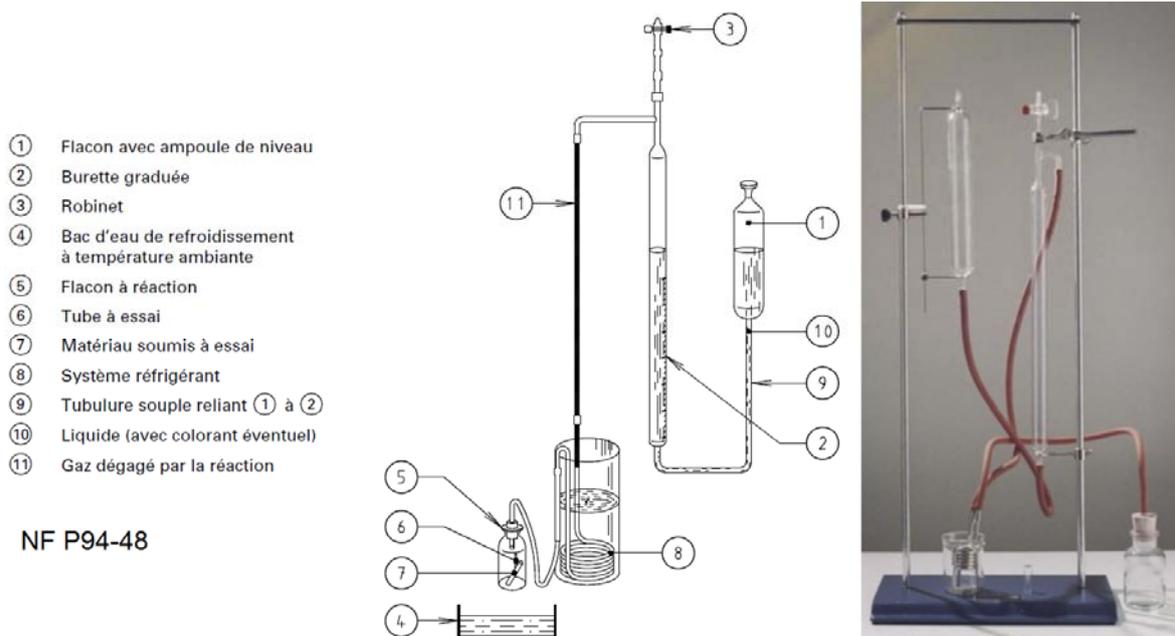


Figure 2-20: Calcimètre de Dietrich-Fruhling (NF P94-048 ; www.vetrotecnica.net)

La teneur en carbonate de calcium (C_{CaCO_3}) est exprimée en pourcentage selon la relation suivante :

$$C_{CaCO_3} = \frac{m_t \cdot V_b \cdot (\theta_t + 273)}{m \cdot V_t \cdot (\theta_b + 273)} \quad (2-36)$$

Avec :

m_t est la masse de la prise d'essai du carbonate de calcium de référence (témoin), exprimée en grammes.

m est la masse de la prise d'essai, exprimée en grammes,

V_b est le volume du gaz dégagé lors de l'essai sur le matériau, exprimé en centimètres cubes,

V_t est le volume du dioxyde de carbone dégagé par le carbonate de calcium de référence, exprimé en centimètres cubes,

θ_t est la température de la salle d'essai, lors de l'essai sur le matériau, exprimée en degrés Celsius,

θ_b est la température de la salle d'essai, lors de l'essai sur le carbonate de calcium de référence, exprimée en degrés Celsius.

Si les conditions de mesure de c_{CaCO_3} changent en température et de pression, une autre expression de la teneur en carbonate de calcium sera utilisée, intégrant la valeur de la pression atmosphérique (NF P94-048).

Les sols fins contenant du carbonate de calcium peuvent être désignés comme indiqué dans le tableau 2-5, en complément de leur classification géotechnique:

Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de la teneur en carbonate de calcium. (XP P94-011)

Teneur en $CaCO_3$ (%)	Qualificatif
$0 \leq C_{Ca} < 10$	Non marneux
$10 \leq C_{Ca} < 30$	Faiblement marneux
$30 \leq C_{Ca} < 70$	Marneux
$70 \leq C_{Ca} < 90$	Calcaro-marneux
$90 \leq C_{Ca} \leq 100$	Calcareux, crayeux

II-9. TENEUR EN MATIERES ORGANIQUES MO:

La teneur en matières organiques C_{MO} est le rapport de la masse de la matière organique présente dans le sol à la masse totale des matières solides du sol. Elle se détermine par analyse chimique (destruction de la matière organique par du bichromate) selon la norme **NF P94-055** ou par perte au feu selon la norme **NF P94-047**.

L'essai de perte au feu consiste à placer un échantillon de sol étuvé dans un four à 550°C. La perte au feu, C_{PF} , est le rapport du poids perdu rapporté au poids total de l'échantillon. La teneur en matière organique est donnée par:

$$C_{MO} = 100 - 1,04 (100 - C_{PF}) \quad (2-37)$$

Suivant leur teneur en matières organiques, les sols peuvent être qualifiés comme suite :

Tableau 2-5: Qualificatif du sol en fonction de la teneur en matière organique. (XP P94-011)

Teneur en C_{MO} (%)	Qualificatif
$C_{MO} \leq 3\%$	Non organique
$3\% < C_{MO} \leq 10\%$	faiblement organiques
$10\% < C_{MO} \leq 30\%$	moyennement organiques
$C_{MO} > 30\%$	Très organiques

Les tourbes ont des teneurs en matières organiques comprises entre 50 et 100 %.

II-10. ÉQUIVALENT DE SABLE

L'essai d'équivalent de sable (**NF EN 933-8**), que l'on réalise sur les sols peu plastiques, contenant peu de particules fines, permet de caractériser globalement la proportion des particules fines ou très fines dans le sol.

L'essai s'effectue sur la fraction du sol inférieure à 5 mm. Il consiste à laver énergiquement (avec agitation) le sol dans une solution floculante normalisée à base de Cl_2Ca . Les éléments fins ou très fins, séparés des grains plus gros par agitation mécanique, entrent en suspension et floculent dans la solution chargée en électrolyte. Après un léger repos (20 min), on mesure les niveaux supérieurs h_1 du sédiment et h_2 du floculat (Figure 2-21). Cet essai est plutôt un essai de géotechnique routière, qui est de moins en moins employé.

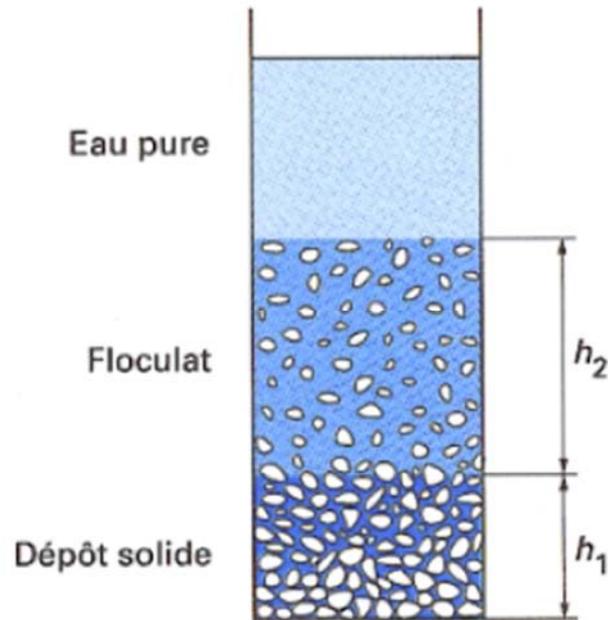


Figure 2-21: Essai Equivalent sable. (Magnan,1997).

L'équivalent de sable E_s , qui s'exprime en pourcentage, est égal à :

$$E_s = \left(\frac{h_1}{h_1 + h_2} \right) \cdot 100\% \quad (2-38)$$

Pour un sable propre, L'équivalent de sable est voisin de 100. En présence de quelques pour-cent de fines argileuses il tombe à 40 et moins. Au-dessous de 40, l'équivalent de sable n'est plus une grandeur significative.

II-11. CLASSIFICATION DES SOLS

II.11.1.Principe de classifications des sols

Les systèmes de classification des sols permettent de regrouper les sols en catégories partageant des caractéristiques géotechniques similaires. Ainsi, ces systèmes facilitent le regroupement des échantillons collectés lors d'une campagne de sondages et la création de profils géotechniques du terrain.

Il existe de très nombreux systèmes de classification des sols (Magnan, 1997):

- ❑ Les uns sont basés sur l'aptitude du sol pour un emploi particulier du génie civil. Ces classifications présentent en général l'inconvénient de ne pouvoir être étendues à d'autres usages que celui pour lequel elles ont été établies ;
- ❑ Les autres sont basés sur certains essais d'identification. Parmi ces systèmes, plusieurs se réfèrent uniquement à la granularité du sol (diagramme triangulaire, par exemple) et diffèrent par les seuils granulométriques adoptés. D'autres utilisent simultanément la granularité et la plasticité du sol.

On décrira ici l'une de ces classifications, dite « *classification des Laboratoires des Ponts et Chaussées* » ou « *classification LPC modifiée* », qui n'est autre que la classification USCS (*Unified Soil Classification System*), adaptée aux seuils granulométriques utilisés en France et couramment aussi utilisée en Algérie.

II.11.2. Classification des sols LPC modifiée

La classification LPC modifiée utilise principalement les résultats de l'analyse granulométrique (*les pourcentages de gravier, sable et particules fines, valeurs de Cc et Cu*) et des limites de consistance (*w_L et Ip*). Dans certains cas, on aura recours à la valeur de la teneur en matière organique. La classification débouche sur 15 sols types, affectés chacun d'un symbole à deux lettres, prises dans les trois ensembles suivants :

II-11.2.1. Eléments du sol

G : Gravier. Le gravier est la fraction principale / **S** : Sable. Le sable est la fraction principale / **L** : Limon ou limoneux / **A** : Argile ou argileux / **T** : Tourbe / **O** : Organique. Le sol contient des matières organiques

II-11.2.2. Granularité du sol

b Bien gradué / **m** Mal gradué

II-11.2.3. ..Plasticité du sol

t Très plastique / **p** Peu plastique

La correspondance de ces termes dans la classification USCS est donnée dans les tableaux suivants :

Tableau 2-6: Correspondance des éléments de sols entre la classification USCS et la classification LPC modifiée.

USCS	LPC modifiée	USCS	LPC modifiée
Grave (G)	Grave (G)	Organic (O)	Organique (O)
Sand (S)	Sable (S)	Well graduated (W)	Bien gradué (b)
Silt (M)	Limon (L)	Poor graduated (P)	Mal gradué (m)
Clay (C)	Argile (A)	Low plasticité (L)	Peu plastique (p)
Peat (Pt)	Tourbe (T)	High plasticité (H)	Très plastique (t)

Tableau 2-7: Correspondance des symboles différentes classes de sols entre la classification USCS et la classification LPC modifiée.

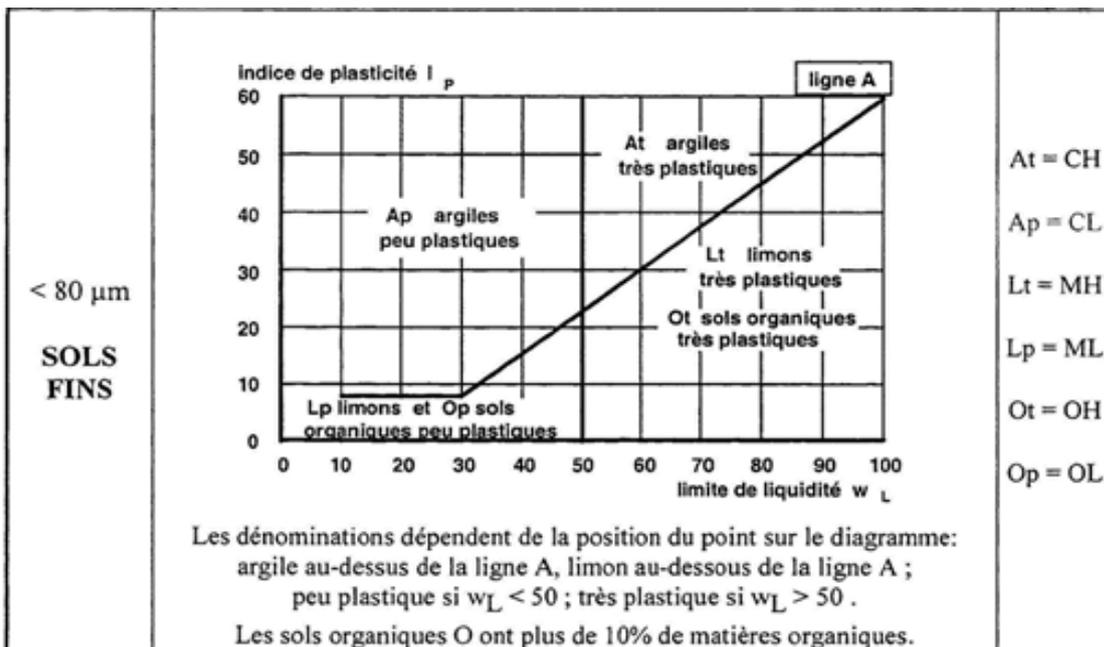
Dénomination	USCS	LPC modifié	Dénomination	USCS	LPC modifié
Grave bien graduée	GW	Gb	Sable argileux	SC	SA
Grave mal graduée	GP	Gm	Limon peu plastique	ML	Lp
Grave limoneuse	GM	GL	Argile peu plastique	CL	Ap
Grave argileuse	GC	GA	Organique peu plastique	OL	Op
Sable bien gradué	SW	Sb	Limon très plastique	MH	Lt
Sable mal gradué	SP	Sm	Argile très plastique	CH	At
Sable limoneux	SM	SL	Organique très plastique	OH	Ot

La classification LPC pour les sols grenus et fins est décrite sur le tableau 2-7 et 2-8 respectivement. Le d₅₀ représente le diamètre correspondant à 50 % de tamisât cumulé.

Tableau 2-7: Classification des sols grenus. (Magnan ; 1999).

d_{50}	fraction > 80 μm	fraction < 80 μm		nom LCPC	symbole USCS
SOLS GRENUS	GRAVES majorité > 2 mm	0 à 5% Grave propre	$C_U > 4$ et $1 < C_C < 3$	Gb grave propre bien graduée	GW
			sinon	Gm grave propre mal graduée	GP
		5 à 12 %	diagramme de plasticité : au-dessus de la ligne A	GA grave argileuse	GC
			diagramme de plasticité : au-dessous de la ligne A	GL grave limoneuse	GM
		> 12 %	double classement et double symbole	GA/GL - Lp/Lt/Ap/At	
		SABLES majorité < 2 mm	< 5 % Sable propre	$C_U > 6$ et $1 < C_C < 3$	Sb sable propre bien gradué
	sinon			Sm sable propre mal gradué	SP
	5 à 12 %		diagramme de plasticité : au-dessus de la ligne A	SA sable argileux	SC
			diagramme de plasticité : au-dessous de la ligne A	SL sable limoneux	SM
	> 12 %		double classement et double symbole	SA/SL - Lp/Lt/Ap/At	

Tableau 2-8: Classification des sols Fins. (Magnan, 1999).



Concernant les sols organiques, seuls les sols comportant moins de 10 % de matières organiques continuent d'être classés comme les sols fins. Pour les teneurs en matières organiques plus fortes, l'accent est mis sur le degré de décomposition (d'humification) des fibres organiques, évalué au moyen du test de Von Post (Magnan, 1997). La classification débouche sur vingt-deux types de sols, qui sont (Tableau 2-9):

Tableau 2-9: Classification des sols organiques. (Magnan, 1999).

d ₅₀	C _{MO}	C ₈₀	diagramme de plasticité	forme courbe granulométrique	test de von Post	Dénominations
> 80 µm Sols grenus		< 5%		oui		Graves ou sables propres bien ou mal gradués (Gb, Gm, Sb, Sm)
		5 à 12%		oui		Graves ou sables argileux (GA, GL, SA, SL)
		> 12%	oui	oui		Double classement et double symbole
< 80 µm Sols fins Sols organiques			oui			Sols fins (At, Ap, Lt, Lp)
			oui			Sols faiblement organiques (f0-At/Ap/Lt/Lp)
			oui		Sols moyennement organiques (m0-a/sf/f)	
			oui		Sols très organiques (tO-a/sf/f)	
C ₈₀ : teneur en particules fines <80µm						

- Des sols grenus : Gb, Gm, GA, GL, Sb, Sm, SA, SL
- Des sols fins : At, Ap, Lt, Lp
- Des sols faiblement organiques : fO-At, fO-Ap, fO-Lt, fO-Lp
- Des sols moyennement organiques : mO-a, mO-sf, mO-f
- Des sols très organiques: tO-a, tO-sf, tO-f.

Pour les sols organiques les symboles « a », « sf » et « f » signifient respectivement « à matière organique amorphe », « à matière organique semi-fibreuse » et « à matière organique fibreuse ».

II-12. A RETENIR DE CE CHAPITRE

- ❑ L'identification d'un sol est une étape très importante pour sa caractérisation.
- ❑ Le respect du protocole expérimental dicté par les normes d'essais permet une détermination fiable des paramètres recherchés du sol.
- ❑ Pour caractériser complètement un sol la connaissance de trois paramètres indépendants est nécessaire; le poids volumique de l'eau étant connu, on aura besoin par exemple :
 - Un paramètre quantifiant le poids volumique : γ_h ou γ_s ou γ_d ,
 - Un paramètre quantifiant l'importance des vides : e ou n ,
 - Un paramètre quantifiant la présence d'eau : ω ou S_r .
- ❑ La classification du sol représente une étape fondamentale dans le processus de caractérisation des sols. Elle permet de les regrouper en catégories distinctes en fonction de leurs propriétés physiques et mécaniques.

Chapitre III : COMPACTAGE DES SOLS

III-1. INTRODUCTION

Le sol en place est probablement très compressible, très perméable et de faible portance. Dans le cas où le choix d'un autre site pour la construction d'un ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation : c.à.d, l'amélioration de ces propriétés (physiques, mécanique et hydrauliques).

L'amélioration des sols peut se faire par exemple par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol (ciment Portland, Chaux, résines etc), utilisation de géosynthétiques, consolidation atmosphérique, inclusions rigides, compactage mécanique etc (Figure 3-1).



Utilisation de la chaux (www.lafarge.fr).



Utilisation de Géo synthétiques
(www.cfg.asso.fr)



Compactage des sols (www.cat.com)

Figure 3-1 : Différents procédés d'amélioration des sols.

Ce chapitre se focalisera sur la technique de compactage, les paramètres influençant les paramètres de compactage et les techniques de mise en œuvre au laboratoire et aussi in-situ.

III-2. DEFINITION DU COMPACTAGE

Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...). Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial (Figure 3-2).

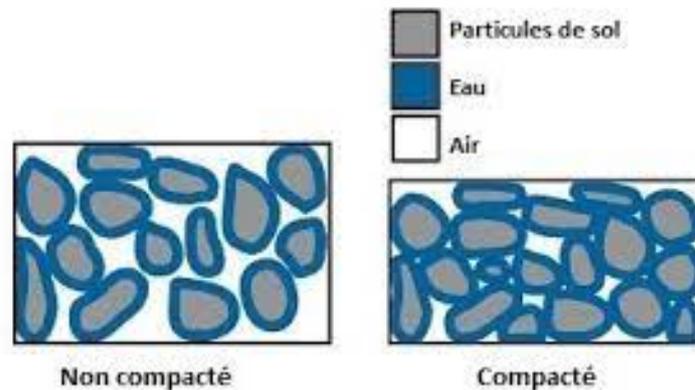


Figure 3-2 : Différence de porosité entre un sol compacté et un sol non compacté (DeJong-Hughes, 2001)

III-3. OBJECTIFS DU COMPACTAGE

Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il peut en outre :

- Réduire ou éliminer le risque de tassement;
- Augmenter la résistance des sols et la stabilité des talus;
- Améliorer la capacité portante des infrastructures routières,
- Limiter les variations de volume indésirables causées, par exemple, par l'action de gel et dégel, le gonflement et le retrait etc
- Réduire les risques liés aux problèmes d'infiltration des eaux dans les sols.

III-4. THEORIE DE COMPACTAGE

III.4.1.Principe de l'essai de compactage

Les principes fondamentaux du compactage des sols cohérents sont relativement et nouveaux. Dans les années 30 ; Ralf Roscoe Proctor construisait des barrages pour l'ancien bureau de

l'Aqueduc de Los Angeles. Il a exposé les principes du compactage dans une série d'articles en 1933. L'essai qu'il a mis au point s'appelle : L'essai Proctor.

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée (w), on détermine le poids volumique sec (γ_d) du matériau par le biais du poids volumique humide (γ_h) du matériau (Equation 3-1 et 3-2), et on trace la courbe de l'évolution du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau (courbe PROCTOR, Figure 3-3).

$$\gamma_h = \frac{W}{V} \quad (3-1)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1 + w)} \quad (3-2)$$

Au fur et à mesure de l'ajout de l'eau puis le compactage, le poids volumique sec augmente pour atteindre un maximum noté (γ_{dmax}) correspondant à une teneur en eau optimale (w_{opt}). Au-delà de ces valeurs, le poids volumique sec commence à diminuer. Le couple (γ_{dmax} ; w_{opt}) représente les références de compactage recherchées.

Remarques :

- ❑ On peut utiliser la masse volumique sèche (ρ_d) ou la densité sèche (D_d) au lieu du poids volumique sec pour tracer la courbe Proctor (Figure 3-3).
- ❑ Le poids volumique maximale du sol sec n'est pas un maximum que pour une énergie spécifique et une méthode de compactage données.
- ❑ Les valeurs typiques des poids volumiques maximale de sol sec se situent entre 16 et 20 kN/m³ et les gammes des valeurs possibles s'étendant de 13 à 24 kN/m³. Pour les teneurs en eau optimales, les valeurs typiques se situent entre 10 et 20% et les valeurs extrêmes étant de 5% et de 40% (Holtz et Kavacs, 1991).
- ❑ Sur le graphe de la courbe Proctor (Figure 3-3), on peut ajouter les courbes de saturation (Eq 3-7). Ces courbes permettent de distinguer les zones de saturation en fonction du poids volumique sec et la teneur en eau. Par exemple, l'optimum Proctor modifié de la figure (3-3) présente un degré de saturation légèrement supérieure à 85%.

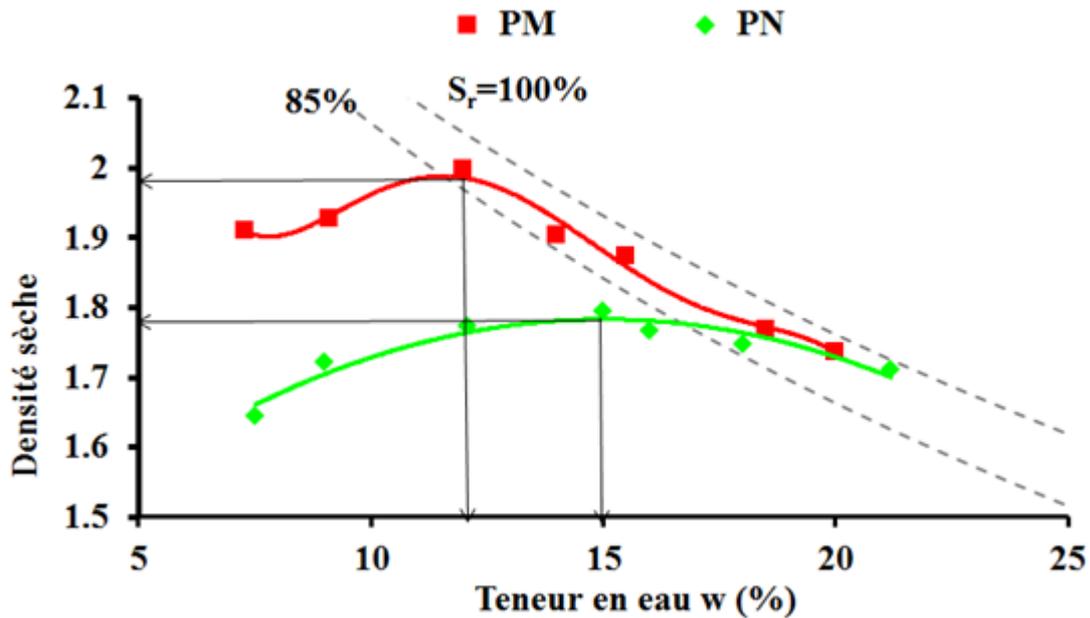


Figure 3-3 : Exemple de la courbe Proctor. PN : Proctor normal ; PM : Proctor modifié)

III.4.2. Facteurs influençant le compactage

Proctor a démontré que le compactage est fonction de quatre variables : Le poids volumique du sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage et le type de sol (présence de fines, granulométrie, etc.).

III-4.2.1 Influence de la teneur en eau

La partie de la courbe correspondante à des $\omega < \omega_{opt}$ correspond au côté sec l'optimum Proctor, par contre, pour des $\omega > \omega_{opt}$, cette partie correspond au côté humide de l'optimum Proctor (Figure 3-3).

Du côté sec de l'optimum Proctor, l'eau joue le rôle d'un lubrifiant qui favorise le réarrangement et l'orientation des particules des sols. Au-delà de l'optimum Proctor, l'eau commence à remplacer les particules dans le moule de compactage, et puisque $\gamma_w < \gamma_s$, la valeur du poids volumique du sol sec commence à diminuer (Figure 3-4). En plus, le compactage de ce côté induit des surpressions interstitielles instantanées qui empêchent la densification du sol (Holtz et Kovaks, 1991).

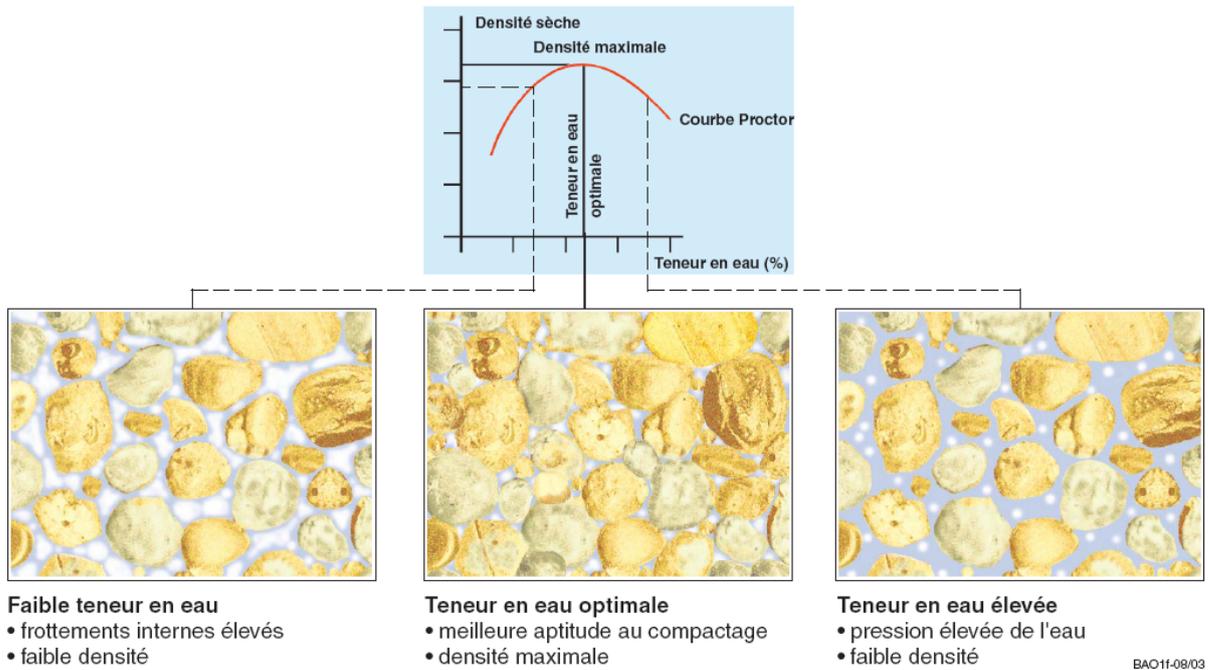


Figure3-4 : Effet du compactage sur la structure du sol. (www.Bomag.com)

III-4.2.2 Influence de l'énergie de compactage

Le compactage du sol à des énergies croissantes induit une augmentation de la densité sèche maximale et une diminution de la teneur en eau optimale (Figure 3-5). La ligne rejoignant les optimums s'appelle la ligne des optimums.

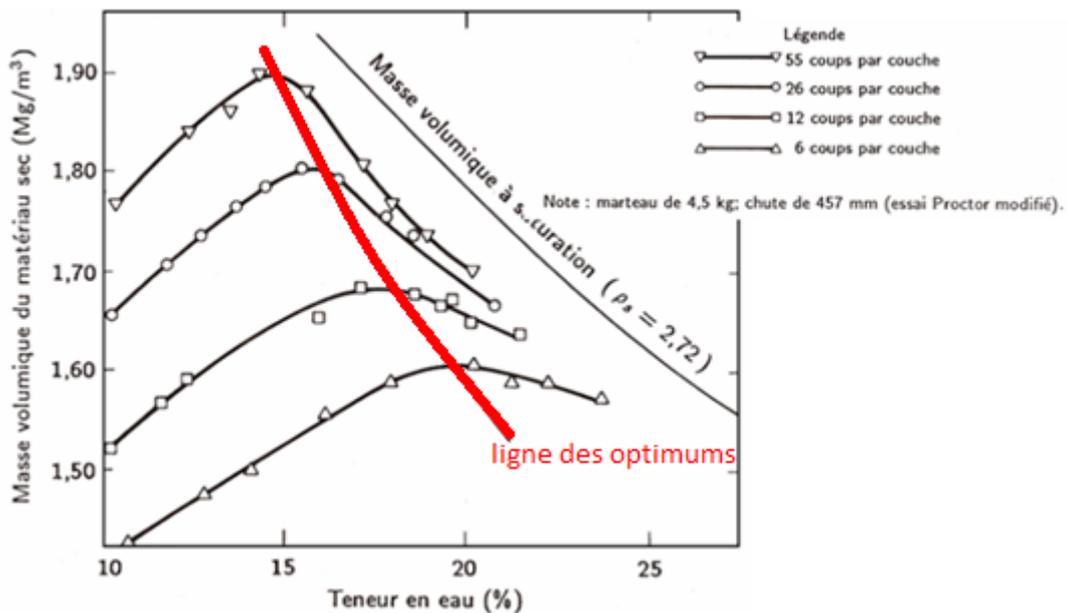


Figure 3-5 : Evolution des caractéristiques de compactage à l'optimum en fonction de l'énergie de compactage. (Holtz et Kovaks, 1991).

III-4.2.3 Influence du type de matériau

Les courbes de compactage varient avec la nature du sol (Figure.3-6). La masse volumique sèche tends à décroître à mesure que la plasticité des sols augmente. Ainsi, les sols cohérents présentent des densités sèches maximales plus faibles que les sols grenus. Pour ces derniers, les sols à granulométrie étalés (well graded par référence à la classification USCS) (SW et GW) ont une masse volumique du sol sec plus élevée que les sols à granulométrie plus uniforme (poorly graded (SP et GP)).

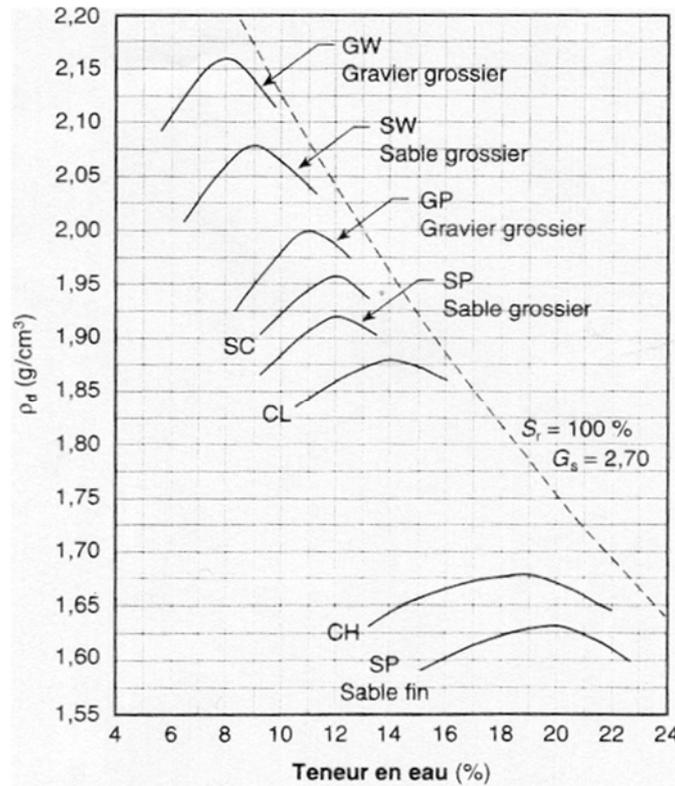


Figure 3-6. Courbes de compactage pour différents sols. (Holtz et Kovaks, 1991).

III-5. COMPACTAGE AU LABORATOIRE

III.5.1.L'essai Proctor

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau (teneur en eau optimale et la densité sèche maximale) sont déterminées à partir d'essais dits : Essai Proctor normal (PN) ou Essai Proctor modifié (PM) selon la norme **NF P94-093**. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée. Le matériel nécessaire pour la réalisation de cette essai sont comme suite (Figure 3-7):

III-5.1.1 Matériel spécifique :

- ❑ **Un moule de compactage :** On trouve deux modèles de moules :
 - Moule Proctor ;
 - Moule CBR.

Les deux modèles sont constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu (pour faciliter le démoulage). Le moule CBR comporte en plus un disque d'espacement. Il peut être aussi utilisé pour la détermination de l'indice CBR ou l'indice IPI.

- ❑ **Deux modèles de dames de compactage manuelles :**
 - ❑ La dame dite « dame Proctor normal » est constituée d'un mouton cylindrique qui coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute bien déterminée.
 - ❑ La dame dite « dame Proctor modifié » est de conception analogue à la « dame Proctor normal » mais la hauteur de chute et la masse de la dame sont plus importantes.
- ❑ **Une règle à araser constituée par une lame en acier.**

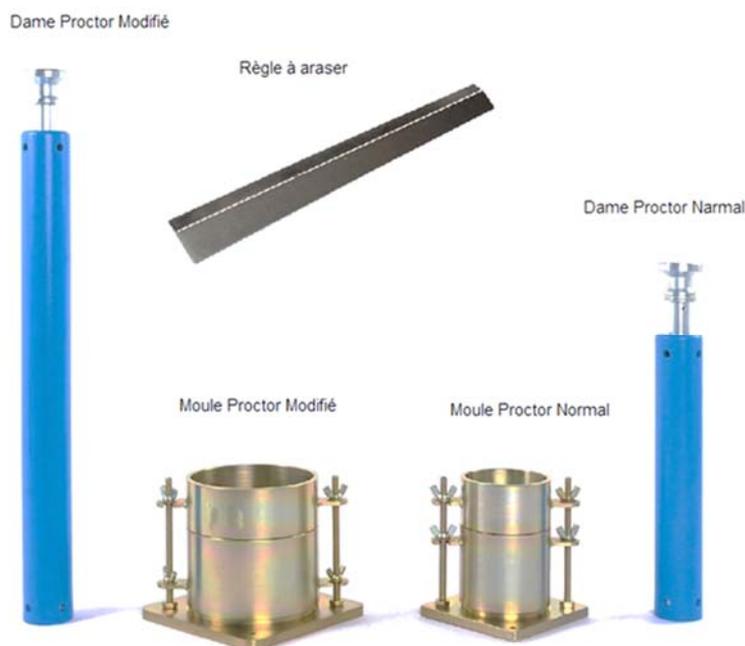


Figure 3-7 : Moules et dames et règles à araser pour l'essai Proctor.

Le tableau suivant résume les conditions générales de chaque essai.

Tableau 3-1 : Conditions générales de l'essai Proctor. (NF P94-093).

Type	Nb total de coups	Hauteur de chute (cm)	Masse Dame (kg)	Diamètre du moule (cm)	Hauteur du moule (cm)	Energie kN.m/m ³
Normal	75	30,5	2,490	10,15	11,65	593
Modifié	280	45,7	4,535	15,20	11,60	2700

L'énergie de compactage est évaluée selon la formule suivante :

$$E = \frac{N.M.g.h}{V} \quad (3-3)$$

Avec N le nombre total de coups, M la masse de la dame, g est l'accélération de la pesanteur : la masse de dame et V : le volume du moule.

III-5.1.2 Matériel d'usage courant

- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau ;
- Tamis de 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage le cas échéant de l'échantillon) ;
- Truelle, spatule et pinceau ;
- Balance de portée 20 kg avec une précision incertitude de ± 5 g et balance de précision de 200 g avec une incertitude de ± 1 g ;
- Etuve;
- Un dispositif permettant l'extraction des éprouvettes hors du corps du moule.

III-5.1.3 Préparation de l'échantillon

(a) Quantité à prélever

Elle dépend du moule utilisé. La courbe étant définie par au moins 5 à 6 points de coordonnées pour lesquels il faudra prélever un minimum de sol de 15 kg pour le moule Proctor et 33 kg pour le moule CBR.

(b) Préparation des éprouvettes

La totalité du matériau prélevé est, si nécessaire, séchée à l'air ou dans une étuve réglée à 50 °C maximum jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. Après séchage, le matériau est tamisé à 20 mm et seul le tamisât est conservé pour l'exécution de

l'essai. Le matériau est homogénéisé et divisé par appréciation visuelle en au moins cinq parts égales.

Les parts sont humidifiées à une teneur en eau croissante de part et d'autre de l'optimum. Après humidification, chaque part est conservée en boîtes ou sacs hermétiques durant un temps pour homogénéisation de la teneur en eau.

(c) Choix du type de moule

Il est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur le diagramme (figure 3-8).

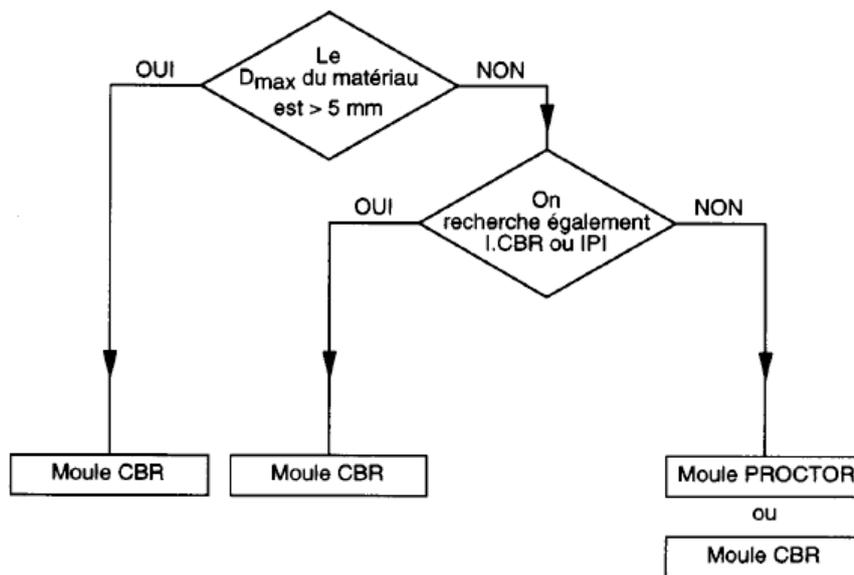


Figure 3-8: Choix du type de moule. (NF P94-093).

III-5.1.4 Exécution de l'essai

Les choix du type de moule et de la nature de l'essai à exécuter étant faits, on procède selon les étapes suivantes :

- Assembler moule + embase + disque d'espacement (si moule C.B.R.) + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) ;
- Peser l'ensemble à 5 g près (M1) ;
- Adapter la rehausse ;
- Introduire la première couche de matériau et la compacter selon le schéma de la figure 3-9.
- Recommencer l'opération pour chaque couche (faire des rayures sur la surface compactée pour une meilleure liaison).

- ❑ Désolidariser la rehausse du moule. Araser le matériau à l'aide de la règle (Figure 3-10). Le sol compacté doit dépasser du moule de 10 mm environ. Si des éléments > 10 mm sont entraînés dans cette opération, en laissant des vides à la surface de l'éprouvette, combler ceux-ci avec des éléments fins qui sont lissés avec la règle à araser.
- ❑ Augmenter de 2 % à 5% la teneur en eau de départ et recommencer 4 à 5 fois l'essai, après nettoyage du moule, à chaque fois ;

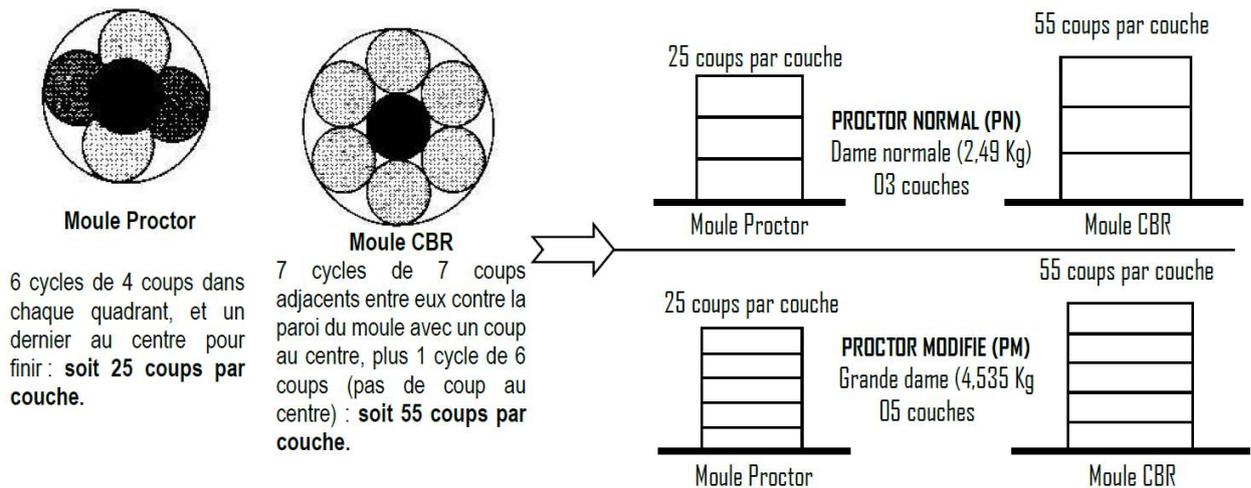


Figure 3-9 : Nombre de couches et de coups et schéma de répartition des coups dans l'essai Proctor. (NF P94-093).



Enlever la rehausse

Araser le matériau

Figure 3-10 : Echantillon de sol à la fin de compactage. (<https://brrc.be/fr> : capture video youtube).

III-5.1.5 Expression des résultats

- ❑ Nettoyer le moule au pinceau. Peser le moule plein, soit (M2). Calculer la masse humide nette en effectuant :

$$\text{Masse humide nette (M}_h\text{)} = \text{Masse du moule plein (M}_2\text{)} - \text{Masse du moule vide (M}_1\text{)} \quad (3-4)$$

- ❑ Démouler le contenu du moule. Prélever 2 échantillons partiels de matériau compacté. Peser l'échantillon partiel pour déterminer « M_h » sa masse humide. Ensuite après étuvage pendant 24h déterminer la masse sèche de l'échantillon « M_s ». Déterminer les teneurs en eau et faire la moyenne (ω)

- ❑ Calculer le poids volumique humide γ_h de l'échantillon:

$$\gamma_h = \frac{M_h \cdot g}{V} \quad (3-5)$$

- ❑ Avec g l'accélération de la pesanteur.
- ❑ Calculer du poids volumique sec de l'échantillon:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1 + \omega)} \quad (3-6)$$

- ❑ Tracer les courbes de saturation

$$\gamma_d = \frac{Sr \cdot \gamma_s}{Sr \cdot w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (3-7)$$

- ❑ Collecter les résultats pour tracer une courbe sur la quel il est reporté la teneur en eau en abscisses et le poids volumique sec (ou masse volumique sèche) de l'échantillon (Figure 3-3)

III.6.1.AUTRES ESSAIS DE COMPACTAGE

Pour les sols granulaires, on procède généralement à des techniques de compactage basées sur la vibration pour la densification du matériau. On peut citer par exemple :

III-6.1.1 Compactage par table vibrante

Cette méthode concerne la détermination de la teneur en eau optimum par compactage de sols pulvérulents avec une table vibrante (Figure 3-11). Elle est adaptée pour matériaux comportant un maximum de 12 % de fines. Cette essai permet la détermination de la densité relative de sols pulvérulents pour lesquels un compactage par impact ne répondrait pas à une courbe teneur en eau/densité bien définie.

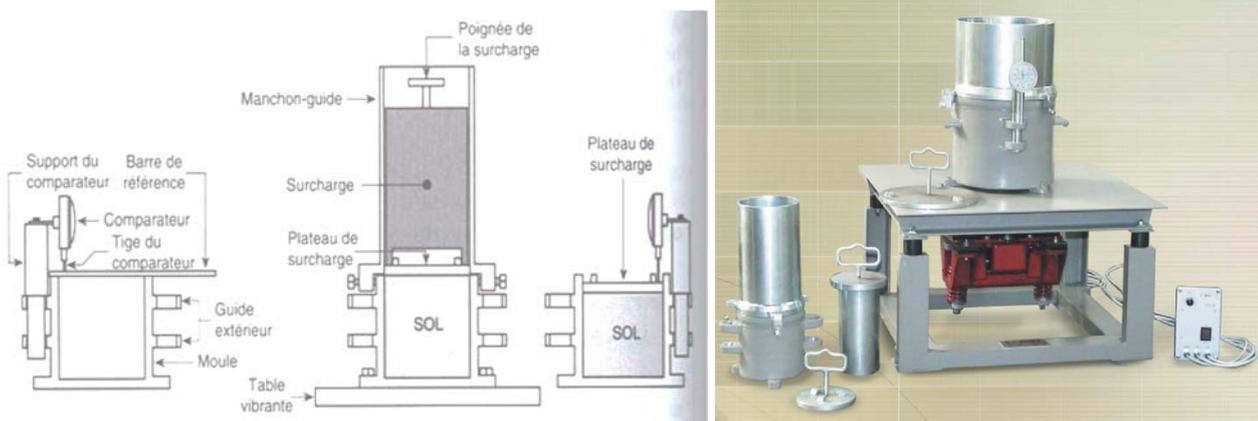


Figure 3-11 : Table de compactage vibrante. (www.controls-group.com).

III-6.1.2 Marteau de compactage vibrant

Il convient pour la détermination des références de compactage des matériaux granulaires par le biais d'un marteau de compactage vibrant (Figure 3-12). L'échantillon peut être densifié en trois couches avec une minute de vibration par couche, ou bien en une couche avec une vibration de trois ou de deux minutes.



Figure 3-12 : marteau de compactage vibrant. (www.stde.fr).

III-6. COMPACTAGE SUR CHANTIER

Chaque sol est caractérisé par ses références de compactage (γ_{dmax} , w_{opt}) et type d'essai (PN ou PM). Les cahiers des charges exigeront le cas échéant, que les sols soient compactés à un degré de compacité D_c (Eq 3-8) bien défini (par exemple 95%).

Sur le chantier, le sol a une teneur en eau donnée naturelle, éventuellement non uniforme. Deux cas peuvent se présenter :

- ❑ Si celle-ci est supérieure à w_{opt} , on peut imaginer d'assécher le terrain, ce qui nécessite un temps important.
- ❑ Si $w < w_{opt}$ on peut envisager d'arroser le sol ce qui peut envisager des couts de réalisation supplémentaires.
- ❑ Dans l'un ou l'autre cas, on peut sans modifier la teneur en eau du sol, augmenter l'énergie de compactage, c-à-d, augmenter le nombre de passes du rouleau compresseur), cette solution est la plus aisée à mettre en œuvre sur chantier.

Une fois connue la teneur en eau naturelle du sol, et donc la solution pour atteindre le γ_d imposé, il reste à étalonner le matériel de compactage, c'est à-dire, pour un engin de compactage donnée, on détermine le nombre de passes minimum pour atteindre le γ_{dmax} sur une épaisseur de sol compacté (20 à 50 cm environ) (Figure 3-13).

Sur chantier, on construit une courbe d'étalonnage au moyen d'un essai en grandeur réelle exécuté sur une planche d'essai. La courbe d'étalonnage lie le nombre de passes nécessaires pour atteindre le γ_d voulu, en fonction de la teneur en eau (plus ou moins maîtrisée par arrosage). Cette courbe passe par un minimum. Ce minimum permet de déterminer la teneur en eau qui faut s'efforcer d'obtenir avant compactage.

Cette opération, relativement laborieuse permet, pour des chantiers importants, de faire des économies insignifiantes en temps, en main d'œuvre et en énergie.

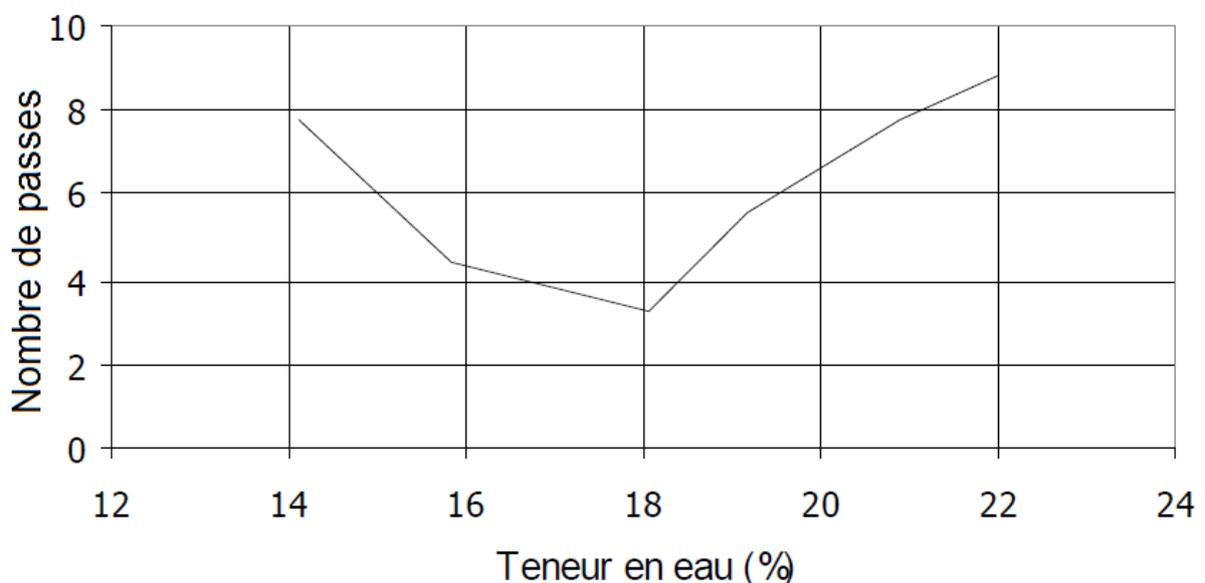


Figure 3-13: Courbe d'étalonnage d'un engin de compactage.

III.6.1.ENGINS DE COMPACTAGE

Le type de compacteur utilisé dépendra de la nature du sol à compacter. Selon le mode de transmission de l'énergie de compactage, les actions de compactage sur chantier se résument comme suite :

- Statique ou quasi-statique ;
- Impact ;
- Pétrissage. ;
- Vibration.

Selon le guide GTR (norme NFP 11-300), les différentes familles d'engins de compactage peuvent être classé comme sont (Figure 3-14):

- Les compacteurs à pneus ;
- Les compacteurs vibrants : à cylindres lisses, à pieds dameurs ;
- Les compacteurs statiques à pieds dameurs ;
- Les plaques vibrantes.



compacteur à pneus



Compacteurs à cylindres lisses



plaque vibrante



Compacteurs à pieds dameurs

Figure 3-14 : Types de compacteurs.(wikipedia.com).

La figure 3-15 résume l'aptitude d'application des divers types de matériel de compactage en fonction de la nature du sol, compte tenu des pourcentages relatifs des sables et des argiles que ce sol renferme.

On note ici que les compacteurs à pieds dameurs (à pieds de mouton) ne sont efficaces que pour les matériaux à cohésion et que les systèmes purement à vibrations ne sont efficaces que pour les matériaux non cohérents.

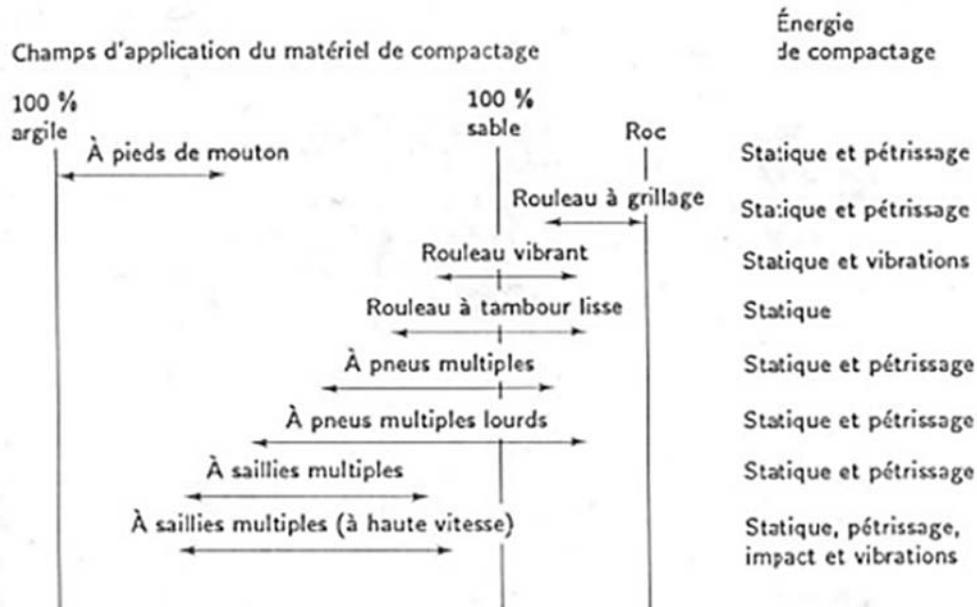


Figure 3-15 : Champs d'application de divers types de matériel de compactage en fonction de la nature du sol. (Holtz et Kovacs, 1991).

III.6.2. Autres types de compactage

Pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol pour des projets d'infrastructure (ports, aéroports), et l'atténuation des risques de liquéfaction dans les zones à activité sismique, on procède à ce qu'on appelle le compactage profond. Le compactage en profondeur s'exécute selon deux méthodes qui dépendent du moyen de transmission de l'énergie au sol depuis la surface, ou sous la surface. On trouve par exemple (Figure 3-16) :

Compactage dynamique : il permet de densifier les sols à grande profondeur grâce à l'impact d'une masse de métal depuis une grande hauteur générant ainsi des ondes de choc de très haute énergie permettant le réarrangement des particules du sol. La technique a été inventée et développée par Louis Ménard dans les années 60. Ce procédé, permet d'augmenter la capacité portante des sols granulaires, ou de remblais hétérogènes tout en réduisant les tassements post-

construction ainsi que le potentiel de liquéfaction appliqué en plusieurs passes suivant un quadrillage prédéterminé.

Compactage d'impact : on utilise généralement un engin qui tracte un rouleau triangulaire ou pentagonal générant un impact pendant la rotation.

Plaque vibrante lourde. C'est des plaques munies d'un vibreur hydraulique permettant de faire varier la fréquence et l'amplitude. Elles permettent d'atteindre des pressions de compactage très élevées.

Compactage par résonance : utilise l'effet de résonance au moyen d'une sonde ou un profilé métallique insérée dans les couches de sol. L'effet de résonance dans les couches de sol augmente l'effet de la densification par vibration, engendrant une liquéfaction localisée du sol la densification du sol.

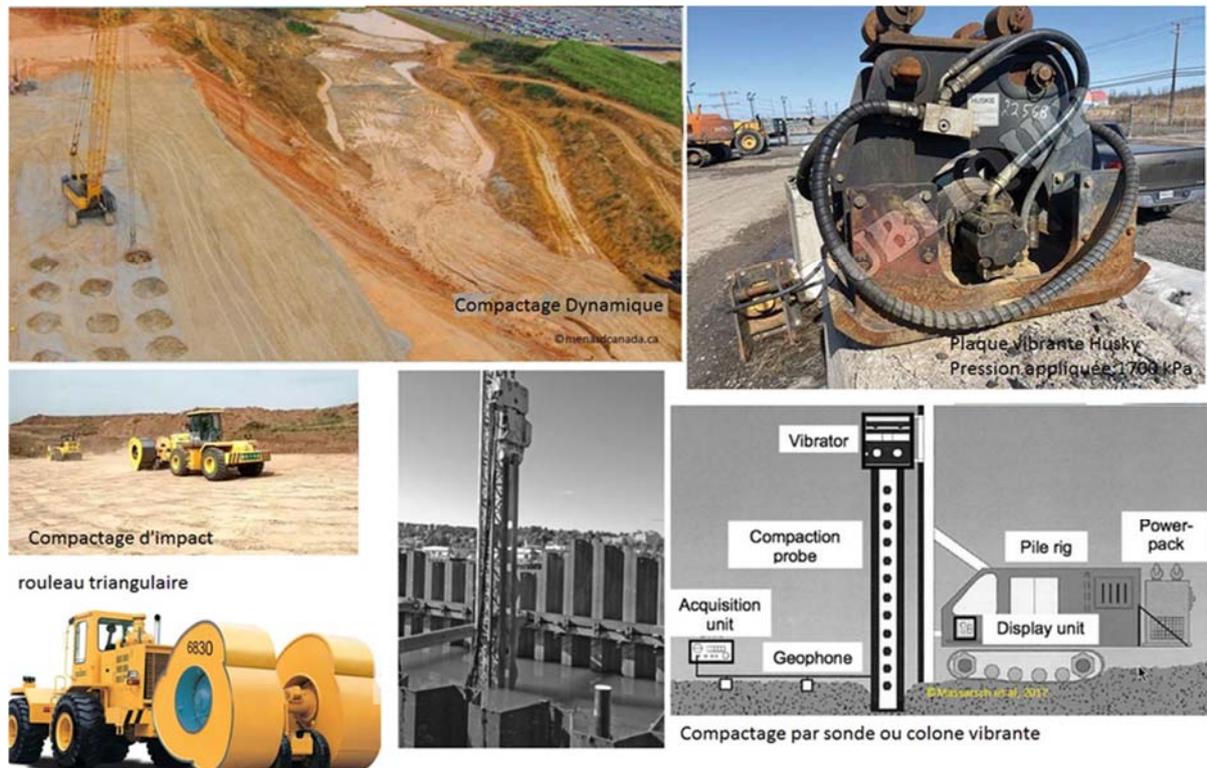


Figure 3-16: Différents types de compactage à la surface et sous la surface. (www.menardcanada.ca; www.wikipedia.com ; www.publiquip.com; Massarsch et al, 2017)

III-7. EXIGENCES ET CONTROLE DU COMPACTAGE

III.7.1.Exigences sur le compactage

La répartition de la masse volumique du matériau, à un état de compactage donné, montre que la masse volumique du matériau varie avec la profondeur suivant la courbe présentée sur la Figure 3-17.

ρ_{dm} : masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée.

ρ_{dfc} : masse volumique sèche en fond de couche ; c'est-à-dire la valeur moyenne sur une tranche de 8 cm d'épaisseur située à la partie inférieure de la couche compactée.

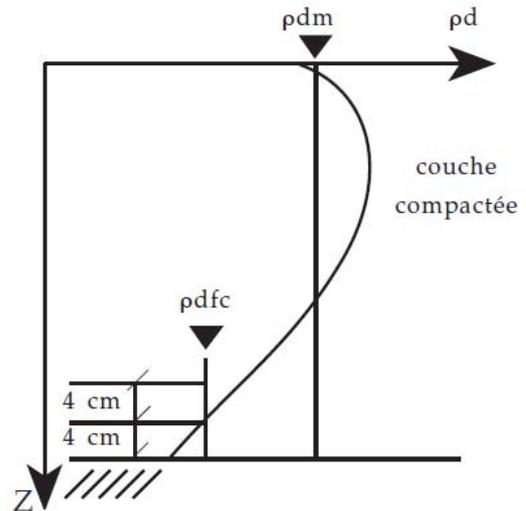


Figure 3-17: variation de la masse volumique sèche sur la hauteur de la couche compactée. (NF P11-300).

Quatre objectifs de densification, désignés symboliquement par q_1 , q_2 , q_3 et q_4 sont définis :

- q_1 objectif ordinairement requis pour les couches de base des chaussées,
- q_2 objectif ordinairement requis pour les couches de fondation des chaussées
- q_3 objectif ordinairement requis pour les couches de forme,
- q_4 objectif ordinairement requis pour les remblais.

Ces objectifs représentent en réalité le degré de compacité (D_c) minimale à atteindre sur chantier. Ce degré est défini comme étant le rapport entre la masse volumique sèche mesurée sur chantier (par exemple ρ_{dm} ou ρ_{dfc}) et une masse volumique sèche de référence ($\rho_{d-ref} = \rho_{dOPN}$ ou ρ_{dOPM}).

$$D_c = \frac{\rho_{d\text{-chantier}}}{\rho_{d\text{-ref}}} \quad (3-8)$$

On désigne par ρ_{dOPN} : masse volumique sèche à l'OPN et ρ_{dOPM} : masse volumique sèche à l'OPM.

Les différentes valeurs du degré de compacité (en pourcentage) sont données sur les schémas présentés sur la figure 3-18 et 3-19.

Dans le cas des sols grenus, on a recours généralement à l'utilisation de la densité relative (D_r) pour l'évaluation de la qualité de compactage :

$$D_r = \frac{\rho_{d\text{max}}}{\rho_{d\text{-chantier}}} \left(\frac{\rho_{d\text{-chantier}}}{\rho_{d\text{max}} - \rho_{d\text{min}}} \right) \quad (3-9)$$

Avec $\rho_{d\text{max}}$ et $\rho_{d\text{min}}$ est la masse volumique sèche maximale et minimale du sol compacté, et qui correspondent respectivement à e_{max} et e_{min} (l'indice de vides maximal et minimal).

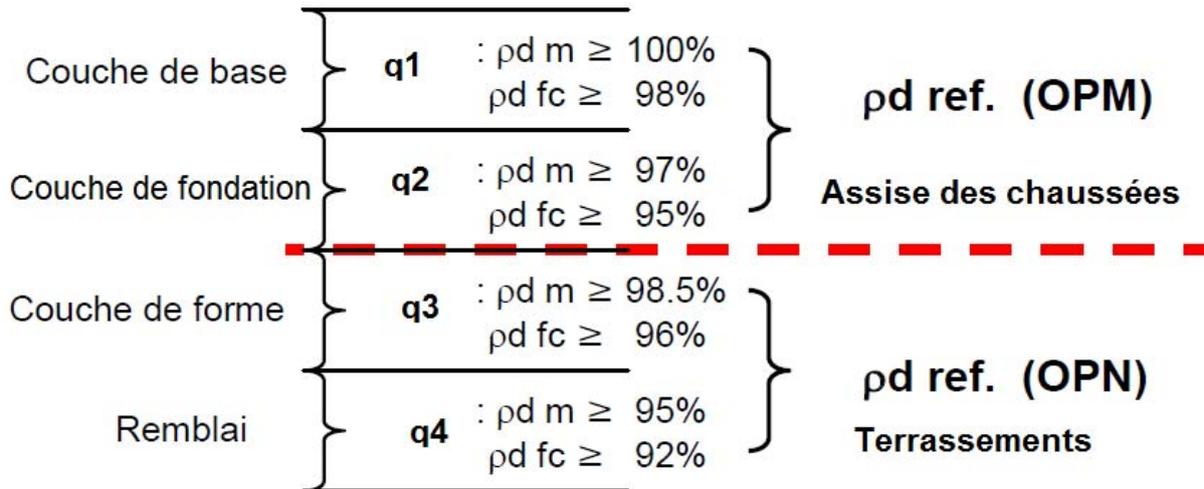


Figure 3-18: Valeurs des objectifs dans le cas des assises des chaussées et des terrassements. (D'après NF P11-300).

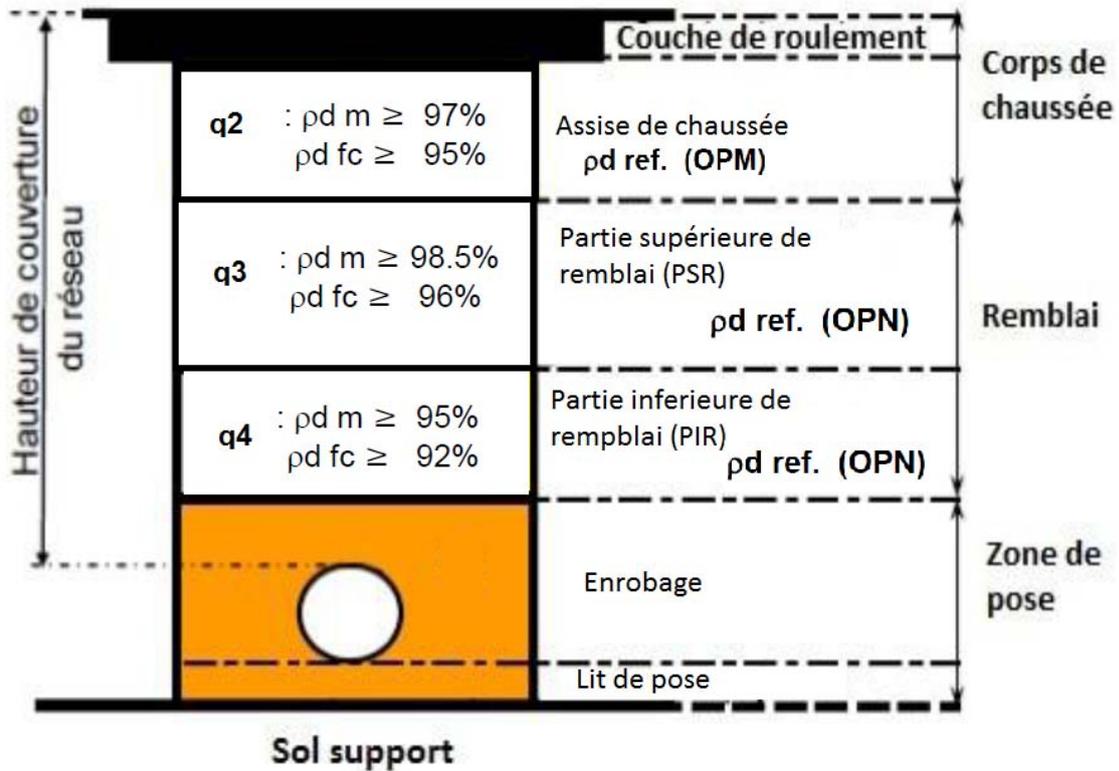


Figure 3-19: Valeurs des objectifs dans le cas des tranchées et des travaux de canalisation. (D'après NF P11-300).

III.7.2. Contrôle du compactage

Pour le contrôle de la qualité du compactage, il existe plusieurs moyens de le faire, du plus simple au plus sophistiqué. On peut citer :

Densitomètre à membrane : C'est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité (par injection de l'eau contenue dans une membrane). Cette cavité est réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec (Figure 3-20).

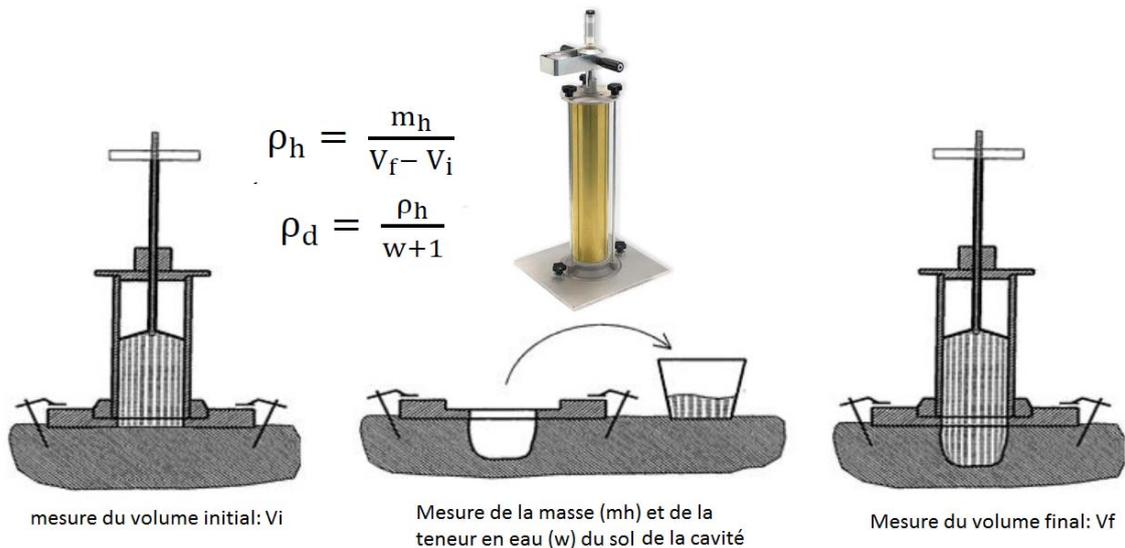


Figure 3-20: Utilisation du densitomètre à membrane. (NF P 94-061-2)

Cône de sable : En utilisant le même principe du densitomètre à membrane, sauf que le volume de la cavité est mesuré au moyen d'un sable normalisé (Figure 3-21).

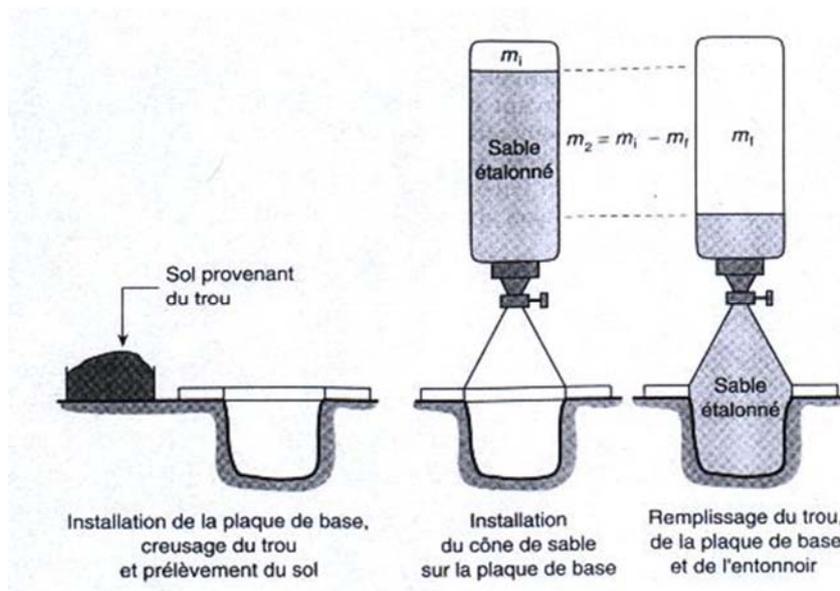


Figure 3-21 : Cône de sable. (genie-civile.blogspot.com)

Pénétromètre dynamique à énergie constante : L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à sa partie inférieure d'une pointe conique légèrement débordante et à mesurer pendant l'essai l'enfoncement par coup à la profondeur correspondante (Figure 3-22).

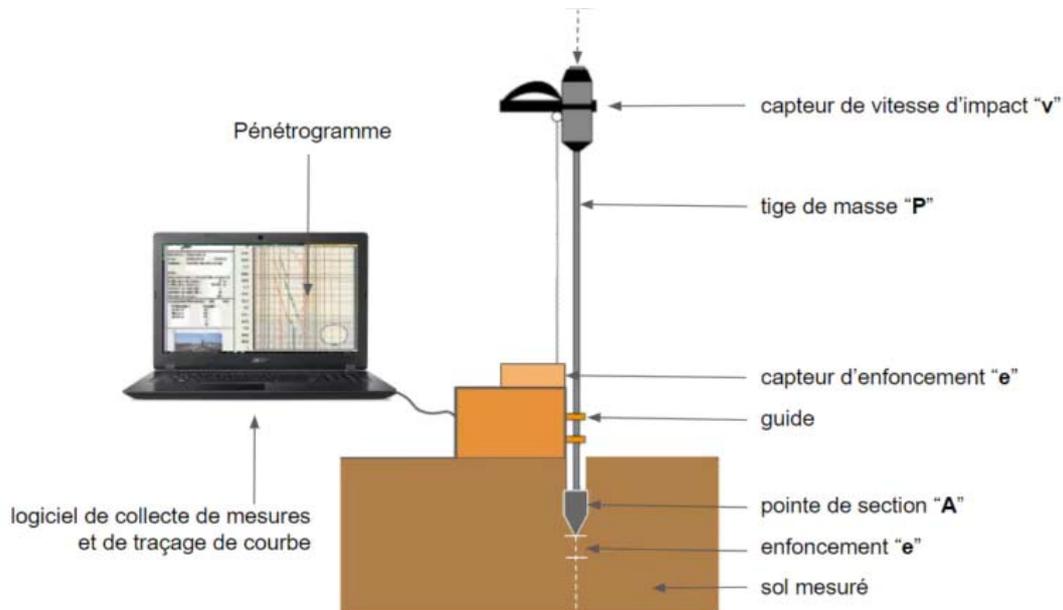


Figure 3-22 : Pénétromètre dynamique à énergie constante (rovempartner.com).

Le gamma densimètre : La mesure consiste à introduire, dans un trou vertical préalablement foré, une source radioactive permettant d'émettre des photons γ à travers le sol compacté puis les comptabilisés au moyen d'un récepteur (Figure 3-23). L'absorption du matériau compacté de ces photons est proportionnelle à sa densité et à sa teneur en eau. L'avantage de cette méthode est qu'elle est non destructive mais nécessite des précautions particulières.

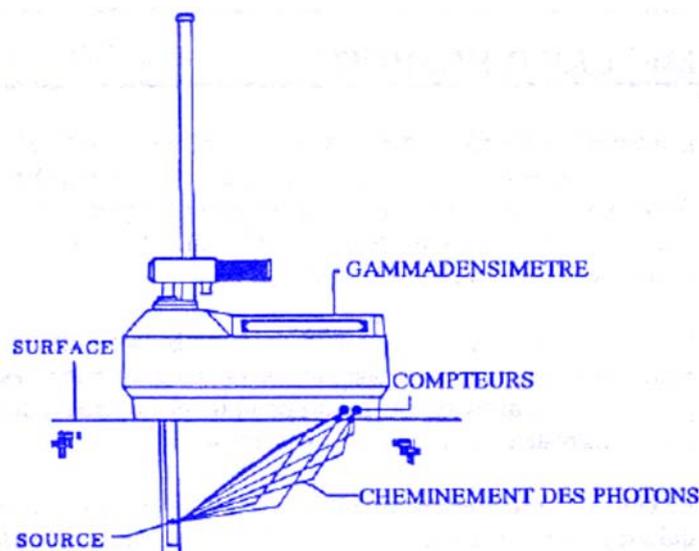


Figure 3-23 : un Gama densimètre modèle Troxler 3440plus. (www.lindqvist-international.com).

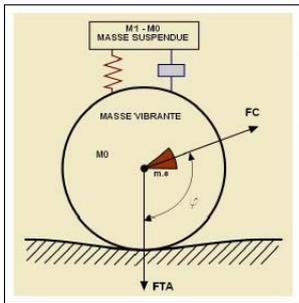
D'autres techniques de contrôle de compactage existent comme l'essai de la plaque, l'essai dynaplaque, portancemètre (mesure continu de la portance), mesure de déflexion (Figure 3-24 et 3-25).



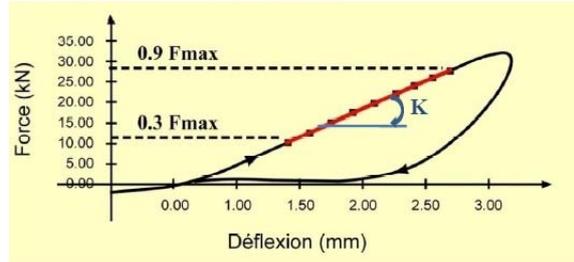
Figure 3-24: différentes méthodes de contrôle de la qualité du compactage. www.vectra.com ; www.wikipedia.com.



Portancemètre



M_1 = masse totale (1000 kg)
 M_0 = masse vibrante (600 kg)
 $m.e$ = moment excentrique (0.3 m.kg)
 A_0 = amplitude théorique (0.5 mm)
 FC = force centrifuge $m.e.\omega^2$
 FTA = Force totale Appliquée



$$FTA = M_1.g + M_0.T_b + (M_1 - M_0).T_c + m.e.\omega^2.\cos \varphi$$



Défectomètre à mesures continues-modèle FWD Heavydyn-

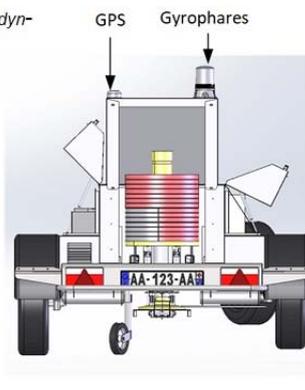
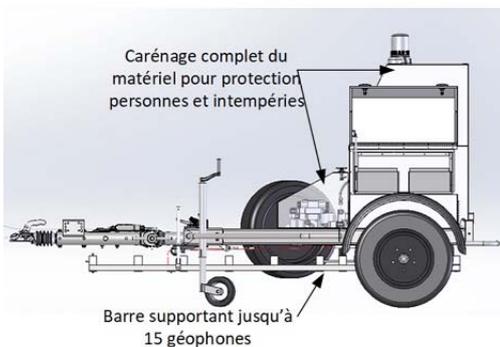
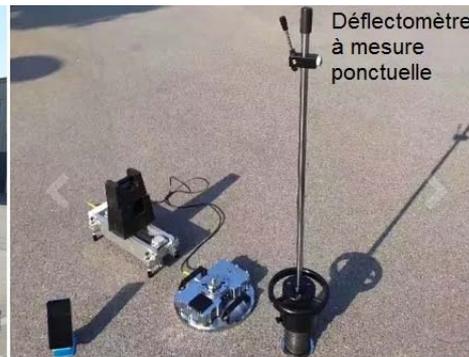


Figure 3-25: différentes méthodes de contrôle de la qualité du compactage . (Hosseingholian et al, 2011 ; www.vectra.fr, www.wikipedia.com).

III-8. A RETENIR DE CE CHAPITRE

- ❑ Le compactage des sols est une technique de stabilisation mécanique du sol permettant une amélioration des propriétés mécaniques et hydrauliques du sol.
- ❑ Les essais Proctor normal et Proctor modifié sont des procédures de laboratoire essentielles. Ils déterminent les conditions optimales de compactage en mesurant la densité sèche maximale et la teneur en eau optimal.
- ❑ L'utilisation de normes et spécifications garantit une évaluation uniforme et fiable du compactage des sols. Cela assure la qualité des travaux de construction et la stabilité des structures construites sur le sol.

Chapitre IV : L'EAU DANS LE SOL

IV-1. INTRODUCTION

Les sols, qui sont des milieux dont la structure est complexe, sont souvent considérés comme des espaces poreux à travers lesquels l'eau peut circuler. Dans les problèmes pratiques, on est toujours amené à estimer le débit de percolation, que le sol soit naturel ou compacté. L'étude de l'écoulement de l'eau dans les sols trouve ses applications dans divers domaines de la géotechnique, notamment :

- Le rabattement des nappes d'eau dans les fouilles,
- Le drainage de l'eau dans les ouvrages géotechniques (soutènements, remblais, etc)
- L'analyse de la stabilité de certains ouvrages vis-à-vis des problèmes causés par l'écoulement d'eau, notamment les barrages à noyau en terre, les rideaux de palplanches et les talus,
- La consolidation du sol par drainage forcé de l'eau interstitielle

Ce chapitre présente une étude pratique de l'écoulement de l'eau dans le sol, en focalisant sur la loi de Darcy, les essais au laboratoire et in-situ permettant la mesure de la perméabilité des sols, les réseaux d'écoulement

IV-2. LOI DE DARCY SUR LES ECOULEMENTS EN MILIEUX POREUX

A la base de la théorie des écoulements, une expérience simple a été réalisée par Darcy en 1856 (Figure 4-1). Un échantillon de sol de surface « S » est relié par ses deux extrémités à deux réservoirs. Le liquide filtrant s'écoule du réservoir supérieur au réservoir inférieur à travers l'échantillon. Le liquide remonte aussi dans les tubes manométriques à des niveaux décroissants dans le sens de l'écoulement. Ces niveaux s'alignent pratiquement sur une droite reliant les hauteurs des deux réservoirs.

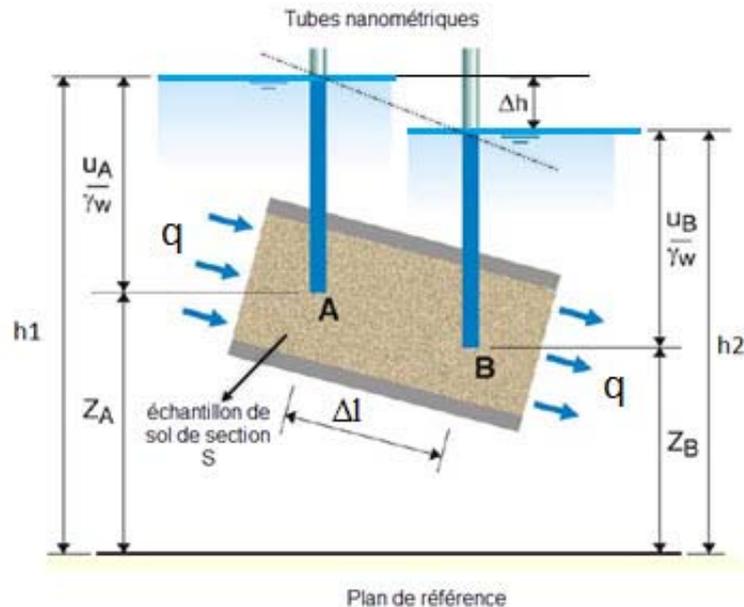


Figure 4-1 : Colonne d'écoulement.(Principe de l'expérience de Darcy)

IV.2.1. Notion de charge Hydraulique et de gradient hydraulique

La hauteur du liquide dans les tubes piézométriques, dite aussi charge hydraulique, correspond à l'énergie totale par unité de masse de fluide. Elle est donnée par la formule suivante de Bernoulli:

$$h = \frac{V^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z \quad (4-1)$$

Où « z » est la cote du point considéré par rapport à un plan de référence, « ρ_w » le poids volumique de l'eau, « g » l'accélération de la pesanteur, « V » la vitesse réelle du fluide et « u » la pression du fluide. Cette pression est mesurée relativement à la pression atmosphérique. Dans le cas où le fluide serait parfait, c'est à dire sans viscosité, pesant et incompressible, la quantité « h » reste constante.

Dans le cas particulier de filtration de l'eau dans le sol, les vitesses réelles d'écoulement étant généralement faibles, le terme de l'énergie cinétique ($\frac{V^2}{2g}$) est négligeable. La charge hydraulique se résume au terme d'énergie potentielle :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad (4-2)$$

Par ailleurs, la viscosité du fluide induit une dissipation interne de l'énergie. Ceci se traduit dans l'expérience du perméamètre (Figure 4-1) par la décroissance de la hauteur du niveau de l'eau dans les tubes piézométriques dans le sens de l'écoulement: Elle est dite perte de charge.

La pente de cette droite n'est autre que le gradient de la charge hydraulique « i ». C'est un paramètre sans dimension, il caractérise la perte de charge (Δh) par rapport à la longueur parcourue « Δl » du milieu poreux. Il s'écrit :

$$i = \frac{h_1 - h_2}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (4-3)$$

IV.2.2.Loi de Darcy

Darcy a monté expérimentalement que le débit par unité de surface d'eau dans la colonne du sol était proportionnel à la perte de charge et inversement proportionnel à la longueur de la colonne (Sanglerat et Costet, 1981). On peut écrire pour le débit :

$$q = v.S \quad (4-4)$$

et

$$v = k.i \quad (4-5)$$

Selon (4-3), (4-4) et (4-5), on obtient :

$$q = k.i.S \quad (4-6)$$

Où a est une constante, « Δl » la longueur de l'échantillon considérée, « S » la section de l'échantillon, « h_1 » et « h_2 » sont la hauteur du liquide dans les deux tubes piézométriques par rapport à un plan de référence choisis et « k » est une constante qui s'appelle le coefficient de perméabilité de Darcy ou, en abrégé, la perméabilité. Il a la dimension d'une vitesse et on l'exprime en général en « m/s » ou en « cm/s ». Il dépend à la fois du milieu poreux et du fluide filtrant.

Ce coefficient peut être aussi mis sous la forme :

$$k = K \cdot \frac{\gamma}{\eta} \quad (4-7)$$

Où γ et η sont respectivement le poids volumique et la viscosité du liquide et « K » est la perméabilité intrinsèque du milieu et qui dépend uniquement du milieu filtrant. Sa dimension est celle d'une surface.

« v » est la vitesse de filtration (ou vitesse de décharge et qui sera appelée dans la suite du document simplement par vitesse) qui résulterait de l'imposition d'un gradient hydraulique unité. C'est la perméabilité relative (ou cinématique) d'un milieu poreux par rapport au liquide filtrant. Cette vitesse peut aussi être exprimée en fonction de la vitesse réelle « V » de la conduite de sol par la relation suivante (Sanglerat et Costet, 1981):

$$v = n.V \quad (4-8)$$

Où « n » est la porosité du milieu considéré.

Le remplacement de la vitesse réelle par la vitesse « v » simplifie grandement les calculs, d'une part parce que c'est une vitesse moyenne qui ne prend pas en considération le tracé exact des trajectoires réelles de l'eau. A noter que ce remplacement n'est évidemment possible que parce que l'énergie cinétique joue un rôle négligeable (Sanglerat et Costet, 1981).

IV.2.3. Validité de la loi de Darcy

Les études en laboratoire ont bien confirmé la validité de la loi de Darcy pour la majorité des sols. L'expérience a montré que l'écoulement de l'eau peut parfois ne pas suivre cette loi. La linéarité observée entre la vitesse de l'écoulement et le gradient hydraulique reste vraie dans un domaine limité de variation de gradient hydraulique (Sanglerat et Costet, 1981).

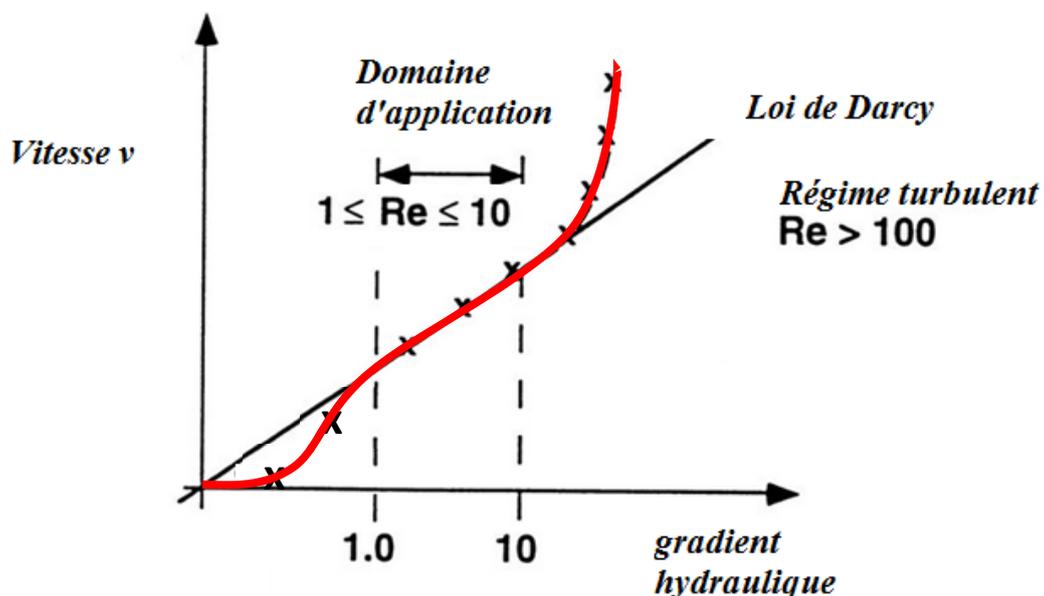


Figure 4-2 : Validité de la loi de Darcy.

Toutefois, la loi de Darcy est une bonne approximation de la loi de l'écoulement de l'eau dans les sols poreux, car les vitesses observées en pratique restent faibles et le nombre de Reynolds « Re » est souvent compris entre 1 et 10. En plus de cela, l'hétérogénéité des sols, le changement

de température, etc... induisent des erreurs, qui si elles sont calculées seront supérieures ou équivalentes aux erreurs introduites par la loi de Darcy (Sanglerat et Costet, 1981).

IV-3. MESURE DE LA PERMEABILITE

IV.3.1. Mesures au laboratoire

IV-3.1.1 Perméamètre à charge constante (NF X 30-441)

L'échantillon de sol à étudier est de forme cylindrique. Il a une section S et une hauteur l . Il est placé dans un moule cylindrique. Pour que les grains du sol ne puissent être transportés par le courant, deux pierres poreuses sont placées aux extrémités de l'échantillon. Le tout est relié à un bac rempli d'eau et donc la hauteur est maintenue constante (Figure 4-3). La perte de charge Δh est mesurée à l'aide d'un manomètre placé entre les extrémités de l'échantillon.

Le volume « Q » écoulé pendant le temps Δt est recueilli dans un récipient gradué. Le coefficient de perméabilité k est obtenu en appliquant la loi de Darcy.

Le débit de percolation est:

$$q = \frac{Q}{\Delta t} \quad (4-9)$$

La vitesse de l'écoulement peut être obtenue par:

$$v = \frac{q}{S} = k.i \quad (4-10)$$

En remplaçant le gradient hydraulique par son expression, on obtient :

$$k = \frac{Q}{S.\Delta t} \frac{\Delta h}{l} \quad (4-11)$$

La précision avec laquelle on détermine k , est liée à la précision de détermination du volume Q . Ce qui montre que ce type de perméamètre est adapté pour les sols relativement perméables.

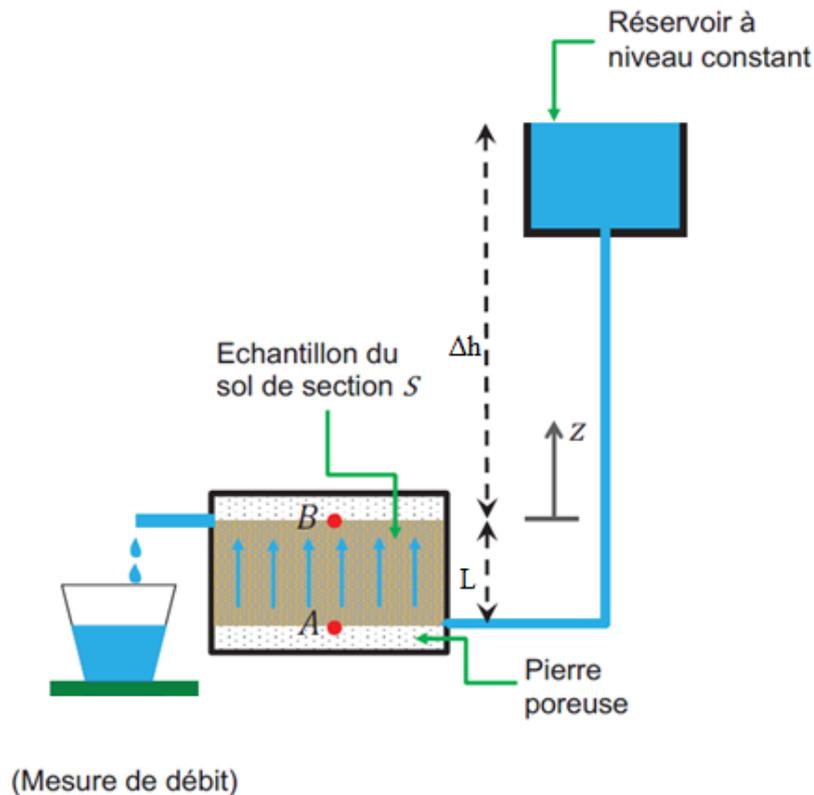


Figure 4-3: Perméamètre à charge constante.

IV-3.1.2 Perméamètre à charge variable ((NF X 30-441))

Dans ce cas aussi, l'échantillon est placé dans un moule cylindrique entre deux pierres poreuses (Figure 4-4). L'eau s'écoule d'une hauteur h_1 à une hauteur h_2 pendant un temps t_1 .

En prenant les mêmes notations qu'auparavant, on peut écrire que l'incrément de volume d'eau traversant l'échantillon pendant un temps dt et en supposant que la loi de Darcy est applicable pour cet intervalle de temps dt , on peut écrire :

$$dV = Q \cdot dt = -s \cdot dh \quad (4-12)$$

$$k \cdot dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \frac{dh}{h} \quad (4-13)$$

En intégrant entre h_1 et h_2 , on obtient :

$$k = \frac{s \cdot L}{S \cdot \Delta t} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (4-14)$$

Avec « s » la section de la burette, « S » la section de l'échantillon et « dh » est la perte de charge durant l'intervalle de temps « dt ».

La précision, avec laquelle est déterminé le coefficient k , est liée à la précision des mesures des hauteurs h_1 et h_2 et du temps Δt . Ce qui fait que ce type de perméamètre est adapté pour les sols fins peu perméables.

Le coefficient de perméabilité peut être aussi mesurer à l'aide de l'œdomètre ou avec un perméamètre à paroi flexible (triaxial). Ceci a fait respectivement l'objet des normes NFX 30-442 et NF X 30-443 (Tableau 4-1).

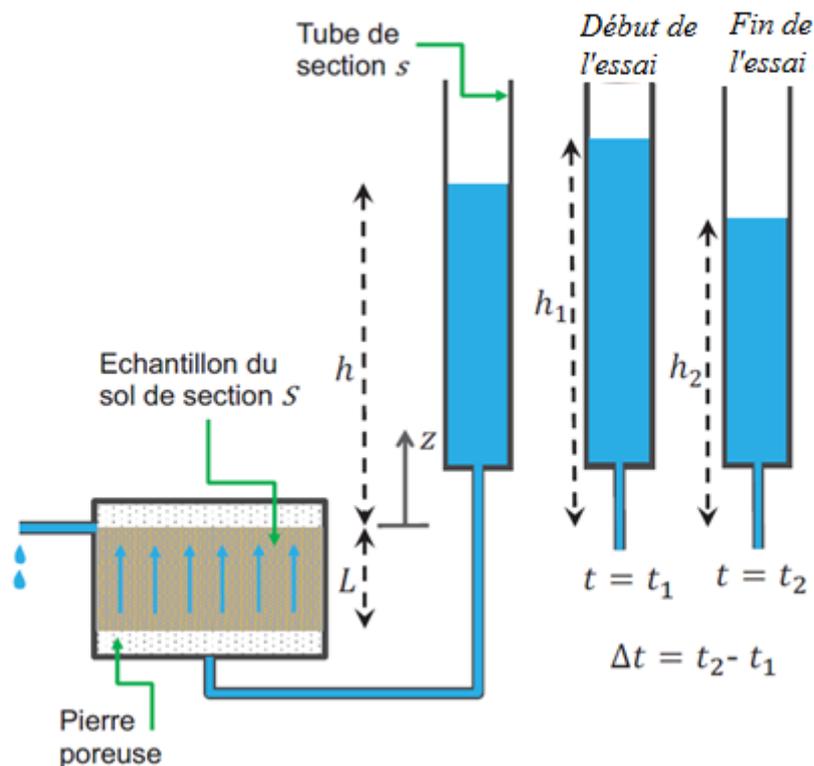


Figure 4-4: Perméamètre à charge variable.

IV.3.2. Mesures in-situ

Pour la mesure de la perméabilité in-situ, plusieurs techniques et méthodes existent. Le tableau 4-1 résume l'ensemble des techniques de mesure homologuées. La figure 4-5 indique la plage de perméabilité mesurée pour chaque technique.

Tableau 4-1 : Normes de mesure de perméabilité. (Bertrand, 2002).

Nature du test	Indice	Titre de la norme	Mise en route	Achèvement
Surface	NF X 30-418	Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place. de matériaux rapportés, ou artificiellement reconstitués: infiltromètre à double anneau, de type ouvert.	1996	Oct. 1998
	NF X 30-420	Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place. de matériaux rapportés. ou artificiellement reconstitués: infiltromètre à double ou simple anneau, de type fermé.	1996	Juin 1999
Forage	NF X 30-423	Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable, en chambre ouverte (slug test).	1997	2001
	NF X 30-424	Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai d'infiltration à charge constante en forage fermé.	1997	2002
	NF X 30-425	Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable, en chambre fermée (pulse test).	1997	2001
Laboratoire	NF X 30-441	Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais au perméamètre à paroi rigide, à gradient hydraulique constant.	1997	2002
	NF X 30-442	Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais de perméabilité à l'oedomètre, à charge hydraulique constante ou variable.	1997	2002
	NF X 30-443	Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais au perméamètre à paroi flexible, à gradient hydraulique constant.	1997	2002

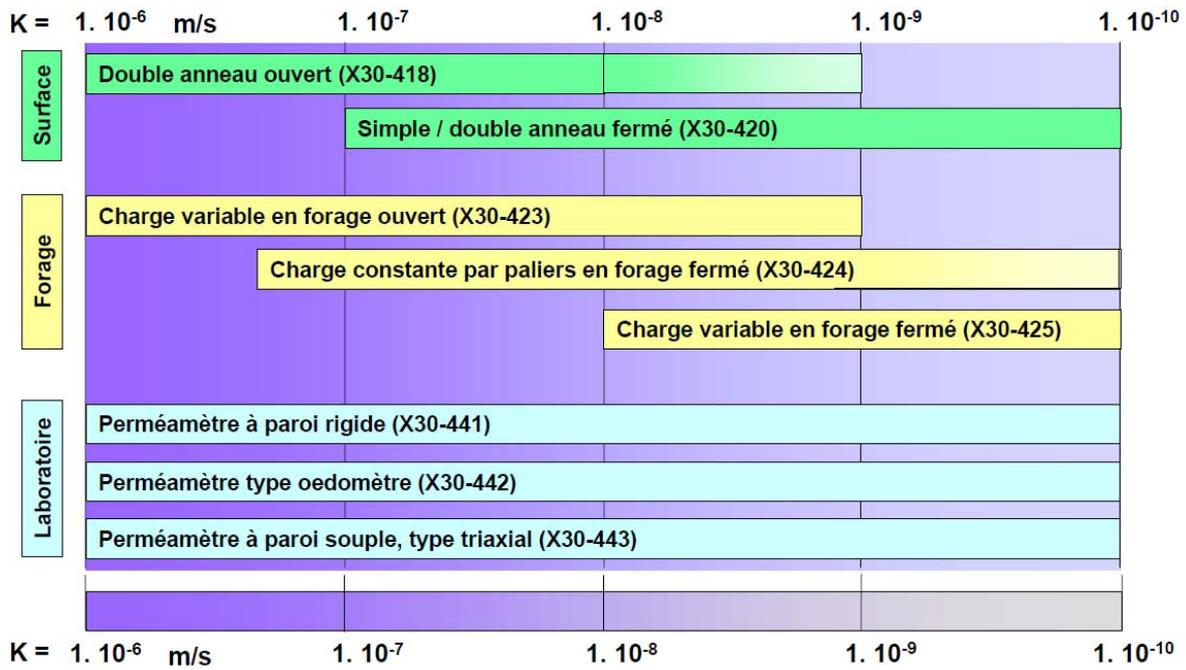


Figure 4-5 : Domaine de validité des différents essais normalisés. (Bertrand, 2002).

IV-4. APPROXIMATION DE LA VALEUR DE LA PERMEABILITE

Dans la littérature, il existe plusieurs formules empiriques permettant d'avoir une évaluation approximative de la valeur de la perméabilité d'un sol à partir de certaines propriétés physiques et du fluide interstitiel. Le tableau 4-2 résume un nombre de ces formules.

Tableau 4-2 : Formules empiriques de la perméabilité. (Sanglerat et Costet, 1981).

Modèle	Formule	paramètres
Modèle de Casagrande	$k = 1.4.k_{0.85}.e^2$ (4-15)	e est l'indice des vides et $k_{0.85}$ est la perméabilité du sol quand son indice des vides vaut 0,85
Modèle de Hazen	$k(m/s) = 0.01.D_{10}^2$ (4-16)	D ₁₀ est le diamètre effectives à 10% de tamisât cumulée exprimé en mm.
Kozeny-Carman	$k = C. \frac{\gamma_w.e^3}{\eta.S^2.(1+e)}$ (4-17)	C : coefficient de forme des pores et de la granulométrie, S est la surface spécifiques des grains, η est la viscosité dynamique de l'eau.

IV-5. PERMEABILITE MOYENNE D'UN TERRAIN MULTICOUCHES

Dans le cas d'un terrain multicouche, on distingue les écoulements horizontaux des écoulements verticaux. On considère que le terrain est composé de n couches, dont la hauteur de chacune est h_i et sa perméabilité est k_i ; avec i variant entre 1 et n. La hauteur totale des couches est notée H.

IV.5.1.Écoulement vertical

Dans le cas d'un écoulement vertical, la perte de charge totale ΔH est égal à la somme des pertes de charges Δh_i de chaque couche (Figure 4-6). Les variations de Δh_i dans chaque couche sont linéaires. Par l'application du principe de continuité de l'écoulement, le débit est constant à travers chaque interface, ainsi la vitesse est identique dans toutes les couches.

On peut donc écrire :

$$v = k_1 \cdot \frac{\Delta h_1}{h_1} = k_i \cdot \frac{\Delta h_i}{h_i} \quad (4-18)$$

$$\Delta H = v \cdot \sum \frac{h_i}{k_i} = v \cdot \frac{H}{k_v} \quad (4-19)$$

$$k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}} \quad (4-20)$$

L'écoulement vertical à travers le multicouches est équivalent à un écoulement vertical dans un massif homogène de coefficient de perméabilité équivalent k_v .

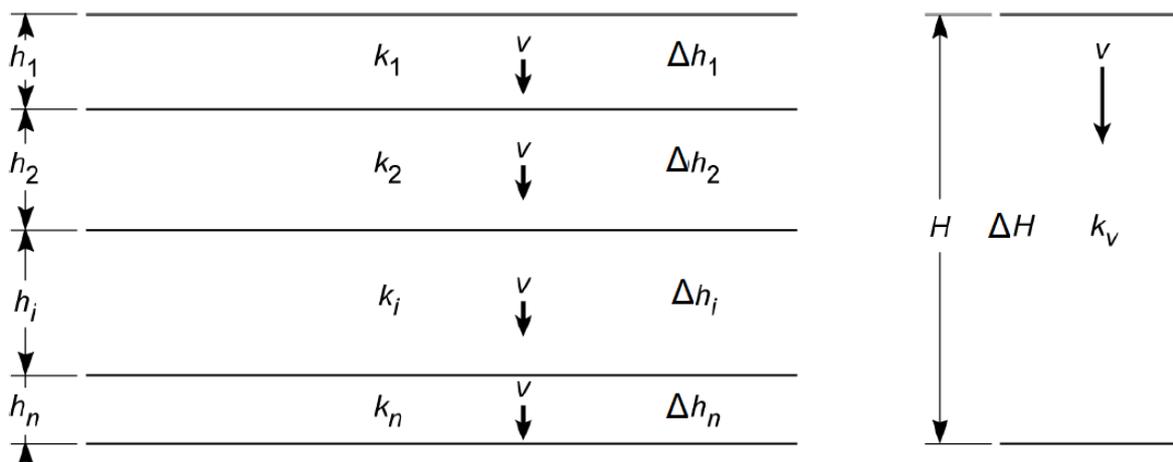


Figure 4-6 : Écoulement vertical à travers un multicouche vertical. (Fouché et Plumelle ; 2017).

IV.5.2.Écoulement horizontal

Dans le cas d'un écoulement horizontal, le gradient hydraulique est identique pour toutes les couches. La valeur de la perméabilité équivalente k_h , d'un écoulement horizontal à travers un multicouche horizontal (Figure 4-7) est donnée comme suite :

$$Q = \sum q_i = \sum v_i \cdot h_i \cdot 1 = \sum k_i \cdot i \cdot h_i \cdot 1 = k_h \cdot i \cdot H \cdot 1 \quad (4-21)$$

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot h_i}{H} \quad (4-22)$$

Avec Q est le débit total et q_i le débit dans chaque couche.

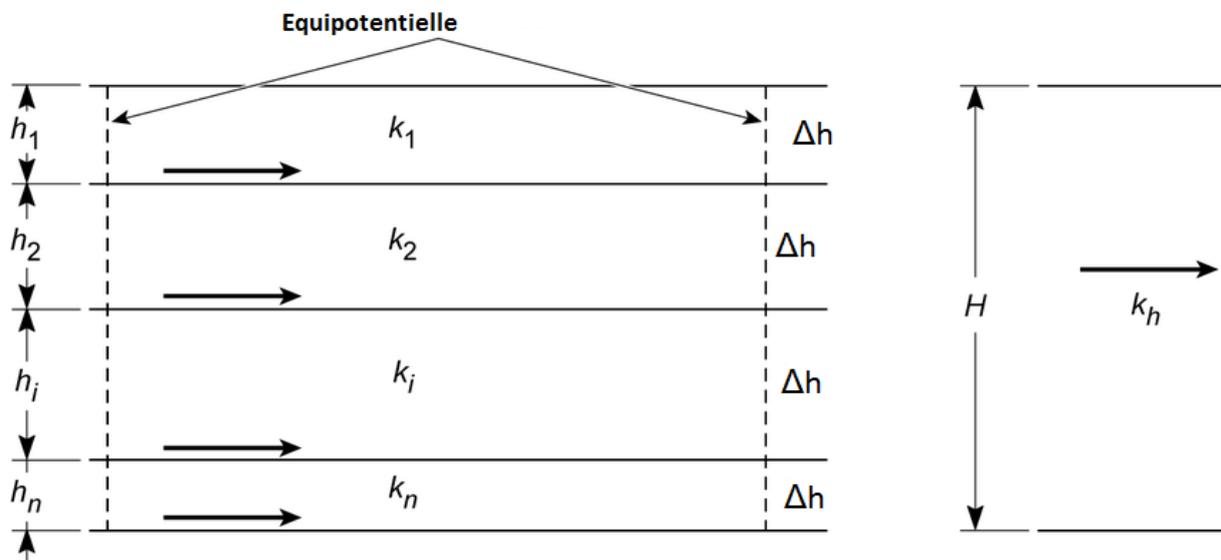


Figure : 4-7 : Écoulement horizontal à travers un multicouche horizontal. (Fouché et Plumelle ; 2017).

IV-6. RESEAU D'ÉCOULEMENT (BIDIMENSIONNEL)

On pourrait schématiser l'écoulement de l'eau souterraine à l'aide de lignes d'écoulement correspondant au cheminement moyen d'une particule d'eau s'écoulant de l'amont vers l'aval. De la même façon, on pourrait représenter l'énergie par des lignes de potentiel égal appelées lignes équipotentiels. Sur n'importe quelle équipotentielle, l'énergie disponible pour l'écoulement est la même. Par conséquent, l'énergie perdue de l'eau pour parvenir à cette ligne est la même le long de cette ligne (Fouché et Plumelle ; 2017).

L'ensemble des lignes d'écoulement et d'équipotentiels forme ce qu'on appelle un réseau d'écoulement Figure 4-8. Ce concept schématise la façon dont l'énergie est dissipée lorsque l'eau s'écoule à travers un milieu poreux. Un réseau d'écoulement constitue en réalité, une

solution graphique l'équation de Laplace. Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel laminaire, et dans l'hypothèse d'un milieu homogène et isotrope, cette équation s'écrit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (4-23)$$

Où x et y sont les coordonnées spatiales. L'équation de Laplace constitue une équation très importante en physique. Elle représente les pertes d'énergie qui se produisent à l'intérieur d'un milieu résistant quelconque comme le sol. Cette équation peut aussi être exprimée en termes de fonction des lignes des équipotentiels « Φ » ou des lignes de courant « Ψ » :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (4-24)$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (4-25)$$

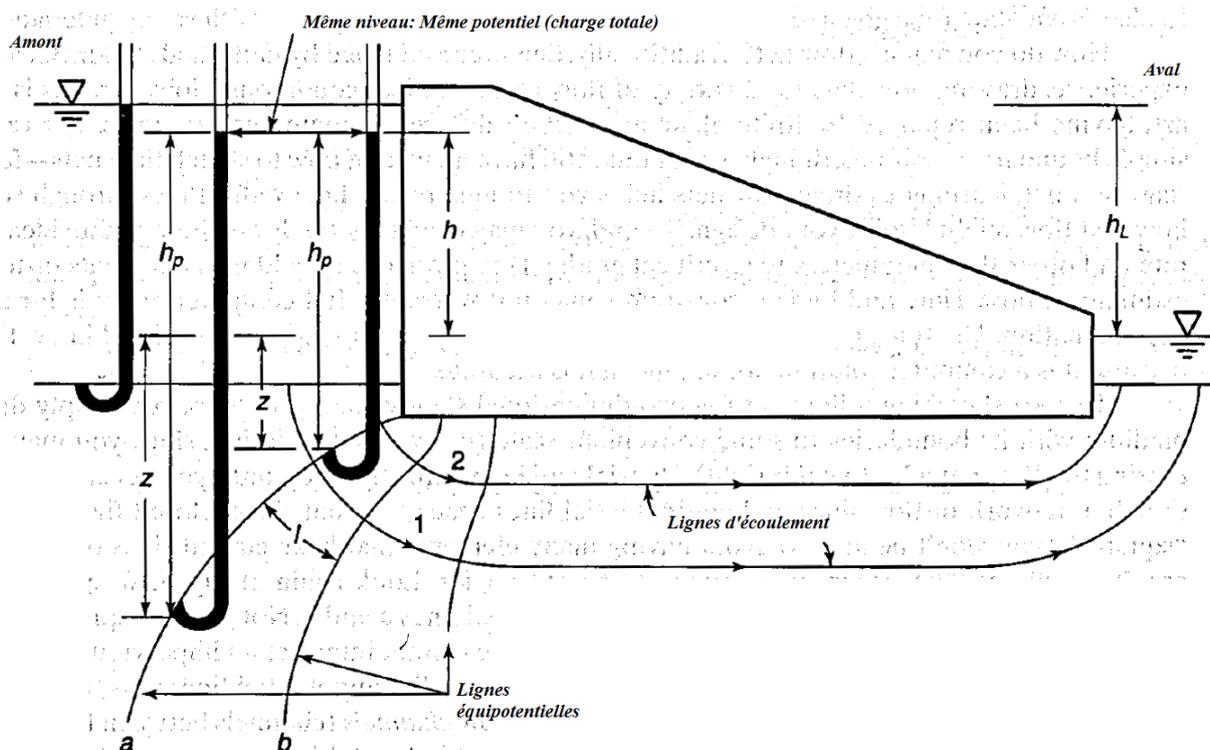


Figure 4-8: Lignes d'équipotentielles et lignes d'écoulement (réseau partiel). (Holtz et Covaks, 1991).

Dans la plupart des problèmes pratiques, la résolution graphique de l'équation de Laplace constitue une alternative très intéressante (approche qui reste en ce moment plutôt académique). Pour cela, certaines règles doivent être respectées, à savoir :

- Les équipotentiels et les lignes de courant forment un réseau orthogonal ; avec un maillage dont la forme est sensiblement carrée de dimensions différentes (a*b) ; (d*c) ; (g*j) etc. (Figure 4-9)
- Les limites imperméables représentent des lignes de courant, exemple d'une couche d'argile ou de la base d'un barrage en béton ;
- Quand un sol perméable est en contact avec le niveau extérieur de l'eau, cette limite constitue une ligne équipotentielle.

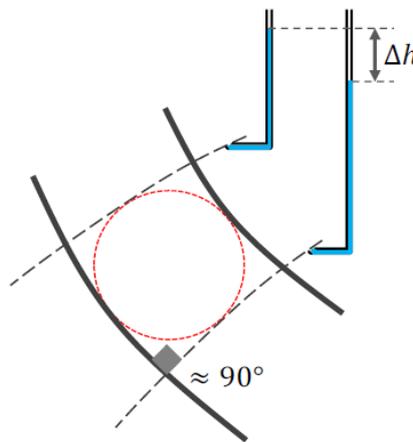


Figure 4-9: Carreau élémentaire d'un réseau d'écoulement.

La figure 4-10 définit les termes associés aux réseaux d'écoulement. Le gradient hydraulique est donné par l'expression suivante :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{b} = \frac{h / N_h}{b} \quad (4-26)$$

Avec $b = \Delta l$ est la longueur du chemin d'écoulement dans un carré. La chute du potentiel (charge hydraulique) entre deux lignes d'écoulement correspond à Δh qui est égale au rapport de la chute totale du potentiel « h » dans le système et le nombre total des carrés (Nd) dont est formé un canal d'écoulement

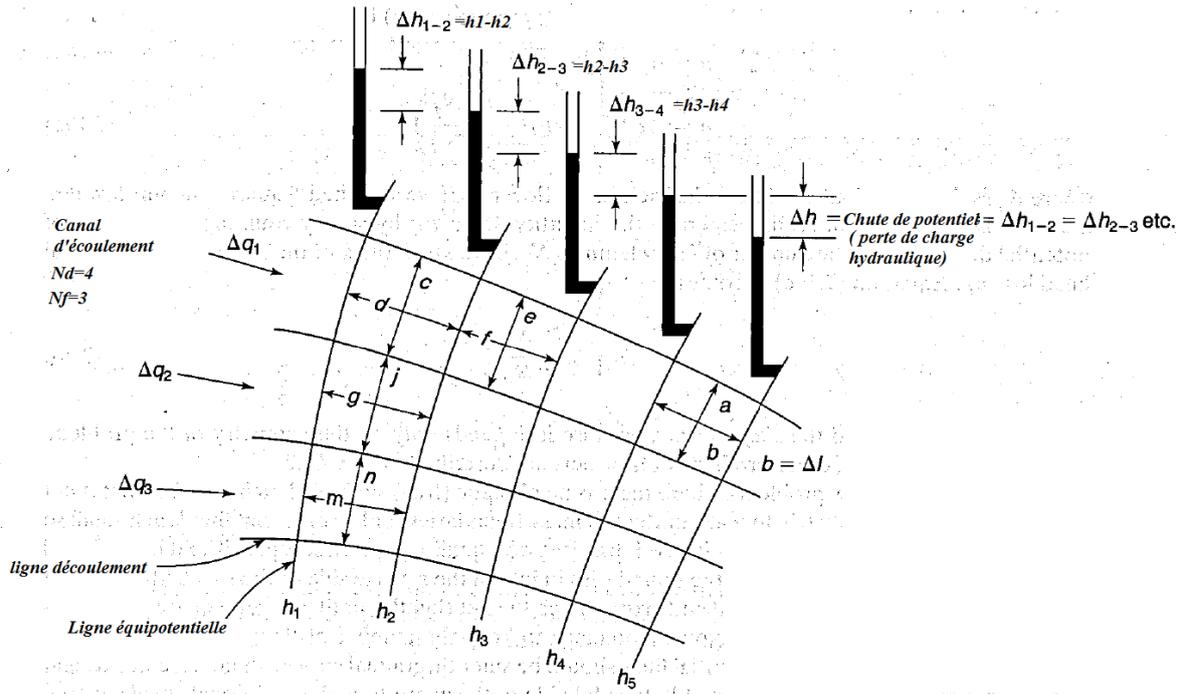


Figure 4-10: section d'un réseau d'écoulement. (Holtz et Covaks, 1991).

Selon la loi de Darcy, l'écoulement à l'intérieur de chaque canal d'écoulement pour chaque mètre linéaire correspond à :

$$\Delta q = k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \cdot A = k \cdot \left(\frac{h}{N_d} \right) \cdot \left(\frac{a}{b} \right) \quad (4-27)$$

et le débit total

$$q = \Delta q \cdot N_f = k \cdot h \cdot \left(\frac{a}{b} \right) \cdot \left(\frac{N_f}{N_d} \right) \quad (4-28)$$

Où N_f est le nombre total de canaux d'écoulement dans le réseau. Si on a tracé des carrés dans le réseau d'écoulement, il s'ensuit que : a=b, d=c, g=f. On peut alors aisément évaluer le débit q :

$$q = \Delta q \cdot N_f = k \cdot h \cdot \left(\frac{N_f}{N_d} \right) \quad (4-29)$$

IV-7. A RETENIR DE CE CHAPITRE

- La compréhension de l'écoulement de l'eau dans le sol, abordée à travers la loi de Darcy, est d'une importance fondamentale en géotechnique. Elle trouve des applications variées, notamment dans le rabattement des nappes d'eau, le drainage des ouvrages géotechniques et l'analyse de la stabilité d'ouvrages majeurs.

- ❑ Les méthodes de mesure de la perméabilité, présentées aussi bien au laboratoire qu'in-situ, fournissent des outils essentiels pour évaluer les caractéristiques hydrauliques des sols. Ces données sont cruciales dans la prise de décisions pratiques liées à la géotechnique.
- ❑ La caractérisation de la perméabilité moyenne des terrains multicouches et la modélisation bidimensionnelle des réseaux d'écoulement, fournissent une compréhension concrète et approfondie de la manière dont l'eau s'écoule dans le sol. Cette approche est particulièrement bénéfique pour les professionnels de la géotechnique, les aidant à appliquer ces concepts dans des situations réelles et à prendre des décisions informées dans leurs pratiques.

BIBLIOGRAPHIE

- 1) Bekkouche, A et Benyelles, Z,(2016). Bases de la Mécanique des Sols. Polycopié de cours version 2016. Université de Tlemcen.
- 2) Bertrand M. Lucien (2002). Détermination du coefficient de perméabilité dans le cas de projets de décharges. Techniques de mesure et travaux de normalisation. Journée « hydraulique » du 23-01-2002. Comité français de mécanique des sols.
- 3) Collins K., McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24, n° 2, pp. 223-254.
- 4) DeJong-Hughes, J., Moncrief, J. F., Voorhees, W. B., & Swan, J. B. (2001). *Soil compaction: causes, effects and control*. St. Paul, MN: University of Minnesota Extension Service.
- 5) Dupain, R., Lanchon, R., & Saint-Arroman, J. C. (2000). *Granulats, sols, ciments et bétons: caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire: terminale STI, Génie civil, BTS Bâtiment, BTS Travaux publics, DUT Génie civil, MST Génie civil, Ecoles d'ingénieurs*. Casteilla.
- 6) Fouché, O., & Plumelle, C. (2017). *Hydraulique des sols*. Chapitre 13 du livre : Théorie et pratique de la géotechnique-Tome 1-Outils pour la conception des ouvrages. Edition Le Moniteur.
- 7) Fournier, J., Bonnot-Courtois, C., Paris, R., Voltaire, O., & Le Vot, M. (2012). *Analyses granulométriques, principes et méthodes*. CNRS, Dinard, 99.
- 8) Le Pluart, L., J. Duchet, H. Sautereau, P. Halley and J.-F. Gerard, "Rheological properties of organoclay suspensions in epoxy network precursors" *Appl. Clay Sci.* 25, 207-219 (2004).
- 9) Magnan, J. P. (1997). *Description, identification et classification des sols*. Ed. Techniques Ingénieur.
- 10) Magnan, J. P. (1999). *Mécanique des sols et des roches*. Polycopié de cours de l'école centrale des ponts et des chaussées. Année universitaire 1999-2000.
- 11) Massarsch, K. R., Zackrisson, P., & Fellenius, B. H. (2017, September). Underwater resonance compaction of sand fill. In *Proc., 19th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, edited by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, and D.-S. Kim* (pp. 2587-2590).
- 12) Mohsen Hosseingholian, Jean-Michel Simonin, Michel Froumentin. Mesure de portance en continu sur chaussée à faible trafic : comparaison du portancemètre et du déflectographe. CFM 2011 - 20^{ème} Congrès Français de Mécanique, Aug 2011, Besançon, France. hal-03421381.

- 13) Pellissier, J. P. (1991). The toluene and wax-freezing method of determining volumetric free swell. *Geotechnical Testing Journal*, 14(3), 309-314.
- 14) Push,R. (1973). General report on “Physico-chemical processes which affect soil structure and vice versa”. proceedings of the international symposium on soil structure, Gotenburg, Sweden, Appendix p33.
- 15) Sanglerat, G., & Costet, J. (1981). *Cours pratique de mécanique des sols: Plasticité et calcul des tassements*. Dunod.
- 16) Yong, R. N., & Sheeran, D. E. (1973). Fabric unit interaction and soil behaviour. In Proceedings International Symposium on Soil Structure.

NORMES

- 1) NF EN ISO 14688-1 (2018). Reconnaissance et essais géotechniques - Identification et classification des sols - Partie 1 : identification et description. Norme AFNOR.
- 2) NF P94-093 (2014) Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié
- 3) NF EN 933-8 (2012). Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 8 : évaluation des fines - Équivalent de sable. Norme AFNOR.
- 4) NF X 30-443. (2002). Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais au perméamètre à paroi flexible, à gradient hydraulique constant. Norme AFNOR
- 5) NF X 30-442. (2002). Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais de perméabilité à l'oedomètre, à charge hydraulique constante ou variable. Norme AFNOR
- 6) NF X 30-441. (2002). Détermination au laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau: essais au perméamètre à paroi rigide, à gradient hydraulique constant. Norme AFNOR
- 7) NF X 30-424 (2002). Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai d'infiltration à charge constante en forage fermé. Norme AFNOR
- 8) NF X 30-425 (2001). Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable, en chambre fermée (pulse test). Norme AFNOR
- 9) NF X 30-423. (2001). Détermination du coefficient de perméabilité d'un terrain par essai à charge variable, en chambre ouverte (slug test). Norme AFNOR
- 10) XP P94-011 (1999). Sols : reconnaissance et essais - Description. Identification. Dénomination des sols - Terminologie. Éléments de classification. Norme AFNOR.

- 11) NF X 30-420 (1999). Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place. de matériaux rapportés. ou artificiellement reconstitués: infiltromètre à double ou simple anneau, de type fermé. Norme AFNOR
- 12) NF P94-047 (1998) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode par calcination . Norme AFNOR
- 13) NF P 94-068 (1998). Sols : Reconnaissance et essais. Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux. Norme AFNOR.
- 14) NF X 30-418.(1998) Détermination de la perméabilité d'une formation géologique en place. de matériaux rapportés, ou artificiellement reconstitués: infiltromètre à double anneau, de type ouvert. Norme AFNOR
- 15) XP P94-060-2 (1997). Sols : reconnaissance et essais - Essai de dessiccation - Partie 2 : détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié. Norme AFNOR.
- 16) NF P 94-061-2 .(1996) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique d'un matériau en place - Partie 2 : méthode au densitomètre à membrane. Norme AFNOR.
- 17) NF P 94-056 (1996). Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique – Méthode par tamisage à sec après lavage. Norme AFNOR
- 18) NF P 94-048 (1996). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre. Norme AFNOR
- 19) NF P 94-052-1 (1995) . Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité – Méthode du cône de pénétration. Norme AFNOR.
- 20) NF P 94-041 (1995). Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique – Méthode par tamisage par voie humide. Norme AFNOR
- 21) NF P94-050 (1995) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage. Norme AFNOR
- 22) NF P94-055 (1993) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode chimique. Norme AFNOR
- 23) NF P 94-051 (1993). Sols : Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau. Norme AFNOR.
- 24) NF P11-300 (1992). Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. Norme AFNOR.
- 25) NF P94-054 (1991) Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. Norme AFNOR

Webographie

www.Bomag.com
https://brrc.be/fr
www.cat.com
www.cegeplimoilou.ca
www.cfg.asso.fr
www.civilferba.net
www.controls-group.com
www.dahanmachine.com
www.genie-civile.blogspot.com
www.geoengineer.org
www.issmge.org
www.istock.com
www.lafarge.fr
www.lindqvist-international.com
www.matest.com
www.menardcanada.c
www.publiquip.com
www.rovempartner.com
www.sols-mesures.com.
www.stde.fr
www.vectra.fr
www.vetrotecnica.net
www.Wikihydro.com
www.wikipedia.org