

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
LABORATOIRE DE RECHERCHE GÉOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT ET AMENAGEMENT
(L.G.E.A)
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE MAGISTER

SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL

OPTION: Geotechnique et Environnement

Présenté par :

M^{elle}. **SEDIK Rezika**

Sujet:

**CARACTERISATION DE LA
PERMEABILITE DES MATERIAUX
A L'ECRASEMENT**

Devant le jury d'examen suivant :

M ^r AIT TAHAR Kamal,	Professeur à l'UMMTO	Président
M ^r MELBOUCI Bachir,	Professeur à l'UMMTO	Promoteur
M ^r BAHAR Ramdhane,	Professeur à l'UMMTO	Examineur
M ^r DJEMAI Mohammed,	Maître de conférences à l'UMMTO.....	Examineur

Soutenu le : 02 Novembre 2011

Avant propos

Ce présent mémoire a été réalisé au Laboratoire de Recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) du département Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

J'exprime toute ma profonde gratitude et remerciements à mon directeur de mémoire Monsieur MELBOUCI Bachir, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux, pour ses corrections approfondies, pour la motivation qu'il sait inspirer, je lui exprime ici toute ma reconnaissance.

J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur AIT TAHAR Kamel, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui me fera l'honneur et la joie d'examiner ce travail et de présider le jury de ma soutenance.

Qu'il me soit permis de remercier Monsieur BAHAR Ramdhane, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, et Monsieur DJEMAI Mohammed maître de conférences à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui me feront aussi grand honneur d'examiner ce travail. Je les prie de croire à ma respectueuse reconnaissance.

Je remercie particulièrement Monsieur HABBI Directeur de l'ORGM Office National de la Recherche Géologique et Minière de Tizi-Ouzou, Monsieur AOUCHICHE Ahmed Géologue à l'ORGM, ainsi que Madame AMOUR ingénieur Géologue au laboratoire LCTP Antenne de Tizi-Ouzou, pour leur aide.

Je remercie aussi Monsieur GHILI Tahar, Enseignant à l'Université USTBH d'Alger pour son aide scientifique, ainsi que Monsieur ZERABIB Mahieddine Directeur de l'ENGOA de Tizi-Ouzou, pour sa compréhension et son soutien amical.

Je tiens enfin à remercier toutes les personnes ; chercheurs ou compagnons de thèse qui ont de près ou de loin témoigné pour mes travaux et contribué à la réussite de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

- La mémoire de ma grande mère Fatma
- Mes parents Moh Said et Dahbia
- A mes frères et sœurs Salah, Ratiba, Mahdia, Meriem, Hamza, Mohamed Amine, Khaled, M'hamed, Ferial, Djamel Eddine
- Ma grande famille SEDIK et BEHLOULI ainsi que ma belle famille ACHIR
- Ma petite famille, en particulier mon mari Mourad et ma fille Yara
- Tous mes amis (es).

Résumé

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est à l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que la capillarité et la pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins. Elle est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques tels que le gonflement des sols, le gel, la percolation, le tassement et le glissement des terrains.

La perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes d'intérêt au géotechnicien du sol pour la conception des projets géotechniques, à un certain degré la perméabilité jouera un rôle dans la conception de presque n'importe quelle structure.

Les mesures in situ ou en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. De plus, la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesures.

Au cours de notre travail l'accent a été particulièrement mis sur l'évolution de la perméabilité des matériaux locaux ; grès, granit et calcaire aux différents essais; oedométrique, Proctor et boîte de cisaillement pour différentes classes granulométriques. Ce qui nous a permis de mettre en évidence l'influence du phénomène d'écrasement des grains sur sa perméabilité.

Il en ressort qu'après les résultats d'essais que le coefficient de perméabilité peut être exprimé en fonction des paramètres qui quantifient le degré d'écrasement.

Mots clés : perméabilité, granulométrie, essai d'écrasement, degré de saturation, matériaux locaux

Summary

The water is parameter which enters in the constitution of the soils. It presences is the origin of several phenomena characterizing the soil, such as the capillarity and the pore water pressure. In addition, water has a direct effect on the behavior of the fine soils; which cause the majority of the geotechnical problems like the swelling soil, the freezing, the percolation, the settlements and slip of the grounds.

The geotechnical engineers consider that the permeability is one of the most significant properties and interesting parameter of soil to design the geotechnical projects. Also, the permeability will take part in the designing of any geotechnical structure.

The in situ or laboratory testing results, of the soil hydraulics properties, are long and so expensive. Add to this, these results contain many worries in comparison with the validity and interpretation of the data. Moreover, the permeability presents a space and time variability, what makes extremely insubstantial the interpretation of the results.

During our research the stress was particularly laid on the evolution of the permeability of local materials; sandstone, Granit and calcareous in various testing, oedometric testing, like Proctor and shear test box to various partcils-size ranges. Therefore, the results obtained will enable to us to highlight the influence of the crushing grains phenomena on the permeability of the soil.

This reveals that after the test results which the coefficient of permeability can be expressed according to the parameters which quantifying the degree of crushing.

Key words: permeability, granulometry, crushing test, degree of saturation, local materials

SOMMAIRE

LISTE DES NOTATIONS ET INDICES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALES 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LA PERMEABILITE DES SOLS

I- Introduction	3
II- L'écoulement	3
III- La perméabilité	5
III-1 loi de Darcy	6
III-2 Validité de la loi de Darcy	7
IV- Facteurs affectant la perméabilité	9
V- Mesure de la perméabilité	15
V-1 Mesures en laboratoire	15
V-2 Mesure in situ	18
VI- Formules empiriques utilisées pour le calcul de la perméabilité des sols	24
VII- Conclusion	29

CHAPITRE II : GENERALITES SUR LE PHENOMENE ECRASEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES

I- Introduction	30
II- Types d'écrasements selon quelques auteurs	30
II-1 Ecrasement des grains selon Ramamurthy (1966)	30
II-2 Ecrasement des grains selon Guyon et Troadec (1994)	31
II-3 Paramètres influençant la rupture des grains	32
III- Paramètres quantifiant le taux d'écrasement des grains	33
III-1 Essai oedométrique	34
III-2 Essai de cisaillement à la boîte	37
III-3 Essai Proctor	39
IV- Conséquence du phénomène d'écrasement	41
V- Conclusion	42

CHAPITRE III : IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES

I- Introduction	43
II- Définition des matériaux étudiés	43
II-1 Renseignements généraux sur les roches magmatiques et les roches sédimentaires	43
II-2 Définitions des matériaux utilisés	44
II-2-1 Granite	44
II-2-2 Grés	45
II-2-3 Calcaire	46
III- Identification des matériaux utilisés	46
III-1 Analyse granulométrique	46
III-2 Caractéristiques physiques	49
III-3 Essai Proctor	51
III-4 Essai équivalent de sable	52
IV- Lieux d'extraction des matériaux	52
V- Conclusion	53

CHAPITRE IV : PERMEABILITE DES SOLS NON SATURES

I- Introduction	54
II- Composition triphasique des sols non saturés	55
II-1 L'eau dans les sols	55
II-2 Le gaz dans les sols	55
III- Interaction entre les phases solide et fluide	56
III-1 Interaction eau solide Phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides	56
III-2 Interaction gaz- eau	58
III-2-1 Tension superficielle	58
III-2-2 Humidité relative (Diagramme d'état de l'eau)	59
III-2-3 Interactions air eau solide : capillarité	61
III-2-4 La succion	62
IV- Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés	64
IV-1 Perméabilité des sols non saturés	64
IV-2 Courbes de rétention d'eau	66
IV-3 Phénomène d'hystérésis	68
IV-4 Détermination de la perméabilité	69
IV-4-1 Méthode du régime permanent	69
IV-4-2 Méthode du profil instantané	70
IV-4-3 Méthodes indirectes	71
V- Conclusions	72

**CHAPITRE V : PRESENTATION ET INTERPRETATION
DES RESULTATS**

I- Introduction	73
II- Présentation des résultats des essais d'écrasement	73
II-1 Courbes granulométriques	73
II-1-1 Matériau grés	74
II-1-2 Matériau granit	77
II-1-3 Matériau calcaire	80
II-2 Influence de la nature des grains sur l'écrasement	83
III-Présentation des résultats des essais de perméabilité	
a charges constantes	86
IV-Influence de la nature d'écrasement sur la perméabilité selon	
les classes granulaires de chaque matériau	93
V- Variation de la perméabilité des trois classes granulaires pour	
les trois matériaux en fonction du type d'essai	96
VI-Evolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction	
des classes granulaires pour chaque type d'essai	98
VII- Prévision de la perméabilité	109
VIII- Conclusion	111
CONCLUSION GENERALE	112
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	114
ANNEXES	
ANNEXE 1	117
ANNEXE 2	132
ANNEXE 3	147

LISTE DES NOTATIONS ET INDICES

k : Coefficient de perméabilité [L/T]

k_{eq} : Coefficient de perméabilité équivalent [L/T]

σ : Contrainte totale [M/L T²]

σ' : Contrainte effective [M/L T²]

U : Pression interstitielle [M/L T²]

z : Cote du point [L]

u : Pression hydrostatique au point considéré [M/L T²]

γ_w : poids volumique de l'eau [M/L² T²]

v : Vitesse de l'eau [L/T]

g : Accélération de la pesanteur [L/T²]

h : Charge hydraulique dans un point [L]

dh : La perte de charge hydraulique [L]

dl : Longueur du trajet des particules [L]

Q : Débit d'écoulement, mesuré à la sortie [L³/T]

H_A : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante [L]

H_B : Hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante [L]

L : Longueur de l'échantillon [L]

i : Gradient hydraulique = $(H_A - H_B) / L$ [-]

A : Section de l'échantillon normal à la direction de l'écoulement [L²]

a : Section de tube fin supérieur [L²]

r : Rayon du puits [L]

H : Hauteur de la nappe [L]

h : Hauteur du niveau d'eau à l'intérieur du puits [L]

D : Diamètre du forage (de la chambre) [L]

L : Hauteur de la chambre [L]

m : Coefficient de forme de la chambre donné par la relation approché [-]

R : Rayon d'action de l'essai, estimé à 200 mètre [L]

r : Rayon du forage (de la chambre) [L]

L : Hauteur de la chambre [L]

H : Charge hydraulique en mètres d'eau [L]

C : Constante [-]

n : Porosité [-]

e : Indice des vides [-]

η_w : Viscosité dynamique de l'eau à 20 °C [M/TL]

S : Surface spécifique des grains [L²]

D_s : Diamètre efficace de particules [L]

C_2 : Facteur de forme, changeant selon la forme de la particule, et gammes entre 5 Pour les grains sphériques
 et 7 pour les grains angulaires [-]

γ : Poids spécifique de l'eau [M/L³]

$k_{0,85}$: Coefficient de perméabilité d'un rapport vide de 0,85 [L/T]

C_u : Coefficient d'uniformité [-]

D_{10}, D_{30} et D_{60} : Diamètres efficaces des tamis laissant passer respectivement 10%, 30% et 60% [L]

σ_c : Pression de consolidation [M/LT²]

N : Effort normal vertical [M]

T : Effort horizontal [M]

C_c : Coefficient de courbure [-]

γ_s : Poids spécifique des grains solide [M/L³]

γ_d : Poids spécifique sec [M/L³]

γ_h : Poids spécifique des grains humides [M/L³]

w : Teneur en eau [-]

P_s : Poids de l'échantillon sec [M]

P_h : Poids de l'échantillon humide [M]

ES : Equivalent de sable [-]

IP : Indice de plasticité [-]

\bar{u}_{v0} : Pression de la vapeur d'eau saturante [M/LT²]

\bar{u}_v : Pression de gaz (un mélange d'air sec et de vapeur d'eau) [M/LT²]

u_a : Pressions de l'eau [M/LT²]

R_s : Rayon de courbure du ménisque [L]

r : Rayon du tube [L]

ρ_w : Masse volumique de l'eau [M/L³]

s : Succion matricielle qui est liée au phénomène de capillarité [M/LT²]

π : Succion osmotique [M/LT²]

ψ : Succion totale [M/LT²]

\underline{v}_w : Vitesse de Darcy dans un sol non saturé [L/T]

$k_w(s)$: Perméabilité du sol non saturé [L/T]

h_w : Charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau) [L]

S_{rw} : Saturation résiduelle [-]

LISTE DES TABLEAUX

- **Tableau I-1** : *Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard philipponnat*
- **Tableau I-2** : *Valeurs des C_1 selon (lambe et Whitman1979)*
- **Tableau I-3** : *Intervalles de la constante C_1 de Hazen d'après quelques auteurs*
- **Tableau II-1** : *Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié*
- **Tableau III-1** : *Résultats d'analyse granulométrique des matériaux utilisés.*
- **Tableau III-2** : *Caractéristiques physique des matériaux utilisés*
- **Tableau III-3** : *Equivalent de sable et l'indice de plasticité des matériaux utilisés*
- **Tableau IV-1** : *Quelques lois de perméabilité K_w en fonction de la succion ou de la saturation S_{rw}*
- **Tableau IV-2** : *Quelques lois de saturation en S_{rw} en fonction de la succion S*
- **Tableau V-1** : *Tableau récapitulatif des résultats obtenus des essais de la perméabilité.*
- **Tableau V-2** : *Valeur de $(k ; B_{10}$ et D_{15f}/D_{15i}) sous différent essais pour les trois classe granulaires du matériau grés*
- **Tableau V-3** : *Valeur de $(k ; B_{10}$ et D_{15f}/D_{15i}) sous différent essais pour les trois classe granulaires du matériau granit*
- **Tableau V-4** : *Valeur de $(k ; B_{10}$ et D_{15f}/D_{15i}) sous différent essais pour les trois classe granulaires du matériau grés*

LISTE DES FIGURES

- **Figure I-1** : Schéma de l'appareil de Darcy
- **Figure I-2 (a) et (b)** : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité (Miller et Low, 1963)
- **Figure I-3** : Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) Pour différentes tailles des grains d'après Cedergren (1977)
- **Figure I-4** : Corrélacion entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique (Inspirée de figure 5.4 de Dubé et al. 1996 et de Hantzsche et al. 1981)
- **Figure I-5** : Influence de l'indice des vides et la porosité sur le coefficient de perméabilité
- **Figure I-6** : Ligne d'égales perméabilités pour argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965)
- **Figure I-7** : La perméabilité en fonction du degré de saturation pour une argile compacté (Olson et Daniel, 1979)
- **Figure I-8** : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1965)
- **Figure I-9** : Effet de la pression de confinement sur la perméabilité d'échantillon d'argiles (Boynnton, 1965)
- **Figure I-10** : Exemples de fuseaux des rapports de perméabilité par rapport à la perméabilité a l'état initial obtenu sur 10 argiles nord-américaines et influence du nombre de cycles gel dégel sur la valeur de la perméabilité (d'après Othman et al. 1994)
- **Figure I-11** : (a) perméamètre à charge constante (b) perméamètre à charge variable
- **Figure I-12** : Caractéristiques de perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et autres, 1996)
- **Figure II-1** : Différents types de rupture des grains selon Ramamurthy T en 1966
- **Figure II-2** : Différentes modes de rupture des grains selon Gayon et Troadec, 1994
- **Figure II-3** : Coupe schématique d'une cellule oedométrique
- **Figure II-4** : Coupe schématique de la boîte de cisaillement
- **Figure II-5** : Déformation de l'échantillon dans une boîte de cisaillement
- **Figure III-1** : Analyse granulométrique du granit
- **Figure III-2** : Analyse granulométrique du grés
- **Figure III-3** : Analyse granulométrique du calcaire
- **Figure III-4** : Proctor modifié [matériau granit]
- **Figure III-5** : Proctor modifié [matériau grés]
- **Figure III-6** : Proctor modifié [matériau calcaire]
- **Figure IV-1** : Les diverses formes de l'eau présente dans un sol
- **Figure IV-2** : Structure de la molécule d'eau
- **Figure IV-3** : Couche d'eau adsorbée (d'après Andrei 1977)
- **Figure IV-4** : Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveaux de saturation (d'après Tang., 1979)
- **Figure IV-5 (a) et (b)** : Tension superficielle (Fredlund etc., 1993)

- **Figure IV-6** : Sollicitations de l'interface (d'après Chen, etc. 1987)
- **Figure IV-7** : Diagramme d'état de l'eau
- **Figure IV-8** : Le phénomène de capillarité
- **Figure IV-9** : Les composantes de la succion totale ($\psi = \pi + s$)
- **Figure IV-10** : Perméabilité K_w d'un sol non saturé
- **Figure IV-11** : Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage
- **Figure IV-12** : Hystérésis de $K_w(s)$
- **Figure IV-13** : Manifestation physique de l'hystérésis (Bear et Verruijt, 1987)
- **Figure IV-14** : Méthode du régime permanent d'après (Delage, 1993).
- **Figure IV-15** : Profils typiques de la succion et de la teneur en eau volumique pendant le mouillage
- **Figure IV-16** : Appareil de Richards
- **Figure V-1** : Granulométrie 0/6 du grés avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-2** : Granulométrie 06/10 du grés avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-3** : Granulométrie 10/16 du grés avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-4** : Granulométrie 0/6 du granit avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-5** : Granulométrie 06/10 du granit avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-6** : Granulométrie 10/16 du granit avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-7** : Granulométrie 0/6 du calcaire avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-8** : Granulométrie 6/10 du calcaire avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-9** : Granulométrie 10/16 du calcaire avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-10** : Granulométrie 0/6 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-11** : Granulométrie 6/10 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-12** : Granulométrie 10/16 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement
- **Figure V-13** : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau grés en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement
- **Figure V-14** : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement
- **Figure V-15** : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement
- **Figure V-16** : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau grés en fonction de D_{10} et D_{15}
- **Figure V-17** : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15}
- **Figure V-18** : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15}
- **Figure V-19** : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau grés en fonction de D_{10} et D_{15}
- **Figure V-20** : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15}
- **Figure V-21** : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15}

- **Figure V-22** : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau grés
- **Figure V-23** : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau granit
- **Figure V-24** : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau calcaire
- **Figure V-25** : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (0/6) des trois matériaux
- **Figure V-26** : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (6/10) des trois matériaux
- **Figure V-27** : L'influence de type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (10/16) des trois matériaux
- **Figure V-28** : Evolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai Proctor
- **Figure V-29** : Evolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai oedométrique
- **Figure V-30** : Evolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai de cisaillement à la boîte
- **Figure V-31** : Corrélation L'évolution de la perméabilité de classe 0/6 du matériau grés en fonction de B_{10}
- **Figure V-32** : Corrélation de la perméabilité de classe 0/6 du matériau granit en fonction de B_{10}
- **Figure V-33** : Corrélation de la perméabilité de classe 0/6 du matériau calcaire en fonction de B_{10}
- **Figure V-34** : Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau grés en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-35** : Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau granit en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-36** : Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau calcaire en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-37** : Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du matériau grés en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-38** : Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du Matériau granit en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-39** : Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du matériau calcaire en fonction de D_{15f}/D_{15i}
- **Figure V-40** : La fluctuation des valeurs de la perméabilité pendant L'essai (classe 10/16) grés après essai oedométrique voire Annexe
- **Figure V-41** : La fluctuation des valeurs de la perméabilité pendant L'essai (classe 0/6) calcaire après essai oedométrique voire Annexe
- **Figure V-42** : La fluctuation des valeurs de la perméabilité pendant L'essai (classe 0/6) granite après essai oedométrique voire Annexe

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, de part qu'il entre dans la constitution des sols, sa présence est à l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol tels que la capillarité et la pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins. Elle est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques telles que le gonflement, le gel, la percolation, le tassement et le glissement...A titre statistique, les pertes de vies humaines causées par la rupture des barrages et digues (par érosion interne) sont plus importantes de toute perte causée par les autres types de rupture d'ouvrages de génie civil. Les pertes matérielles et le coût d'entretien des structures sous sols gonflants sont les plus importants que les dommages causés par les inondations des ouragans, les tornades, et les tremblements de terres.

L'eau existe dans le sol sous différentes formes : **l'eau de construction** et de cristallisation qui fait partie de la composition chimique des minéraux, **l'eau adsorbée** ou hygroscopique qui forme autour des grains solides une pellicule fortement adhérente, **l'eau capillaire** que l'on rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient en contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles qui prennent naissance à l'interface eau –air. Cette eau malgré la pesanteur, ne peut pas s'écouler librement. En dernier lieu, **l'eau libre** ou de gravité, qui remplit les pores et les vides, peut s'écouler librement dans un volume donné de sol saturé. Ce sont essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent l'ingénieur de génie civil.

La perméabilité est l'une des propriétés les plus importantes d'intérêt au géotechnicien du sol pour la conception des projets géotechniques, à un certain degré la perméabilité jouera un rôle dans la conception de presque n'importe quelle structure.

Pour illustrer l'importance de **la perméabilité** dans les ouvrages géotechniques, les applications suivantes montrent la nécessité de connaître la perméabilité :

- Le débit aux puits d'une couche aquifère dépend de la perméabilité.
- La réalisation des barrages est basée sur la perméabilité du terrain.
- L'exécution des recouvrements de remblai est basée sur leur perméabilité.
- La stabilité des pentes et des structures de retenue peut être considérablement affectée par la perméabilité des sols impliqués.
- La conception des filtres pour empêcher l'érosion est basée suivant leur perméabilité.
- La réalisation des zones de stockages des déchets ou matériaux peut poser des problèmes de pollution du milieu avoisinant (nappe aquifère) basée sur la perméabilité des terrains utilisés comme des décharges publiques.

Les mesures in situ ou en laboratoire pour la détermination des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. De plus, **la perméabilité** présente une **variabilité** dans **l'espace** et dans le **temps**, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesure.

Dans ce travail de recherche, nous explorons la possibilité de mettre en relation **la perméabilité** et les autres propriétés des sols facilement mesurables qui sont aussi fonction de la structure interne du milieu poreux tel que **la porosité** et la **taille des grains**.

Ce travail comporte deux grandes parties, la première est consacrée à une étude bibliographique dans laquelle on définit **la perméabilité**, **les paramètres qui l'affectent**, les méthodes et les essais utilisés pour la déterminer au laboratoire ou sur site, **les modèles prédictifs** utilisés jusqu'à maintenant.

La seconde partie, expérimentale a été consacrée à l'identification des matériaux utilisés à savoir : le grès, le calcaire et le granit, à la détermination de la perméabilité avec **des perméamètres à charge constante** avant et après l'écrasement, et à comparer l'évolution de la perméabilité de ces trois matériaux aux différents essais effectués à savoir l'essai oedométrique, l'essai Proctor et l'essai à la boîte de cisaillement. Ce qui nous a permis de mettre en évidence l'influence du phénomène d'écrasement des grains d'un sol sur sa perméabilité.

CHAPITRE : I

GENERALITES SUR LA PERMEABILITE DES SOLS

GENERALITES SUR LA PERMEABILITE DES SOLS

I - Introduction :

Dans la conception des projets géotechnique, l'une des propriétés les plus importante d'intérêt pour l'ingénieur du sol est la perméabilité, a un certain degré, la perméabilité jouera un rôle très important dans la conception de presque n'importe quelle structure, par exemple, la longévité d'un béton est liée à la perméabilité, dans les conceptions qui se servent des matériaux de terre, la perméabilité de ces matériaux sera habituellement d'une grande importance. Lorsqu'on parle de la perméabilité on a tendance à parler de l'eau dans les sols et de ces différentes formes ; l'eau de construction et de cristallisation, l'eau adsorbée ou hygroscopique, l'eau capillaire et enfin l'eau libre ou de gravité ; et parmi ces eaux c'est essentiellement l'eau libre et l'eau capillaire qui intéressent l'ingénieur de génie civil, pour définir la perméabilité dans les sols

II- L'écoulement :

La stabilité de l'ouvrage est influencée par l'écoulement d'eau dans les sols, le coefficient de perméabilité se détermine soit au laboratoire à l'aide des essais exemple Permeametre, soit in-situ exemple essai de pompage.

Le sol est en général stratifié sous forme de couches supposées horizontales, le souci de la simplicité de l'étude pousse l'ingénieur à définir un terrain homogène équivalent.

Dans le cas d'un écoulement horizontal, le coefficient de perméabilité horizontal équivalent est :

$$k_{heq} = \frac{\sum k_i l_i}{l} \quad \text{Équation I-1}$$

Si l'écoulement est perpendiculaire aux couches, le coefficient de perméabilité vertical est donné

par :

$$k_{veq} = \frac{l}{\sum \frac{l_i}{k_i}} \quad \text{Équation I-2}$$

Pour un écoulement dans un milieu homogène anisotrope :

$$k_{eq} = \sqrt{\frac{k_{veq}}{k_{heq}}} \quad \text{Équation I-3}$$

L'étude d'un milieu isotrope, siège à un écoulement ayant le même débit et un coefficient de perméabilité équivalent k_{eq} tel que :

$$k_{eq} = \sqrt{k_{veq} k_{heq}} \quad \text{Équation I-4}$$

k_{veq} et k_{heq} sont respectivement les coefficients de perméabilité relatifs verticale et horizontale (m/s)

l : Epaisseur totale de l'horizon testé (m) et l_i : l'épaisseur de la $i^{\text{ème}}$ couche (m)

L'étude des écoulements d'eau dans les sols repose sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est supposé complètement saturé.
- L'eau et les grains sont supposés incompressibles
- Conservation de la phase liquide, conservation de la masse de l'eau interstitielle,
- L'eau qui circule entre les grains présente de la viscosité,
- Les contraintes totales σ et effectives σ' ainsi que la pression interstitielle de l'eau U sont liées par la relation Terzaghi : $\sigma = \sigma' - U$.

L'étude tient compte de l'effet de la pesanteur et les écoulements sont supposés permanents, C'est-à-dire que les vitesses de l'eau dans différents endroits sont indépendantes du temps.

La charge hydraulique dans un point est donnée par :

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Équation I-5}$$

z : cote du point.

u : pression hydrostatique au point considéré.

γ_w : poids volumique de l'eau,

v : vitesse de l'eau

g : accélération de la pesanteur

Dans les sols, les vitesses sont faibles (≤ 10 cm/s) et l'énergie cinétique $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ est tout à fait

négligeable, on a donc : $h = z + \frac{u}{\gamma_w}$ **Équation I-6**

Le gradient hydraulique est défini par : $i = \frac{dh}{dl}$ **Équation I-7**

Où dh est la perte de charge hydraulique correspondant à un trajet de particules de longueur dl

III- La perméabilité :

Les mouvements de l'eau dans le sol ont été étudiés par Darcy. Ce dernier a montré que la vitesse d'écoulement était proportionnelle au gradient hydraulique (une fonction de la pression et de la profondeur). Le coefficient de proportionnalité est appelé coefficient de perméabilité ; il traduit la capacité à laisser plus ou moins facilement le passage à l'écoulement de l'eau. La vitesse des tassements varie selon certaines théories, avec le carré de la perméabilité.

Ainsi les sols argileux se tasseront très lentement après construction des ouvrages, alors que les sols sableux se tasseront au fur et à mesure de leur mise en charge. Le coefficient de perméabilité k est exprimé en m/s. Il est de 10^{-2} à 10^{-3} pour les graviers et gravillons et 10^{-10} à 10^{-11} pour les argiles, ce qui traduit bien les différences de comportement.

Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Gravier moyen à gros	$10^{-1} \text{ _ } 10^{-3}$	Très élevé
Petit gravier, sable	$10^{-3} \text{ _ } 10^{-5}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux	$10^{-5} \text{ _ } 10^{-7}$	Faible
Limon compacté, argile siliceuse	$10^{-7} \text{ _ } 10^{-9}$	Très faible
Argile franche	$10^{-9} \text{ _ } 10^{-12}$	Pratiquement imperméable

Tableau I-1 : Ordre de grandeur de la perméabilité d'après Gérard Philipponnat

III-1 Loi de Darcy :

En 1856, *Henry Darcy*, ingénieur du corps impérial des ponts et chaussées et des mines, a étudié les possibilités d'alimentation en eau la ville de Dijon en utilisant un système d'aqueducs et de tuyaux. L'option la plus pratique était la percolation de l'eau à travers un lit de sable fin. Dans ce contexte, *Darcy* a effectué de nombreuses expériences afin d'étudier le débit d'écoulement à travers les couches filtrantes de sable. Son dispositif expérimental lui a permis de maintenir une charge hydraulique constante en haut et en bas de l'échantillon durant le test, ce qui est montré sous forme schématique voir **figure (I-1)** à partir des résultats de ses nombreux tests, *Darcy* a établi empiriquement la relation suivante :

$$Q = k \frac{H_A - H_B}{L} A = k i A \quad \text{Équation I-8}$$

Ou : Q : débit d'écoulement, mesuré à la sortie (m^3/s)

k : constante, coefficient de perméabilité

H_A : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à l'entrée de la colonne de la couche filtrante (m)

H_B : hauteur séparant le niveau de référence, et le niveau de l'eau à la sortie de la colonne de la couche filtrante (m)

L : longueur de l'échantillon (m)

i : gradient hydraulique = $(H_A - H_B) / L$

A : section de l'échantillon normal à la direction de l'écoulement (m^2)

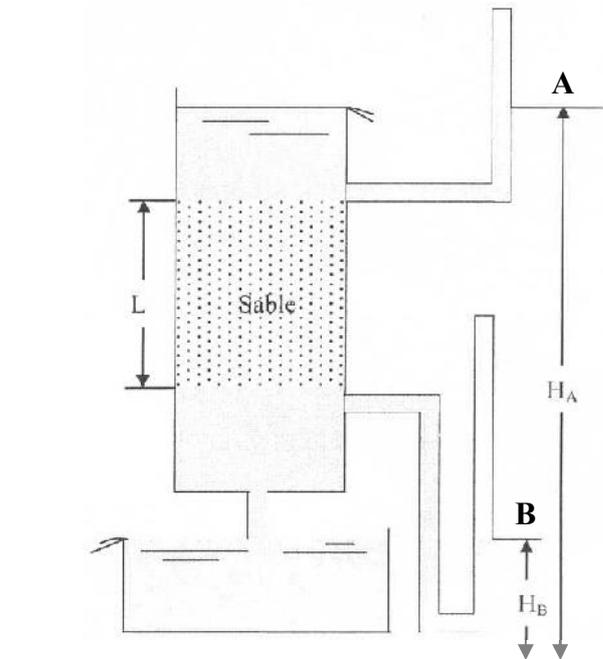


Figure I-1 : Schéma de l'appareil de Darcy

La direction de l'écoulement se fait du point où la charge hydraulique est la plus forte vers celui où la charge est la plus faible, dans ce cas de A vers B.

III-2 Validité de la loi de Darcy :

Depuis que *Darcy* a présenté ses travaux, *l'Equation (I-8)* a été sujette à des examens par un grand nombre de chercheurs et ingénieurs en utilisant différents types de sols, tout en testant les équipements et les conditions d'essais.

Des déviations de la loi de Darcy ont été relatées pour les sols aux grains de dimension extrême :

a- Sables grossiers – graviers :

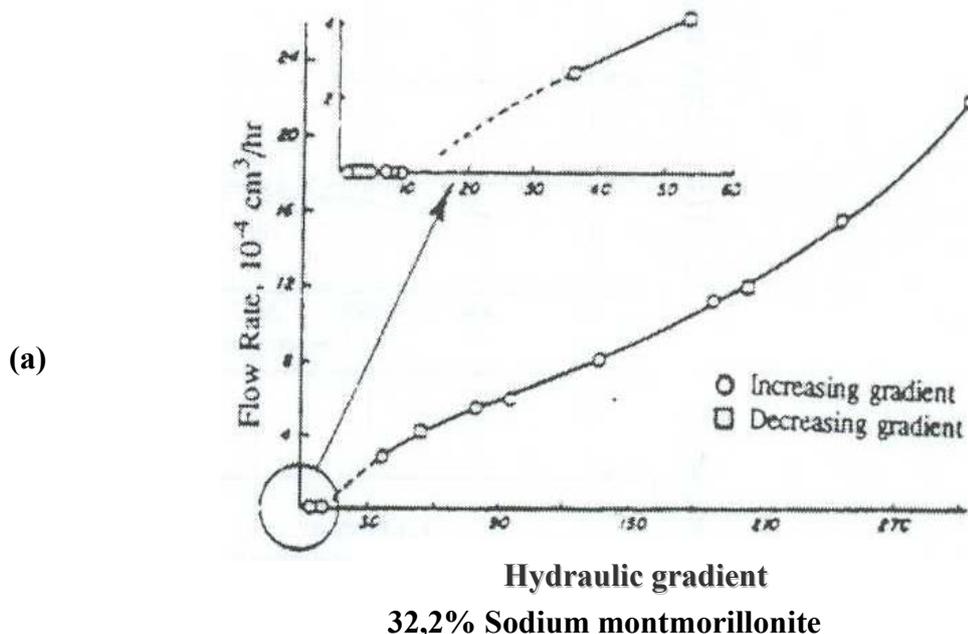
Dans les sables grossiers et les graviers, les gradients hydrauliques supérieurs peuvent développer des conditions d'écoulement non laminaire et la loi de Darcy dans ce cas n'est pas toujours applicable.

b- Sols fins :

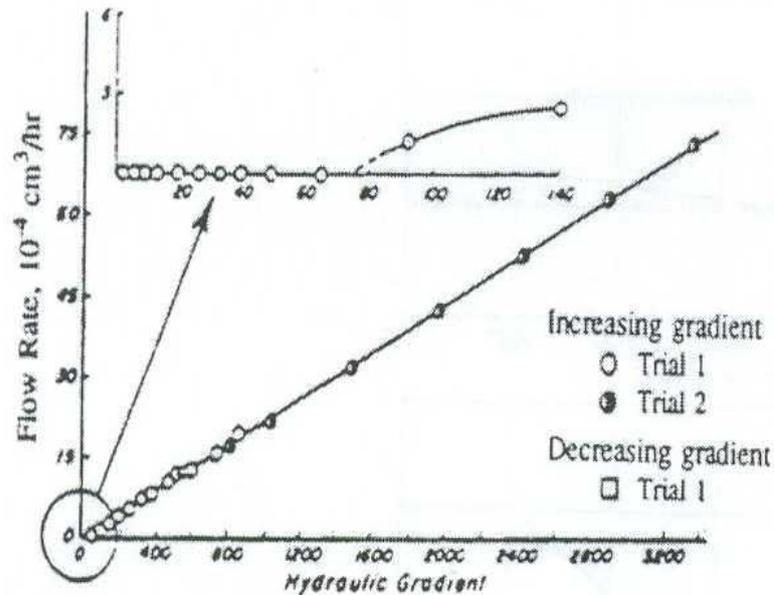
La loi de Darcy est généralement valable pour les sols fins (*Olson et Daniel, 1981*). Cependant, certaines recherches ont montré des déviations du comportement prévu dans les cas des argiles et les sols argileux (*Izbash, 1931 ; Lutz et Kemper, 1959 ; Hansbo, 1960 ; Miller et Low 1963 ; Mitchell et Younger, 1967 ; Gardner, 1974 ; Zou, 1996, Sri Rajan et Karthigesu, 1996*). Ces déviations sont de deux types :

- Le gradient seuil apparent : en dessous duquel le flux est soit nul soit au moins inférieur à celui prédit par la relation de Darcy.
- Non linéarité de la loi de Darcy : la relation entre l'écoulement et le gradient n'est pas linéaire, en d'autres termes, la perméabilité n'est pas constante.

Cette déviation de la linéarité peut être rapportée aux très faibles et aux très forts gradients ($i \leq 10 ; i \geq 100$).



(b)



55,5 % sodium montmorillonite

Figure I-2 (a) et (b) : Gradient seuil apparent et déviation de linéarité
 (Miller et Low, 1963)

En résumé, la compréhension courante est que la loi de Darcy est valide tant que toutes les conditions environnementales restent inchangées :

- Pas de changement de structure.
- Pas de changement dans la chimie de l'eau interstitielle.
- Pas de variation de la contrainte effective.
- Pas de migration des particules
- Pas de température différentielle

Les essais en laboratoire pourraient être menés sous des conditions qui reproduisent tous les détails de l'environnement du terrain mais ces essais ne sont pas toujours représentatifs car les échantillons de laboratoire sont relativement petits et les essais aux très faibles gradients ne sont pas une tâche facile.

IV- Facteurs affectant la perméabilité :

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale la perméabilité d'un milieu dépend :

- du volume des pores (fonction de la densité du degré de saturation)
- de la distribution de la taille des pores (structure interne des pores)

Les différents paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- ✓ Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc.
- ✓ Environnemental : structure, saturation, etc.
- ✓ Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essais, condition d'essais, etc.

a- Distribution de la taille des grains :

La distribution de la taille des grains est une propriété importante pour définir la perméabilité. Le coefficient de perméabilité dépend principalement de la taille moyenne des pores, qui alternativement liée à la distribution des tailles de grain, de la forme de grain et de la structure du sol. En général, plus la particule est petite plus les vides entre elles sont petits.

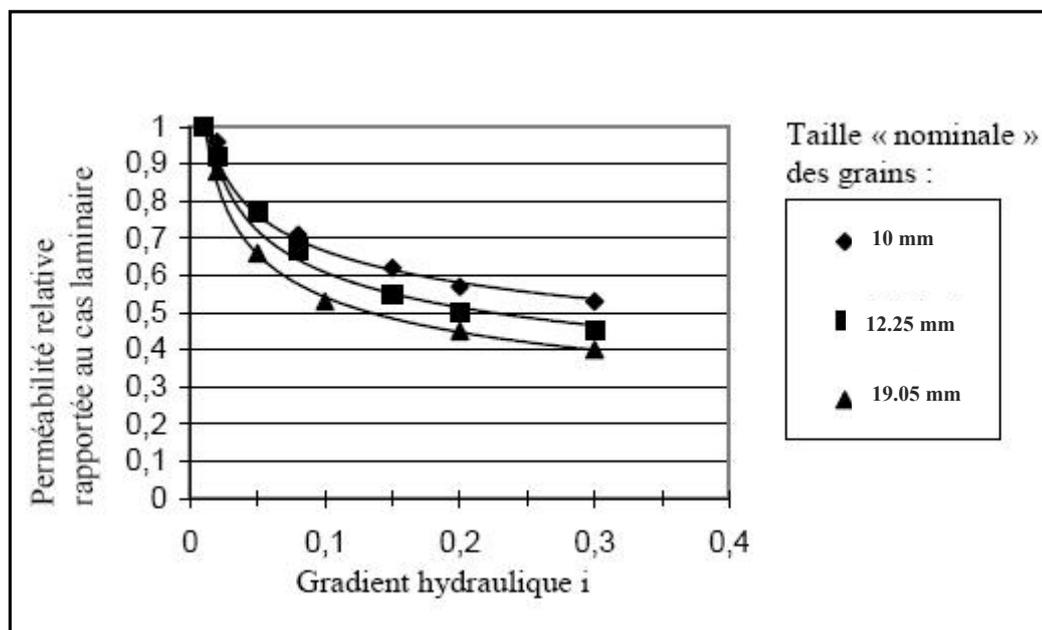


Figure I-3 : Perméabilité relative (rapportée à la perméabilité au régime laminaire) Pour différentes tailles des grains d'après CEDERGREN (1977)

b- Forme et texture du grain :

La perméabilité change selon la forme des particules et la texture du sol. Quand les particules sont lisses et sphériques elles permettent un écoulement plus facile et elles augmentent la perméabilité. Réciproquement, les particules de forme irrégulière créent de plus longs chemins d'écoulement pour que le fluide les traverse, elles réduisent donc la perméabilité. Généralement, les particules à surface rugueuse produisent une plus grande résistance de friction au flux de fluide, de ce fait réduisent la perméabilité (Head, 1982).

c- Composition Minéralogique :

Aux sols fins, les différents types de minerais se tiennent sur différentes épaisseurs de l'eau adsorbée et par conséquent la taille efficace de pore change. Ainsi, la composition minérale affecte la perméabilité des argiles, mais a peu d'effet sur les sols granulaires.

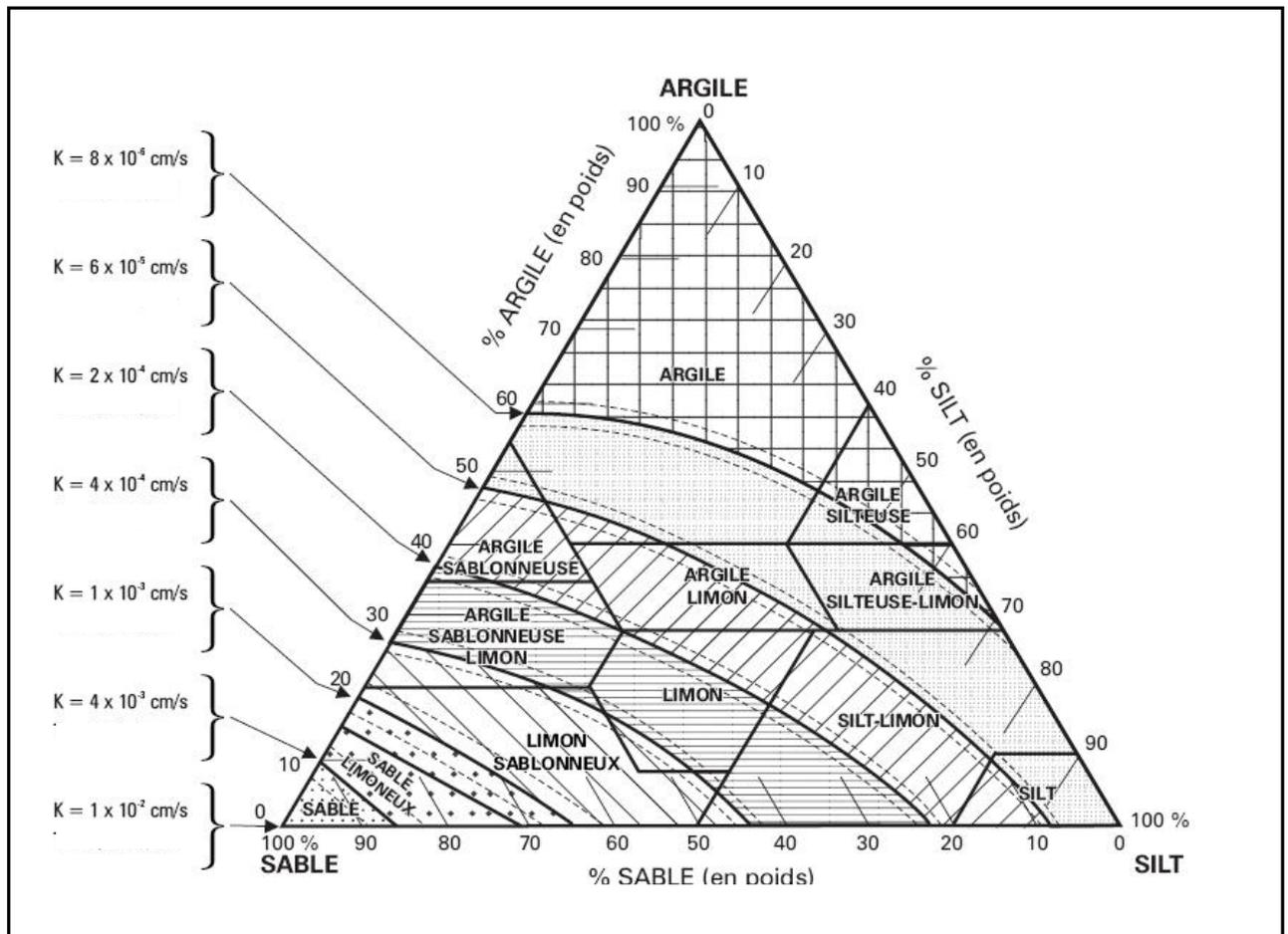


Figure I-4 : Corrélation entre la texture du sol et sa valeur probable de conductivité hydraulique (Inspirée de figure 5.4 de Dubé et al. 1996 et de Hantzsche et al. 1981)

1 : Pour chaque 10% (en poids) du contenu en gravier et cailloux de l'échantillon, on doit ajouter un équivalent en poids de sable de 1%.

2 : Le trait continu entre chaque classe de conductivité hydraulique relative (en termes de « k » représente une valeur moyenne approximative pour chacune des textures de sol représentées. Les traits pointillés indiquent un écart moyen en raison des caractéristiques fondamentales de l'échantillon analysé (structure, densité, etc.).

3 : Se déplacer d'un équivalent de 15% d'augmentation de contenu en argile pour les sols compacts (limon ou sols plus fins ayant une densité relative supérieure à 1,5 ou sable ayant une densité relative supérieure à 1,7).

d- Indice des vides et la porosité :

Le coefficient de perméabilité dépend, dans une large mesure, de l'indice des vides (e) et de la porosité (n)

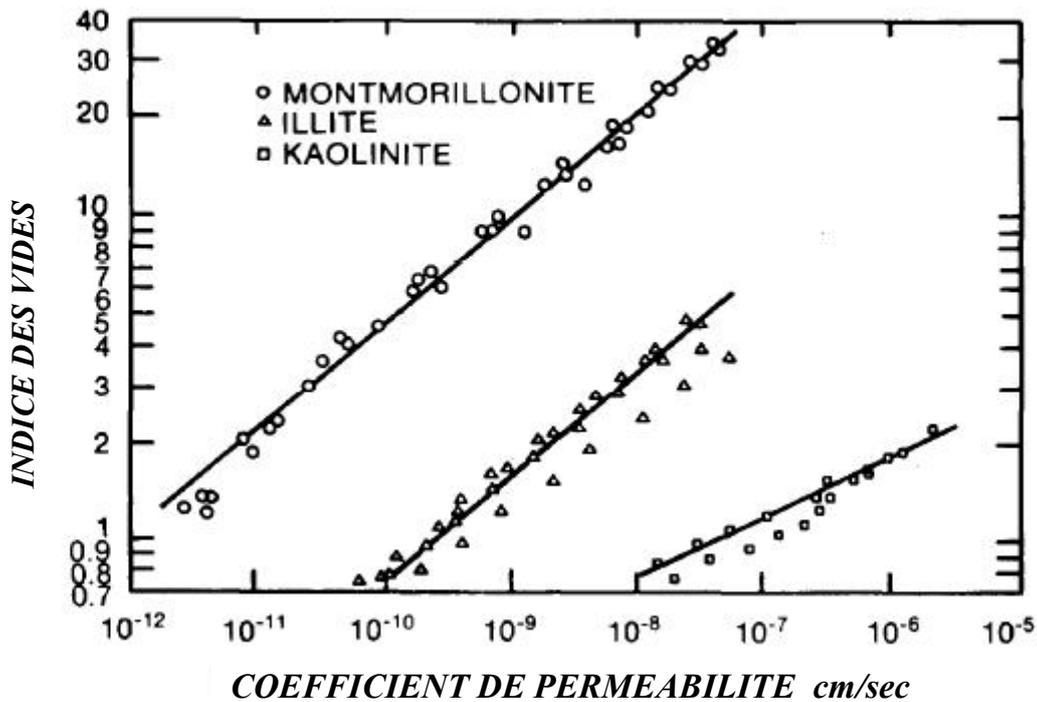


Figure I-5 : Influence de l'indice des vides et la porosité sur le coefficient de perméabilité

e- Degré de saturation :

Dans les sols partiellement saturés, les pores du sol contenant des vides piégés ne participent pas complètement à l'écoulement du fluide, et la section effective à travers laquelle l'écoulement s'effectue se trouve réduite. Ainsi, la perméabilité maximale possible est celle de l'échantillon complètement saturé.

La perméabilité est en fonction du degré de saturation, mais la forme exacte de la relation ne peut être généralisée, et peut varier selon la structure interne du sol.

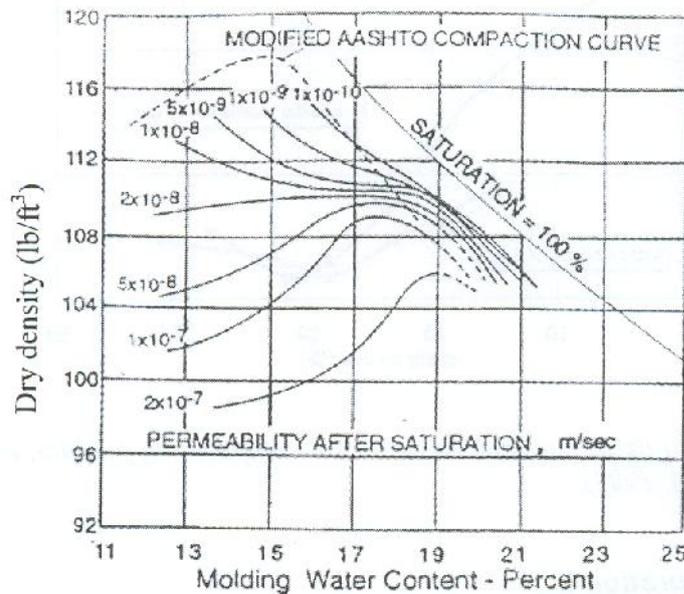


Figure I-6 : Ligne d'égales perméabilités pour une argile limoneuse compactée (Mitchell, 1965)

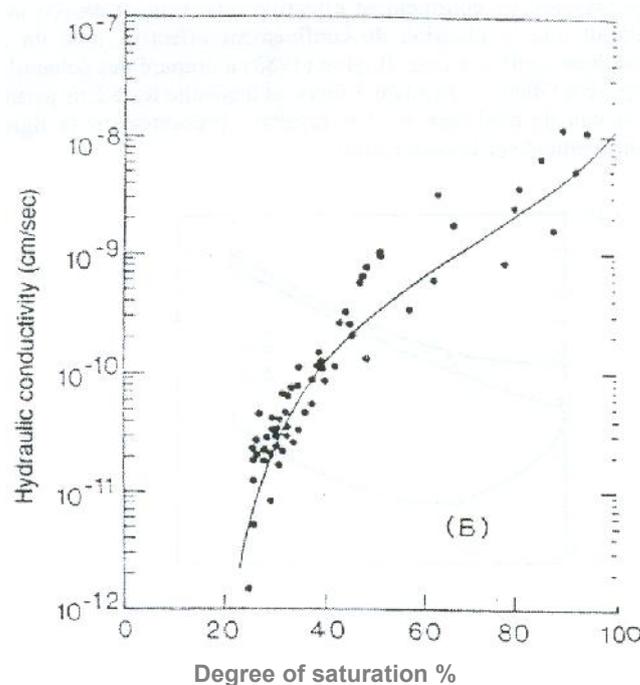


Figure I-7 : Perméabilité en fonction du degré de saturation pour une argile compacté (Olson et Daniel, 1979)

f- Le compactage :

Mitchell *et al* (1965), on montré qu'un sol compacté statiquement présente une structure plus dispersée que pour un compactage par pétrissage. De plus, L'augmentation de l'énergie de compactage provoque une réduction de la perméabilité.

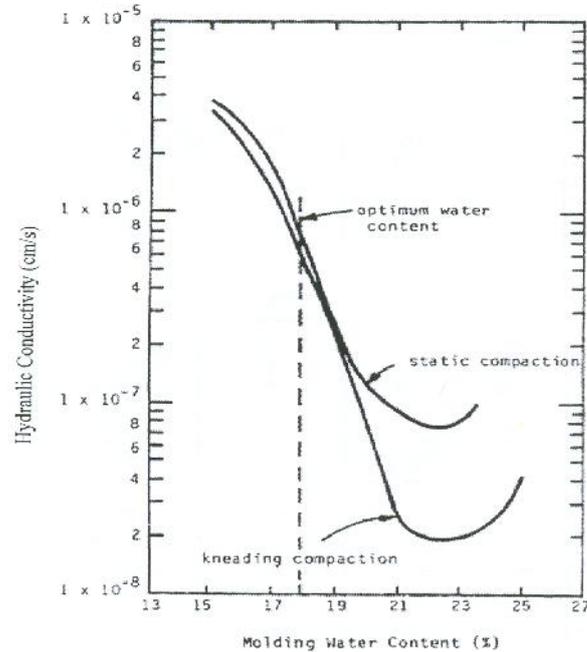


Figure I-8 : Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell *et al*, 1965)

g- Effet de la pression de confinement :

Les résultats, présentés sur la figure suivante ont confirmé l'effet du confinement sur la perméabilité dans des sols argileux.

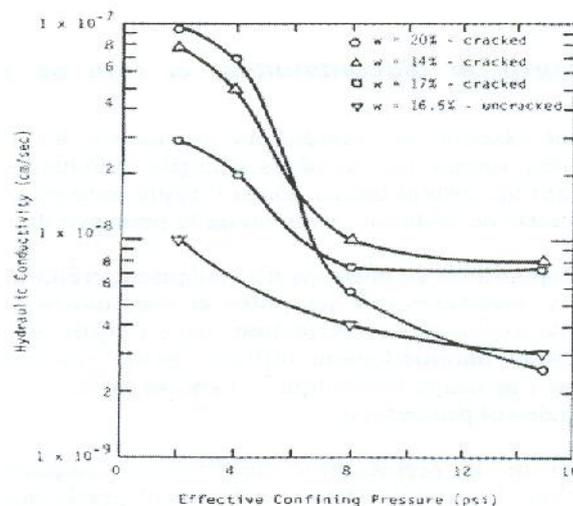


Figure I-9 : Effet de la pression de confinement sur la perméabilité d'échantillon d'argiles (Boynton, 1965)

h- Effet des cycles gel –dégel :

D'après *Othman et al 1994* les cycles gel dégel favorisent la formation de micro fissures et L'augmentation de la perméabilité des sols est de 10^1 à 10^3 dans certain cas.

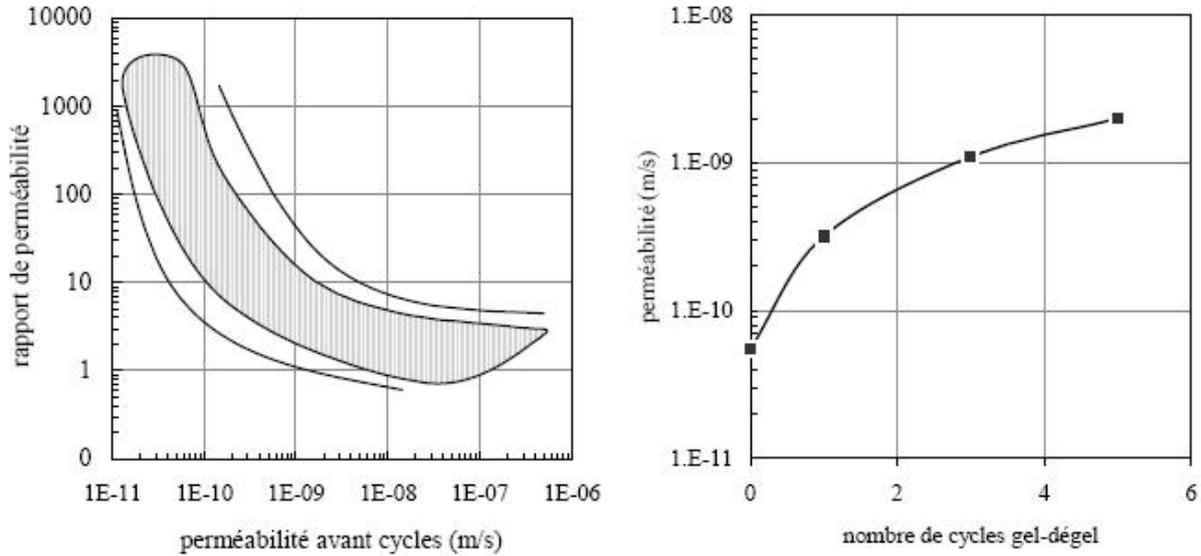


Figure I-10 : Exemples de fuseaux des rapports de perméabilité par rapport à la perméabilité à l'état initial obtenu sur 10 argiles nord-américaines et influence du nombre de cycles gel dégel sur la valeur de la perméabilité (d'après *Othman et al. 1994*)

i- La température :

Le coefficient de perméabilité change également avec la température, de laquelle la viscosité de l'eau dépend. Au fur et à mesure que la température augmente, la viscosité diminue ainsi ayant pour résultat une plus grande perméabilité. La perméabilité est généralement citée à une température standard de 20 degrés Celsius.

V- Mesure de la perméabilité :

Les méthodes générales de mesure de la perméabilité des sols pour des écoulements liquides sont les suivantes :

- Mesure directe avec des perméamètres à charge constante et variable.
- Mesure indirecte par absorption capillaire dans des tubes horizontaux.
- Mesure indirecte par la vitesse de consolidation dans les essais œdométriques.
- Mesure directe à partir des essais de pompage en place.
- Mesure indirecte à partir des caractéristiques du sol.

V-1 Mesures en laboratoire :

- Objectif :

Pour l'interprétation des phénomènes observés in situ, des expérimentations au Laboratoire sont effectuées sur des échantillons de sols ou matériaux comparables à ceux testés sur le terrain. Cette analyse est indispensable pour valider certaines hypothèses et méthodes d'analyse des mesures brutes. Le dispositif de mesure de la perméabilité au laboratoire doit reproduire au mieux la configuration adoptée in situ.

La théorie des essais de perméabilité est relativement simple, mais les difficultés pratiques généralement rencontrées limitent sérieusement la précision des résultats obtenus.

- Principe d'un perméamètre :

Un perméamètre est composé d'une enceinte étanche dans la quelle est placée un échantillon de sol de section S et de longueur L . les deux extrémités de l'échantillon sont reliés a deux tubes par l'intermédiaire de pierres poreuses voir *Figure (I-11)*

- Méthodes de mesures :

V-1-1 Perméamètre à charge constante :

Ce perméamètre convient pour des sols très perméables, pour l'exécution de cet essai, on crée un gradient hydraulique à l'intérieur de l'échantillon et l'eau s'écoule à travers le sol, la charge Δh reste constante et on mesure le débit d'eau qui passe a travers les sols pendant un temps donné et on calcul alors k :

$$Q = kS \frac{\Delta h}{L} \rightarrow K = \frac{QL}{(S\Delta h)} \quad \text{Équation I-9}$$

V-1-2 Perméamètre à charge variable :

Dans se cas, le tube fin supérieur est rempli d'eau : l'essai consiste à mesurer la baisse de son niveau en fonction du temps

$$Q = kA \frac{h}{L} = -a \frac{dh}{dt} \Rightarrow \frac{dh}{h} = -\frac{A}{a} k \frac{dt}{L} \quad \text{Équation I-10}$$

D'où :

$$\ln\left(\frac{h}{h_0}\right) = -\frac{Ak}{aL}(t-t_0) \quad \text{Équation I-11}$$

A = section de l'échantillon (m^2)

a = section de tube fin supérieur (m^2)

h_0 = hauteur d'eau initiale (m)

h = hauteur d'eau finale (m)

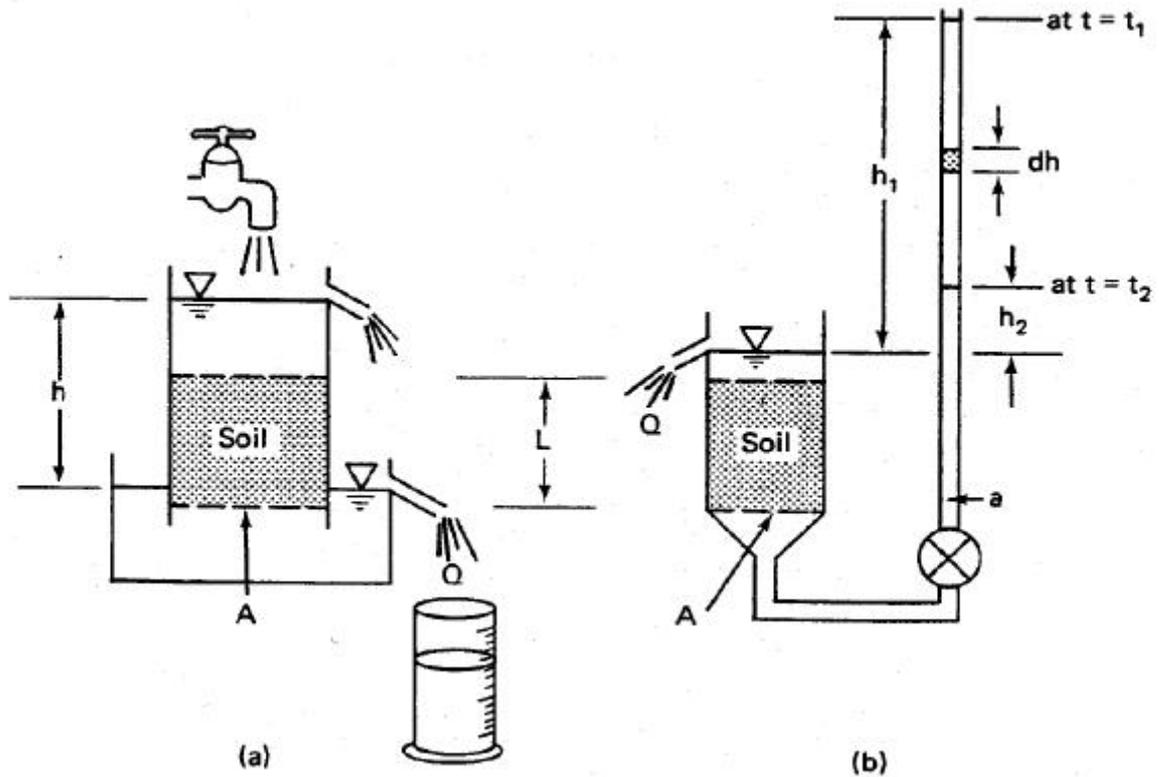


Figure I-11 : (a) Perméamètre à charge constante
(b) Perméamètre à charge variable

V-1-3 Oedo-perméamètre :

L'échantillon est enfermé au centre de la cellule entre deux pierres poreuses. La partie supérieure de la cellule est composée d'un piston qui permet de laisser libre le gonflement ou éventuellement d'appliquer une contrainte sur l'éprouvette.

Après saturation et consolidation sous une contrainte donnée, la mesure de la perméabilité peut être effectuée de deux manières

- ✓ A charge constante, en régime permanent on applique une différence de charge Entre les deux faces de l'éprouvette et on mesure le débit qui traverse celle-ci.
- ✓ A charge variable, on applique au moyen d'une burette une charge sur l'une des faces de l'éprouvette. L'autre étant drainée à pression atmosphérique. la charge va diminuer progressivement jusqu'à l'obtention d'une charge nulle. le volume écoulé par unité de temps et par unité de surface de l'éprouvette, est proportionnel au gradient hydraulique. on doit vérifier également que les débits entrant et sortant sont égaux.

V-1-4 Perméamètre radial :

Utilisé pour les roches, cet essais consiste à injecter sous pression de l'eau dans la partie centrale d'un cylindre de roche ou à l'extérieur de celui-ci.

V-2 Mesure in situ :

Les essais sont classés par domaine de perméabilité

V-2-1 Essai de Pompage :**a- Domaine d'application :**

L'essai de pompage est réalisé dans un sol aquifère dont la perméabilité est telle que le pompage provoque, en quelques heures, un rabattement de la surface piézométrique.

Son domaine est :

- ✓ Les sols grenus,
- ✓ Les sols fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités.

Ces essais sont destinés à estimer les paramètres hydrodynamiques d'un terrain aquifère pour des ouvrages importants ou ceux dont l'incidence sur la nappe est de nature à entraîner des conséquences sur l'environnement.

b- Principe de l'essai :

Cet essai consiste à forer un puits jusqu'au niveau de la nappe et pomper l'eau avec un débit constant Q jusqu'à ce que l'on atteigne un régime permanent. En supposant les équipotentiels verticales on a alors :

$$k = Q \cdot \frac{\ln\left(\frac{R}{r'}\right)}{\Pi(H^2 - h^2)} \quad \text{Équation I-12}$$

Avec :

R : Rayon de rabattement de la nappe.

r : Rayon du puits.

H : Hauteur de la nappe.

h : Hauteur du niveau d'eau à l'intérieur du puits.

V-2-2 Essai LEFRANC :

L'essai LEFRANC est l'essai le plus connu et le plus utilisé car il s'intéresse aux terrains très perméables (perméabilité de l'ordre de 1.10^{-3} à 1.10^{-5} m/s). On l'utilise classiquement pour mesurer la perméabilité d'interstices de roche meubles.

a- Principe :

Cet essai est le plus simple à mettre en œuvre, tant pour le matériel que pour l'interprétation des résultats de l'essai. L'essai *LEFRANC* consiste à injecter de l'eau dans des couches perméables et à mesurer le volume d'eau absorbé sous une charge hydraulique donnée.

b- Calcul de la perméabilité :

Connaissant le volume injecté, le diamètre du forage et la charge hydraulique appliquée, on peut aisément calculer le coefficient de perméabilité qui est donné par l'équation :

$$Q = mkHD \quad \text{Equation I-13}$$

D'où
$$k = \frac{Q}{mHD} \quad \text{Equation I-14}$$

Avec K : coefficient de perméabilité de la formation (m/s)

D : diamètre du forage (de la chambre) (m)

L : hauteur de la chambre (m)

m : coefficient de forme de la chambre donné par la relation approché

$$k = \frac{\left(\frac{2\pi L}{D}\right)}{\ln\left(\frac{2L}{D}\right)} \quad \text{Equation I-15}$$

Cette méthode donne des résultats relativement précis pour des terrains de bonne perméabilité c'est-à-dire $k > 10^{-4}$ m/s

On peut ainsi, pour une couche donnée, calculer un coefficient de perméabilité correspondant à une charge hydraulique donnée ; il faut toutefois opérer de telle sorte que la loi de Darcy soit applicable, c'est-à-dire de ne pas utiliser des charges trop élevées.

On reporte ensuite sur un graphique les résultats obtenus avec, en abscisse, les différents débits injectés et en ordonnée les valeurs des différentes charges hydrauliques.

L'essai n'est valable que lorsque la loi de Darcy est respectée et que les points s'alignent sur une droite. On obtient alors la relation :

$$k = \frac{1}{Ca} \quad \text{Equation I-16}$$

Où a : la pente de la droite, l'intersection de la droite et l'axe des ordonnées est la cote du niveau piézométrique.

c- Exécution de l'essai :

L'essai classique consiste à injecter 200 litres d'eau dans un temps constant, généralement 4 litres par minute. Il peut se présenter 3 cas de figures :

- L'eau injectée est totalement absorbée par le terrain ;
- L'eau injectée est partiellement absorbée par le terrain ;
- Presque toute l'eau injectée ressort par l'annulaire.

Dans les deux premiers cas, on mesure le volume de l'eau absorbée et on utilise les données recueillies pour calculer le coefficient de perméabilité comme défini précédemment, dans le dernier cas, le volume d'eau recueilli donne une idée de la valeur relative de la perméabilité d'un terrain peu perméable et nous verrons ultérieurement des essais mieux adaptés à ce type de terrain.

V-2-3 Essai LUGEON :

L'essai Lugeon est réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de 1.10^{-5} à 1.10^{-8} m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité de fissures dans les roches compactes.

a- Principe :

L'essai Lugeon, est essentiellement destiné à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter de l'eau dans un forage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

b- Calcul de la perméabilité :

Les différents paramètres, volume d'eau injecté, pression appliquée, différents pour chaque palier (seul le temps est constant), doivent être convertis en "absorption unitaire " qui s'exprime en unité Lugeon.

Par définition 1 Lugeon = débit de 1 litre par minute injecté dans un tronçon de forage de 1.00m sous une pression de 1 MPa (10 bars), maintenue constante pendant 10 minutes.

Si le débit ramené à 1m de forage est de n litres/minute, on dira que la perméabilité de la roche est de n Lugeons.

Si c'est une droite on peut appliquer l'équation :

$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi L H}$$

Équation I-17

Si c'est une courbe, la formule sera :

$$k = \frac{Q O}{2\pi L R H} \quad \text{Équation I-18}$$

k est exprimé en m/s avec :

Q : débit en m³/s

R : rayon d'action de l'essai, estimé à 200 m

r : rayon du forage (de la chambre) (m)

L : hauteur de la chambre (m)

H : charge hydraulique en mètres d'eau.

c- Exécution de l'essai :

Les essais se font généralement pendant le forage, cela permet de n'utiliser qu'un obturateur que l'on gonfle à la côte choisie, pour ménager une chambre de mesure entre le fond (provisoire) du forage et l'obturateur. La hauteur de la chambre est généralement comprise entre 3 et 5 mètres. Il arrive cependant que l'on soit amené à faire un essai le forage terminé, il faut alors utiliser un double obturateur pour ménager une chambre aux côtes choisies. La mise en œuvre de l'essai, dans ce cas, est bien entendu bien plus lourde et onéreuse.

Quelle que soit la méthode utilisée, l'essai classique se fait en 5 temps :

1. Injection sous 2 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté ;
2. Injection sous 5 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté ;
3. Injection sous 10 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté ;
4. Injection sous 5 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté ;
5. Injection sous 2 Bars pendant 10 minutes, mesure du volume injecté ;

Il est bien évident que la gamme des pressions utilisées dépend de la fissuration. Toutefois, on dépasse rarement 10 Bars afin de ne pas créer de fissures artificielles ou des soulèvements de couches ; c'est ce qu'on vérifie en faisant des injections avec des pressions décroissantes (cela permet également de s'assurer si les fissures sont délavées ou non).

Une catégorie d'essai n'entre pas dans le domaine des essais Lefranc ou Lugeon, ce sont les essais pour déterminer les très faibles perméabilités. La différence essentielle avec les essais précédents est que l'on exploite la phase transitoire de la remise à l'équilibre de la nappe. On utilise alors des essais dérivés de ceux utilisés par les pétroliers, le " slug-test" et le " pulse-test". Le matériel utilisé pour ces essais de faible perméabilité est l'hydro test que l'on équipe de plus ou moins d'accessoires suivant les essais demandés.

V-2-4 SLUG-TEST :**a- Principe :**

Le Slug-test aussi nommé " essai d'injection relaxation" consiste à injecter de l'eau à débit constant pendant un temps déterminé, puis à stopper l'injection et à mesurer la relaxation de pression après fermeture. Cette méthode est fortement dépendante des moyens de mesures de pression et de débit, ce qui limite ce type d'essai à des zones de perméabilités de l'ordre de 10^{-10} m/s à 10^{-11} m/s pour du matériel conventionnel.

b- Calcul de la perméabilité :

Durant tout le temps de l'essai, tous les paramètres sont enregistrés, pression d'injection, temps de l'injection (T_{inj}), volume injecté, puis mesure de la chute de pression en fonction du temps.

L'interprétation des mesures est effectuée en régime transitoire à l'aide de la méthode de *Horner* :

$$p(dt) = f \cdot \left[1 + \frac{inj}{dt} \right] \quad \text{Équation I-19}$$

Où dt est le temps de mesure à partir de la fermeture.

Des logiciels provenant du monde permettent l'interprétation de ces essais. Ils permettent de déterminer :

- Si l'essai s'est déroulé dans de bonnes conditions ;
- Si la paroi et éventuellement boue de forage jouent un rôle dans la perméabilité mesurée ;
- Si des conditions aux limites apparaissent, présence d'une interface, d'un deuxième régime de perméabilité, etc.

c- Exécution de l'essai :

L'utilisation d'un obturateur ou de deux se fait dans les mêmes conditions que pour l'essai Lugeon, mais pour le slug-test, on établit une pression, préalablement déterminée, par injection d'eau pendant un temps donné. On note la quantité d'eau injectée en fonction du temps en maintenant la pression constante, puis on coupe l'injection et on note la chute de pression en tête et au niveau de la chambre formée par l'obturateur.

V-2-5 PULSE-TEST:**a- Principe:**

L'évaluation de la faible perméabilité de certaines formations, pose quelques difficultés avec les méthodes classiques d'injection relaxation, en effet, il existe plusieurs limitations à ce type d'essai, telles que la nécessité de faire d'autant plus de mesures que la perméabilité est faible ; l'obligation d'utiliser des appareils de mesure de pression et de débit plus précis et un enregistrement automatique (durée de l'essai nettement augmentée), d'où un coût de l'opération plus élevé.

C'est pour cette raison qu'une nouvelle méthode, appelée " pulse-test" a été introduite par *Bredehoeft et al* En 1980.

La méthode du "*Pulse-test*" est essentiellement une dérivation du test d'injection conventionnel, la différence majeure étant l'absence de débit pendant la phase d'impulsion (fermeture quasi-instantanée du puits après ouverture) : L'interprétation mise en œuvre s'effectue avec le même groupe de logiciels que ceux utilisés pour le slug-test.

b- Exécution de l'essai :

Le même dispositif que pour le slug-test est mis en place avec simple ou double obturateur. Chambre isolée, on établit une pression d'eau de 10 Bars puis on ouvre la liaison avec la chambre pendant 10 à 15 secondes (attention de bien maintenir la pression constante pendant l'injection), on isole à nouveau la chambre puis on mesure la chute de pression.

Il est indispensable d'utiliser un enregistrement automatique des mesures pendant les différentes phases, aussi bien en tête qu'au niveau de la chambre car il faut pouvoir mesurer la pression effective d'injection (et sa constance) et il faut pouvoir noter la pression dans les premières secondes qui suivent la fermeture des vannes et l'isolement de la chambre.

Remarque :

Les essais en transitoire (pulse-test et slug-tests) peuvent être mis en œuvre sans difficultés majeures. Il faut toutefois :

- Que le matériel soit bien adapté aux exigences de faible perméabilité ;
- Que le personnel qui réalise les essais soit compétent et qu'il y ait une réelle complémentarité entre foreurs et mesureurs ;
- Que les logiciels d'exploitation soient bien adaptés
- Tenir compte de l'augmentation du volume des chambres de mesure ;
- Tenir compte également de l'augmentation des devis d'essais lorsque l'on mesure des très faibles perméabilités (temps, matériels et personnels mis en œuvre).

VI- Formules empiriques utilisées pour le calcul de la perméabilité des sols :

Plusieurs formules ont été éditées reliant la perméabilité des sols, particulièrement les sables, à leurs caractéristiques de dimension particulière et à d'autres données de classification. Selon le type de sol examiné, les valeurs de la perméabilité (k) peuvent changer tout à fait considérablement. Des valeurs typiques pour différents types de sol sont indiquées dans la **Figure (I-12)** ci-dessous.

		Permeability (m/s)											
		10 ⁰	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Drainage		Good						Poor			Practically impervious		
Soil Types		Clean gravel	Clean sands, clean sand & gravel mixtures			Very fine sands, organic & inorganic silts, mixtures of sand silt & clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.			"Impervious" soils modified by effects of vegetation & weathering			Impervious soils e.g., homogeneous clays below zone of weathering	

Figure I-12 : Caractéristiques de la perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et al, 1996)

Darcy a étudié la première fois les propriétés d'écoulement de l'eau dans le sable en 1856. Il a développé le rapport reliant la perméabilité, la vitesse de décharge et le gradient hydraulique d'un sol, dans un milieu granulaire poreux, dans des conditions régulières et l'écoulement laminaire comme suit :

$$V = ki \quad \text{Équation I-20}$$

Où,

V = Vitesse de décharge

k = Coefficient de perméabilité

i = Gradient hydraulique (chute dans la tête hydraulique par unité de longueur)

Hansbo (1960) et Holtz et Broms (1972) ont constaté qu'il y avait une déviation de la loi de Darcy pour l'argile. C'est contrairement à Mitchell (1976) qui ont passé en revue un certain nombre d'investigations concernant l'applicabilité de la loi de Darcy et ont déclaré que "la loi de Darcy est valide, même pour les sols granuleux fins à de bas gradients hydrauliques". Mitchell (1976) a cité les difficultés liées à obtenir des valeurs fiables de perméabilité, examinant les matériaux de perméabilité très faible, dans des conditions de laboratoire comme source principale de déviation. Le déplacement d'air enfermé, la migration des fines et les variations de la température des essais sur une longue période sont seulement certains des problèmes significatifs qui le rendent difficile d'obtenir des résultats fiables.

Un certain nombre de formules empiriques (*Hazen 1911; Kozeny 1927; Kozeny -Carman 1939 ; Taylor 1948 et Casagrande 1937*) ; ont été développés pour relier la perméabilité d'un milieu poreux à ses propriétés physiques par exemple : D_{10} le diamètre efficace des grains, l'indice des vides et la porosité.

Hazen (1930) a rapporté la perméabilité à la taille du grain efficace d'un sol en utilisant l'équation :

$$k = C_1 D_{10}^2 \quad \text{Équation I-21}$$

k = Perméabilité, cm/s

D_{10} = Diamètre efficace des grains.

C_1 = Constante

Hazen a formulé son équation empirique pour la perméabilité en utilisant les sables propres dans l'état lâche.

La taille du grain efficace D_{10} , est une valeur importante pour la détermination de la perméabilité d'après (*Budhu, 2000*).

Les valeurs de la constante C_1 dans l'équation de *Hazen* n'est pas toujours égale à 1 d'après (*Lambe et Whitman 1979*) la valeur de C_1 change selon la nature du sol. D'après Leurs essais au laboratoire, la constante C_1 prend les valeurs tel que rapportées sur le tableau suivant :

Sol	D_{10} (mm)	k (cm/s)	$C_1 = k/D_{10}^2$
Gravillons	0.82	0.11	0.16
Gravier sableux	0.2	0.0160	0.40
Gravier fin	0.3	0.0071	0.08
Gravier de Silt	0.06	0.00046	0.13
Sable	0.11	0.00011	0.01
Sable moyen	0.02	0.000029	0.07
Sable fin	0.03	0.0000096	0.01
Vase	0.006	0.000015	0.42

Tableau I-2 : Valeurs des C_1 selon (*Lambe et Whitman 1979*)

D'autre intervalle de la valeur C_1 (constante de *Hazen*) ont été proposés par d'autres auteurs tel que représenté dans le tableau suivant :

Auteurs	Intervalle proposé
<i>Taylor (1948)</i>	0.4 – 1.5
<i>Holtz et Kovacs</i>	0.4 – 1.2
<i>Das (1997)</i>	1 – 1.5

Tableau I-3 : Intervalles de la constante C_1 de *Hazen* d'après quelques auteurs

Les essais en laboratoire de *Cedegren (1989)* prouvent également que la perméabilité peut changer près de pas moins d'un ordre de grandeur entre les états les plus lâches et les plus denses d'un sol.

La formule de *Kozeny (1927)*, modifiée par *Carman (1939)* emploie le rapport de la perméabilité, de la dimension particulaire, de la porosité, de l'obliquité des particules, de la surface spécifique et de la viscosité de l'eau.

$$\text{Kozeny 1927:} \quad k = \frac{p_w g}{C_2 \eta_w S^2} \times \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad \text{Equation I-22}$$

$$\text{Kozeny- Carman 1939:} \quad k = \frac{p_w g}{C_2 \eta_w S^2} \times \frac{e^3}{1+e} \quad \text{Equation I-23}$$

Avec :

k : coefficient de perméabilité (m/s)

ρ_w : densité de l'eau (1.00 Mg/m³)

g : accélération due à la pesanteur (9.81 m/s²)

n : porosité

η_w : viscosité dynamique de l'eau à 20° C

S : surface spécifique des grains (millimètre² / millimètre³)

C_2 : facteur de forme, changeant selon la forme de la particule, et gammes entre 5 et 7
(5 pour les grains sphériques et 7 pour les grains angulaires)

Taylor (1948) a employé la loi de *Poiseuille* pour développer l'équation suivante, qui est en fait une simplification de l'équation de *Kozeny-Carman*.

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\mu} \times \frac{e^3}{1+e} \times c_3 \quad \text{Equation I-24}$$

Où :

k = coefficient de perméabilité (m/s)

D_s = diamètre efficace de particules (m)

γ = poids spécifique de l'eau (N/m³)

μ = viscosité de l'eau (m² / NS)

e = indice de vide

C_3 = facteur de forme (sans dimensions)

Casagrande (Das1997) a suggéré que pour les sables propres fins ou moyens le rapport de perméabilité pourrait être calculé avec la relation suivante :

$$k = 1.4k_{0,85}e^2 \quad \text{Equation I-25}$$

Où $k_{0,85}$ est le coefficient de perméabilité d'un rapport vide de 0.85

Plusieurs autres relations pour le coefficient du rapport de perméabilité et de l'indice des vides ont été suggérées :

$$\text{Lambe (1951):} \quad k = \frac{e^3}{1+e^3} \quad \text{Equation I-26}$$

$$\text{Karol (1960):} \quad k = e^2 \quad \text{Equation I-27}$$

$$\text{Das (1985):} \quad k = \frac{e^3}{1+e^3} \quad \text{Equation I-28}$$

Amer et Awad (Das 2001) suggère que la perméabilité d'un sol granuleux brut soit liée à la taille de grain efficace, au coefficient d'uniformité et au rapport des vides.

$$k = C_4 D_{10}^{2,32} C_u^{0,6} \times \frac{e^3}{1+e^3} \quad \text{Equation I-29}$$

Avec :

D_{10} = taille de grain efficace, millimètre

C_u = coefficient d'uniformité

e = indice des vides

C = une constante.

D'après REDDI 2003 de nombreux auteurs ont proposé d'autres formules reliant la perméabilité à la porosité du milieu ainsi qu'à sa granulométrie. On peut citer :

$$\text{Terzagui} \quad k = \frac{c}{\mu} \times \frac{(n-0.13)^2}{\sqrt[3]{1-n}} D_{10}^2 \quad \text{Equation I-30}$$

Avec :

c : coefficient qui dépend de l'uniformité des grains

$$\text{Schlichter} \quad k = C D_{10}^2 n^{3,3} \quad \text{Equation I-31}$$

$$\text{Bakhmetef} \quad k = C D_{10}^2 n^{4/3} \quad \text{Equation I-32}$$

$$\text{Bretjinski} \quad n = 0.117 \sqrt[3]{k} \quad \text{Equation I-33}$$

(Applicable seulement pour les sables)

VII- Conclusion :

On peut déduire à partir de ce chapitre que :

- Le coefficient de perméabilité k , dépend de la structure, la texture, la forme, la dimension des grains, de leur constitution pétrographique et de leurs assemblages.
- L'effet de la saturation sur la perméabilité k est relativement faible en comparaison avec la structure et l'indice des vides
- La loi de Darcy est valide tant que toutes les conditions environnementales restent inchangeables :
 - Pas de changement de structure.
 - Pas de changement dans la chimie de l'eau interstitielle.
 - Pas de variation de la contrainte effective.
 - Pas de migration des particules
 - Pas de température différentielle
- la relation entre l'écoulement et le gradient n'est pas linéaire, en d'autre terme, la perméabilité n'est pas constante.
- la loi de Darcy n'est pas toujours applicable dans les sols très fins (phénomènes colloïdaux) et les sols très grossiers gravier (apparition des turbulences).
- Les mesures in situ ou en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données, de plus la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesures.

CHAPITRE : II

GENERALITES SUR LE PHENOMENE D'ECRASEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES

GENERALITES SUR LE PHENOMENE D'ECRASEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES

I - Introduction :

Différentes études expérimentales ont montrés que le phénomène de rupture des grains est lié à leurs propriétés physiques et mécaniques mais aussi à la nature des sollicitations qu'ils peuvent subir. La rupture des grains qui se traduit par le phénomène d'écrasement, entraîne un changement de leur forme une diminution de leur taille qui induit à une formation des particules fines et par conséquent, une modification de la répartition granulaire.

II - Types d'écrasements selon quelques auteurs :

La rupture d'un grain se fait d'après *Ramamurthy (1966)* selon quatre modes quand *Guyon et Troadec (1994)* ont proposé trois.

II-1 Ecrasement des grains selon Ramamurthy (1966) :

Ramamurthy (1966) a classé la rupture des grains selon quatre modes

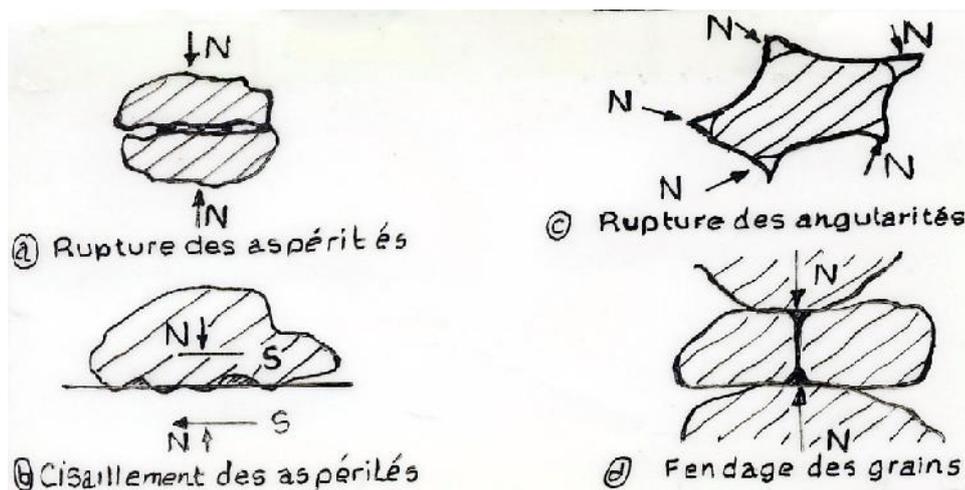


Figure II-1 : Différents types de rupture des grains selon Ramamurthy T en 1966.

- a- Rupture des aspérités :** Les grains écrasés dans ce mode se rapportent à la région locale où l'écrasement s'est produit, la quantité des matériaux écrasés est très petite puisque elle concerne seulement les aspérités ou les efforts sont plus élevés.
- b- Fendage des grains :** Cette rupture se produit quand des grains durs de sols sont soumis à des efforts de sens opposés, ces efforts ont comme conséquence la fragmentation. L'ampleur dépend de la surface, la forme, la taille des grains, la force appliquée ainsi que les pressions de contact. Les grains ainsi produits après écrasement sont plus sains que ceux formés après rupture ou cisaillement des aspérités.
- c- Rupture des angularités :** En général, les granulats de concassage présentent des angularités qui se brisent facilement pendant un essai d'écrasement surtout dans les parties pointues, cela implique la réduction de l'ampleur de ces dernières et la formation des nouvelles surfaces.
- d- Cisaillement des aspérités :** L'écrasement se produit pour les grains durs qui sont soumis à des efforts à leurs point de contact. la rupture des grains est atteinte au cours du tassement pour les granulats qui sont soumis à des hautes contraintes de compression, l'importance de la rupture dépend de la forme et la taille du grain.

II-2 Ecrasement des grains selon Guyon et Troadec (1994) :

D'après *Guyon et Troadec (1994)* La rupture des grains peut être classée en trois modes

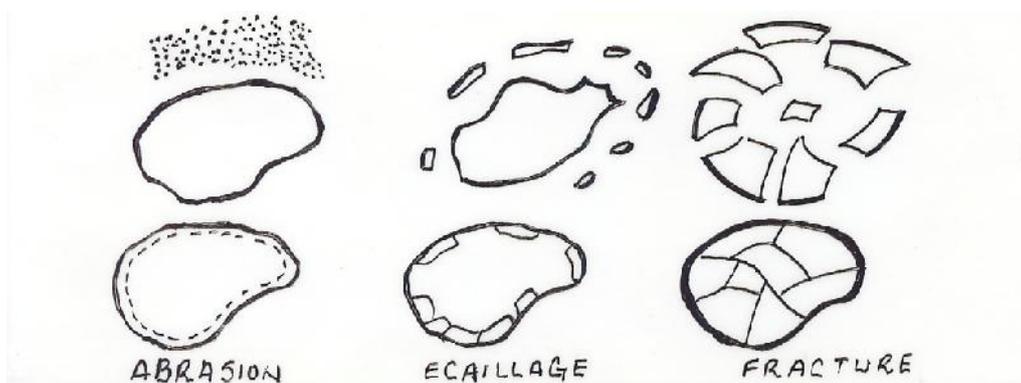


Figure II-2 : Différents modes de rupture des grains selon Guyon et Troadec, 1994.

- a - La fracture :** un grain après écrasement peut nous donner d'autres grains ayant une taille inférieure à sa sienne.
- b - L'écaillage :** un grain se casse pour donner un gros grain et plusieurs autres de petites tailles.
- c - L'abrasion :** le résultat est un grain ayant sensiblement la même taille que le premier avec une production des particules fines.

II-3 Paramètres influençant la rupture des grains :

Plusieurs auteurs ont permis de mettre en évidence les paramètres influençant la rupture des grains. Parmi ces paramètres en trouve

a- La distribution des tailles des grains :

D'après *Melbouci Bachir(2002)* une granulométrie initiale serrée favorise la rupture des grains donc la distribution granulométrique est un facteur très important.

b- La forme des grains, arrondis ou anguleux :

George Arquie et Claud Tourenq (1990) ont montré que dans un essai triaxial, l'angle de frottement interne augmente de presque 7° quand on passe d'un matériau entièrement roulé à une roche massivement concassée, les particules arrondies assurent une meilleure maniabilité, mais ils présentent de faibles déformations mécaniques.

c- La taille des grains :

Plus la taille des grains augmente plus la probabilité de présence des parties de faiblesses augmente aussi.

d- La minéralogie :

La composition chimique et la texture interne des grains influent sur sa résistance ce qui influe sur l'écrasement.

e- L'indice des vides et la densité relative :

La rupture des grains est influencée par le paramètre de la compacité. Un matériau granulaire de faible densité initiale aura une rupture de ses grains plus importante qu'un matériau à forte densité relative initiale.

f- Présence ou absence de l'eau :

Marsal (1977) a déduit après des tests sur des matériaux granulaires secs saturés d'eau qu'il y a une diminution de la résistance en présence d'eau.

g- Chemin de contrainte :

Kim (1995), Melbouci B (2002) et autres auteurs ont montré que pour une même contrainte moyenne on trouve que plus la déformation triaxiale est élevée plus l'écrasement l'est aussi.

L'écrasement peut être quantifié en comparant les courbes granulométriques avant et après chaque essai.

III - Paramètres quantifiant le taux d'écrasement des grains :

Toutes les méthodes permettant d'évaluer le taux d'écrasement des grains sont basées sur l'évolution de la courbe granulométrique après essais. Alors tous les paramètres sont déterminés à partir du pourcentage passant ou retenu correspondant à une taille de tamis donnée, par exemple :

- *Lee et Farahoonand (1967)* ces auteurs ont proposés un facteur basé sur l'évolution de diamètre correspondant à 15% de passant avant et après essai. il est défini par l'équation

$$\frac{D_{15f}}{D_{15i}} \quad \text{Équation II-1}$$

- *Datta et al (1979)* ayant caractérisé le degré d'écrasement des grains du sable calcaire par le coefficient

$$Cc = \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad \text{Équation II-2}$$

- *Lade et Yamamura (1996)* ont déterminé un paramètre « B_{10} » défini par la formule :

$$B_{10} = 1 - \left(\frac{D_{10f}}{D_{10i}} \right) \quad \text{Équation II-3}$$

Avec : $0 \leq B_{10} \leq 1$

D_{10i} : Diamètre correspondant à 10% de passant avant essai

D_{10f} : Diamètre correspondant à 10% de passant après essai

- *Marsal* a permis de déterminer le pourcentage du poids des grains affectés au cours de l'essai. L'application de cette méthode nécessite de réaliser des analyses granulométrique avant et après essai. Le paramètre « B_w » représentant ce pourcentage qui est défini comme la somme des valeurs positives de « Δw_k »

$$\Delta w_k = w_{kf} - w_{ki} \quad \text{Équation II-4}$$

Où :

w_{ki} : pourcentage du poids retenu par le tamis de diamètre k avant essai

w_{kf} : pourcentage du poids retenu par le tamis de diamètre k après essai

- *Rammamurthy (1969)*, a proposé deux méthodes pour détecter l'existence de l'écrasement dans les milieux granulaires. La première méthode est la méthode directe qui consiste à comparer les courbes granulaires avant et après essai et de détecter l'augmentation du pourcentage des fines ou l'aire comprise entre ces deux courbes. Mais cette méthode n'indique pas à quel niveau de contrainte débute l'écrasement, la seconde méthode qui repose sur le point de déviation de la relation contrainte-déformation dans un chemin de contrainte, ce point indique le niveau de la contrainte à partir duquel débute l'écrasement.

III-1 Essai oedométrique :

a- Définition :

Les essais de laboratoire ont pour but de suivre l'évolution et le comportement mécanique d'une éprouvette de sol soumis à un chargement. La rupture d'un sol se produit sous plusieurs chemins de contraintes et pour bien représenter les comportements des sols au laboratoire il faut utiliser des essais qui se rapprochent le plus possible de la réalité. L'essai oedométrique est généralement utilisé pour l'étude de la consolidation des sols fins saturés, il fournit cependant quelques résultats intéressants sur l'étude de la compression des sols grenus. Compte tenu de leur perméabilité très élevée, l'évacuation des eaux interstitielles a eu lieu immédiatement au moment de l'application des charges, la part la plus importante des déformations est donc instantanée. Ces essais nous permettent de simuler les charges verticales en supposons que le sol est soumis à une compression unidimensionnelle. Les déformations que l'on peut observer dans cette étude peuvent être causées par le réarrangement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides, la déformation des grains eux même sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact ou La rupture des grains sous l'effet des charges importantes.

b- Appareillage et principe d'essai :

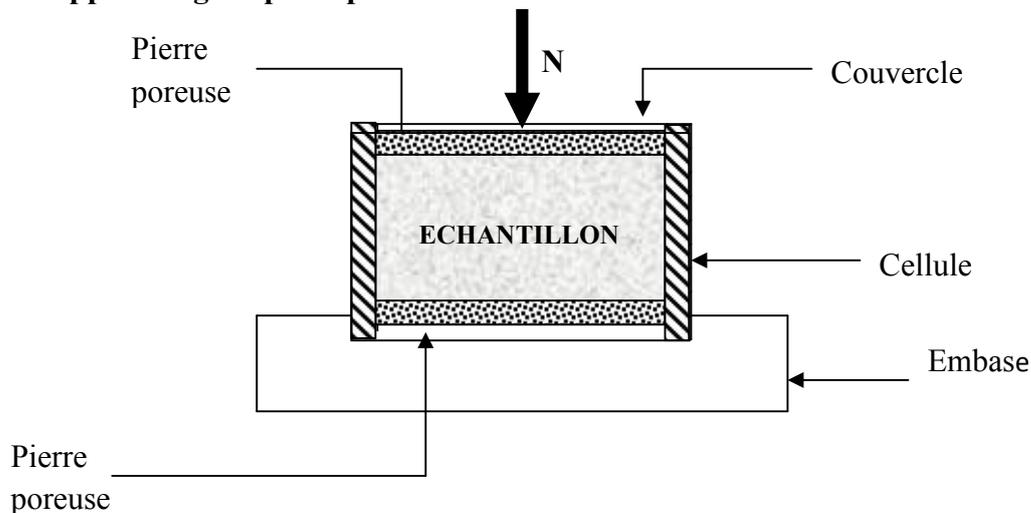


Figure II-3 : Coupe schématique d'une cellule oedométrique

Dans l'oedomètre de *Terzaghi*, le sol est placé dans une enveloppe rigide. On exerce à sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements observés. On détermine ainsi la relation entre contraintes et déformations. L'échantillon est placé entre deux pierres poreuses. Elles permettent de drainer et d'évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai, car pour les argiles, on opère le plus souvent sur des échantillons saturés afin d'éliminer l'influence des forces capillaires.

Des comparateurs au 1/100 de mm servent à la mesure des déformations. Les charges sont appliquées sur le piston par l'intermédiaire d'un levier dont l'extrémité porte un plateau sur lequel on place des poids. Avec ce dispositif, on peut atteindre à la surface de l'échantillon des pressions de 1,5 à 2 MPa. On place les poids sur le plateau, de manière à faire croître graduellement la pression appliquée à l'échantillon.

Cet essai de compression se fait à déplacement latéral nul.

On applique une première charge, puis on attend la fin du tassement sous cette charge, avant d'appliquer une nouvelle charge, puis de mesurer un nouveau tassement. Avec les sables, il peut suffire d'attendre une dizaine de minutes ; mais avec les argiles, le phénomène est beaucoup plus long. On n'observe pratiquement aucun tassement définitif. On explique cette déformation continue sous charge constante par l'imperméabilité du matériau qui empêche l'eau interstitielle de s'écouler rapidement et par conséquent le squelette granulaire de se tasser. Ce phénomène porte le nom de consolidation. La pratique courante des laboratoires consiste à doubler la pression à chaque chargement. L'influence du rythme d'application des charges a été étudiée ; plus la cadence est rapide, moins le matériau paraît compressible.

La variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective se caractérise (de manière schématique) par deux droites inclinées vers le bas, la première de pente faible, la seconde de pente forte. La contrainte caractérisant le point de brisure est appelée *contrainte de consolidation*. Elle rend compte de la contrainte maximale exercée sur le sol, au cours de son histoire, à l'endroit du prélèvement de l'échantillon. En comparant cette contrainte maximale à la contrainte effective réelle due au poids des terres déjàugées lorsqu'elles sont sous la nappe, on distingue les sols surconsolidés pour lesquels la pression de préconsolidation est supérieure à la pression effective existante et des sols normalement consolidés, où les deux pressions précédentes sont égales. La pente de la deuxième droite du diagramme (e en fonction de $\log \sigma'$) est appelée *indice de compression*. La courbe oedométrique montre la présence de deux branches dont l'une présente le tassement lors du chargement et l'autre le gonflement lors du déchargement, cette dualité traduit l'existence de déformations irréversibles.

On constate que le matériau ne suit pas la loi de Hooke. On définit cependant le *module oedométrique* par la relation :

$$E' = \frac{-\Delta\sigma}{(\Delta h/h)} \quad \text{Équation II-5}$$

Plus précisément, les courbes œdométriques, qui ne sont pas exprimées sous la forme $\varepsilon = f(\sigma)$, de la déformation en fonction de la contrainte, mais sous la forme $e = f(\log \sigma)$, de l'indice des

vides en fonction du logarithme décimal de la pression, sont des courbes qui ont une forme caractéristique. On a d'abord, vers les basses pressions, une branche faiblement inclinée sur l'horizontale, puis on trouve une partie médiane sensiblement rectiligne, et enfin, vers les très fortes pressions la courbe tend vers une asymptote horizontale.

Ce qui revient à dire que jusqu'à une pression σ_c appelée pression de consolidation, les tassements sont assez faibles et qu'ensuite dans le domaine des pressions courantes, les variations de l'indice des vides sont proportionnelles aux variations du logarithme de la pression. Le coefficient de proportionnalité est appelé **indice de compression** est donc défini par la formule :

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \qquad \text{Équation II-6}$$

La part la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est à dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume. Elle est due à deux phénomènes essentiels : la compression du squelette solide et l'évacuation de l'eau contenue dans les vides.

Les chiffres suivants donnant la variation unitaire de volume sous une charge de 0,1 MPa montre l'importance des facteurs; elle est respectivement de l'ordre de 1/22 000 pour l'eau, 1/100 000 pour le matériau constitutif des grains, 1/1 000 pour le sable et 1/100 pour l'argile.

c- Présentation des résultats :

Les résultats des essais œdométriques sont donnés sous forme de courbes de variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte axiale, et de courbes contrainte-déformation.

Suivant les types de sol, les courbes œdométriques sont très typées. Les valeurs du module œdométrique, pour le sable, varient de dix à quelques centaines de MPa. Ces valeurs sont bien inférieures à celles des modules d'Young des pierres et du béton (10 000 à 30 000 MPa). Les argiles ont des modules œdométriques plus faibles encore. La teneur en eau des argiles normalement consolidées est voisine de la limite de liquidité. S'il n'en est pas ainsi, on est en présence d'argile de sensibilité exceptionnellement forte (ou faible). Les argiles normalement consolidées sont presque toujours molles jusqu'à une profondeur considérable sous la surface de la couche.

III-2 Essai de cisaillement à la boîte :

a- Définition :

Cet essai est probablement plus ancien puisque *Coulomb* a utilisé une boîte de cisaillement, il y a plus de 200 ans. La boîte de cisaillement est composée de deux parties égales, une partie supérieure et une autre inférieure, ces parties peuvent glisser l'une par rapport à l'autre. Les dimensions des boîtes sont $(60 \times 60 \times 60) \text{ cm}^3$. La partie inférieure de la boîte est reliée au dispositif mécanique de déformation à vitesse constante. On mesure la force de cisaillement à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. Un comparateur mesure les déformations verticales (ΔH) de l'échantillon et on déduit les variations volumiques (ΔV).

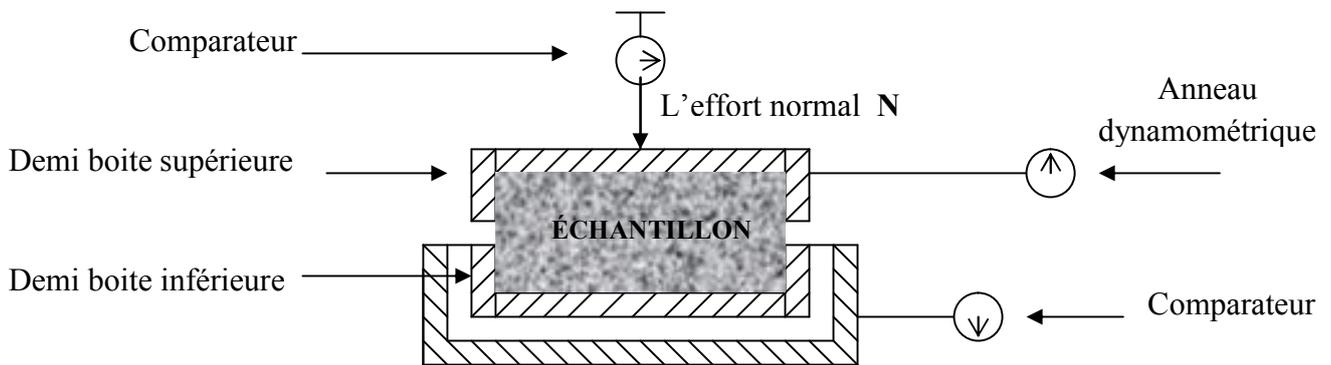


Figure II-4 : Coupe schématique de la boîte de cisaillement

b- Principe de l'essai :

Le principe consiste à placer l'échantillon entre les deux demi-boîtes dont l'une se déplace par rapport à l'autre imposant ainsi un plan de cisaillement de notre échantillon.

Un piston, qui coulisse dans la demi-boîte supérieure, permet l'application d'un effort normal vertical N , une vitesse de déplacement constante est communiquée à la demi-boîte inférieure par l'intermédiaire d'un chariot mobile.

On mesure alors la force totale de cisaillement (ou effort horizontal T) à l'aide de l'anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Au cours du cisaillement on mesure grâce aux comparateurs, les déplacements horizontaux et verticaux, à chaque instant (horizontal : déplacement de la demi-boîte, vertical : déplacement du piston).

Le déchargement se fait manuellement à l'aide d'un bras de levier permettant le déplacement de la demi-boîte inférieure dans le sens inverse, on mesure ainsi les déformations résiduelles correspondant à chaque diminution de la force tangentielle tout en maintenant l'effort normal constant

c- Inconvénients et avantages de la boîte de cisaillement :

La boîte de cisaillement présente certains inconvénients pouvant provoquer des erreurs dans les résultats de nos essais. Ces inconvénients sont :

La surface de l'échantillon, soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai puisqu'il y a déplacement relatif des deux demi- boîtes.

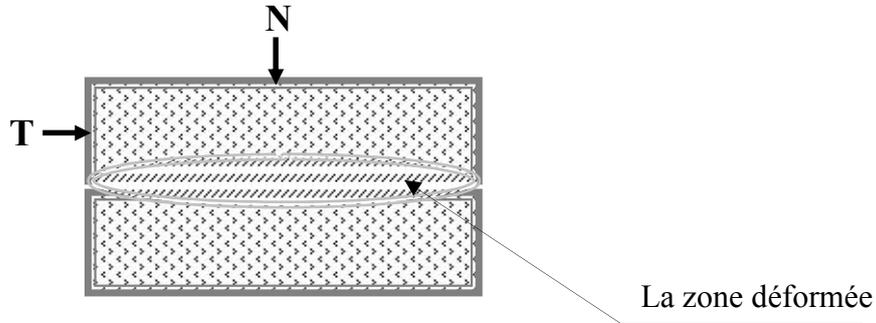


Figure II-5 : Déformation de l'échantillon dans une boîte de cisaillement

La répartition des contraintes sur le plan de cisaillement n'est pas uniforme, la contrainte de cisaillement est maximale au centre de l'échantillon et décroît pour s'annuler vers les bords, tandis que la répartition de la pression verticale est commandée par les légers mouvements du piston qui ont souvent tendance à basculer.

Les efforts de frottements parasites (frottements des parties métalliques de la demi-boîte supérieure sur la partie cisailée de l'échantillon) sont mal connus et difficiles à prendre en compte.

En plus de ces inconvénients cités par *Costet* et *Sanglerat*, il faut signaler que cet appareil n'est pas bien adapté pour l'étude du comportement cyclique des graves non traitées, en effet :

- La taille des grains est limitée à des fractions sableuses et non à des graves, c'est la raison pour laquelle on s'est limité à des grains inférieurs à 6 mm.

L'essai de cisaillement direct comporte néanmoins quelque avantages essentiellement, l'essai est économique rapide et simple, en particulier avec les matériaux granulaires. Il faut remarquer que cet appareil est encore utile dans la pratique pour des cas particuliers par exemple dans le cas d'un glissement de terrain le long d'une surface de rupture qui s'était déjà formée suite à un précédent glissement, les conditions sont similaires à celles observées dans la zone fracturée de la **figure (II-5)**. Les indications relatives à la résistance permettent alors d'évaluer le coefficient de sécurité de la pente dans son ensemble en ce qui concerne la rupture.

Comme le déplacement des demi-boîtes est imposé, ceci nous donne des déplacements plus grands que dans les autres essais de laboratoire.

III-3 Essai PROCTOR :

a- Définition :

C'est un essai de compactage, qui consiste à appliquer suffisamment d'énergie sur un sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi la capacité. En 1933 R. PROCTOR présentait un essai de compactage en laboratoire qui consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un sol disposé en trois couches dans un moule. L'essai Proctor est utilisé chaque fois sur le matériau avant de le faire passer à une opération de compactage sur chantier, et cela pour avoir une idée sur son comportement vis-à-vis des chocs, de l'usure ou de la fragmentation ainsi sur l'influence de l'eau sur lui. Sur chantier, on compare la valeur obtenue au laboratoire avec la masse volumique du sol sec mesurée sur place, et cela pour vérifier si le compactage est plus performant sur les chantiers, alors on modifia légèrement l'essai original en augmentant l'énergie de compactage pour créer l'essai Proctor modifié. Comme les deux essais Proctor s'exécutent de la même manière, nous ne décrivons que l'essai Proctor modifié qui d'ailleurs est l'essai de compactage le plus utilisé actuellement en laboratoire.

En général, on fait référence au Proctor normal pour l'étude des sols de remblai et au Proctor modifié pour les couches de chaussées. Toutes les données concernant les caractéristiques des appareils Proctor sont présentés dans le *Tableau (II-1)*

b- Principe de l'essai :

L'essai Proctor modifié consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un sol disposé en cinq couches dans un moule de volume connu, chaque couche étant compactée avec une dame tombant d'une hauteur libre. On répète l'essai à plusieurs reprises en faisant varier la teneur en eau du sol. On porte chaque mesure de la masse volumique du sol sec sur un graphique en fonction de la teneur en eau correspondante, ce qui permet de tracer une courbe de compactage, à partir de cette courbe, on détermine la masse volumique sèche maximale du sol et sa teneur en eau optimale, en comparant la masse volumique du sol sec sur chantier avec la masse volumique sèche maximale, on établit le degré de compacité, qui est l'un des critères sur lesquels on s'appuie pour accepter ou refuser le compactage.

Ce degré qui s'exprime en pourcentage tend vers 100%, plus ce degré est grand plus la compacité du sol est grande et plus le compactage est efficace.

Type de moule	Essai Proctor normal		Essai Proctor normal	
	Proctor	CBR	Proctor	CBR
Poids de la dame	2,48 Kg	2,48 Kg	4,535 Kg	4,535 Kg
Diamètre du mouton	0,051 m	0,051 m	0,051 m	0,051 m
Hauteur de chute	0,305 m	0,305 m	0,457 m	0,457 m
Nombre de couches	3	3	5	5
Nombres de coups par couche	25	55	25	55
Poids approximatif d'une couche	0,65 Kg	1,7 Kg	0,4 Kg	1,05 Kg
Diamètre du moule	0,1016 m	0,152 m	0,1016 m	0,152 m
Hauteur du moule	0,117 m	0,152 m	0,117 m	0,152 m

Tableau II-1 : Caractéristiques des appareils Proctor normal et modifié
 « Guide de géotechnique, J.COLLAS ET M.HAVARD EDITION EYROLLES.1982 »

c- Avantage de l'essai Proctor :

Les essais Proctor conviennent à la plus part des sols, particulièrement avec les sols graveleux et sableux à granulométrie étalée. Les courbes de compactage qui caractérisent ces sols permettent de localiser facilement l'optimum Proctor. L'essai Proctor permet d'établir une correspondance entre le nombre de coups de la dame pendant l'essai et le nombre de passes des différents engins sur chantier.

IV - Conséquence du phénomène d'écrasement :

L'importance de la fragmentation des grains peut ne pas influencer la conception et la stabilité des structures. Dans les milieux granulaires, les cassures se produisent pendant le compactage, des échantillons frais doivent être employés pour obtenir des résultats fiables de densité sèche et de contenu d'humidité maximum. Dépendant de la forme et de la force des grains de sol et du mode du compactage, les grains de sol peuvent subir la dégradation même pendant le premier compactage. Un écrasement graduel pendant le compactage ou le cisaillement indique un changement graduel de l'indice des vides qui influe par la suite la force du sol.

L'écrasement excessif pendant le compactage améliore la densité qui devrait être une considération en évaluant les avantages d'un équipement plus lourd de compactage.

L'avantage de l'écrasement doit non seulement casser les grains plus faibles mais améliorer également la performance des milieux granulaires en diminuant sa compressibilité et sa perméabilité (*Ramamurthy T en 1969*).

L'influence de l'écrasement sur les propriétés des milieux granulaires est donnée comme suit :

- Réduction du déviateur de contrainte ou décroissance du rapport principal des contraintes.
- Accroissement du coefficient des pressions des terres au repos k_0 .
- Changement du coefficient d'uniformité qui résulte du changement de la densité à l'état sec maximal et à l'humidité optimum.
- Décroissance du degré de saturation qui résulte du changement de pression sur les pores.
- La dilatation de la structure du sol se conduit comme concentration par décroissance de l'effort volumique.
- Changement de la structure interne du matériau de la phase plastique à la phase de rupture.
- Une diminution de la résistance mécanique du sol.
- Diminution de l'angle de frottement interne Φ au pic ; le pic s'estompe en présence de rupture voir tend à disparaître et accroissement de la cohésion.
- Une augmentation de la déformation axiale correspondant au pic.
- Accroissement de la chute de l'effort.

V - Conclusion :

On conclut que l'influence de l'écrasement sur les propriétés des milieux granulaires est mise en considération pour une meilleure compréhension.

Les grains de sol peuvent subir l'écrasement pendant le compactage, le cisaillement et la compressibilité. Cet écrasement est de nature fragile, et pendant l'écrasement des grains il y a des fines de grains qui se forment et qui peuvent être liées entre elles par les efforts de contact sous l'effet des forces élevées. L'ampleur de l'écrasement des grains dépend de la résistance au cisaillement, de la taille des aspérités, de la dureté des surfaces et du module élastique des grains.

En présence des angularités et des aspérités pointues, les concentrations des contraintes sont susceptibles d'être plus importantes. Les grains de sol subissent un écrasement lors d'un chargement direct ou d'un cisaillement des angularités et des aspérités pointues sous des contraintes. Si le matériau est de nature fragile, ses points de contact subissent une déformation plastique sous des contraintes statiques. Sous des contraintes croissantes, les aspérités sont susceptibles de subir l'écrasement progressif jusqu'à ce que la surface de contact soit suffisamment importante pour arriver à des contraintes sans écrasement supplémentaire

CHAPITRE : III

IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES

IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES

I- Introduction :

Les granulats utilisés en général dans le génie civil sont en majorité d'origine alluvionnaire et vu l'utilisation irrationnelle de ces matériaux et la pluviométrie qui ne cesse pas de dégraisser ces dernières années il faut penser à s'orienter vers d'autres gisements de roches massives pour compenser cette insuffisance et éviter l'extraction non contrôlée de sable qui peut causer des dégâts très importants sur notre environnement.

Nous nous intéresserons essentiellement aux grains des matériaux locaux tels que le grès, le granite et le calcaire puisque la région de Tizi-Ouzou dispose de plusieurs gisements de ces matériaux

II- Définition des matériaux étudiés :

II-1 Renseignements généraux sur les roches magmatiques et les roches sédimentaires :

a- Les roches magmatiques :

Les roches éruptives ou magmatiques sont issues du refroidissement du magma

- En profondeur c'est des roches plutoniques ou intrusives : Dans ce cas, le refroidissement se fait à des grandes profondeurs ; la matière s'est retrouvée dans des conditions pour la cristallisation, la texture est grenue (les grains minéraux sont visibles à l'œil nu)
- En surface c'est les roches effusives : Dans ce cas, le magma se refroidit en surface, les minéraux n'ont pas eu le temps de se former, généralement, la texture est intense, il n'y a pas de cristaux

Elles sont classées en fonction de la texture des cristaux qui les composent et de leurs natures.

b- Les roches sédimentaires :

Ce sont des roches d'origine superficielle formées par des dépôts de sédiment au niveau de la surface terrestre, la plus grande partie résulte d'un dépôt en milieu aquatique.

Les roches sédimentaires peuvent résulter d'un processus d'altération ou d'érosion.

- si l'altération est prédominante, on trouvera des minéraux d'altération aux côtés des minéraux présents dans les roches mères. On parle alors de **roches résiduelles**,
- si l'érosion est prédominante, on obtient après transport, sédimentation et diagenèse, **des roches détritiques**.
- si la roche mère mise en solution peut conduire à la formation de roches d'origine **chimique** (tufs calcaire), de roches d'origine ou **biochimique** (calcaires coralliens)

II-1 Définitions des matériaux utilisés :

II-2-1 Granite :

a- Définition :

C'est une roche magmatique, plutonique très commune, c'est aussi une roche éruptive (effusive) grenue, qui est constituée de feuille claire (blanche, grise, rosée, rouge, bleutée) : holalencacate à l'encacrote avec les minéraux essentiels suivants constituant 80% de la roche.

- Quartz xéno morphe interstitiel (éclat gras, cassure conchoïdale, sous forme précise)
- Feldspaths alcalins (orthose ou microcline souvent coloré en blanc, rose, rouge)

Plagioclases (albite, oligoclor) subautomorphe, auxquels s'associent des micas (biotite de couleur noire, muscovite à l'aspect brillant.)

Les minéraux secondaires et accessoires sont très variés :

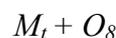
Mica amphibole, pyroxène (rare) sphère, apatite, zircam, tourmaline, cardièeruté parfois.....

Les granits plus généralement les granitoïdes forment la plus grande partie de l'écorce des continents.

La texture est généralement équant, parfois planaire (avec concentration des minéraux selon certains plans)

b- Les principes minéraux du granit :

- **Quartz (SI O₂)** : C'est un métal très dur qui résiste mal aux chocs et très riche en silicium, nous pouvons dire c'est la silice pure. Il se présente en phénomène cristaux ou en blocs. Il est déformé et de taille variable. Le quartz est incolore lorsqu'il est pur et se teinte lorsqu'il contient des impuretés. (Jaune, rose violet, brun) c'est l'élément dur, il raie même l'acier.
- **Les Feldspaths** : Les feldspaths, qui sont constitués de très petits cristaux formant des pattes d'apparence parfois amorphe, elles font parties des aluminosilicates dont la formule est :



M : Gros cation occupant les lacunes de la structure

t : Cation de petite dimension en coordination tétraédrique constituant la structure.

O : Oxygène.

- **Les micas** : Les micas peuvent être remplacés par de l'amphibole ou par du pyroxène, ou entre autre par du périclote. Les micas représentent un groupe important des phymosilicates ces feuilles d'épaisseur 10Å° et un espace inter folies

II-2-2 Grès :

a- Définition : Le grès est une roche sédimentaire à gros grains qui est composée de masses consolidées de sable déposée par le mouvement de l'eau ou du vent. La constitution chimique du grès est la même que celle du sable ; la roche est donc composée essentiellement de quartz. Le matériau agglomérant qui lie les grains de sable entre eux est généralement composé de silice, de carbonate de calcium ou d'oxyde de fer. La couleur de la roche est souvent déterminée, pour une grande partie par le matériau agglomérant, l'oxyde de fer donnant un grès rouge ou brun rougeâtre, et les autres matériaux donnant des grès blancs, jaunâtres ou grisâtres. Quand le grès casse, le ciment est fracturé mais les grains restent entiers, donnant une surface d'aspect granuleux. Des grès de périodes géologiques différentes sont très exploités. Au-delà de son utilisation en tant que réservoir naturel pour les gisements d'huile et de gaz, le grès est utilisé dans la fabrication de pierres et de meules à aiguiser. Les grès sont des sables cimentés dans lesquels la taille des grains est inférieure à 2 mm.

Ils sont caractérisés par la dimension des grains, leur forme, leur classement et la nature du ciment qui est en général de la silice ou du calcaire, parfois de l'argile ou des hydroxydes de fer et des éléments accessoires.

Ce qui nous permet de distinguer des :

- Grès siliceux.
- Grès calcaires.
- Grès argileux.
- Grès ferrugineux.

b- Les principaux minéraux de grès : sont le quartz, le feldspath et les micas.

• **Quartz (Si O_2) :** C'est un minéral très dur qui résiste mal aux chocs et très riche en silicium, on peut dire que c'est de la silice pure. Il est le minéral dominant des grès existant dans la région de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Il se présente en phénocristaux ou en blocs. Il est de forme et de la taille variable.

Le Quartz est incolore lorsqu'il est pur et se teint lorsqu'il contient des impuretés : Quartz jaune, rose, violet, brun. Il est l'élément le plus dur, il raie l'acier.

• **Feldspaths :** Les feldspaths font partie des aluminosilicates. La composition de feldspath peut être caractérisée par la formule générale $\text{Mt}_4 \text{O}_8$:

- M : Gros cations occupant les lacunes de la structure.
- T : Cation de petite dimension en coordination tétraédrique constituant la structure.

Les feldspaths raient facilement le verre.

• **Les Micas :** Les feuillets de micas sont constitués d'une couche octaédrique disposée entre deux tétraédriques.

II-2-3 Calcaire :

Le calcaire est une roche sédimentaire très courante composée d'au moins 50% de calcite (CaCO_3), Il existe de nombreuses variétés qui possèdent des propriétés assez variables, allant des roches les plus tendres à des roches très dures.

Lorsqu'elle est brûlée ou calcinée, cette roche produit de la chaux (l'oxyde de calcium CaO).

Le calcaire présente une forte réaction, à froid, à l'acide dilué ; cette réaction est l'un des critères essentiels servant à sa détermination, qui permet de le différencier de la dolomie qui lui ressemble parfois beaucoup.

Trois paramètres sont essentiels pour définir les roches calcaires : la minéralogie, la structure et la porosité

III- Identification des matériaux utilisés :

Avant d'aborder une étude de comportement d'un sol, on doit d'abord l'identifier par un nombre d'essai dont les principaux sont :

- L'analyse granulométrique ;
- Les caractéristiques physiques ;
- L'essai Proctor ;
- L'essai d'équivalent de sable.

Les blocs du grès, calcaire et granit ont été concassés pour former des grains de classe (0/25), et des particules fines de dimension $< 0.125\text{mm}$, qui seront utilisées dans les différents essais.

III-1 Analyse granulométrique :

Le poids des matériaux tamisés est de 5 Kg. le tamisage se fait en deux séries.

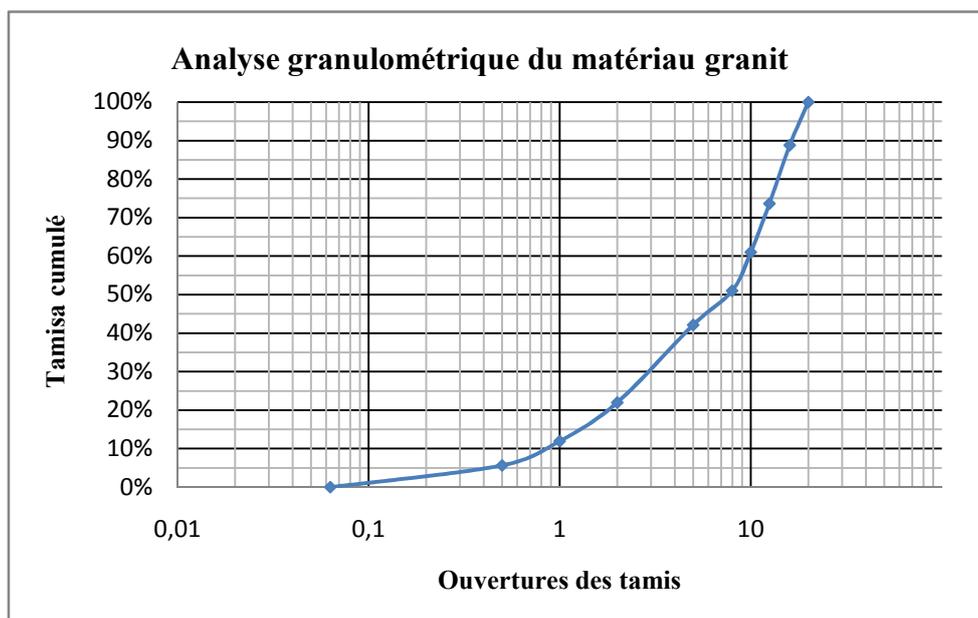


Figure III-1 : Analyse granulométrique du granit

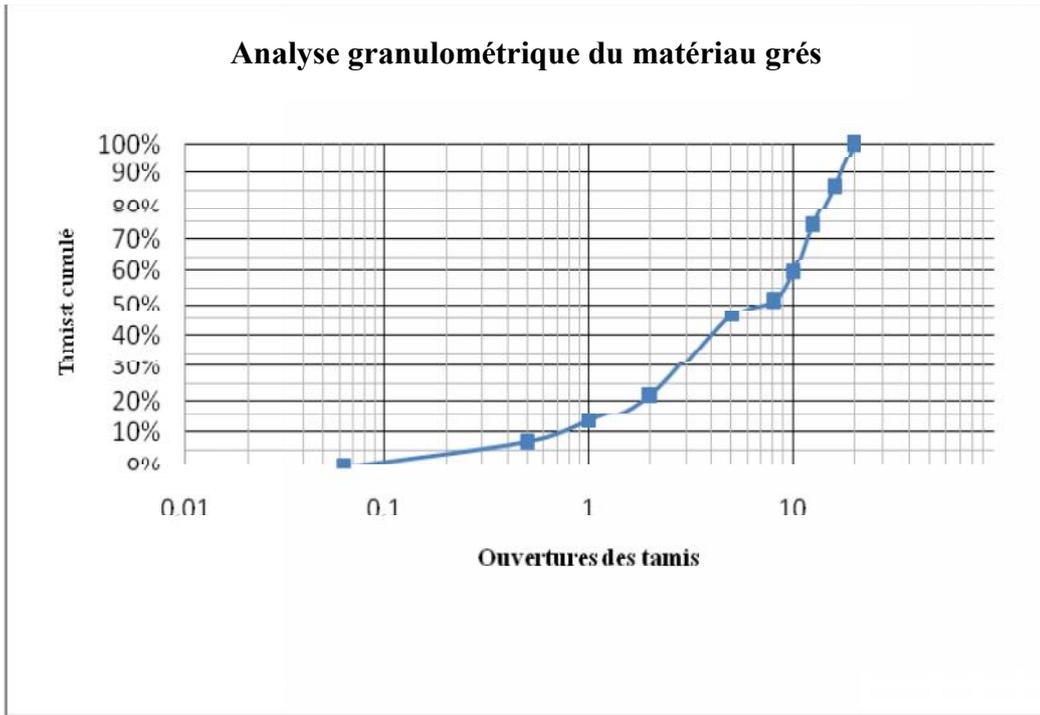


Figure III-2 : Analyse granulométrique du grés

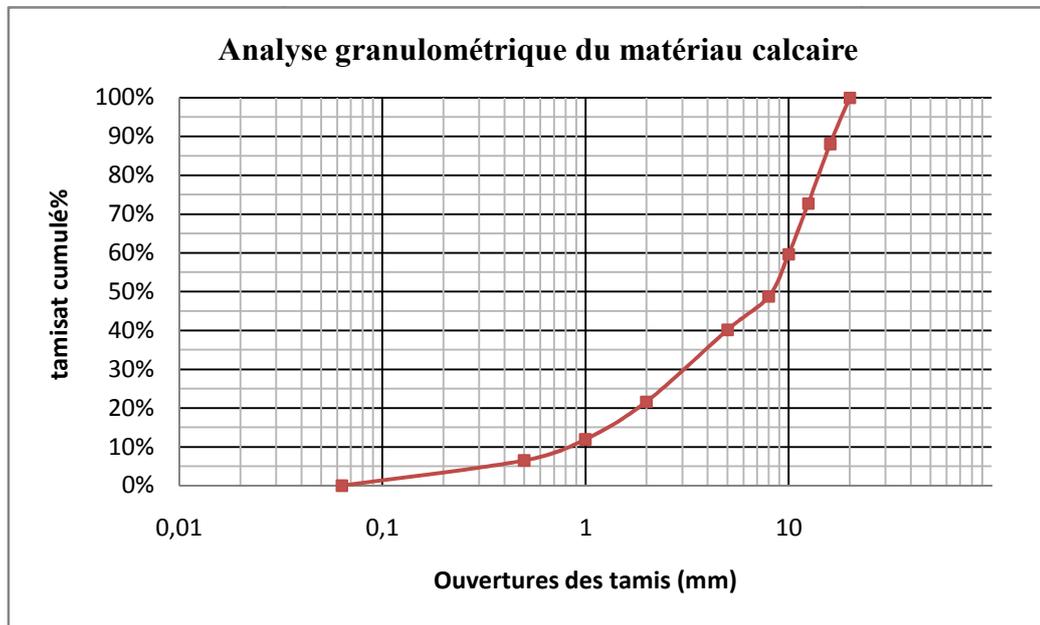


Figure III-3 : Analyse granulométrique du calcaire

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Matériau	Diamètre efficace (mm)			Coefficient d'uniformité Cu	Coefficient de courbure Cc	Interprétation
	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
Granit	0,87	3	10	11,49425287	1,034482759	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée
Grés	0,75	2,8	10	13,33333333	1,045333333	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée
Calcaire	0,8	3,1	10	12,5	1,20125	Grave concassée présentant une courbe granulométrique étalée

Tableau III-1 : Résultats d'analyse granulométrique des matériaux utilisés.

Avec :

C_u : Coefficient d'uniformité donné par la formule :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Équation III-1}$$

C_c : Coefficient de courbure donné par la formule :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad \text{Équation III-2}$$

D_{10} , D_{30} et D_{60} : Sont les diamètres efficaces (en mm) des tamis laissant passer respectivement 10%, 30% et 60%.

III-2 Caractéristiques physiques :

La définition des caractéristiques physiques des sols a une grande importance, car ces dernières nous serviront par la suite à en décrire leurs propriétés mécaniques et hydrauliques ou à expliquer certains de leurs comportements. La plupart de ces caractéristiques se mesurent couramment en laboratoire ou sur site (essais in situ) ; par contre les autres sont déduites des premières à l'aide de relations mathématiques.

Dans notre travail, la description des caractéristiques physiques des sols est indispensable car on les emploie fréquemment lors d'essais visant à évaluer le coefficient de perméabilité.

Les principales caractéristiques physiques déterminées à partir des essais de laboratoire sont :

- a- Poids spécifique des grains solide (γ_s) :** le poids volumique des solides (γ_s) est le rapport entre la masse ou le poids des particules solides du sol et le volume qu'elles occupent. Sa mesure se fait au laboratoire à l'aide d'un pycnomètre.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} \quad \text{Équation III-3}$$

- b- Poids spécifique sec (γ_d) :** Le poids volumique total (γ_d) est le rapport entre le poids total de l'échantillon et son volume total.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} \quad \text{Équation III-4}$$

- c- Poids spécifique des grains humides (γ_h) :** Le poids volumique total (γ_h) est le rapport entre le poids humide de l'échantillon et son volume total.

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V} \quad \text{Équation III-5}$$

- d- la teneur en eau (w) :** La teneur en eau est une caractéristique essentielle car elle permet avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol. Par définition la teneur en eau est le poids d'eau rapporté au poids des matières solides, après dissipation de celle-ci.

$$w = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 \quad \text{Équations III-6}$$

Avec :

P_s : poids de l'échantillon sec.

P_h : poids de l'échantillon humide.

e- L'indice des vides (e) : L'indice des vides permet de quantifier la part des vides à l'intérieur d'un échantillon de sol, le but de sa détermination est donc de savoir l'état de compacité du matériau.

Il est défini comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume occupé par les particules solides.

$$e = \frac{P_s}{V_s} \quad \text{Équations III-7}$$

Ou par

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad \text{Équations III-8}$$

f- La porosité (n) : La porosité met en évidence la portion du volume de sol constituée de vides susceptibles de se remplir d'eau à divers degrés.

Cette grandeur désigne le rapport du volume des vides au volume total, elle est souvent appelée capacité ou volume des vides.

La porosité est liée à l'indice des vides par la relation :

$$n = \frac{e}{e+1} \quad \text{Équations III-9}$$

Les différents résultats pour chaque matériau sont représentés dans le tableau

Caractéristiques Physiques Matériau	γ_s (g/cm ³)	γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w (%)	e (%)	n (%)
Granit	2.67	2.43	1.78	5.72	14.68	12.80
Grés	2.536	2.30	1.753	4.31	43.98	30.54
Calcaire	2.698	2.48	1.67	4.53	10.34	9.37

Tableau III-2 : Caractéristiques physique des matériaux utilisés

III-3 Essai Proctor :

C'est une étude de la variation de la masse volumique (avec recherche de la densité maximale) d'un sol soumis à un compactage d'intensité donnée en fonction de l'évolution de la teneur en eau.

Pour notre cas, on va utiliser le Proctor modifié car on a un sol grossier qui a un diamètre $D \leq 20\text{mm}$.

Les différents résultats pour chaque matériau sont représentés dans les graphes suivants :

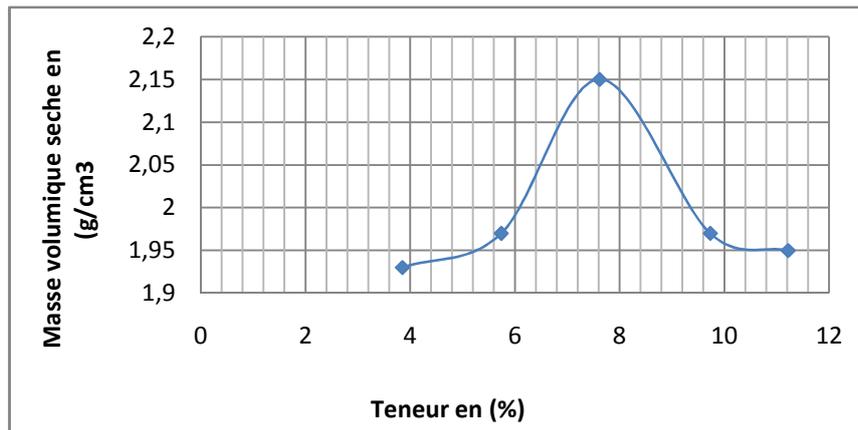


Figure III-4 : Proctor modifié [matériau granit]

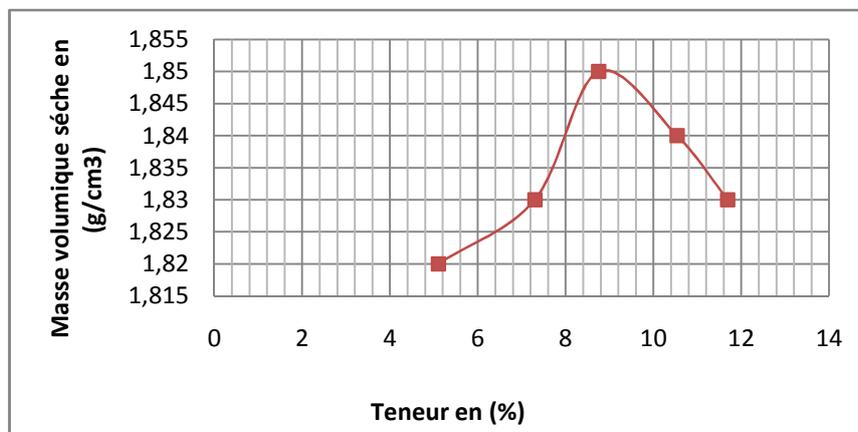


Figure III-5 : Proctor modifié [matériau grès]

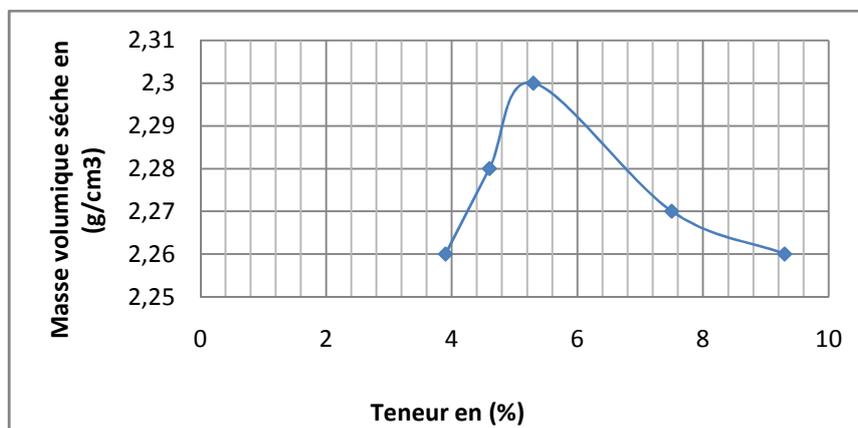


Figure III-6 : Proctor modifié [matériau calcaire]

III-4 Essai équivalent de sable :

L'équivalent de sable rend compte globalement la quantité et la qualité des éléments fines d'un sable ou d'un granulat, il s'effectue sur la fraction inférieure à 5mm.

Les différents résultats pour chaque matériau sont représentés dans le tableau suivant :

Matériau	ES (%)	IP (%)	Interprétation
Granit	61,2	/	l'équivalent de sable est $ES \leq 70$ donc on a un sol propre non plastique
Grès	45,8	/	l'équivalent de sable est $ES \geq 40$ donc on a un sol propre non plastique avec une présence des traces d'argiles
Calcaire	35	8	l'équivalente de sable est $ES \leq 40$ donc on a un sol peu plastique

***Tableau III-3** : Equivalent de sable et l'indice de plasticité des matériaux utilisés*

IV- Lieux d'extraction des matériaux :

La région de Tizi-Ouzou dispose de plusieurs gisements des matériaux utilisés (grès, granit et le calcaire) situés en surface, ce qui rend leur exploitation facile et à moindre coût. Nos matériaux ont été prélevés dans les régions suivantes :

- Dans la région de Taguemount n'cherf commune Ait Oumalou pour le granit ;
- Dans la région d'Assif ousardoun commune de Bouzguène. Ce gisement à 6 Km du chef lieu de la commune de Bouzguène, se situe sur la route nationale à environ 57 Km Nord-Est de la Wilaya de Tizi-Ouzou pour Le **grès** ;
- Dans la région de Beni Yeni à la sortie du village d'Iboudrarene pour le calcaire.

V- Conclusion :

- Les essais d'identification permettent de classer les sols, et les reconnaître plus facilement, ils sont simples et peut couteux.
- Les caractéristiques physiques des matériaux utilisés sont plus ou moins similaires à celle des sables,
- Les résultats des essais Proctor ont permis de conclure que les matériaux grès ; granit et calcaire sont peut sensibles à l'eau ;
- La région de Tizi-Ouzou dispose de plusieurs gisements des matériaux utilisés (grès, granit et le calcaire) situés en surface d'après l'étude effectuée par l'Office National de la recherche géologique et minière (O.R.G.M) de la Wilaya de Tizi-Ouzou

CHAPITRE : IV

PERMEABILITE DES SOLS NON SATURES

PERMEABILITE DES SOLS NON SATURES

I- Introduction :

Un sol saturé est un milieu biphasique (solide et liquide), alors que dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air ou éventuellement de gaz, de pétrole,... Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse). On considère en général que l'eau représente la phase liquide, tandis que la phase gazeuse est constituée d'air et/ou de vapeur d'eau.

L'interaction gaz eau solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé beaucoup plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression du gaz dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé.

Le comportement hydromécanique d'un sol dépend non seulement de sa nature (composition minéralogique, état de l'eau et du gaz qui y sont présents, etc....) mais aussi, dans une large mesure, de sa microstructure.

Le but de ce chapitre est de faire une synthèse des caractéristiques les plus importantes des sols non saturés afin de disposer d'une base saine pour l'analyse et la modélisation de leurs perméabilités

II- Composition triphasique des sols non saturés :

II-1 L'eau dans les sols :

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols.

La **figure (IV-1)** ci-dessous montre les diverses formes de l'eau présente dans un sol. Les termes soulignés indiquent de l'eau à l'état solide.

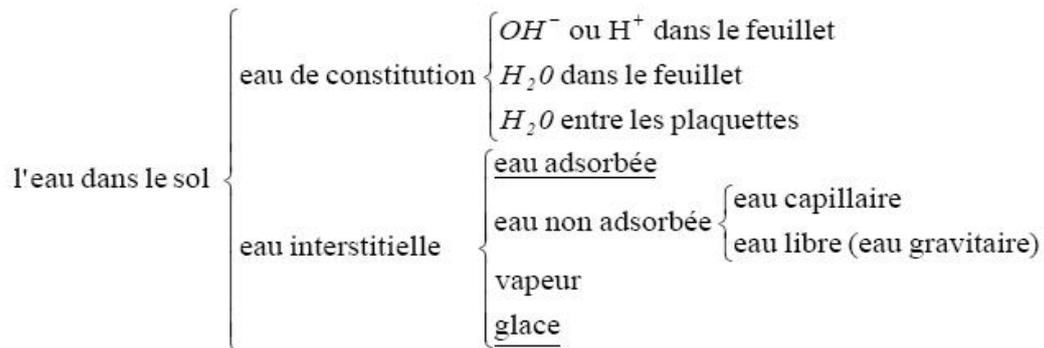


Figure IV-1 : Les diverses formes de l'eau présente dans un sol

II-2 Le gaz dans les sols :

La phase gazeuse d'un sol non saturé comporte essentiellement de l'air, de la vapeur d'eau et éventuellement certains gaz organiques. L'influence du gaz sur le comportement du sol dépend largement du degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est continue, l'effet du gaz sur le comportement hydromécanique se traduit par l'effet de la succion. Par contre, lorsque la phase gazeuse est discontinue elle se présente sous forme de bulles d'air piégées dans l'eau, par exemple la phase fluide (mélange d'eau et de bulles d'air) du sol se comporte comme un liquide très compressible.

III- Interaction entre les phases solide et fluide :

L'élément essentiel qui conditionne les propriétés des sols non saturés est l'existence de la succion, due à l'interaction entre les trois phases constituant le sol, qui est liée à la capacité de rétention d'eau du sol. Dans le cas de sols fins non saturés, l'interaction eau solide n'est pas seulement due à la succion, mais également à l'adsorption de l'eau sur les particules solides, à cause des propriétés colloïdales des particules fines.

Il est donc important de bien comprendre les interactions entre les trois phases d'un sol et, en particulier, le développement des ménisques capillaires, entraînant la succion au sein de la structure du sol, ainsi que le phénomène d'adsorption d'eau dans les sols fins.

III-1 Interaction eau solide : Phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides :

Selon la théorie chimique des colloïdes, lorsque le diamètre d'une particule solide est inférieur à $0,2 \mu\text{m}$, cette particule possède des propriétés colloïdales, à cette très petite taille, il existe certains atomes et ions libres sur la surface des particules. Par conséquent, les particules sont dans un champ électrostatique non symétrique. Il en résulte que les particules colloïdales ont tendance à adsorber des molécules polaires ou des ions venant du monde extérieur afin d'atteindre un équilibre électrique. On appelle cette capacité d'adsorption la charge surfacique. C'est essentiellement cette charge surfacique qui provoque, autour des plaquettes d'argile, le phénomène d'adsorption qui influe fortement le comportement hydromécanique des sols argileux.

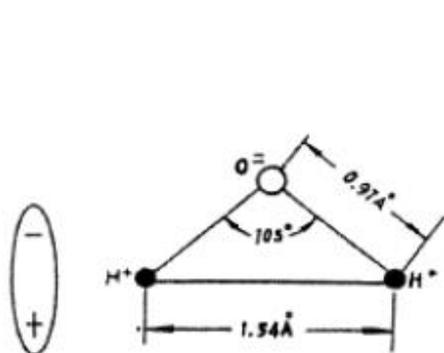


Figure IV-2 : Structure de la molécule d'eau

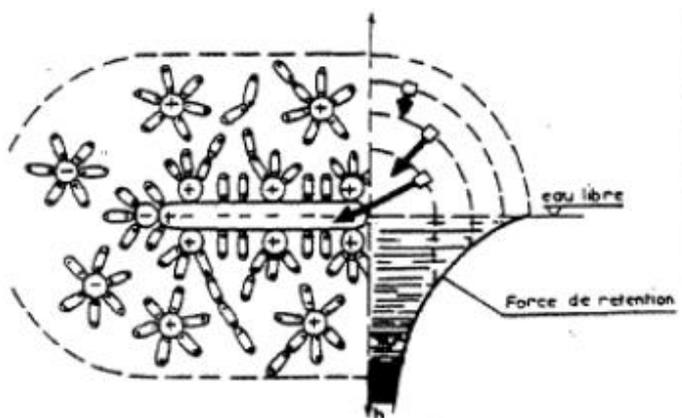
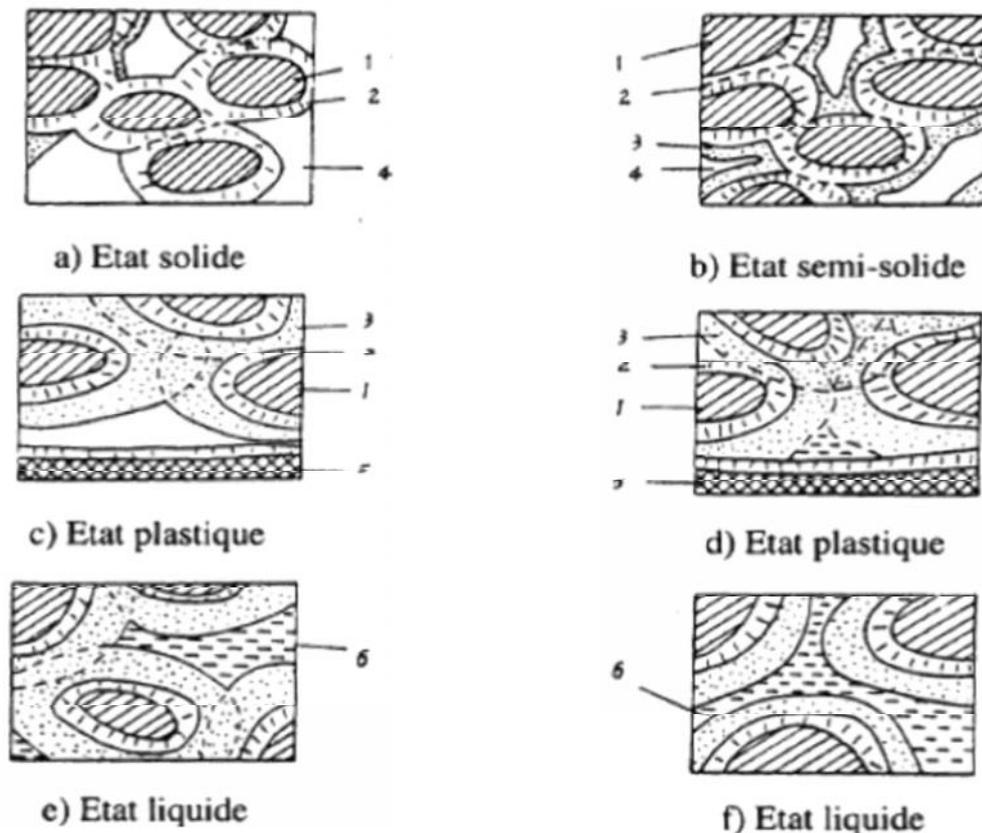


Figure IV-3 : Couche d'eau adsorbée (d'après Andrei 1977)

La compressibilité, la résistance au cisaillement, la perméabilité varient selon la consistance qui peut être caractérisée par les limites d'Atterberg au niveau macroscopique. L'indice de plasticité est une mesure relative de la plasticité du sol



- 1 - particules solides (assemblage de plaquettes)
 - 2 - eau adsorbée de la couche fixe
 - 3 - eau adsorbée de la couche diffuse
 - 4 - air
 - 5 - autres matériaux solides
 - 6 - eau non adsorbée
- (a → f : la teneur en eau augmente, la consistance du sol varie)

Figure IV-4 : Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveaux de saturation (d'après Tang., 1979)

III-2 Interaction gaz- eau :

III-2-1 Tension superficielle :

Avant d'aborder le thème de la succion dans un sol non-saturé, il est nécessaire d'évoquer certaines caractéristiques fondamentales relatives à l'interaction gaz-eau-solide. L'interface entre le gaz et l'eau possède une propriété fondamentale : la tension superficielle.

Du point de vue moléculaire, une molécule à l'intérieur de la masse d'eau est en équilibre puisque toutes les forces d'attraction qui agissent sur cette molécule ont une résultante nulle, tandis qu'une molécule sur l'interface, à cause des forces d'attraction des molécules à l'intérieur de l'eau, est soumise à une résultante non nulle (**Figure IV-5 -a**).

Cette résultante des forces en chaque point est perpendiculaire à l'interface et orientée vers l'intérieur de l'eau. Pour l'équilibrer, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de l'interface (**Figure IV-5 -b**). Elle agit tangentielllement à l'interface. Elle a la dimension d'une force par unité de longueur [N/m] (*Fredlund etc., 1993*).

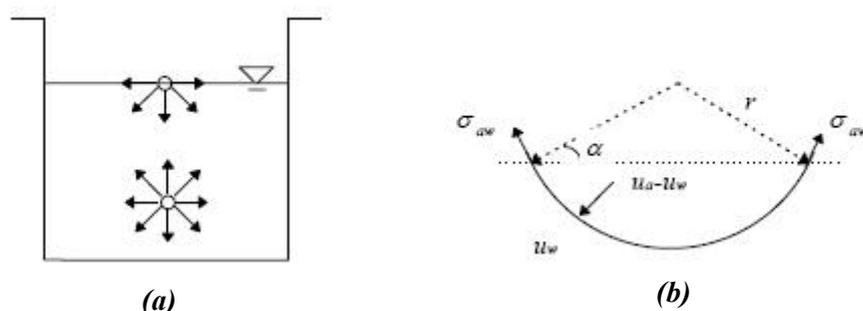


Figure IV-5 (a) (b) : Tension superficielle (*Fredlund etc., 1993*)

L'interface se comporte comme une membrane souple à cause de la tension superficielle : elle prend une forme concave. On trouve une similitude dans le comportement d'une bulle de savon pour laquelle la pression à l'intérieur est plus grande qu'à l'extérieur. La forme concave de la bulle assure, grâce aux tensions superficielles, une force supplémentaire vers l'intérieur et maintient l'équilibre **Figure (IV-6)** (*Chen, etc. 1987*).

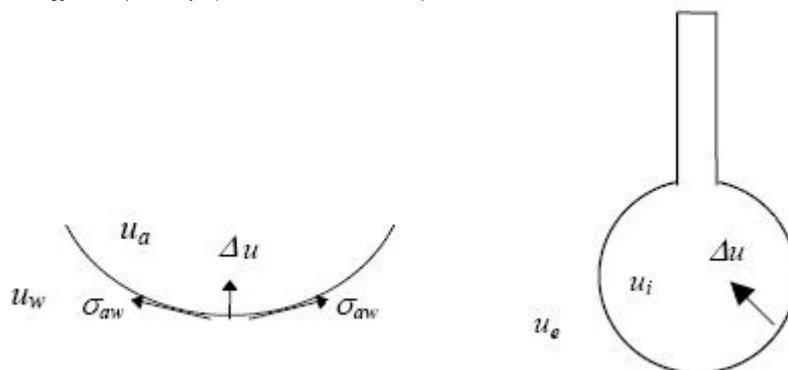


Figure IV-6 : Sollicitations de l'interface (d'après *Chen, etc. 1987*)

III-2-2 Humidité relative (Diagramme d'état de l'eau) :

Dans la nature, l'état de l'eau varie en fonction de la pression et de la température. Le diagramme de la **Figure (IV-7)** montre que l'eau peut exister sous 3 états : solide (glace), liquide (eau) et gazeux (vapeur d'eau). Les trois courbes dans le diagramme représentent les états d'équilibre du système. Deux états peuvent coexister en équilibre lorsque les variables d'état se trouvent sur l'une des trois courbes dans le diagramme : l'état solide et l'état liquide peuvent coexister sur la courbe AC (courbe de fusion), les états solide et gazeux coexistent sur la courbe AD (courbe de sublimation), et enfin, lorsque l'état se trouve sur la courbe AB (courbe de vaporisation), un équilibre s'établit entre les états liquide et gazeux. On dit alors que le système est en état saturant. L'eau, dans un tel système, s'appelle eau saturante, tandis que la vapeur d'eau s'appelle vapeur d'eau saturante. La pression correspondante s'appelle la pression de la vapeur d'eau saturante que l'on note $\bar{u}_{v,0}$. Bien entendu, lorsque la pression et la température se trouvent au point A, les trois états peuvent coexister en équilibre.

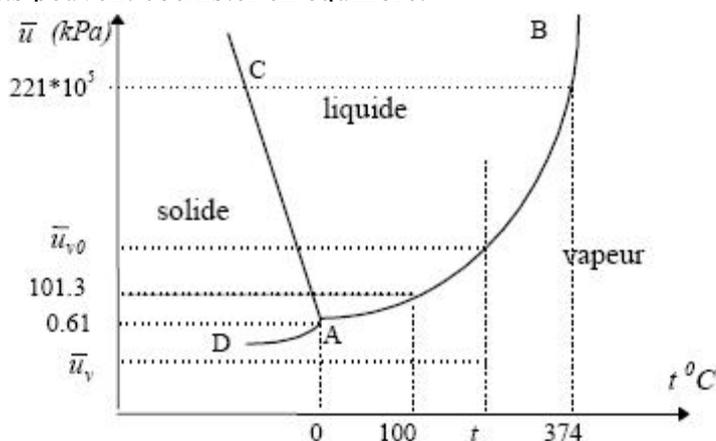


Figure IV-7 : Diagramme d'état de l'eau

Dans la nature, la vapeur d'eau est mélangée à l'air. Mais la vapeur d'eau dans l'air n'est pas toujours en équilibre avec l'eau environnante et dès lors, la pression partielle de la vapeur \bar{u}_v n'est pas nécessairement égale à celle de la vapeur saturante $\bar{u}_{v,0}$ à la température correspondante. La quantité de vapeur d'eau dans l'air peut être modifiée soit par condensation, soit par vaporisation. Dès lors, la pression partielle de la vapeur d'eau \bar{u}_v à une température donnée traduit en quelque sorte l'état d'humidité de l'air. C'est ainsi qu'on définit l'humidité relative de l'air par :

$$RH = \frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v,0}} (\%) \quad \text{Équation IV-1}$$

Remarquons que la notion d'humidité relative de l'air ainsi définie constitue une mesure relative, alors que la pression de vapeur saturante \bar{u}_{v0} au-dessus d'une surface plane est une pression de référence mesurée dans un système qui ne contient que de l'eau pure.

La présence d'air dans l'atmosphère n'a pas d'effet sur le comportement de la vapeur d'eau d'après la loi de *Dalton*. Cette loi déclare que la pression d'un mélange de plusieurs gaz est égale à la somme des pressions partielles que chacun des gaz exercerait s'il occupait, seul, la totalité du volume.

Si le gaz considéré est un mélange d'air sec et de vapeur d'eau, la loi de *Dalton* s'écrit :

$$\bar{u}_g = \bar{u}_{as} + \bar{u}_v \quad \text{Équation IV-2}$$

Où \bar{u}_v est la pression de gaz (un mélange d'air sec et de vapeur d'eau),

\bar{u}_{v0} est la pression partielle de l'air sec.

Autrement dit, le comportement de chacun des gaz dans un mélange est indépendant de celui des autres. Par conséquent, la présence de l'air ne change pas l'état d'équilibre de l'eau (courbe AB de la *Figure (IV-7)*).

III-2-3 Interactions air eau solide : capillarité

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau u_a et de l'air agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de capillarité voire **Figure (IV-8)**

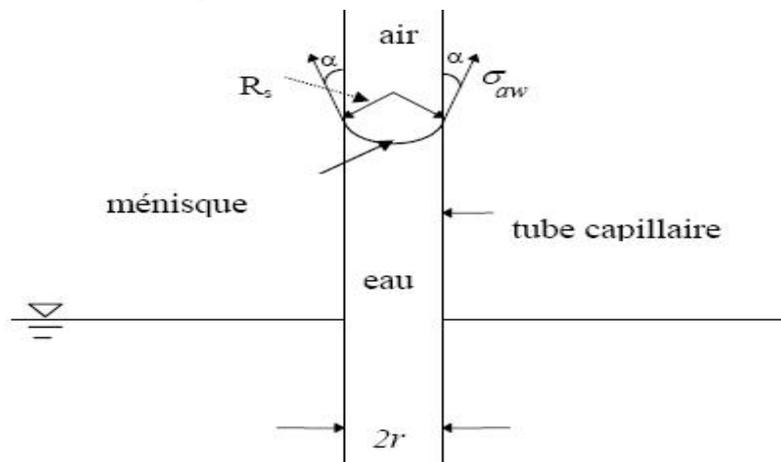


Figure IV-8 : Le phénomène de capillarité

Un tube de rayon r est plongé dans un bassin d'eau. Sous l'effet de la tension superficielle, l'eau monte dans le tube et a tendance à mouiller la paroi du tube. Ainsi, l'interface air - eau dans le tube prend une courbure et forme un ménisque. La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau est généralement appelée pression capillaire. La relation entre la tension superficielle et la pression capillaire peut être décrite par la loi de *Jurin* (simplification de la loi de *Laplace* basée sur l'hypothèse que l'interface est de forme sphérique) **Figure (IV-8)**

$$\mu_a - \mu_w = \frac{2\sigma_{aw}}{R_s} = \frac{2\sigma_{aw} \cos\alpha}{r} \quad \text{Équation IV-3}$$

R_s est le rayon de courbure du ménisque et α l'angle de raccordement (ou de contact) du ménisque avec la surface du solide.

L'angle de contact α est égal à zéro lorsque l'eau est pure. Dans ce cas, le ménisque forme une demi sphère parfaite, le rayon de courbure du ménisque est égal à celui du tube r , on a alors :

$$\mu_a - \mu_w = \frac{2\sigma_{aw}}{r} \quad \text{Équation IV-4}$$

De manière plus générale, l'angle de contact est l'angle de l'interface de contact des deux fluides non miscibles avec la surface du solide. Il dépend des caractéristiques physico-chimiques et de la composition chimique des fluides et du solide, de la mouillabilité etc. Dès lors, dans un sol non saturé, la pression capillaire n'est pas seulement influencée par les fluides, mais aussi par les caractéristiques physico-chimiques du sol lui-même.

III-2-4 La succion :

La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés. La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions : la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale.

a- Succion matricielle :

En absence de contrainte mécanique, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à un état de tension (l'air restant à la pression atmosphérique). Plus généralement, c'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Comme décrit ci avant, à l'échelle d'un pore, cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau.

Elle est Caractérisée par la loi de *Jurin (Eq IV-3)*. Pour les agronomes, la succion matricielle est, en fait, identique à la pression capillaire lorsque les contraintes externes sont nulles. Elle est notée s . Donc on a :

$$s = \mu_a - \mu_w = \frac{2\sigma_{aw} \cos a}{r} \quad \text{Équation IV-5}$$

Cette définition a été généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique.

Aujourd'hui, en Mécanique des Sols, les deux notions de pression capillaire et de succion sont équivalentes.

Il est à noter que la notion de succion ou pression capillaire est une notion globale. Elle est définie dans un domaine de dimensions très supérieures aux dimensions moléculaires, qui intègre à la fois les propriétés capillaires du milieu (caractérisées par la dimension des pores) et les propriétés d'adsorption de l'argile par l'intermédiaire de l'angle de contact solide liquide air.

b- Succion osmotique :

La succion osmotique π est identique à la pression osmotique. Elle est créée par la force liée à la répulsion osmotique lorsque des sels solubles sont présents dans l'eau. Elle dépend de leur concentration. On a :

$$\pi = -\frac{\rho_w RT}{\omega_v} \cdot \ln x_w \quad \text{Équation IV-6}$$

Avec :

R : constante des gaz parfaits ($R = 8.31432 \text{ J}/(\text{mol K})$)

T : température absolue ($^{\circ}\text{K}$)

ρ_w : masse volumique de l'eau (kg/m^3)

ω_v : masse molaire de la vapeur d'eau ($18.016 \text{ kg}/\text{kmol}$)

x_w : fraction molaire d'eau dans la solution

La succion osmotique existe donc dans les sols lorsque la phase liquide est une solution saline. En outre, dans les sols fins, les phénomènes d'adsorption sont liés à la succion osmotique puisqu'ils sont contrôlés par la concentration des ions présents dans la solution.

Conclusion :

On peut conclure que, à une température donnée, la succion totale a donc deux composantes :

- La succion matricielle s qui est liée au phénomène de capillarité
- La succion osmotique π

On peut ainsi écrire : $\psi = \pi + s$

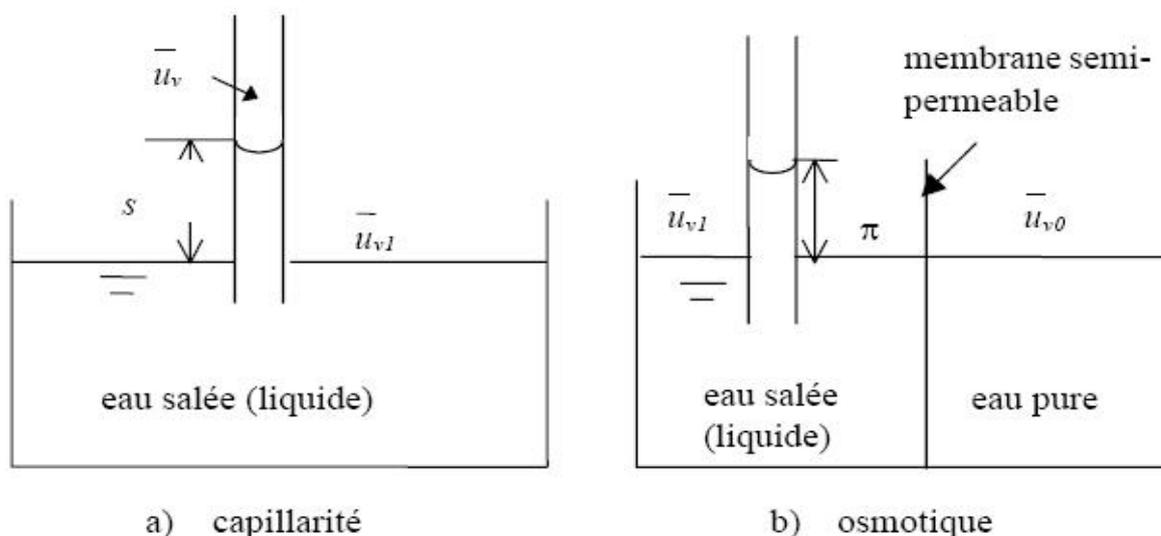


Figure IV-9 : les composantes de la succion totale ($\psi = \pi + s$)

IV- Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés :

Les aspects hydriques dans un sol non saturé sont beaucoup plus compliqués que dans un sol saturé, à savoir :

- Le coefficient de perméabilité dépend fortement de la saturation,
- La saturation varie considérablement lorsque la succion varie.

Par conséquent, le problème hydraulique dans un sol non saturé est fortement non linéaire.

IV-1 Perméabilité des sols non saturés :

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement en fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique (La courbe porosimétrique caractérise la distribution des dimensions des pores dans le sol.) . Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé être constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation.

Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte nette sur la saturation est secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même (*Fredlund, 1993*).

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol saturé, loi de *Darcy*, a été généralisée à un milieu non saturé comme suit :

$$\underline{v}_w = -k_w(s)\underline{\nabla}h_w \quad \text{Équation IV-7}$$

Avec :

\underline{v}_w : Vitesse de Darcy dans un sol non saturé,

$k_w(s)$: Perméabilité du sol non saturé,

h_w : Charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau)

La **Figure (IV-10)** montre schématiquement la variation de la perméabilité dans un sol non saturé.

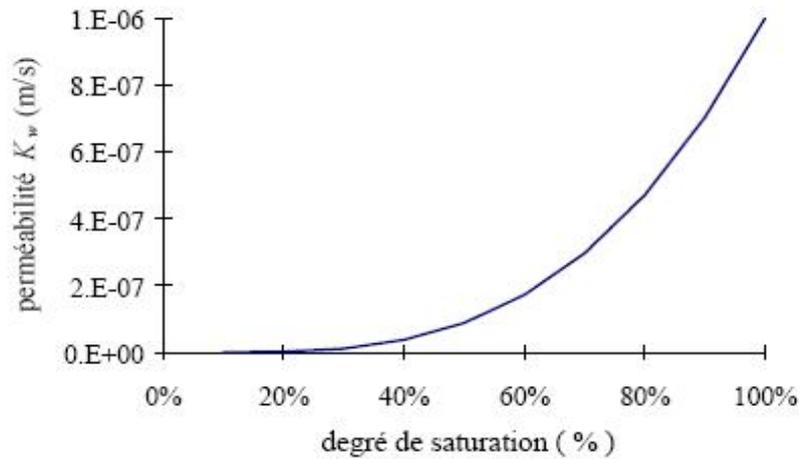


Figure IV-10 : Perméabilité k_w d'un sol non saturé

Diverses lois ont été proposées pour décrire les variations de la perméabilité.

Quelques équations fréquemment utilisées sont données au tableau suivant :

Tableau IV-1 : Quelques lois de perméabilité K_w en fonction de la succion ou de la saturation S_{rw}

Auteurs	Equations
Imray (1954)	$\left\{ \begin{aligned} K_w &= K_{w0} \left(\frac{S_{rw} - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right)^3 \\ S_{ru} &\text{ est la saturation résiduelle} \end{aligned} \right.$
Gardner (1958)	$K_w = \frac{K_{w0}}{1 + (a * s)^b}$ <p>K_{w0} est la perméabilité en état saturé a, b sont des paramètres du sol</p>
Scott (1963)	$\left\{ \begin{aligned} K_w &= K_{w0} (1 - n(1 - S_{rw})) \\ n &\text{ est la porosité} \end{aligned} \right.$
Brooks et Corey (1966)	$\left\{ \begin{aligned} K_w &= K_{w0} & \text{si } s \leq s_b \\ K_w &= K_{w0} \left(\frac{s}{s_b} \right)^\eta & \text{si } s > s_b \end{aligned} \right.$ <p>s_b, η sont des paramètres</p>

IV-2 Courbes de rétention d'eau :

Pour un sol donné, des variations du degré de saturation vont entraîner des variations de succion. On appelle courbe de rétention d'eau la courbe donnant la succion en fonction du degré de saturation (ou de la teneur en eau).

La **Figure (IV-11)** montre une courbe typique pour un sol en cours de séchage. Le point *C* indique une valeur de succion critique s_c . Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe qu'il n'y a presque pas d'eau qui sort du sol. Il n'y a pas d'air qui pénètre dans le sol avant que la succion, n'atteigne la succion critique. Dès que la succion dépasse cette valeur critique, la saturation diminue. Cette valeur critique est en fait une mesure de la taille maximale des pores d'un sol, car ce sont les plus grands pores qui drainent d'abord l'eau. Cette valeur critique de la succion est souvent appelée *pression d'entrée d'air*. Si le séchage continu, on observe qu'une certaine quantité d'eau reste dans le sol même si la succion est très grande. Cette eau reste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol. L'écoulement d'eau est tellement difficile que l'on n'arrive pas à extraire cette quantité d'eau. Aussi l'appelle-t-on *teneur en eau résiduelle* et la saturation correspondante s'appelle *la saturation résiduelle* notée S_{ru}

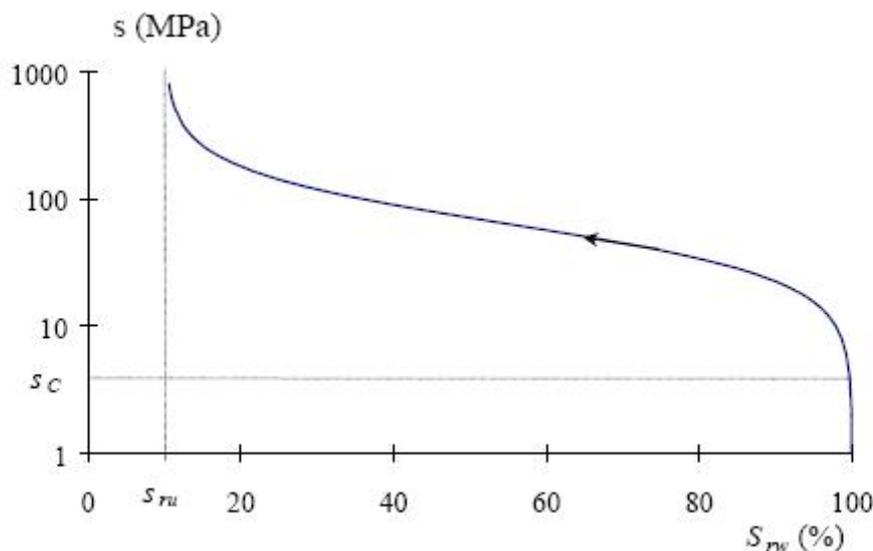


Figure IV-11 : Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage

La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est grande et plus les variations de succion sont importantes. Pour une argile, la succion peut atteindre des valeurs très importantes. Ceci est lié, d'une part, à l'adsorption qui crée une succion osmotique et, d'autre part, à la faible dimension des particules d'argile. Les pores sont alors plus petits, les rayons de courbure des ménisques plus faibles, d'après la loi de *Jurin (EqIV-3)* la succion peut atteindre des valeurs plus élevées. La teneur en eau résiduelle d'une argile est souvent plus grande que celle d'un sable. Cela est lié essentiellement aux phénomènes d'adsorption, la couche d'eau adsorbée étant plus difficile à extraire et la surface spécifique plus grande.

Tableau IV-2 : Quelques lois de saturation en S_{rw} en fonction de la succion s

Auteurs	équations
Vauclin et al (1976)	$\left\{ \begin{array}{l} S_{rw} = S_{ru} + \frac{(S_{r0} - S_{ru})A}{A + (C \cdot s)^B} \\ A, B, C \text{ sont des paramètres} \end{array} \right.$
Van Genuchten (1980)	$\left\{ \begin{array}{l} S_{rw} = S_{ru} + \frac{S_{r0} - S_{ru}}{(1 + (\alpha \cdot s)^\beta)^\delta} \\ \delta = 1 - 1/\beta \\ S_{r0} \text{ est la saturation naturelle} \\ \alpha, \beta \text{ sont des paramètres} \end{array} \right.$

IV-3 Phénomène d'hystérésis :

Si l'on trace la courbe de rétention d'eau lors des cycles de dessiccation – humidification (séchage - mouillage), une caractéristique fondamentale du comportement hydraulique des milieux poreux non saturés est l'hystérésis des courbes de perméabilité $K_w(s)$ et de teneur en eau volumique $\theta_w(s)$ en fonction de la succion. La **figure (IV-12)** en donne un exemple.

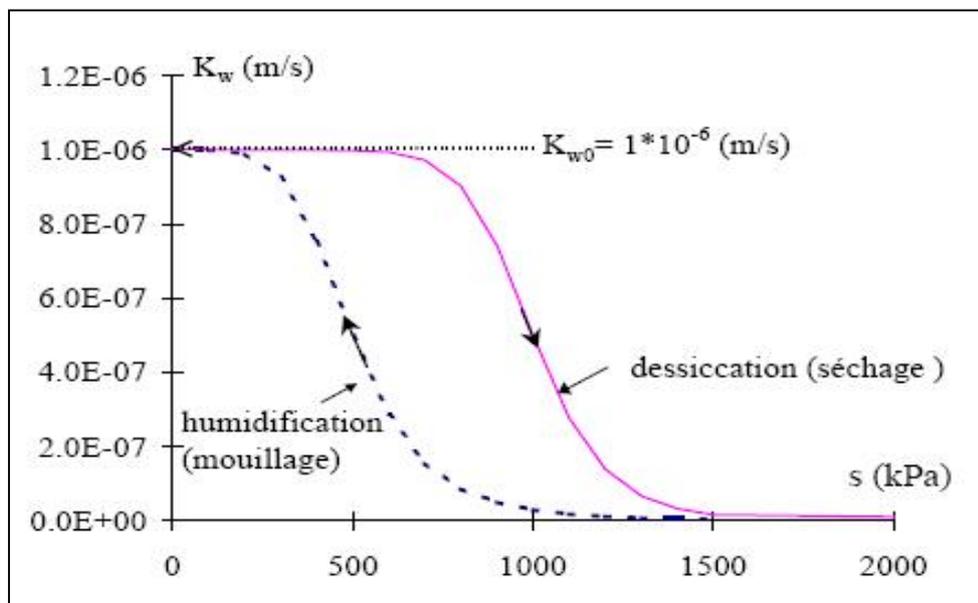


Figure IV-12 : Hystérésis de $K_w(s)$

L'origine de l'hystérésis peut être illustrée par une goutte d'eau glissant sur une vitre **figure (IV-13 a)** La forme dissymétrique de la goutte résulte du fait que la pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air (point bas) ou que l'air pousse l'eau (point haut), car l'angle de contact est différent dans ces deux cas. Il y a aussi une explication liée à "l'effet goulot" qui provient de ce que les vides capillaires ne sont pas des tubes mais une succession de cavités de dimensions variables (**figure (IV-13 b)**)

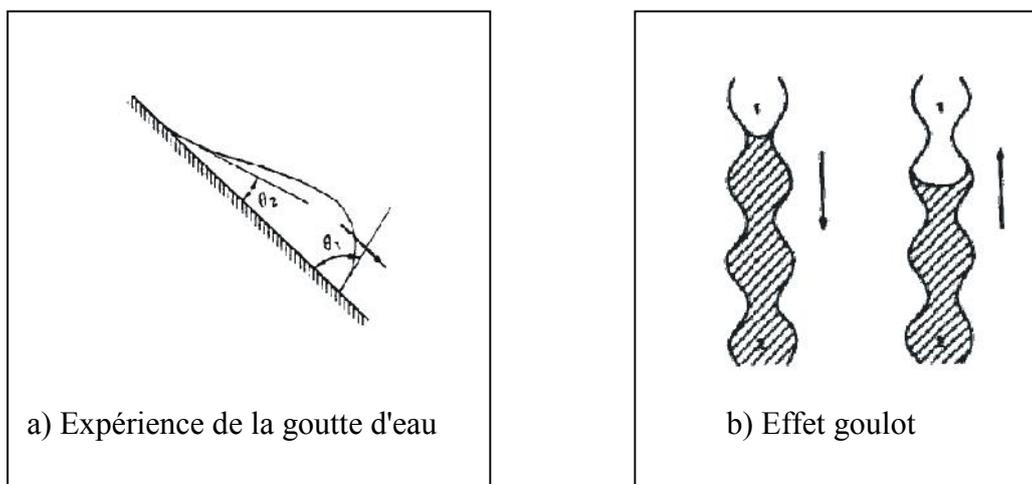


Figure IV-13 : Manifestation physique de l'hystérésis (Bear et Verruijt, 1987)

IV-4 Détermination de la perméabilité :

Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993). En général, elles sont basées sur la connaissance du gradient hydraulique et de la vitesse de l'écoulement dans l'échantillon. La loi de Darcy est alors la base théorique pour le calcul de la perméabilité. Le gradient hydraulique est soit imposé dans l'échantillon, soit mesuré au cours des essais à l'aide de tensiomètres ou psychromètres. Les méthodes les plus fréquemment utilisées sont résumées ci-après.

IV-4-1 Méthode du régime permanent :

La méthode du régime permanent est similaire à un essai de perméabilité classique à charge constante. On impose un gradient de pression d'eau constant dans un échantillon, on mesure le débit d'eau lorsque le régime stationnaire est atteint et on déduit le coefficient de perméabilité par la loi de Darcy. Mais ici, une succion constante est imposée à l'échantillon à l'aide du principe de la translation d'axe (méthode de surpression d'air). La **figure (IV-14)** ci-dessous schématise le principe de cette méthode (Delage, 1993).

Une pression d'air u_a est appliquée entre deux pierres poreuses à haute pression d'entrée d'air.

Ainsi, on impose s_m une valeur moyenne de la succion dans l'échantillon (Fredlund, 1993):

$$s_m = u_a - u_{wm} = u_a - \left(\frac{u_w + (u_w + \Delta u_w)}{2} \right) = u_a - u_w - \frac{\Delta u_w}{2} \quad \text{Équation IV-8}$$

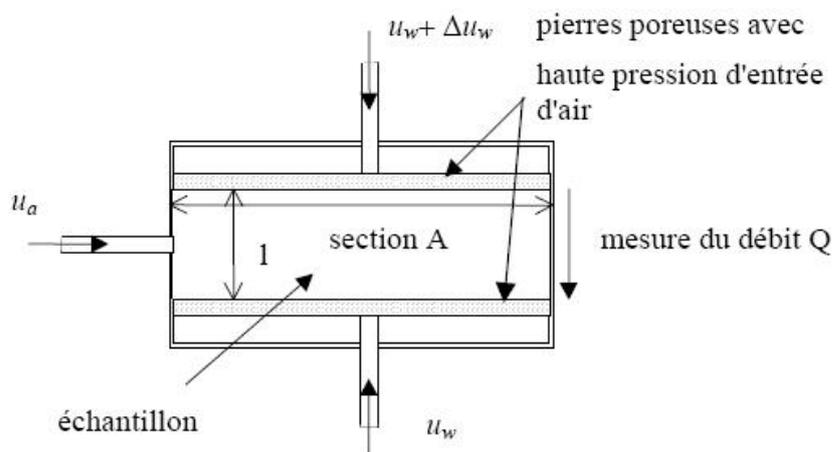


Figure IV-14 : Méthode du régime permanent d'après (Delage, 1993).

Où u_{wm} représente la valeur moyenne de la pression d'eau.

Les essais peuvent être répétés en appliquant différents niveaux de succion. Ainsi, on peut déterminer l'évolution de la perméabilité en fonction de la succion.

En général, les résultats obtenus sont relativement précis. Cependant, du fait que la perméabilité des sols non saturés est relativement basse, surtout dans la gamme des hautes succions, la vitesse d'écoulement est extrêmement lente. En conséquence, la durée d'un tel essai est souvent assez longue. La deuxième difficulté est de maintenir un bon contact entre l'échantillon et les pierres poreuses afin d'assurer la continuité de l'écoulement d'eau. En effet, le volume du sol peut diminuer lorsqu'on applique une succion élevée (*Fredlund 1993*).

IV-4-2 Méthode du profil instantané :

Cette méthode est basée sur des mesures en régime transitoire (*Delage, 1993*). Elle consiste à imposer un drainage ou un remouillage à une des extrémités d'une colonne verticale de sol et à mesurer, par tensiomètre (basse succion) ou psychromètre (haute succion), l'évolution de la succion en différents points en fonction du temps. Les variations de la teneur en eau volumique dans l'échantillon peuvent être obtenues de deux manières : par déduction de la courbe de rétention d'eau à partir des mesures de la succion ou par gammamétrie (*Vicol, 1990*). On obtient ainsi deux profils illustrés à la **figure (IV-15)** Le profil de succion fournit le gradient hydraulique dans l'échantillon tandis que le profil de teneur en eau volumique sert à calculer le débit en chaque point en fonction du temps. Ces deux calculs, réalisés en différents points et à différents moments, permettent de déduire l'évolution du coefficient de perméabilité en fonction de la succion ou de la teneur en eau volumique.

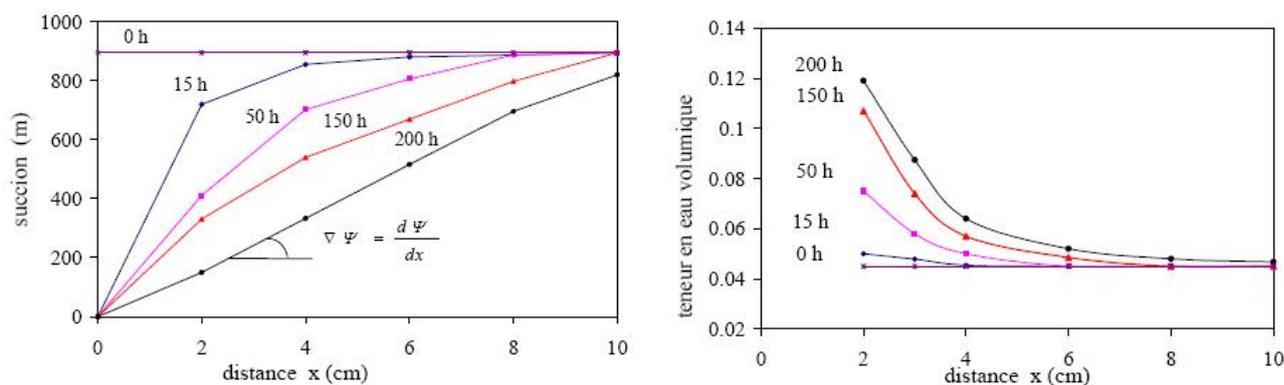


Figure IV-15 : Profils typiques de la succion et de la teneur en eau volumique pendant le mouillage

IV-4-3 Méthodes indirectes :

Les mesures directes de perméabilité hydraulique des sols non saturés sont souvent difficiles à réaliser. Plusieurs méthodes indirectes ont été développées au cours de la dernière décennie.

Delage a fait la synthèse d'une technique initialement développée par *Gardner* en 1956 (*Delage, 1993*). Cette technique consiste à résoudre analytiquement l'équation générale des transferts d'eau (l'équation de *Richards*) dans le cadre d'essais avec l'appareil de *Richards* schématisé dans la **figure (IV-16)**. Lorsqu'on applique une succion supplémentaire, en augmentant la pression d'air, une certaine quantité d'eau sort de l'échantillon par drainage. Les variations des quantités d'eau au cours du temps dépendent de la diffusivité du sol $D_w(\theta_w)$, définie dans la solution simplifiée de l'équation de *Richards* par

$$D_w(\theta_w) = k_w(\theta_w) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta_w} \quad \text{Équation IV-9}$$

Et la teneur en eau volumique et Ψ est la succion totale. Ainsi, en utilisant la courbe de rétention d'eau de l'échantillon, on peut évaluer le coefficient de perméabilité.

Une deuxième méthode consiste à déduire le coefficient de perméabilité directement à partir de la courbe de rétention d'eau obtenue avec l'appareil de *Richards*.

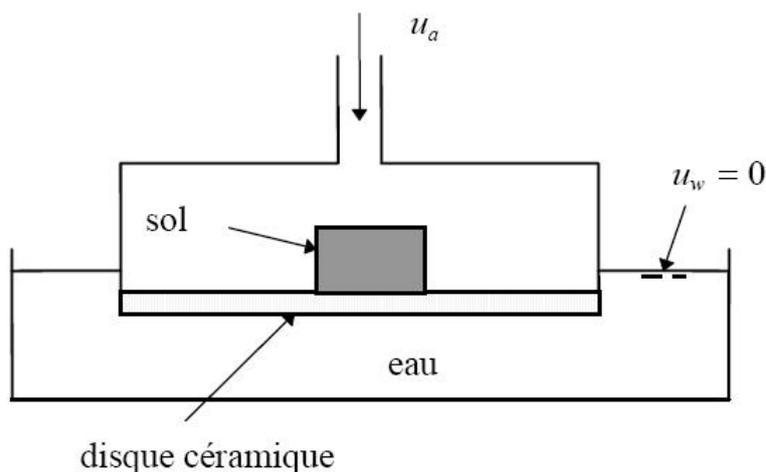


Figure IV-16 : Appareil de *Richards*

V- Conclusions :

- La microstructure des sols joue un rôle important pour la compréhension de leurs propriétés mécaniques et hydriques, ainsi que pour leurs interactions. Grâce à l'étude de cette microstructure, il est possible de donner des explications rationnelles à de nombreux comportements observés à l'échelle macroscopique. Cela fournit également des lignes directrices fortes pour le développement de modèles mathématiques du comportement hydromécanique pour ces sols.
- L'écoulement d'eau dans un sol non saturé est beaucoup plus complexe que dans un sol saturé. La perméabilité et le coefficient d'emmagasinement sont des fonctions de la saturation ou de la succion. Au point de vue numérique, cette complexité demande un traitement spécial.
- Les non-linéarités peuvent être prises en compte assez facilement par la méthode des éléments finis. Le principe des travaux virtuels nous permet d'étudier un problème complexe en construisant la formulation discrétisée du problème.

CHAPITRE : V

PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

I –Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents résultats d'essais (Proctor, Odomètre et boîte de cisaillement) pour chaque matériau (granite, grés et calcaire) sous forme de graphes et tableaux, ainsi que l'étude de l'évolution de la perméabilité de ces trois matériaux dans les classes granulaires choisies et cela en fonction du type de chargement, et de trouver des relations directes entre la perméabilité et la classe granulaire et de faire un comparatif avant et après les essais d'écrasement.

Les résultats obtenus seront présentés en fonction :

- De la nature du matériau
- De la classe granulaire
- Du type d'essai
- Du chemin de contraintes

II- Présentation des résultats des essais d'écrasement :

Les échantillons grés, granit et calcaire soumis aux différents essais d'écrasement (Proctor, cisaillement et œdométrique) et le choix des contraintes de ces essais, sont issus des recherches déjà effectuées dans notre laboratoire.

II-1 Courbes granulométriques :

La méthode la plus simple qui permet de quantifier le phénomène d'écrasement des particules est la comparaison des courbes granulométriques avant et après les essais (cisaillement ; œdométrique et Proctor). Cette méthode nous a permis de voir clairement le grand changement dans la structure granulaire en fonction du type de chargement et de la classe granulaire. Les différents résultats obtenus pour les trois matériaux sont présentés dans les paragraphes suivants :

II-1-1 Matériau grés :

➤ Granulométrie 0/6 :

Les granulométries (0/6) du matériau grés, obtenues après essais sont présentées dans le graphe suivant pour une contrainte de 400KPa pour le cisaillement, 640 KPa pour l'oedomètre et 55 coups pour le Proctor

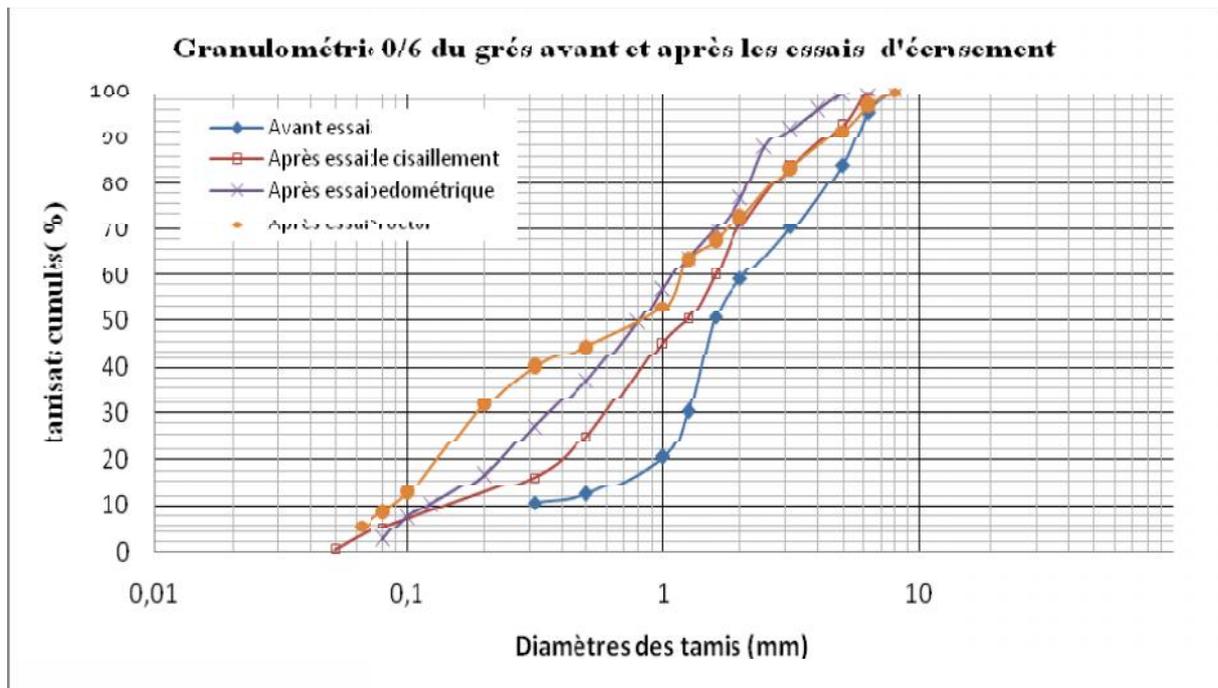


Figure V-1 : Granulométrie 0/6 du grés avant et après les essais d'écrasement

Dans la **figure (V-1)**, nous constatons que pour la classe granulaire 0/6 du matériau grés, l'écrasement dans l'essai Proctor est plus important que dans l'essai oedométrique, et l'écrasement dans ce dernier est supérieur à celui de la boîte de cisaillement.

➤ **Granulométrie 6/10 :**

La granulométrie des échantillons du grés de classe granulaire 6/10 obtenue après essai est représentée dans la **figure (V-2)** et cela pour une contrainte de 400KPa pour la boîte de cisaillement ; 640 KPa pour l'oedomètre et 55 coups pour le Proctor

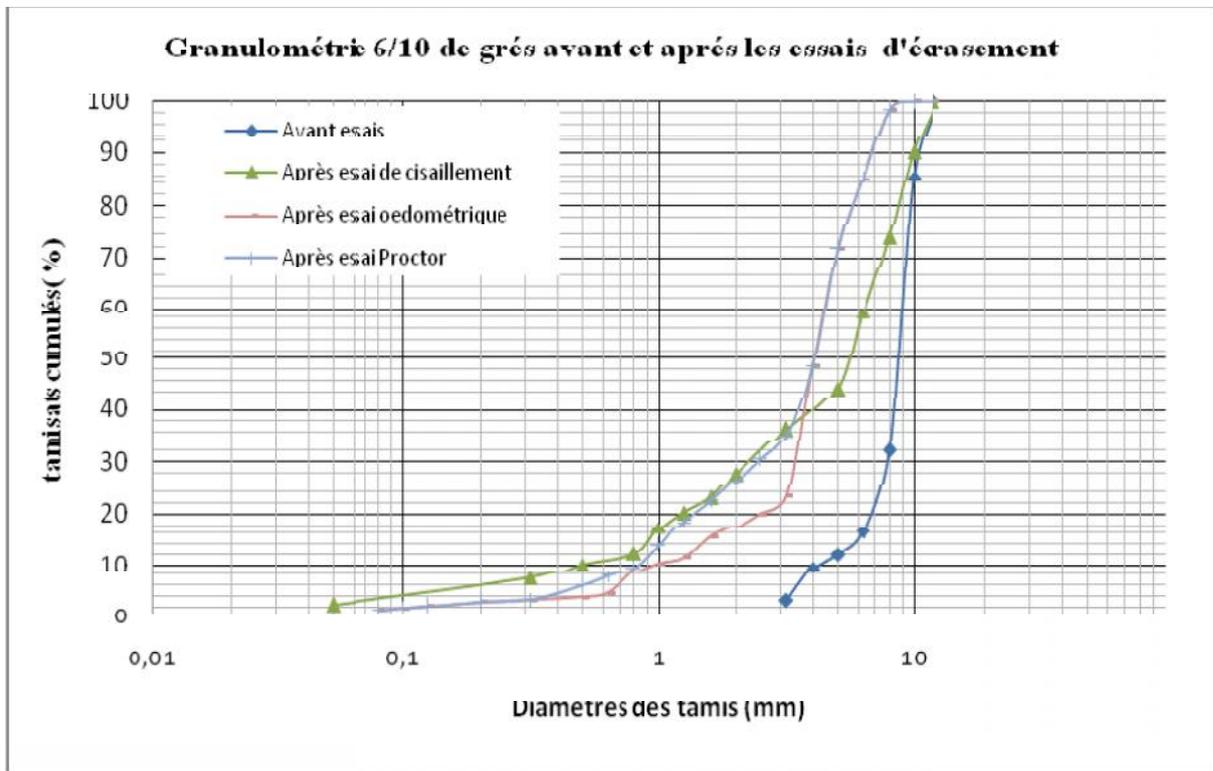


Figure V-2 : *Granulométrie 06/10 du grés avant et après les essais d'écrasement*

Pour la classe granulaire 6/10, l'étalement de la courbe granulaire est plus important dans la boîte de cisaillement puis l'essai Proctor et enfin dans l'oedomètre.

➤ **Granulométrie 10/16 :**

La granulométrie des échantillons du grés de classe granulaire 10/16 obtenue après essai est représentée dans la **figure (V-3)** et cela pour les même chemins de contraintes.

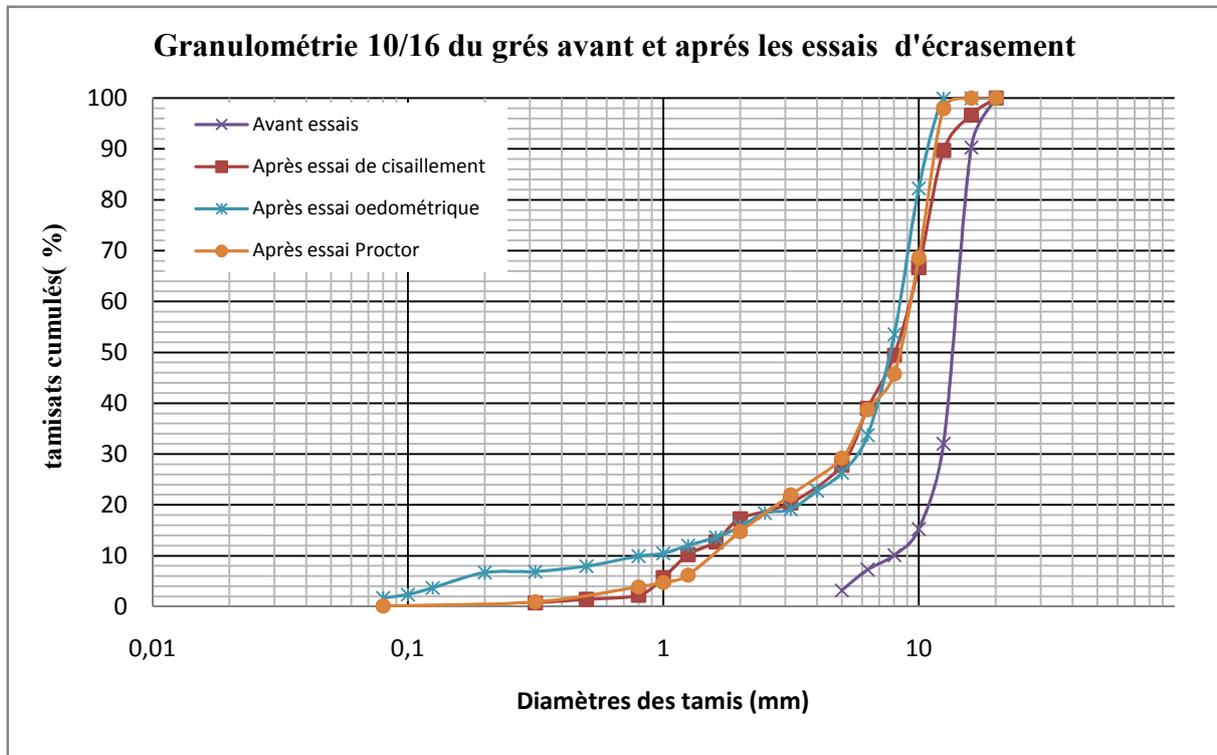


Figure V-3 : *Granulométrie 10/16 du grés avant et après les essais d'écrasement*

Dans la **figure (V-3)** nous remarquons pour la classe granulaire 10/16 du matériau grés que dans l'essai œdométrique l'écrasement est plus important que celui de la boîte de cisaillement et l'écrasement dans ce dernier est supérieur à l'écrasement dans l'essai Proctor.

Nous constatons que la classe granulaire et le chemin de contrainte influent beaucoup sur le comportement mécanique du matériau grés et nous remarquons qu'à chaque fois que les diamètres des grains augmentent les courbes granulométriques des essais d'écrasement se rapprochent entre elles.

II-1-2 Matériau granit :

➤ Granulométrie 0/6 :

Les granulométries (0/6) du matériau granitobtenues après essais sont présentées dans le graphe suivant pour une contrainte de 400KPa pour le cisaillement, 640 KPa pour l'oedomètre et 55 coups pour le Proctor.

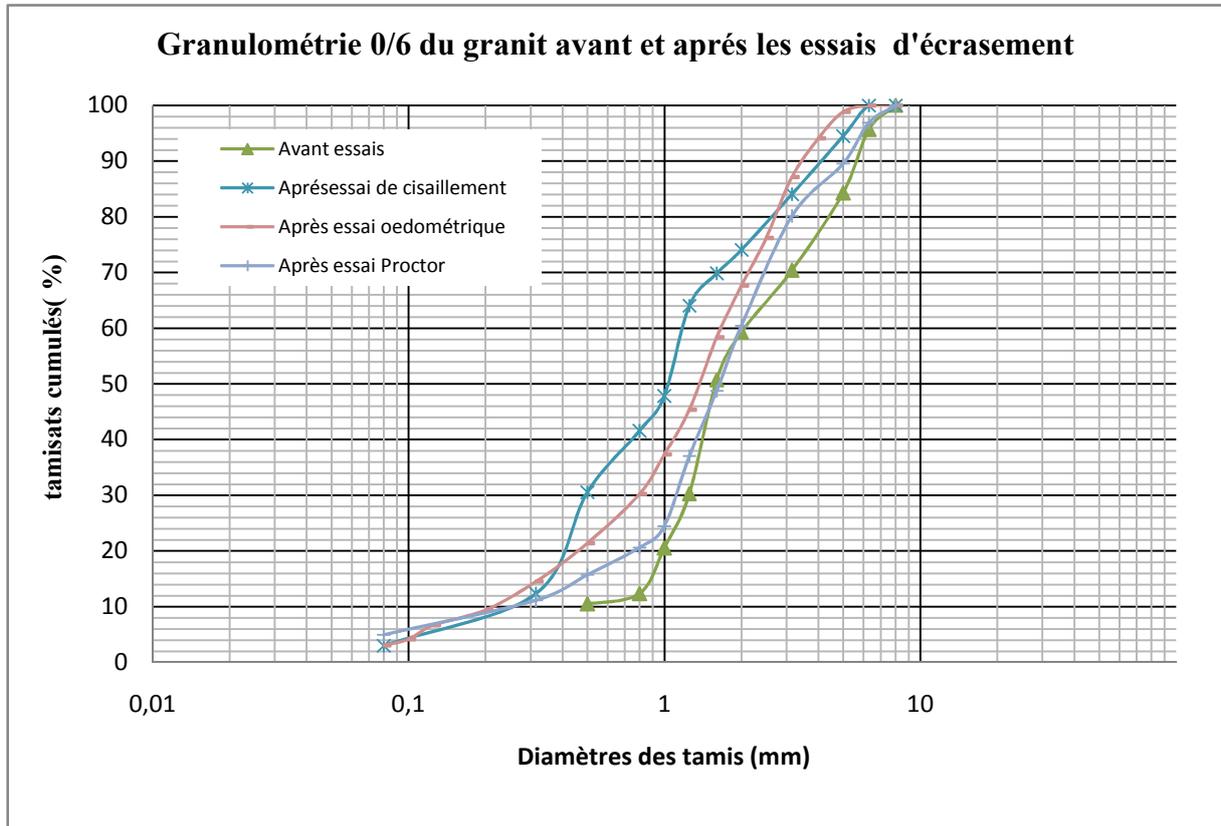


Figure V-4 : Granulométrie 0/6 du granit avant et après les essais d'écrasement

Dans la **Figure (V-4)**, nous constatons que pour la classe granulaire 0/6 du matériau granit l'écrasement dans la boîte de cisaillement est plus important que dans l'essai oedométrique, et l'écrasement dans ce dernier est supérieur à celui dans l'essai Proctor.

➤ **Granulométrie 6/10 :**

La granulométrie des échantillons de granit de classe granulaire 6/10 obtenue après essai est représentée dans la **figure (V-5)** et cela pour une contrainte de 400 KPa pour la boîte de cisaillement, 640 KPa pour l'oedomètre et 55 coups pour le Proctor.

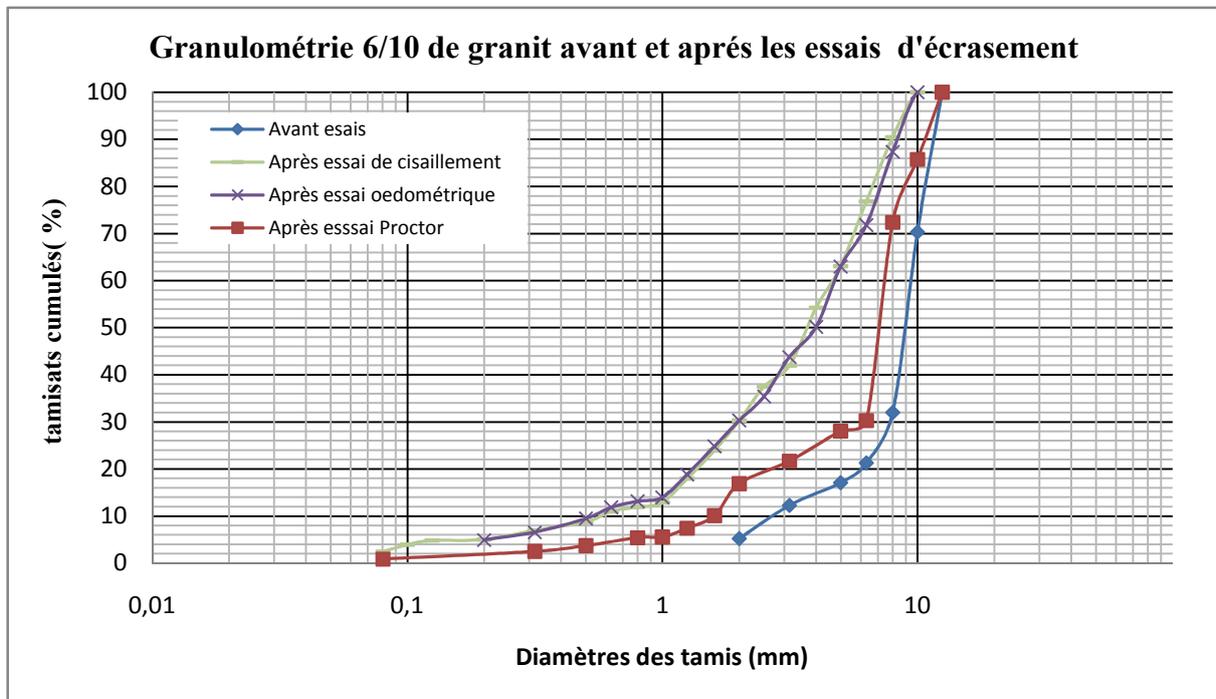


Figure V-5 : *Granulométrie 06/10 du granit avant et après les essais d'écrasement*

Dans la **figure (V-5)**, nous constatons que pour la classe granulaire de 6/10 la courbe granulométrique du matériau granit après essai de cisaillement à la boîte est très rapprochée à celle obtenue dans l'essai œdométrique. L'essai Proctor reste l'essai où l'écrasement des grains du granit est plus petit.

➤ **Granulométrie 10/16 :**

La granulométrie des échantillons du granit de classe granulaire 10/16 obtenue après essai est représentée dans la **figure (V-6)** et cela pour les mêmes types de chargement déjà indiqués.

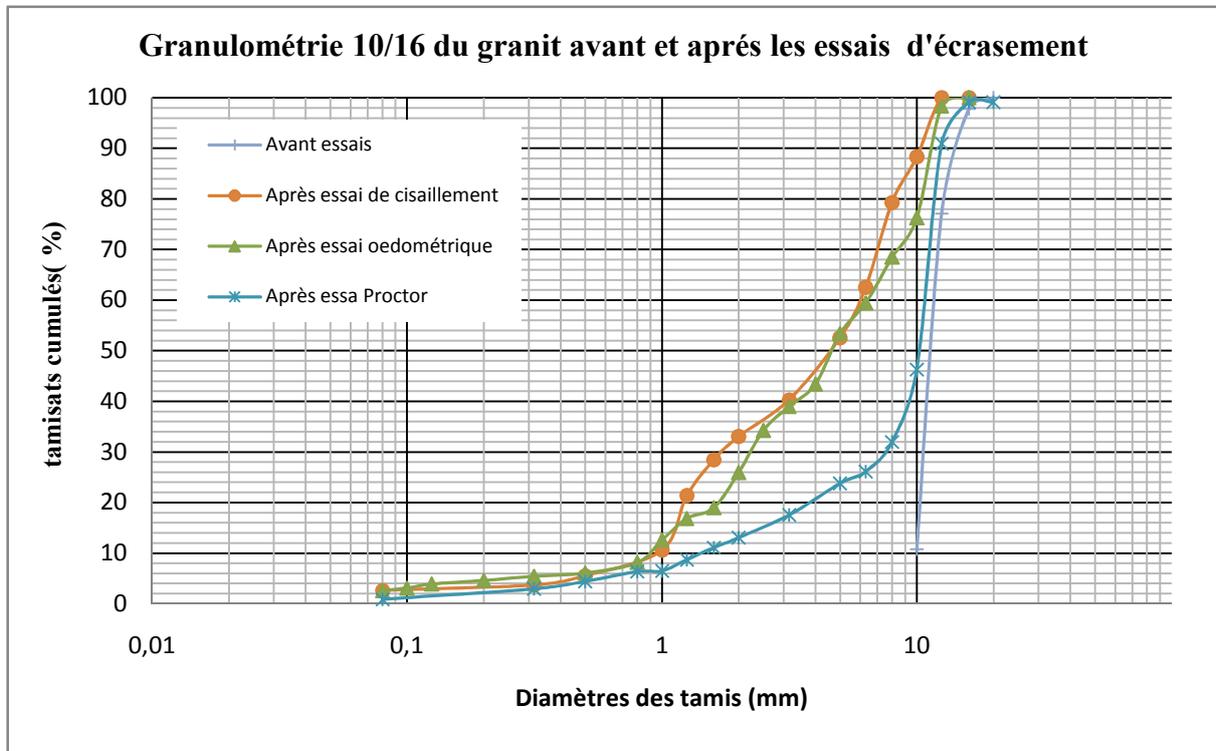


Figure V-6 : *Granulométrie 10/16 du granit avant et après les essais d'écrasement*

Dans la **figure (V-6)**, nous constatons que la classe granulaire 10/16 a presque les mêmes résultats que la classe 6/10, la courbe granulométrique après essai de cisaillement à la boîte est très rapprochée à celle de l'essai œdométrique. L'essai Proctor reste toujours l'essai où l'écrasement des grains est plus faible.

II-1-3 Matériau calcaire :

➤ Granulométrie 0/6 :

Les granulométries (0/6) du matériau calcaire obtenues après essais sont présentées dans le graphe suivant ; sous une contrainte de 400KPa pour le cisaillement, 640 KPa pour l'oedomètre et 55 coups pour le Proctor.

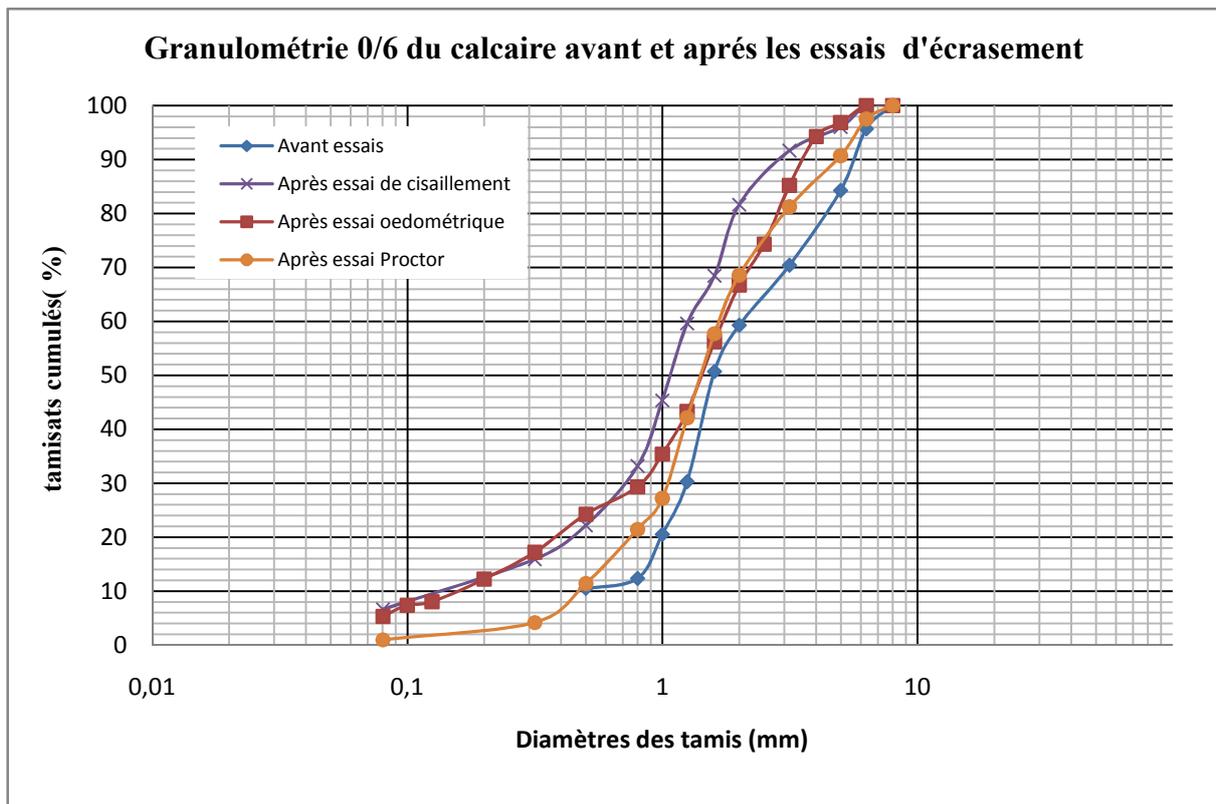


Figure V-7 : Granulométrie 0/6 du calcaire avant et après les essais d'écrasement

Nous constatons dans la **figure (V-7)** que pour la classe granulaire 0/6 du matériau calcaire, l'écrasement après essai de cisaillement à la boîte est légèrement important par rapport à l'écrasement dans l'essai œdométrique, et ce dernier est plus important à celui dans l'essai Proctor. Nous remarquons aussi que les courbes granulométriques sont très rapprochées.

➤ **Granulométrie 6/10 :**

Les granulométries, des échantillons du calcaire de classe granulaire 6/10, obtenues après essai sont représentées dans la **figure (V-8)** et cela pour une contrainte de 640 KPa pour l'œdomètre, 400 KPa pour la boîte de cisaillement et 55 coups pour le Proctor.

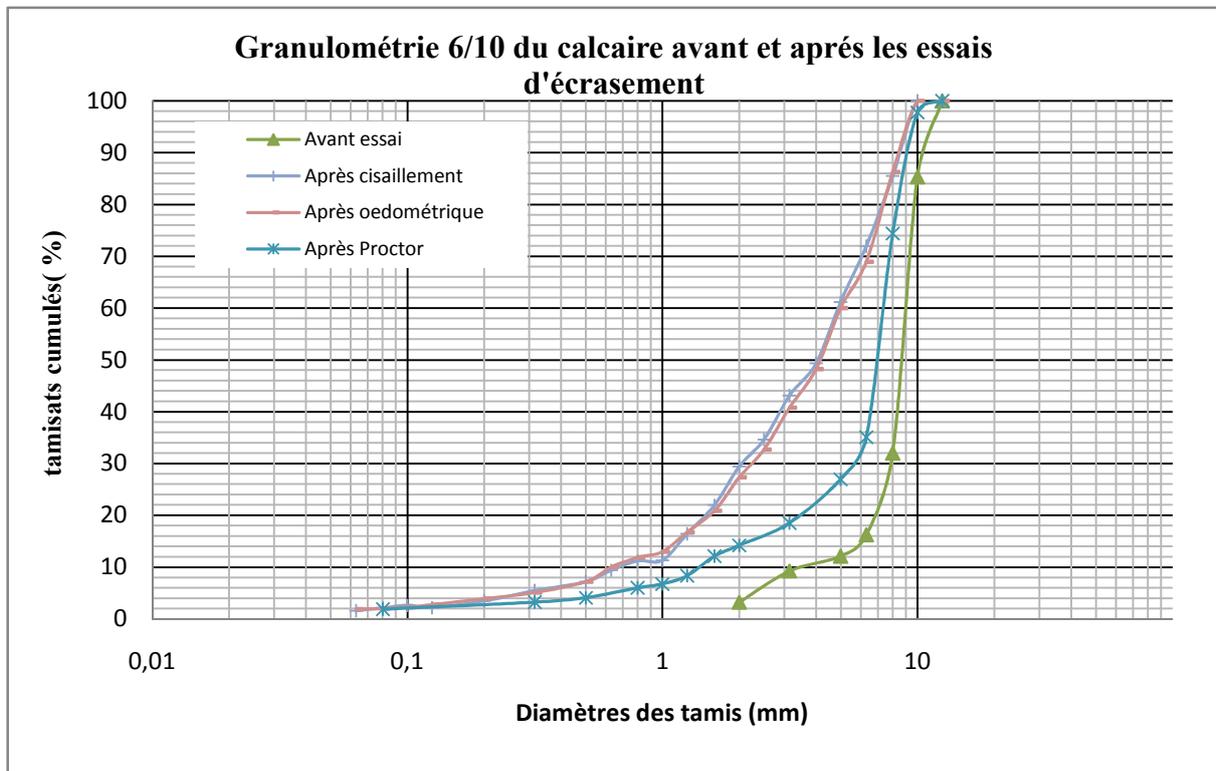


Figure V-8 : Granulométrie 6/10 du calcaire avant et après les essais d'écrasement

Nous constatons dans la **figure (V-8)** que pour la classe granulaire 6/10 du matériau calcaire la courbe granulométrique après essai de cisaillement à la boîte est ajustée à celle de l'essai œdométrique, et l'écrasement dans cet essai est plus important à celui dans l'essai Proctor.

➤ **Granulométrie 10/16 :**

Les granulométries des échantillons de calcaire de classe granulaire 10/16 obtenues après essai sont représentées dans la **figure (V-9)**

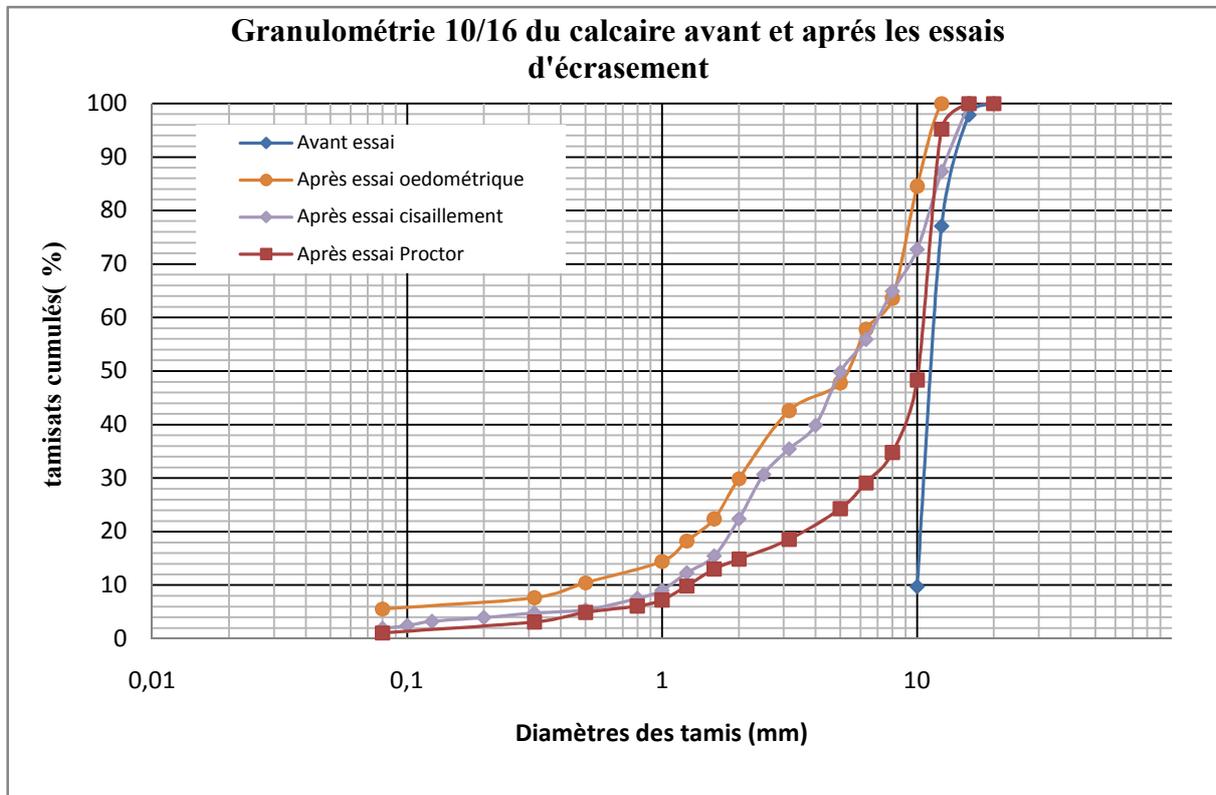


Figure V-9 :Granulométrie 10/16 du calcaire avant et après les essais d'écrasement

Nous constatons dans la **figure (V-9)** que pour la classe granulaire 10/16 du matériau calcaire que l'écrasement dans l'essai oedométrique est légèrement important à celui de l'essai de cisaillement à la boîte, et ce dernier est plus important à l'écrasement dans l'essai Proctor.

II-2 Influence de la nature des grains sur l'écrasement :

Dans cette partie, on tentera de comparer les résultats obtenus précédemment et cela pour quantifier l'écrasement selon la nature des grains sous les mêmes états de chargement.

➤ Granulométrie 0/6 :

Les granulométries de classe 0/6 des trois matériaux grés, granit et calcaire sous les différents chargements sont représentées dans la figure suivante.

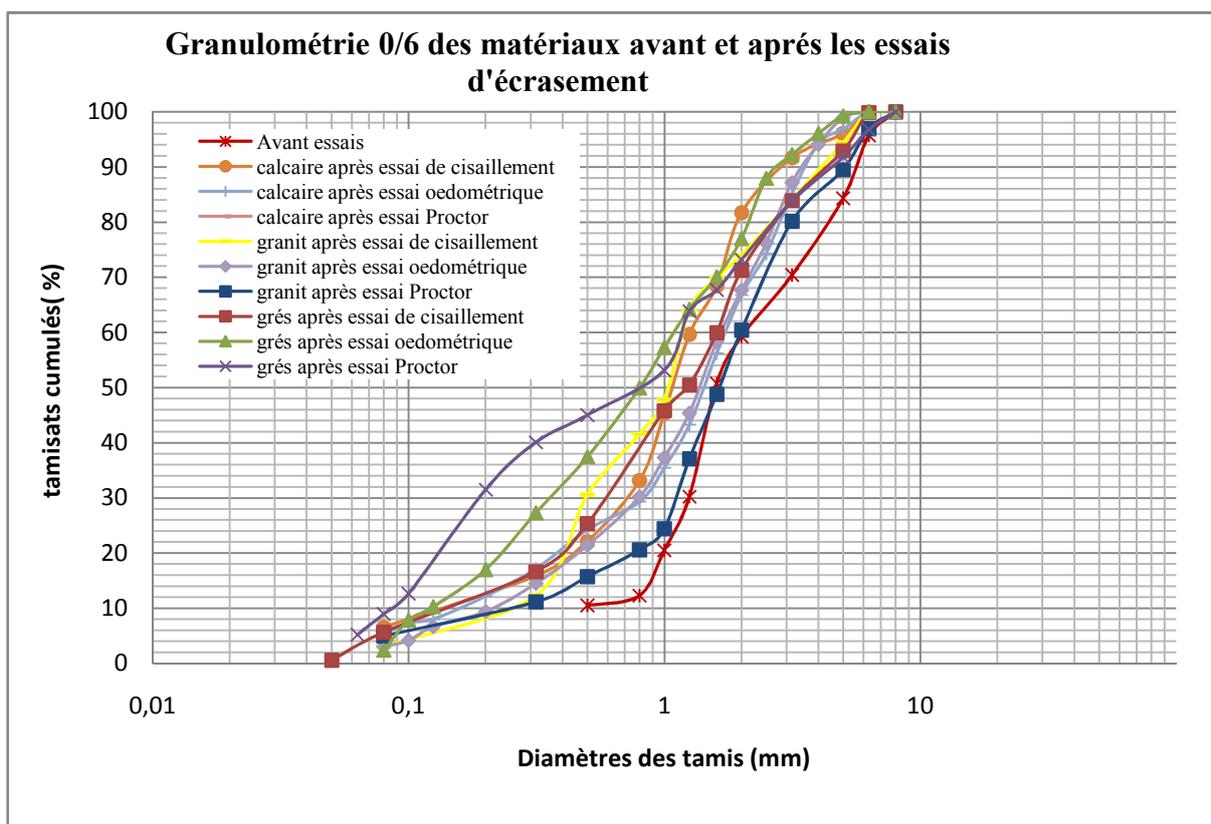


Figure V-10 : Granulométrie 0/6 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement

Nous constatons dans la **figure (V-10)** que pour la classe granulaire 0/6 l'écrasement du matériau grés à l'essai Proctor est le plus important, par contre cet essai nous donne des résultats plus petits pour le granit et le calcaire. Pour l'essai oedométrique c'est toujours le grés qui nous donne le plus important écrasement, et que les courbes granulométriques des matériaux calcaire et granit sont très ajustées. Nous remarquons aussi que les courbes granulométriques après écrasement à l'essai de cisaillement pour les trois matériaux sont très rapprochées.

➤ **Granulométrie 6/10 :**

Les granulométries de classe 6/10 des différents matériaux obtenues après essais d'écrasement sont représentées dans la figure suivante.

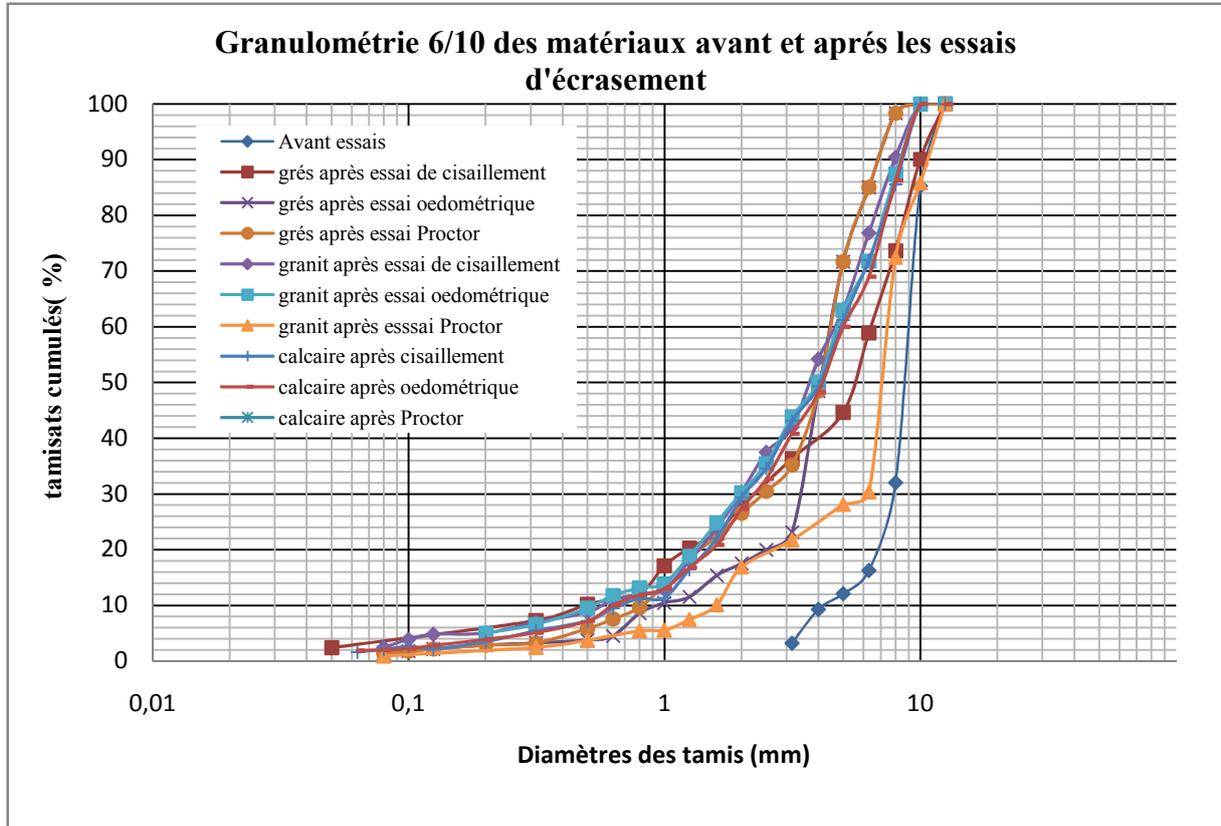


Figure V-11 : *Granulométrie 6/10 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement*

Nous constatons dans la **figure (V-11)** que pour la classe granulaire de 6/10 les courbes granulométriques après écrasement pour les trois matériaux sont très rapprochées et que l'écrasement du matériau granit dans l'essai Proctor reste le moins important.

➤ **Granulométrie 10/16 :**

Les granulométries de classe 10/16 des différents matériaux obtenues après essais d'écrasement sont représentées dans la **figure (V-12)**

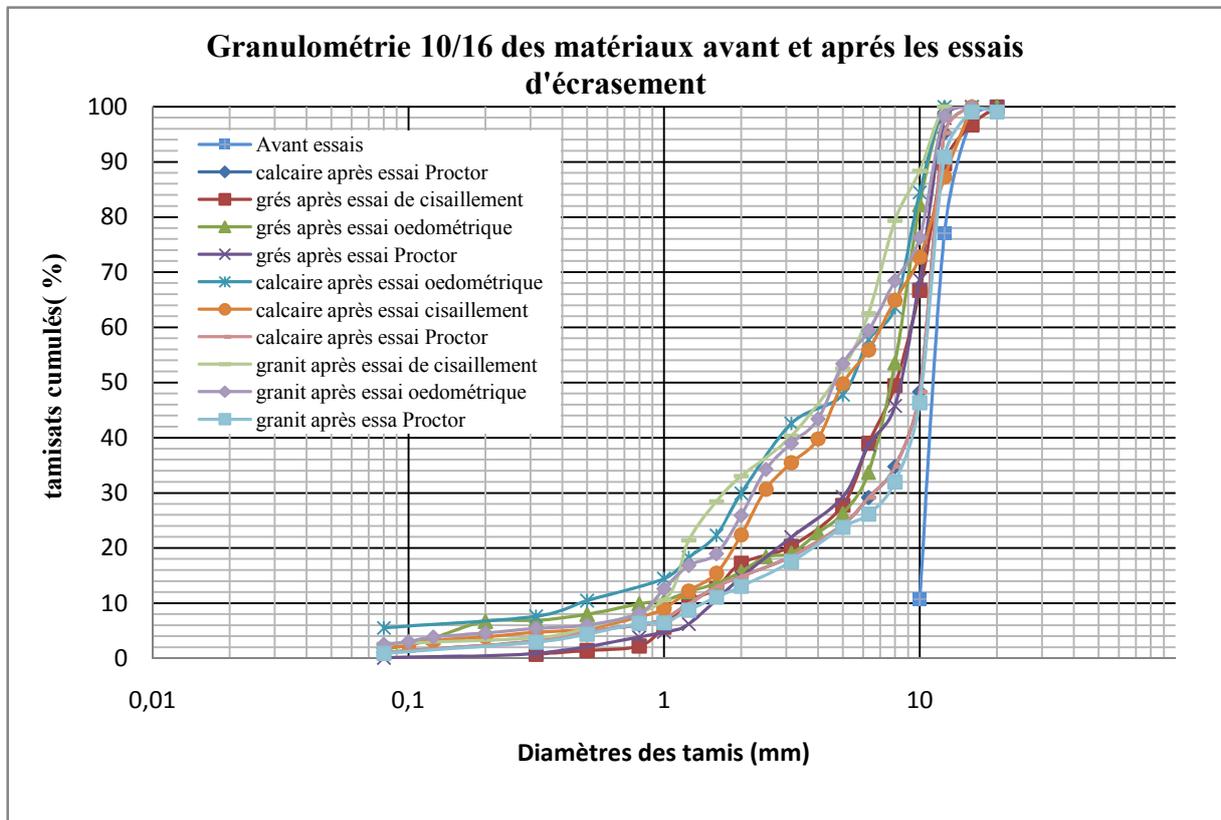


Figure V-12 :Granulométrie 10/16 des trois matériaux avant et après les essais d'écrasement

Nous constatons dans la **figure(V-12)** pour la classe granulaire 10/16 ; que les courbes granulométriques après écrasement pour les trois matériaux sont très rapprochées et que l'écrasement du matériau granit dans l'essai Proctor reste le moins important.

D'après les résultats obtenus dans les différents essais représentés par les courbes granulométriques ; à savoir essai œdométrique, essai de cisaillement a la boite et l'essai Proctor, nous constatons que l'écrasement des grains dépend de la classe granulaire ; du chemin de contrainte et de la nature du matériau.

III- Présentation des résultats des essais de perméabilité à charge constante :

On tentera dans ce paragraphe d'étudier l'évolution de la perméabilité des matériaux dans les trois classe granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) en fonction du type de chargement.

En premier lieu, on essaiera de trouver une relation directe entre la perméabilité et la classe granulaire en utilisant les diamètres efficaces D_{10} et D_{15} après écrasement.

➤ **Classe granulaire (0/6) :**

Les résultats des essais de perméabilité des échantillons (grès, granit et calcaire) soumis aux essais de perméabilité à l'aide d'un Perméamètre à charge constante avant et après écrasement sont représentés dans des graphes en fonction des diamètres efficaces.

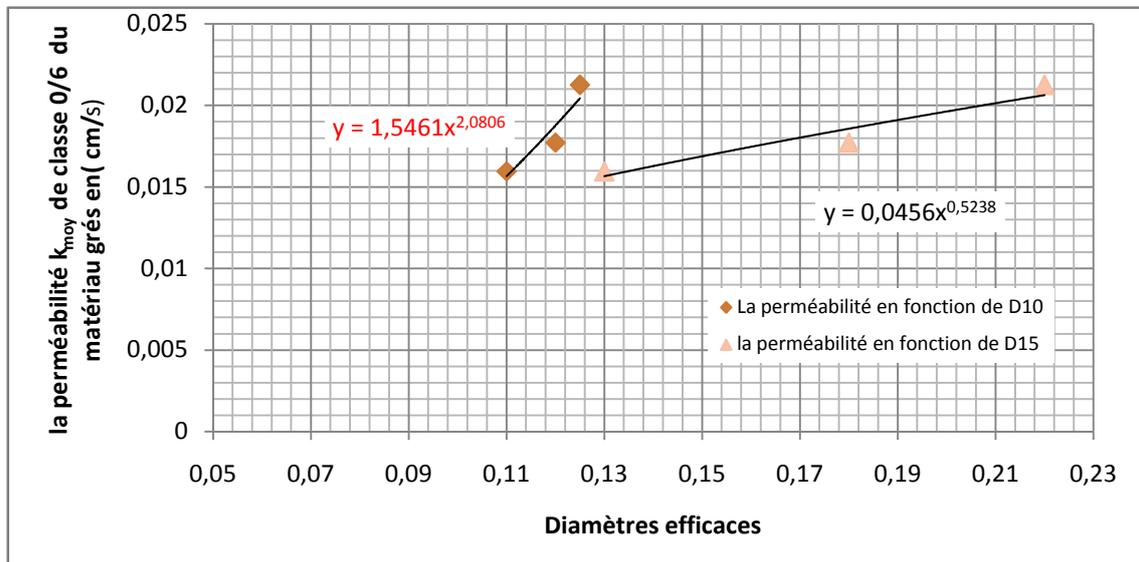


Figure V-13 : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau grès en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement

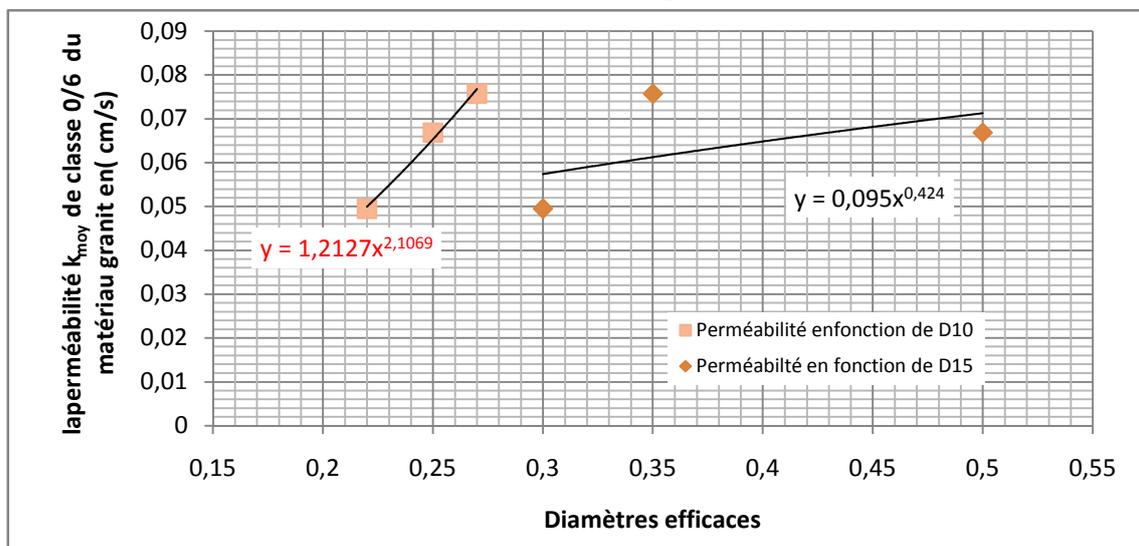


Figure V-14 : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement

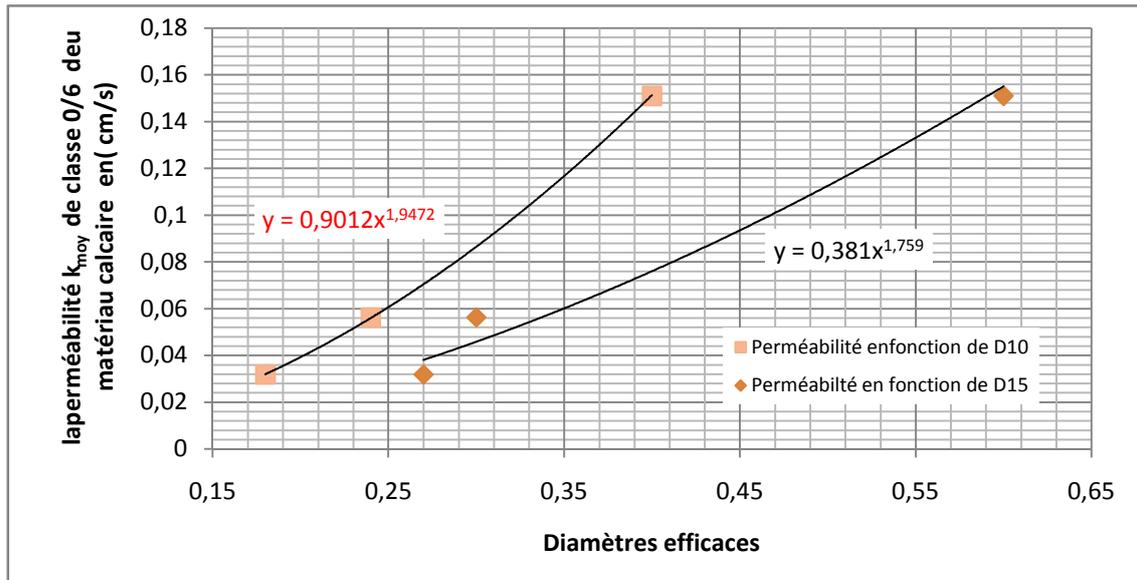


Figure V-15 : la perméabilité k_{moy} de classe 0/6 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15} après écrasement

Nous constatons à partir des **figures (V-13; V-14; V-15)** que la perméabilité de classe (0/6) des trois matériaux est liée aux diamètres efficaces D_{10} et D_{15} par des fonctions de type

$$k = \alpha p^\beta$$

Nous remarquons que la relation de la perméabilité en fonction de la valeur du diamètre efficace D_{10} , les constantes β et α prennent respectivement les valeurs (2.0805 ; 2.1069 ; 1.9472) et (1.5461 ; 1.2127 ; 0.9012) et la perméabilité en fonction du diamètre D_{15} , les constantes β et α prennent les valeurs respectivement (0.5238 ; 0.424 ; 1.759) et (0.0456 ; 0.095 ; 0.381). En ajustant ces résultats à l'équation de HAZEN déjà définis dans le 1^{er} chapitre, où $\beta = 2$, $p = D_{10}$ et $\alpha = C$ constante de HAZEN qui dépend de la nature des matériaux et leur compacité. Nous remarquons que les valeurs expérimentales de la perméabilité en fonction du diamètre D_{10} sont les plus proches de la théorie. Ainsi pour cette classe granulaire la perméabilité est en fonction de D_{10} .

➤ **La classe granulaire (6/10) :**

Les résultats des essais de perméabilité des échantillons (grès, granit et calcaire) soumis aux essais de perméabilité à l'aide d'un perméamètre à charge constante avant et après écrasement sont représentés dans des graphes en fonction des diamètres efficaces.

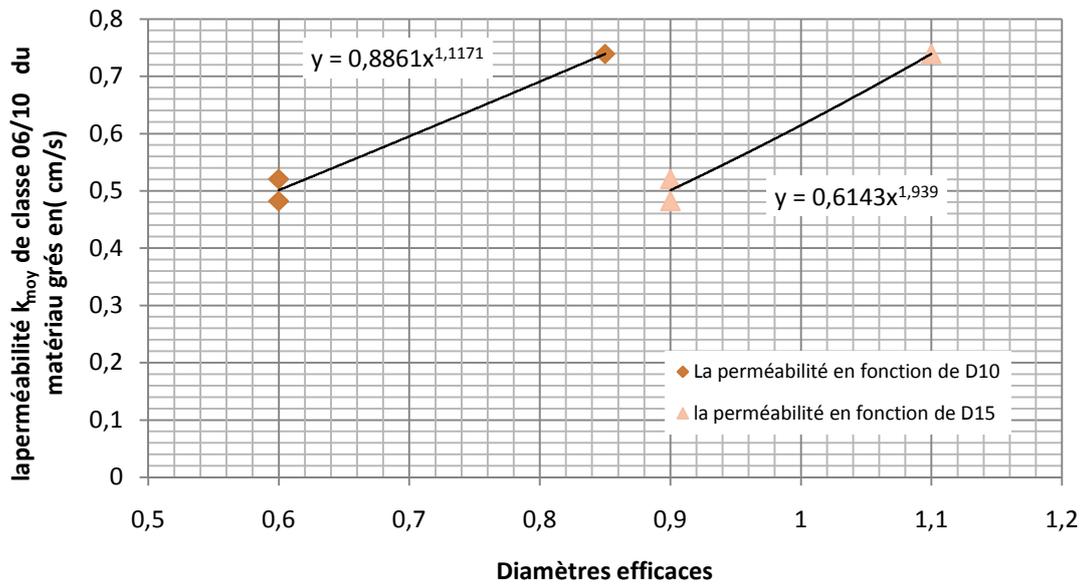


Figure V-16 : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau grès en fonction de D_{10} et D_{15}

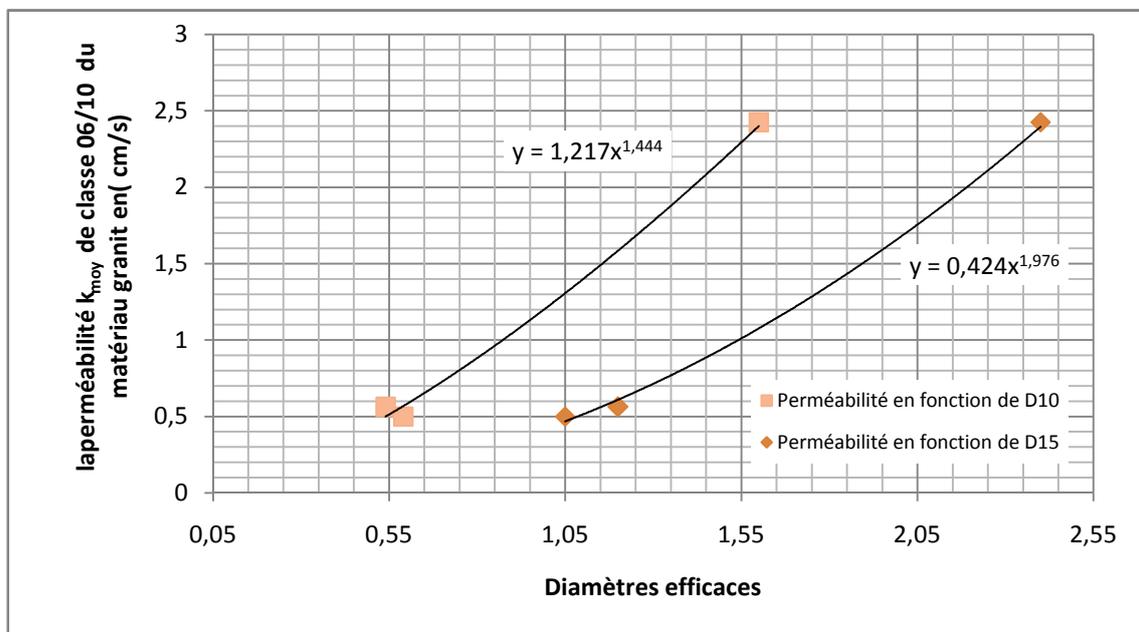


Figure V-17 : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15}

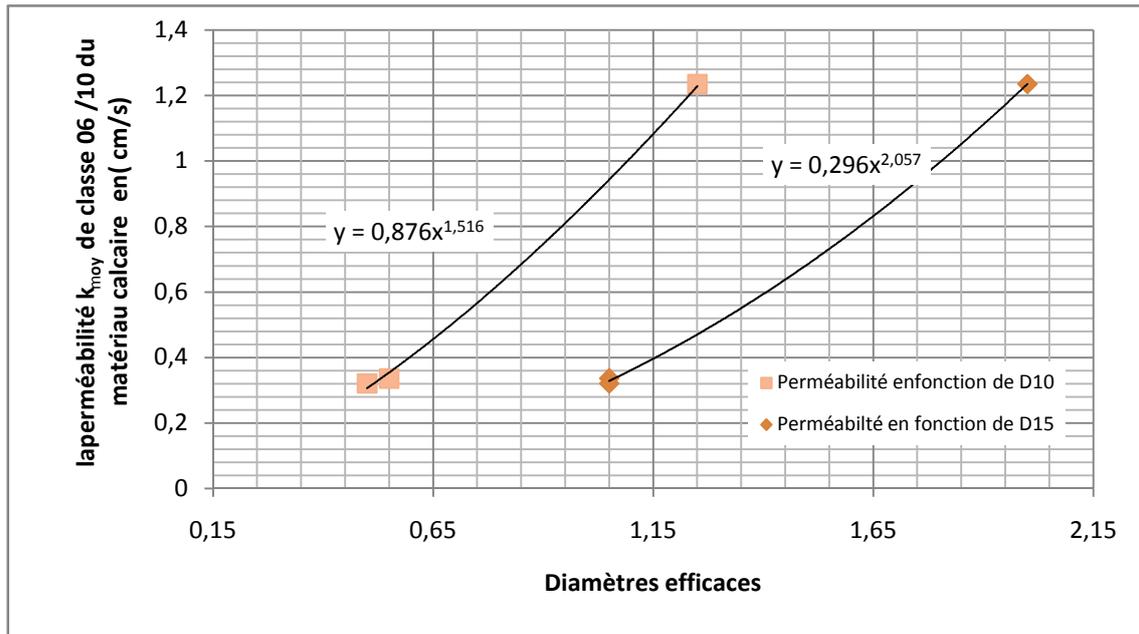


Figure V-18 : la perméabilité k_{moy} de classe 06/10 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15}

Nous constatons à partir des **figures (V-16; V-17; V-18)** que la perméabilité de classe (6/10) des trois matériaux est aussi liée aux diamètres efficaces D_{10} et D_{15} par des fonctions de type :

$$k = \alpha p^\beta$$

Nous distinguons que la relation de la perméabilité en fonction de la valeur du diamètre efficace D_{10} , les constantes β et α prennent respectivement les valeurs (1.1171; 1.444 ; 1.516) et (0.8861 ; 1.217 ; 0.876) et la perméabilité en fonction du diamètre D_{15} , les constantes β et α prennent les valeurs respectivement (1.939 ; 1.976 ; 2.057) et (0.6143 ; 0.424 ; 0.291). Nous constatons que les valeurs expérimentales de la perméabilité de cette classe granulaire (6/10) peuvent être exprimées en fonction du diamètre D_{15} ($\beta \approx 2$) car ils sont les plus proches de la théorie de HAZEN.

➤ **Classe granulaire (10/16) :**

Les résultats des essais de perméabilité des échantillons (grés, granit et calcaire) de classe granulaire 10/16 soumis aux essais de perméabilité à l'aide d'un perméamètre à charge constante avant et après écrasement sont représentés dans des graphes en fonction des diamètres efficaces

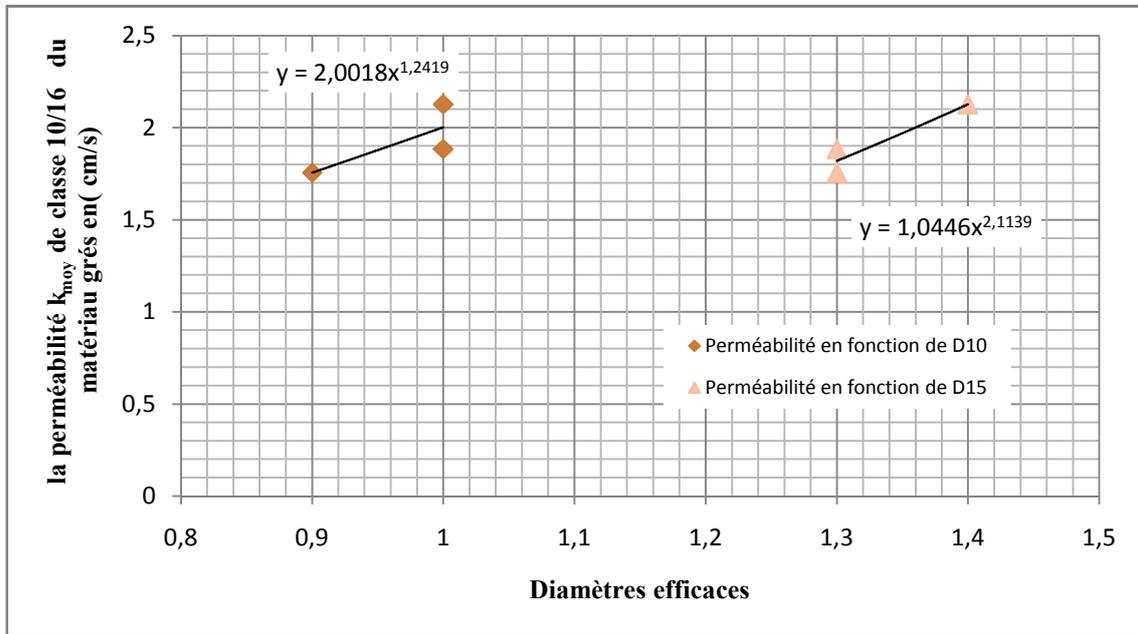


Figure V-19 : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau grés en fonction de D_{10} et D_{15}

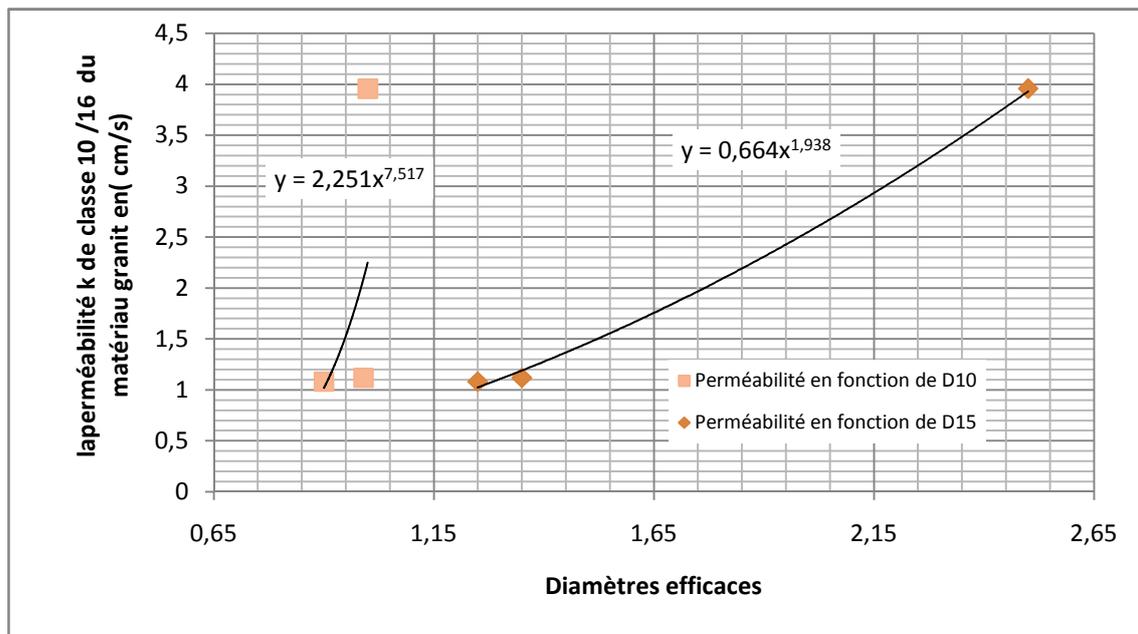


Figure V-20 : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau granit en fonction de D_{10} et D_{15}

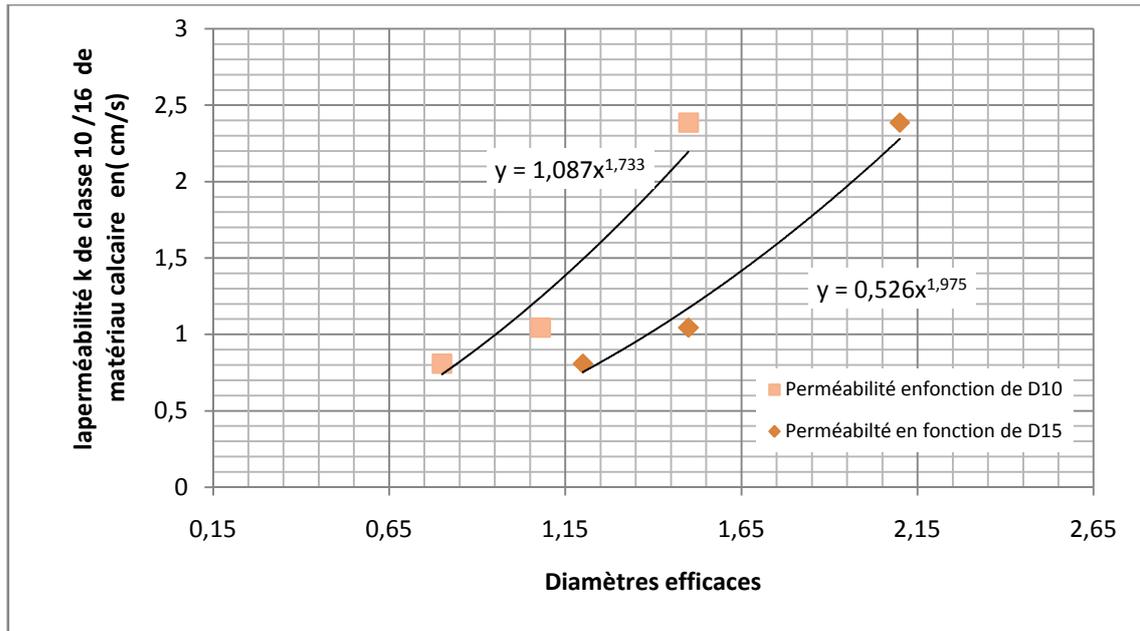


Figure V-21 : la perméabilité k_{moy} de classe 10/16 du matériau calcaire en fonction de D_{10} et D_{15}

Nous remarquons dans des **figures (V-19; V-20; V-21)** que la perméabilité de classe granulaire (10/16) des trois matériaux est toujours liée aux diamètres efficaces D_{10} et D_{15} par des fonctions de type :

$$k = \alpha p^\beta$$

Nous distinguons que la relation de la perméabilité en fonction de la valeur du diamètre efficace D_{10} , les constantes β et α prennent respectivement les valeurs (1.2419; 7.517 ; 1.733) et (2.0018 ; 2.251; 1.081) et la perméabilité en fonction du diamètre D_{15} , les constantes β et α prennent les valeurs respectivement (2.1139 ; 1.938 ; 1.975) et (1.0446 ; 0.664 ; 0.526). En ajustant ces résultats à l'équation de HAZEN, où $\beta = 2$, $p = D_{10}$ et $\alpha = C$ constante de HAZEN, nous remarquons que les valeurs expérimentales de la perméabilité de cette classe granulaire (10/16) est aussi en fonction du diamètre D_{15} .

D'après les résultats d'essais représentés dans les **figures (V-13; V-14; V-15; V-16; V-17; V-18; V-19; V-20; V-21)** la perméabilité de la classe 0/6 est en fonction de D_{10} et la perméabilité des classes 6/10 et 10/16 est en fonction de D_{15} .

Tableau récapitulatif des résultats obtenus lors des essais de la perméabilité, en fonction des classes granulaires et du type de matériaux.

Matériau	classe granulaire	Type d'équation	β	α
Grés	0/6	$k = \alpha D_{10}^{\beta}$	2.0805	1.5461
	6/10	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	1.939	0.6143
	10/16	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	2.1139	1.0446
Granit	0/6	$k = \alpha D_{10}^{\beta}$	2.1069	1.2127
	6/10	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	1.976	0.424
	10/16	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	1.938	0.664
Calcaire	0/6	$k = \alpha D_{10}^{\beta}$	1.9472	0.9012
	6/10	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	2.057	0.291
	10/16	$k = \alpha D_{15}^{\beta}$	1.975	0.526

Tableau V-1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus des essais de la perméabilité.

D'après le tableau ci-dessus la constante β prend toujours des valeurs proches de 2 pour les trois matériaux étudiés, β n'est pas égale à 2 et cela est dû à la difficulté des essais réalisés et les mesures prises au laboratoire.

Pour la constante α , elle dépend de la nature des matériaux et de la classe granulaire telle que définie dans le tableau cité précédemment. D'autres paramètres peuvent affecter la valeur de α , parmi ces paramètres, on peut citer:

- la densité des échantillons qui n'a pas été prise en considération (compacité différente d'un échantillon à un autre) ;
- remaniement de l'échantillon après les essais d'écrasement ;
- remplacement de l'échantillon par un autre qui a la même granulométrie, car les cellules de l'oedomètre et de la boîte de cisaillement sont très petite par rapport à la cellule du perméamètre.

Les valeurs de α sont variables et appartiennent à des intervalles qui changent en fonction de la nature du matériau et des paramètres cités ci-dessus.

La borne inférieure de l'intervalle de α représente l'état dense de l'échantillon et la borne supérieure représente l'état lâche.

Pour le grés la valeur de α varie entre $0.6143 < \alpha < 1.5461$

Pour le granit la valeur de α varie entre $0.424 < \alpha < 1.212$

Pour le calcaire la valeur de α varie entre $0.291 < \alpha < 0.9012$

IV- Influence de la nature d'écrasement sur la perméabilité selon les classes granulaires de chaque matériau :

➤ Matériau grés :

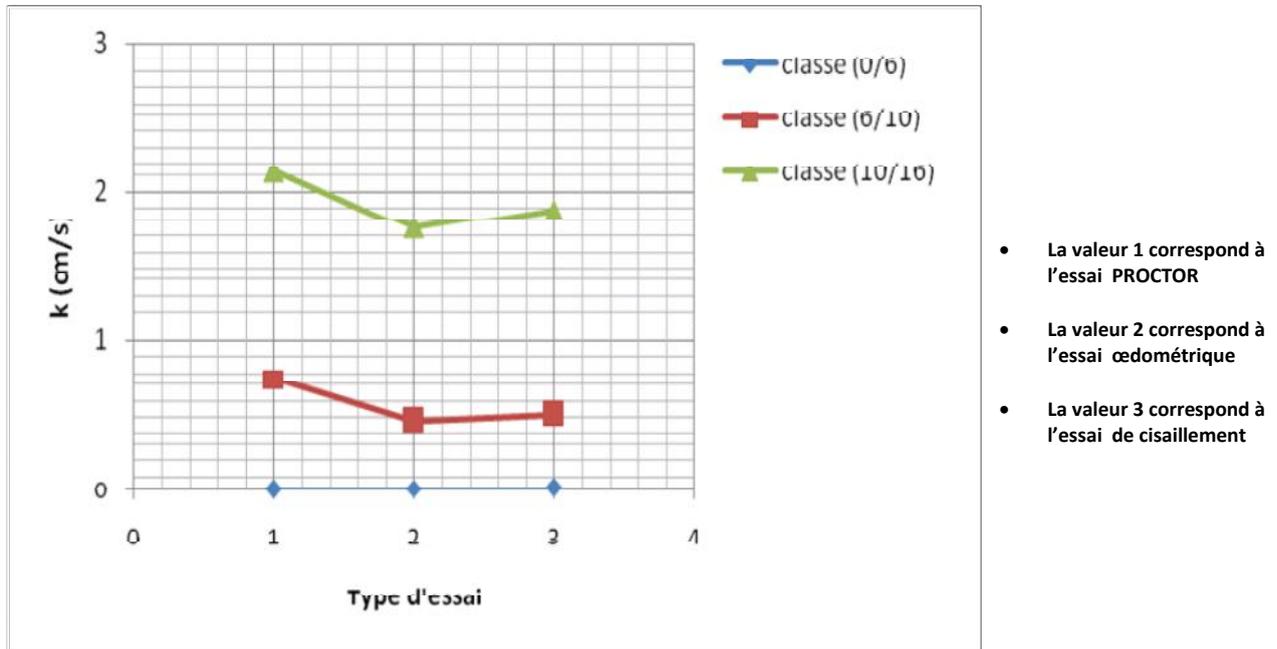


Figure V-22 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau grés

Nous remarquons que la perméabilité des trois classes granulaire dépend du chemin de contraintes, les valeurs maximales de k correspondent à l'essai ou l'écrasement est moins important et les valeurs minimales correspondent à l'essai ou l'écrasement est plus important. Dans le cas du matériau grés de classe 0/6, nous remarquons que la plus petite valeur de la perméabilité est prise après l'essai Proctor et pour les classes 6/10 et 10/16 la valeur la plus faible est prise après l'essai œdométrique et cela confirme les résultats obtenus dans les *figures (V-1; V-2 et V-3)*.

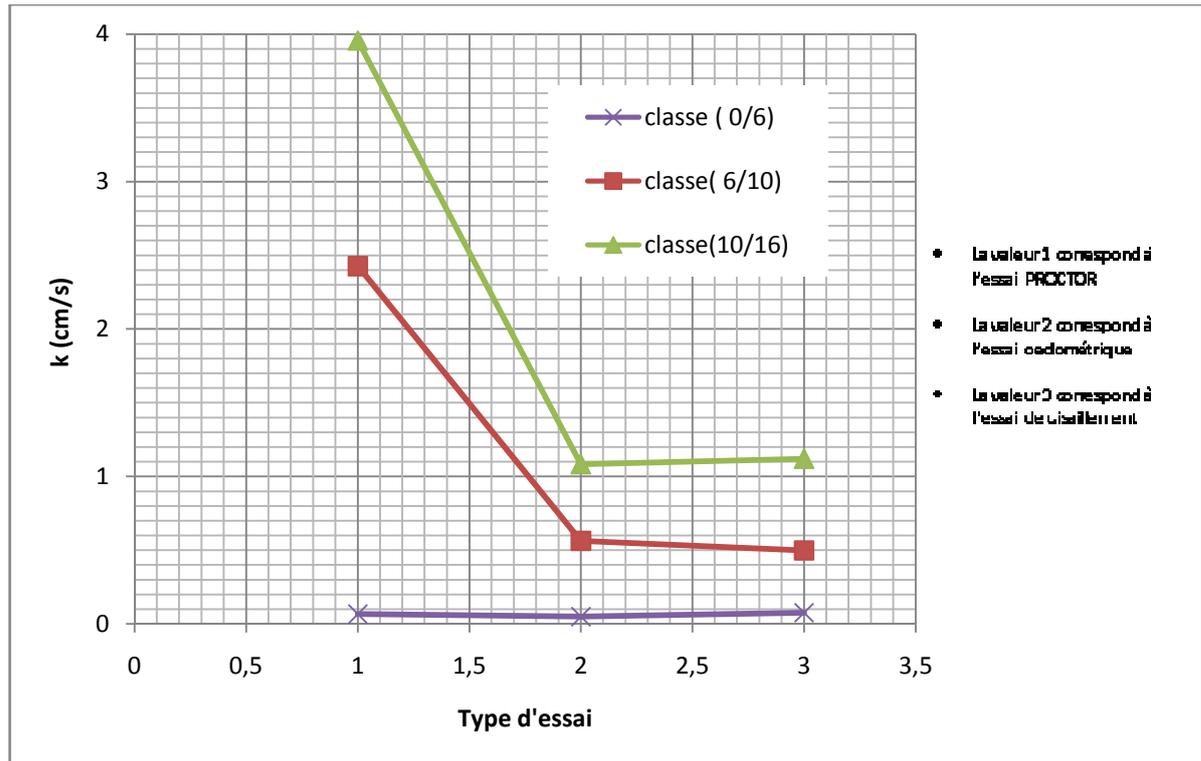
➤ **Matériau granit :**

Figure V-23 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau granit

Pour le matériau granit ; la plus petite valeur de la perméabilité enregistrée pour chaque classe granulaire est celle après essai œdométrique. Pour ce matériau les résultats d'écrasement les plus importants sont constatés dans cet essai comme le montre les **figures (V-4; V-5; V-6)**, la présence importantes des particules fines après écrasement engendre la diminution remarquable de la perméabilité et la **figure (V-23)** illustre clairement les résultats déjà obtenus.

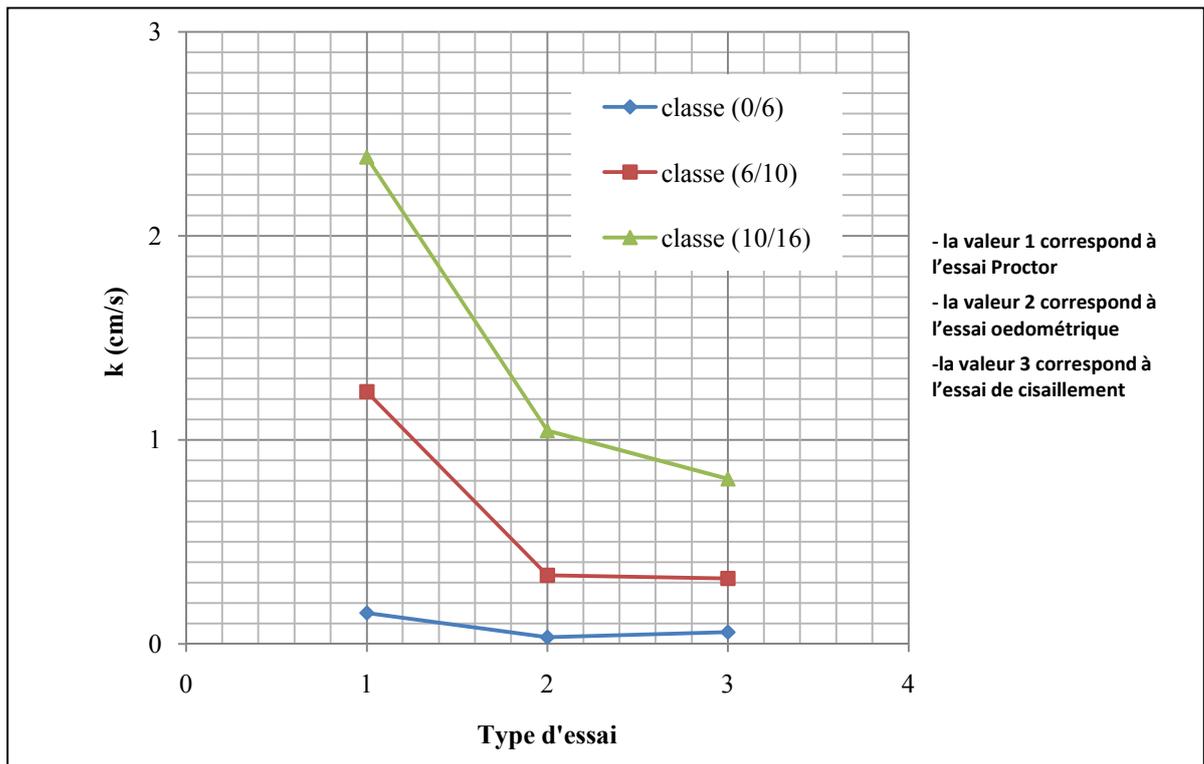
➤ **Matériau calcaire :**

Figure V-24 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe granulaire (0/6 ; 6/10 ; 10/16) du matériau calcaire

Pour le matériau calcaire ; la plus petite valeur de la perméabilité enregistrée pour la classe granulaire 10/16 est celle obtenue à l'essai de cisaillement. Pour les classes 0/6 et 6/10, k_{min} est obtenue aux essais œdométriques comme le montre les résultats constatés dans les **figures (V-7; V-8; V-9)** après essais d'écrasement.

Nous constatons que la perméabilité des matériaux a diminuée d'une manière très remarquable après essais. Cette réduction est expliquée par la présence des particules fines et il y'a eu un changement important dans la structure granulaire des échantillons après écrasement.

Nous constatons aussi que la perméabilité des classes 10/16 et 6/10 dans les trois matériaux est toujours plus importante que celle de la classe 0/6 car les deux premières comportent des gros grains donc des vides plus importants.

V- Variation de la perméabilité des trois classes granulaires pour les trois matériaux en fonction du type d'essai :

Pour voir l'influence de la granulométrie sur la perméabilité

➤ Granulométrie 0/6 :

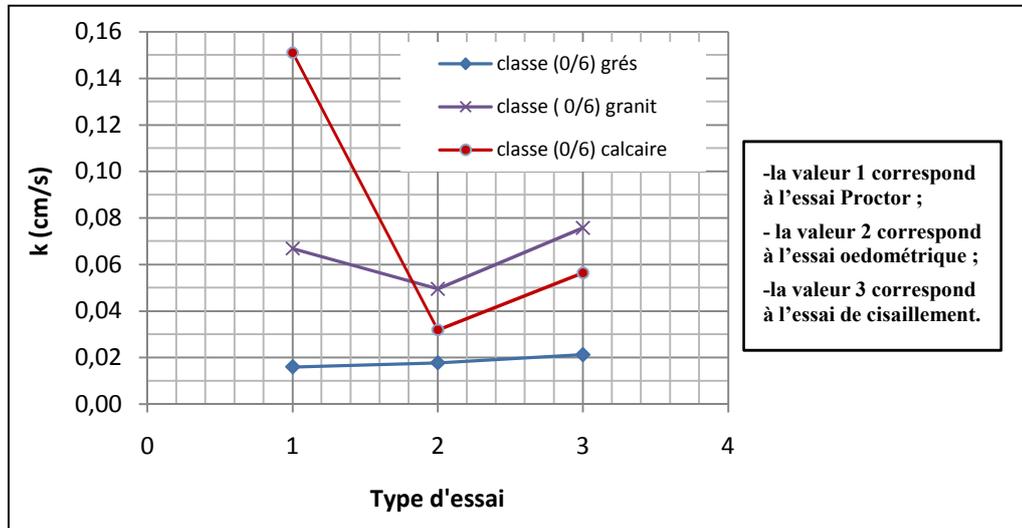


Figure V-25 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (0/6) des trois matériaux

Nous remarquons sur la **figure (V-25)** que la perméabilité de la classe granulaire 0/6 après essai est très variable d'un matériau à un autre cela confirme que la perméabilité est affectée par la constitution pétrographique et minérale des grains.

➤ Granulométrie 6/10 :

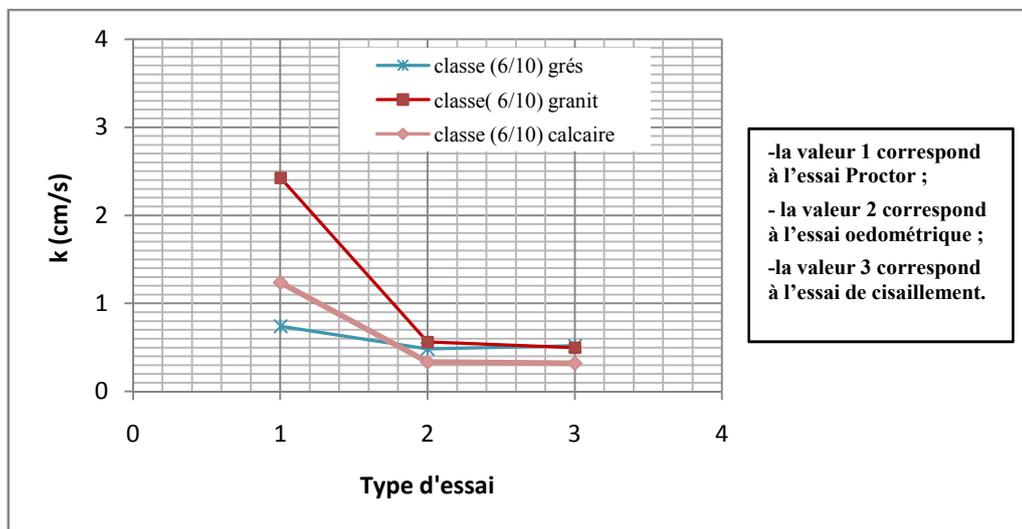


Figure V-26 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (6/10) des trois matériaux

Nous remarquons sur la **figure (V-26)** que les valeurs de la perméabilité de la classe granulaire 6/10 après essais sont très rapprochées ceci peut se justifier par l'absence des particules fines dans cette classe granulaire contrairement à la classe 0/6.

➤ **Granulométrie 10/16 :**

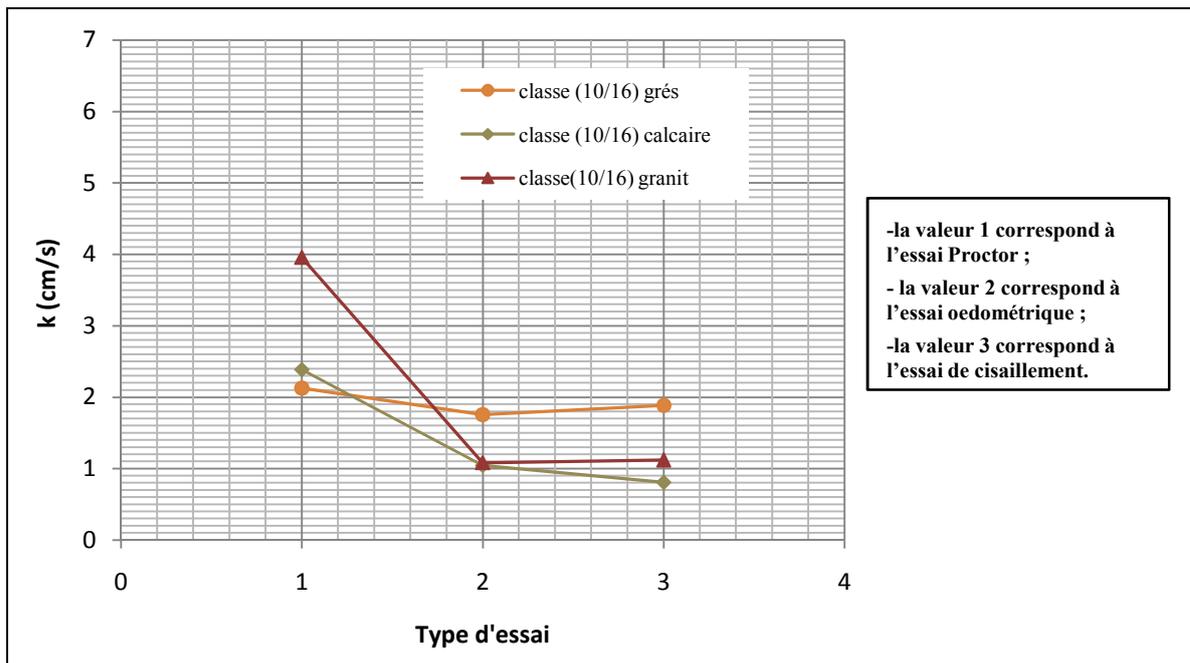


Figure V-27 : Influence du type d'essai d'écrasement sur la perméabilité k_{moy} de classe (10/16) des trois matériaux

Nous remarquons sur la **figure (V-27)** qu'il n'y a pas de valeurs de la perméabilité avant les essais d'écrasement, les essais de perméabilités réalisés au laboratoire sur cette classe granulaire présentent des incertitudes et les résultats obtenus sont très erronés et on peut justifier cela d'une part de la présence des grands vides entre les particules et d'autre part par la nature de la granulométrie (serrée ou étalée).

Nous constatons d'après les **figures (V-25; V-26; V-27)** que :

La perméabilité des classes granulaires est affectée par la présence des fines et leur nature, la grosseur des grains, de sa structure, de sa constitution pétrographique et minérale et les dimensions des vides entre particules.

VI- Evolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires pour chaque type d'essai :

➤ Essai Proctor :

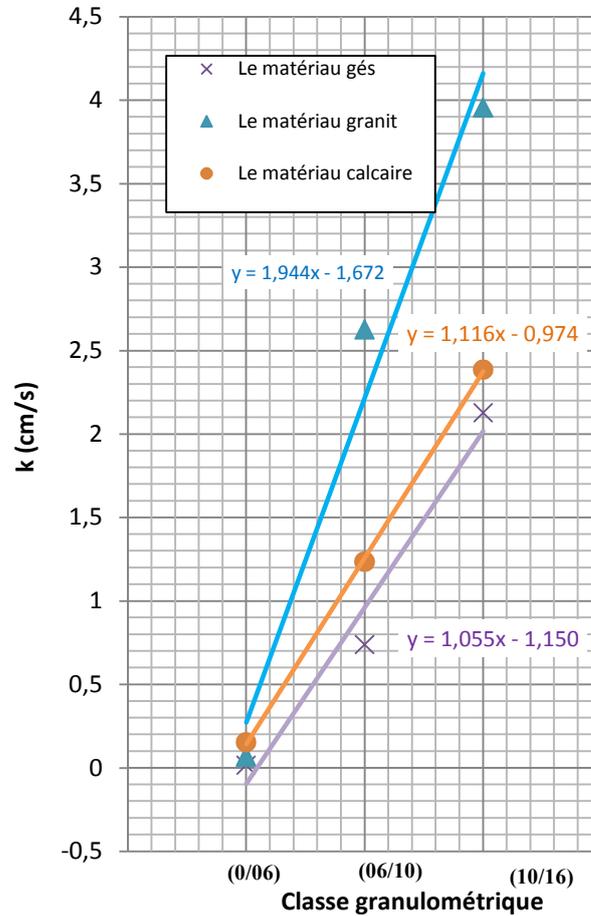


Figure V-28 : Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai Proctor

Nous remarquons dans la **figure (V-28)** que les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont celles du matériau granit donc c'est le matériau le moins écrasé dans cet essai. La perméabilité augmente en fonction de la classe granulaire. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau gés qui est le matériau le plus écrasé dans l'essai Proctor ; le matériau calcaire évolue de la même façon que le granit.

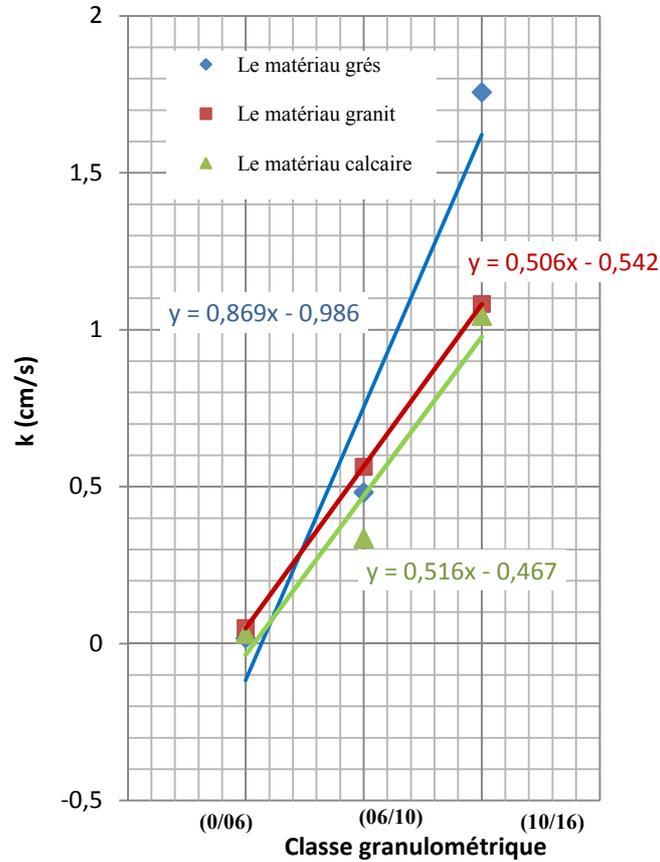
➤ *Essai œdométrique :*

Figure V-29 : Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai œdométrique

Nous remarquons dans la **figure (V-29)** que les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont celles du matériau granit pour les classes 0/6 et 6/10, et du matériau grès pour la classe 10/16, donc ce sont les matériaux les moins écrasés dans cet essai. La perméabilité augmente en fonction de la classe granulaire. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau calcaire qui est le matériau le plus écrasé dans cet essai. Les matériaux calcaire et granit évoluent de la même façon.

➤ *Essai de cisaillement à la boîte :*

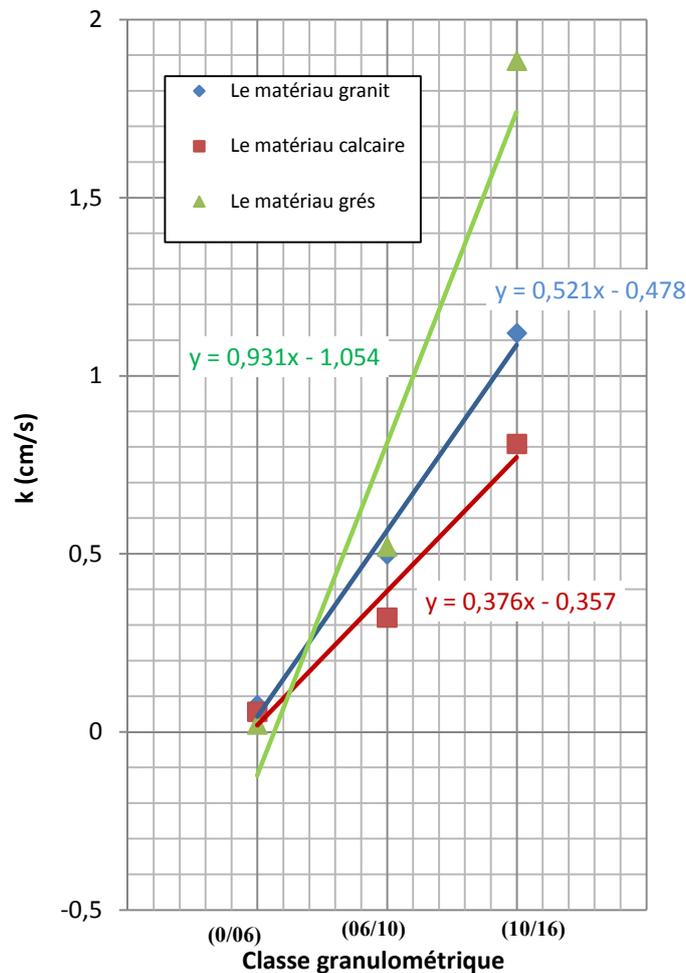


Figure V-30 : *Évolution de la perméabilité des trois matériaux en fonction des classes granulaires dans l'essai de cisaillement à la boîte*

Nous remarquons d'après la **figure (V-30)** que le comportement des matériaux dans cet essai est identique à celui de l'essai œdométrique représenté dans la **figure (V-29)**. Les valeurs de la perméabilité les plus importantes sont celles du matériau granit pour les classes 0/6 et 6/10, et du matériau grès pour la classe 10/16. Donc ce sont les matériaux les moins écrasés dans cet essai. La perméabilité augmente en fonction de la classe granulaire. Les plus faibles valeurs enregistrées sont celles du matériau calcaire qui est le matériau le plus écrasé dans cet essai. Les matériaux calcaire et granit évoluent de la même façon.

Pour voir clairement l'effet du phénomène d'écrasement sur la perméabilité nous représentons tous les résultats d'essais de perméabilité en fonction des paramètres qui quantifient l'écrasement à savoir B_{10} pour la classe 0/6 et (D_{15f}/D_{15i}) pour les classes 6/10 et 10/16, séparément, pour chaque matériau.

Les *tableaux (V-2; V-3; V-4)* représentent respectivement le matériau grès ; granit et calcaire

Tableau V-2 : Valeur de $(k ; C_c ; B_{10}$ et $D_{15f}/D_{15i})$ sous différents essais pour les trois classes granulaires du matériau grès

		D_{10}	D_{15}	C_c	B_{10}	D_{15f}/D_{15i}	k (cm/s)
Avant essais	Classe (0/6)	0,315	0,9		/	/	0,143138854
	Classe (6/10)	2,75	6,55		/	/	6,984121939
	Classe (10/16)	10	10,05		/	/	/
Essai Proctor	Classe (0/6)	0,11	0,13	0,349	0,650	0,144	0,015950773
	Classe (6/10)	0,85	1,1	0,309	0,690	0,167	0,738964209
	Classe (10/16)	1	1,25	0,100	0,900	0,124	2,127318058
Essai oedométrique	Classe (0/6)	0,12	0,18	0,381	0,619	0,200	0,017710665
	Classe (6/10)	0,6	0,9	0,218	0,781	0,137	0,481899453
	Classe (10/16)	0,9	1,2	0,090	0,910	0,119	1,756274951
Essai de cisaillement	Classe (0/6)	0,125	0,22	0,397	0,603	0,244	0,021250808
	Classe (6/10)	0,6	1	0,218	0,781	0,152	0,520371376
	Classe (10/16)	1	1,23	0,100	0,900	0,122	1,883659069

Tableau V-3 : Valeur de $(k ; C_c ; B_{10}$ et $D_{15f}/D_{15i})$ sous différents essais pour les trois classes granulaires du matériau granit

		D_{10}	D_{15}	C_c	B_{10}	D_{15f}/D_{15i}	k (cm/s)
Avant essais	Classe (0/6)	0,5	0,85		/	/	0,29245327
	Classe (6/10)	2,7	6,5		/	/	5,463524514
	Classe (10/16)	10	10,05		/	/	/
Essai Proctor	Classe (0/6)	0,25	0,5	0,500	0,5	0,588	0,066883061
	Classe (6/10)	1,6	2,4	0,593	0,407	0,369	2,626125555
	Classe (10/16)	1,45	2,5	0,145	0,855	0,248	3,956125555
Essai oedométrique	Classe (0/6)	0,22	0,3	0,440	0,56	0,353	0,049496148
	Classe (6/10)	0,54	1,25	0,200	0,8	0,192	0,563110315
	Classe (10/16)	0,9	1,1	0,090	0,91	0,109	1,082043729
Essai de cisaillement	Classe (0/6)	0,27	0,35	0,540	0,46	0,412	0,075765568
	Classe (6/10)	0,59	1,05	0,219	0,781	0,162	0,499126386
	Classe (10/16)	0,99	1,35	0,099	0,901	0,134	1,119167745

Tableau V-4 : Valeur de (k ; C_c ; B_{10} et D_{15f}/D_{15i}) sous différent essais pour les trois classes granulaires du matériau calcaire

		D10	D15	Cc	B ₁₀	D _{15f} /D _{15i}	k (cm/s)
Avant essais	Classe (0/6)	0,5	0,9		/	/	0,260304887
	Classe (6/10)	3,1	6,3		/	/	6,384412891
	Classe (10/16)	10	10,05		/	/	/
Essai Proctor	Classe (0/6)	0,4	0,6	0,800	0,2	0,666	0,15098321
	Classe (6/10)	1,25	2	0,403	0,596	0,317	1,235377212
	Classe (10/16)	1,5	2,1	0,150	0,85	0,209	2,386053459
Essai oedométrique	Classe (0/6)	0,18	0,27	0,360	0,64	0,300	0,031831979
	Classe (6/10)	0,55	1,05	0,177	0,823	0,167	0,336008888
	Classe (10/16)	1,08	1,5	0,108	0,892	0,149	1,044609743
Essai de cisaillement	Classe (0/6)	0,24	0,3	0,480	0,520	0,333	0,056342993
	Classe (6/10)	0,5	1,05	0,161	0,839	0,167	0,320502737
	Classe (10/16)	0,8	1,2	0,080	0,92	0,119	0,808571886

Les résultats des trois tableaux cités ci-dessus sont représentés sous forme de graphes

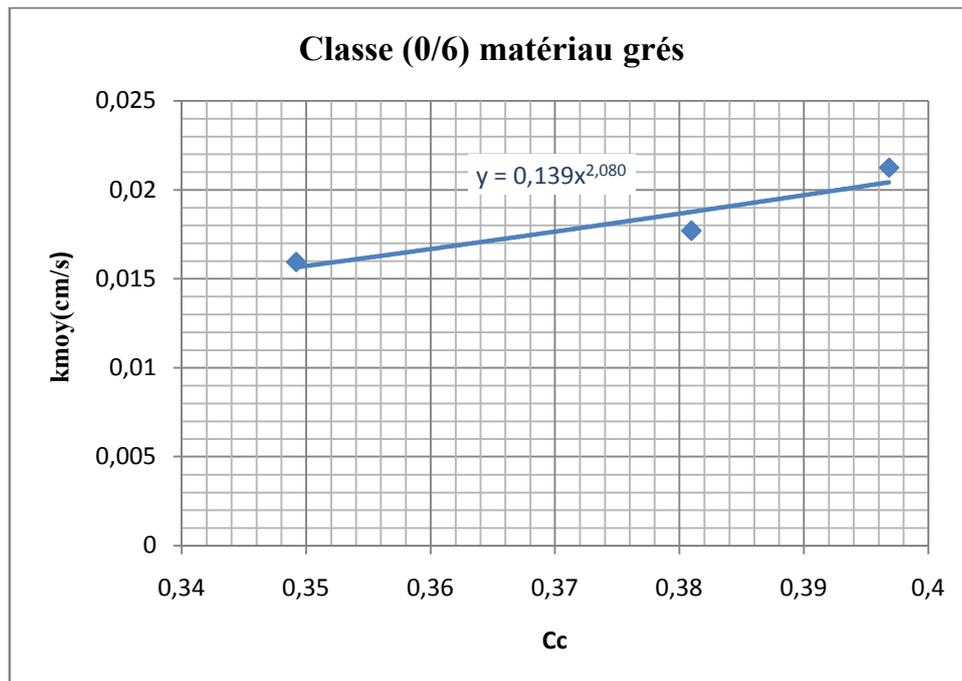


Figure V-31 : Corrélation de la perméabilité de classe 0/6 du matériau grès en fonction de C_c

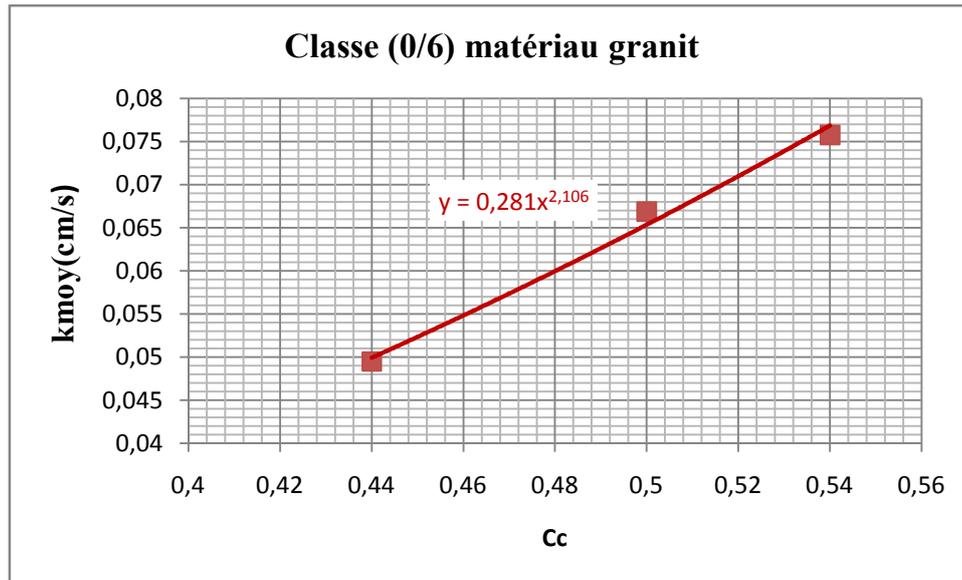


Figure V-32 :Corrélation de la perméabilité de classe 0/6 du matériau granit en fonction de Cc

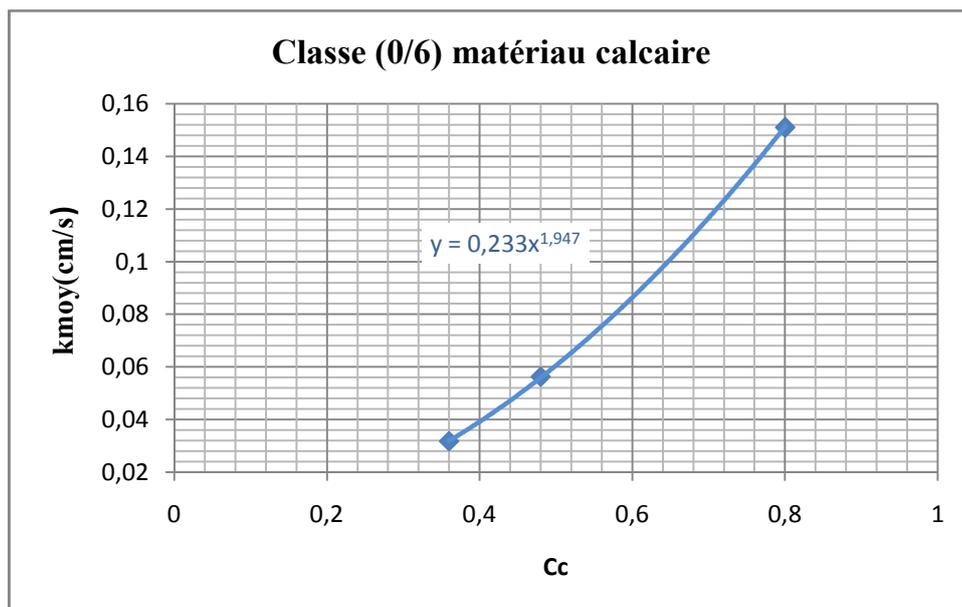


Figure V-33 :Corrélation de la perméabilité de classe 0/6 du matériau calcaire en fonction de Cc

D'après les **figures (V-31; V-32; V-33)** La perméabilité de classe 0/6 de chaque matériau augmente lorsque le paramètre Cc augmente. Elle atteint les valeurs maximales lorsque Cc est élevé. La relation entre le coefficient de perméabilité et ce facteur est croissante. Ce résultat est prévisible car la structure de l'échantillon contient moins d'éléments fins lorsque l'écrasement est moins important.

Nous constatons a partir des **figures (V-31; V-32; V-33)** que la perméabilité de classe (0/6) des trois matériaux est aussi liée au coefficient C_c par des fonctions de type :

$$k = \alpha' C_c^{\beta'} \quad \text{Équation V-1}$$

Nous remarquons que les constantes β' et α' prennent respectivement les valeurs (2.080; 2.106 ; 1.947) et (0.139 ; 0.281 ; 0.233), nous constatons que les valeurs expérimentales de la perméabilité de classe granulaire (6/10) peuvent être exprimées en fonction du coefficient C_c ; et peuvent aussi être exprimées en fonction du paramètre B_{10} car C_c est lié à B_{10} par la relation suivante

$$C_c = (1 - B_{10}) \quad \text{Équation V-2}$$

Des équations 1 et 2 on aura l'équation suivante :

$$k = \alpha' (1 - B_{10})^{\beta'} \quad \text{Équation V-3}$$

Avec : $\beta' = 2$ et $\alpha' = \frac{\alpha_f}{\alpha_i}$

D'après les figures ci-dessus la constante β' prend toujours des valeurs proches de 2 pour les trois matériaux étudiés, β' n'est pas égale à 2 et cela est du à la difficulté des essais réalisés et les mesures prises au laboratoire.

Les valeurs de α' sont variables et appartiennent à des intervalles qui changent en fonction de la nature du matériau.

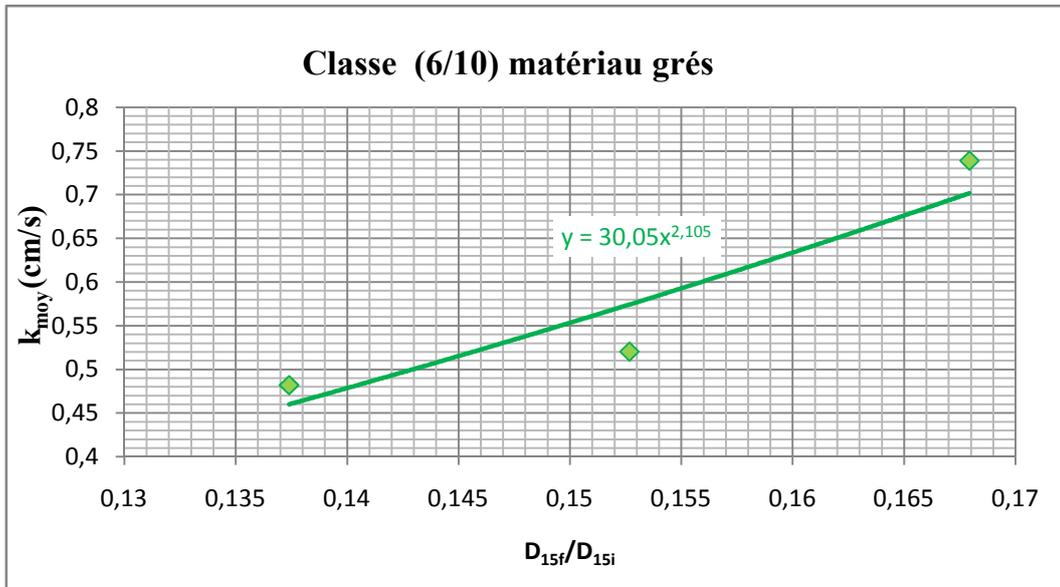


Figure V-34 : Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau grès en fonction de D_{15f}/D_{15i}

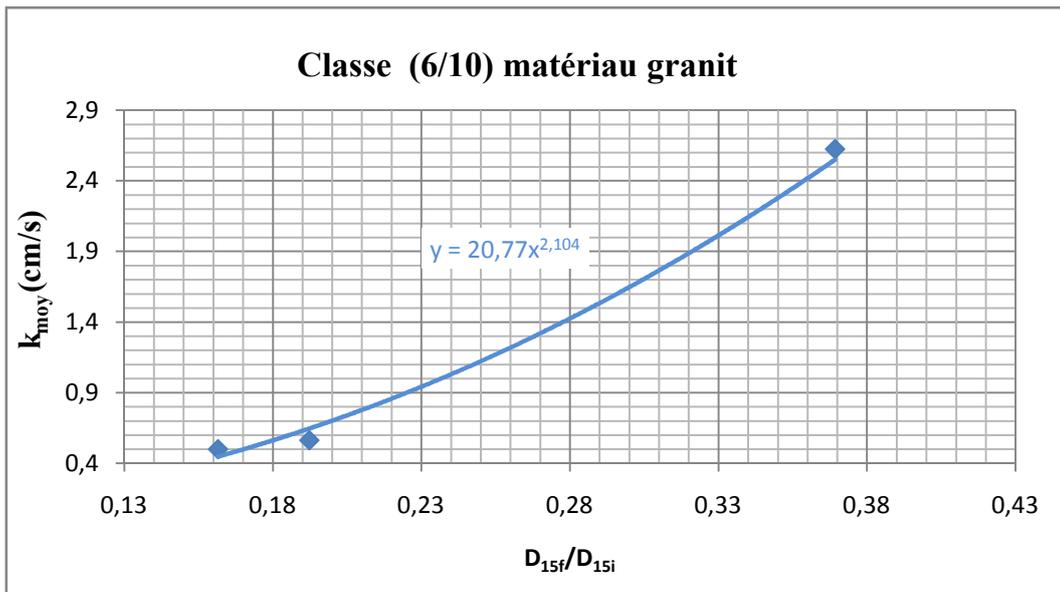


Figure V-35: Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau granit en fonction de D_{15f}/D_{15i}

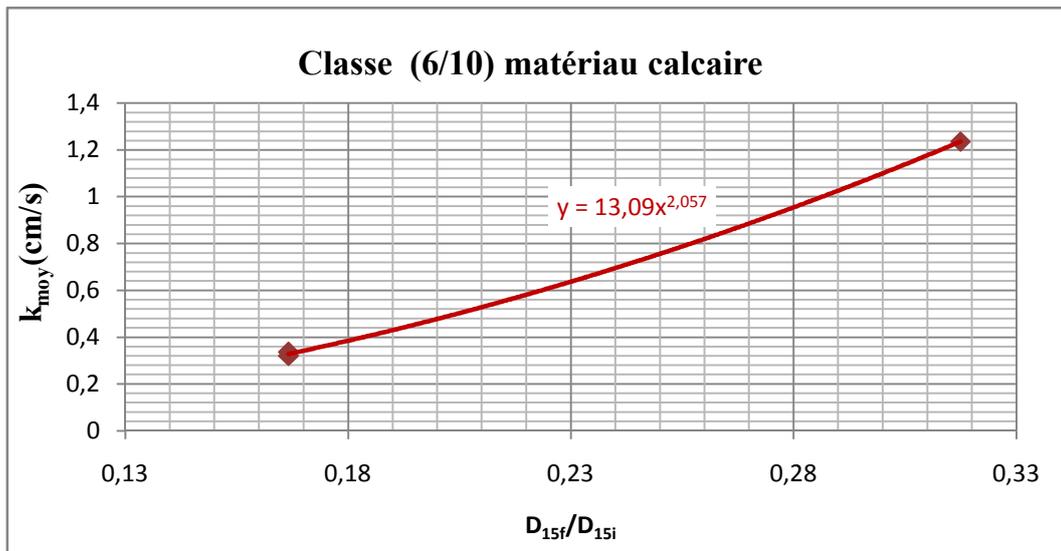


Figure V-36: Corrélation de la perméabilité de classe 6/10 du matériau calcaire en fonction de D_{15f}/D_{15i}

Dans les *figures* (V-34; V-35; V-36) La perméabilité de la classe 6/10 de chaque matériau augmente lorsque le paramètre (D_{15f}/D_{15i}) augmente. La relation entre le coefficient de perméabilité et ce facteur est croissante. Nous constatons que la perméabilité de classe (6/10) des trois matériaux est aussi liée au coefficient (D_{15f}/D_{15i}) par des fonctions de type :

$$k = \alpha'' \left(\frac{D_{15f}}{D_{15i}} \right)^{\beta''}$$

Avec : $\beta'' = 2$ et $\alpha'' = \frac{\alpha_f}{\alpha_i}$

D'après les figures ci-dessus la constante β'' prend toujours des valeurs proches de 2 pour les trois matériaux étudiés, β'' n'est pas égale à 2 et cela est dû à la difficulté des essais réalisés et les mesures prises au laboratoire,

Les valeurs de α'' sont variables et appartiennent à des intervalles qui changent en fonction de la nature du matériau.

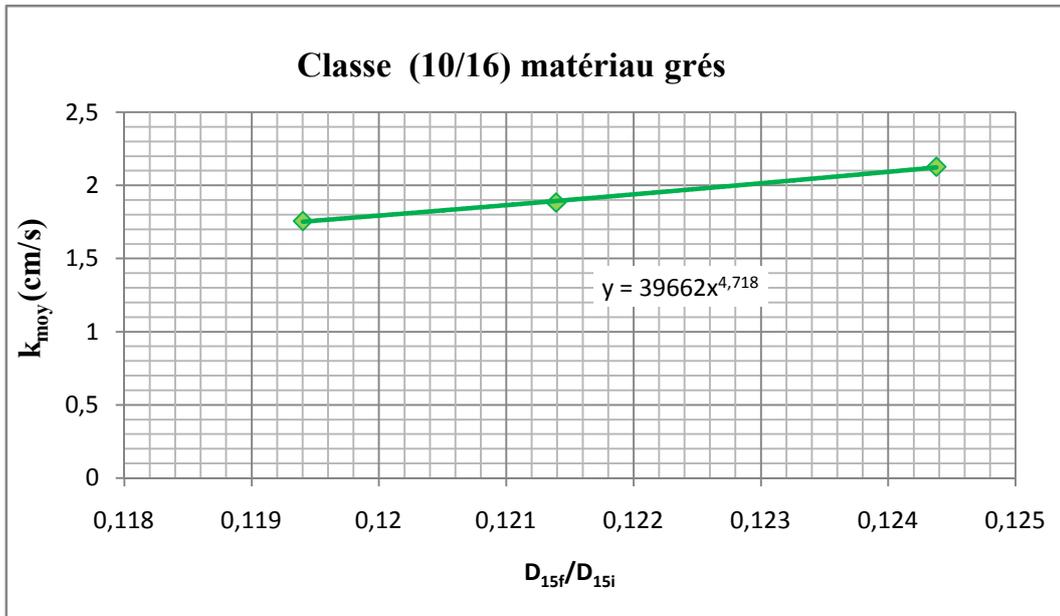


Figure V-37 : Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du matériau grés en fonction de D_{15f}/D_{15i}

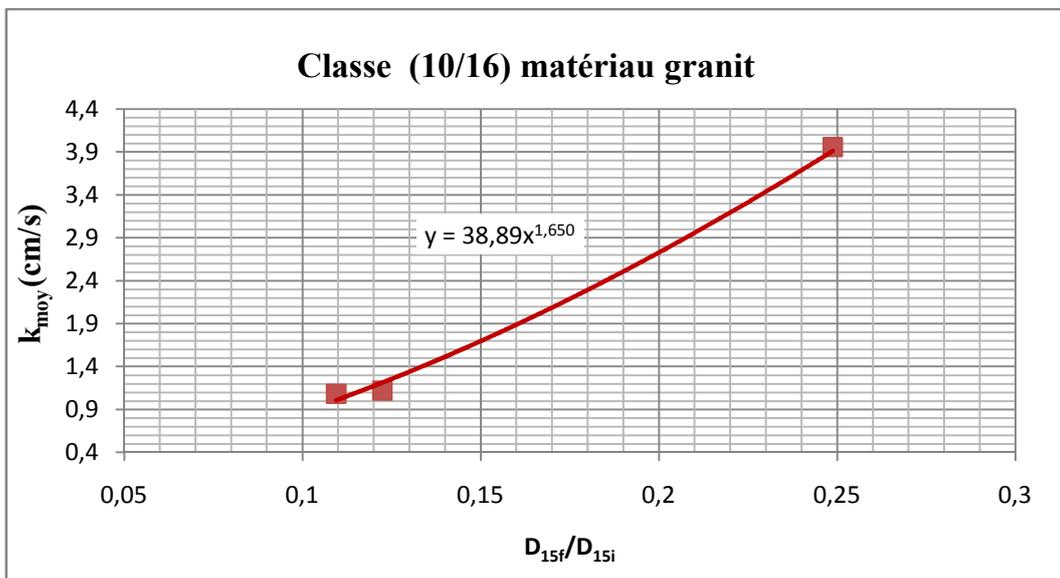


Figure V-38 : Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du Matériau granit en fonction de D_{15f}/D_{15i}

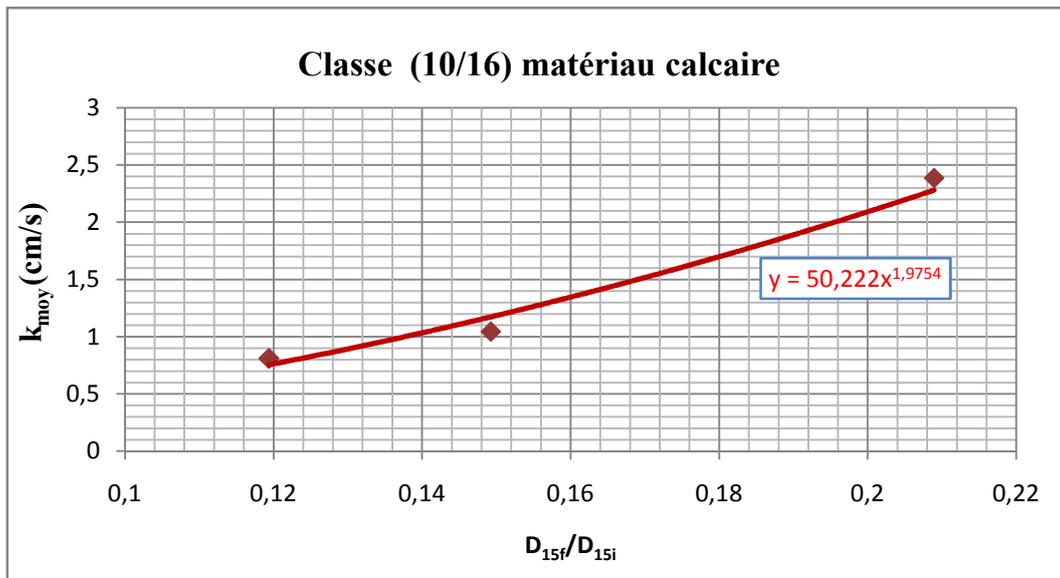


Figure V-39 :Corrélation de la perméabilité de classe 10/16 du matériau calcaire en fonction de D_{15f}/D_{15i} .

Dans les **figures (V-37;V-38;V-39)** La perméabilité de la classe 10/16 de chaque matériau augmente lorsque le paramètre (D_{15f}/D_{15i}) augmente. La relation entre le coefficient de perméabilité et ce facteur est croissante. Nous constatons que la perméabilité de classe (6/10) des trois matériaux est aussi liée au coefficient (D_{15f}/D_{15i}) par des fonctions de type :

$$k = \alpha'' \left(\frac{D_{15f}}{D_{15i}} \right)^{\beta'}$$

Avec : $\beta' = 2$ et $\alpha'' = \frac{\alpha_f}{\alpha_i}$

D'après les figures ci-dessus la constante β' prend toujours des valeurs proches de 2 pour les matériaux granit et calcaire mais pour le grès ce n'est pas le cas ceci peut se justifier par la difficulté des essais réalisés et les mesures prises au laboratoire pour cette classe granulaire, Les valeurs de α'' sont variables et appartiennent à des intervalles qui changent en fonction de la nature du matériau.

VII- Pr evision de la perm eabilit  :

Les mesures in situ ou en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des résultats. De plus, la perm eabilit  présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats

Dans ce travail de recherche, nous avons exploré la possibilité de mettre en évidence la perm eabilit  des matériaux granulaires et le phénomène d'écrasement des matériaux locaux à savoir le grès, le granit et le calcaire. Cette corrélation nous a permis de valider nos résultats, car ils concordent parfaitement avec la théorie malgré les difficultés rencontrées lors de la réalisation des essais, ces difficultés sont liées à l'imperfection des essais de perm eabilit  au laboratoire, nous pouvons citer les plus essentielles :

- Le changement de la structure des échantillons pendant l'essai et cela est due à la migration des particules fines. Ce qui nous a menés à limiter le nombre d'essais à 6 pour chaque échantillon.
- La variation de la température pendant l'essai ;
- La différence de la compacité.

Nous remarquons dans les figures suivantes ; une forte fluctuation dans les valeurs de la perm eabilit . Cette fluctuation est due aux difficultés citées ci-dessus.

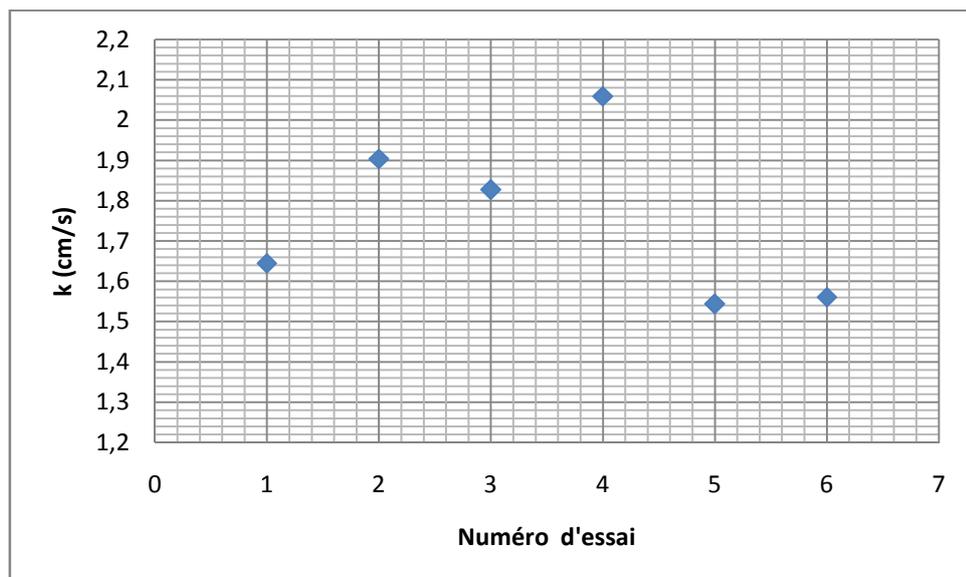


Figure V-40 : la fluctuation des valeurs de la perm eabilit  pendant l'essai (classe 10/16 gr s après essai oedométrique voir Annexe)

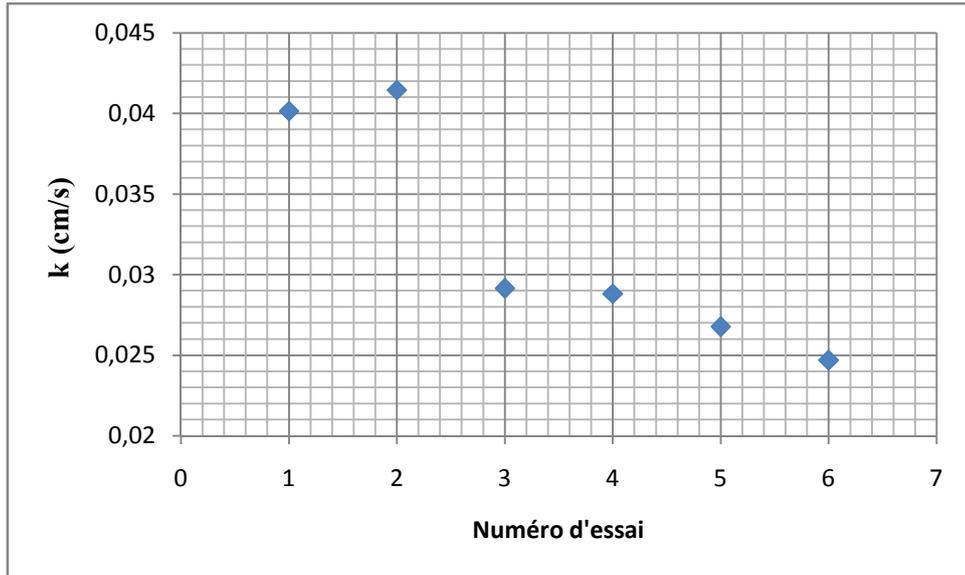


Figure V-41 : la fluctuation des valeurs de la perméabilité pendant L'essai (classe 0/6) calcaire après essai oedométrique voire Annexe

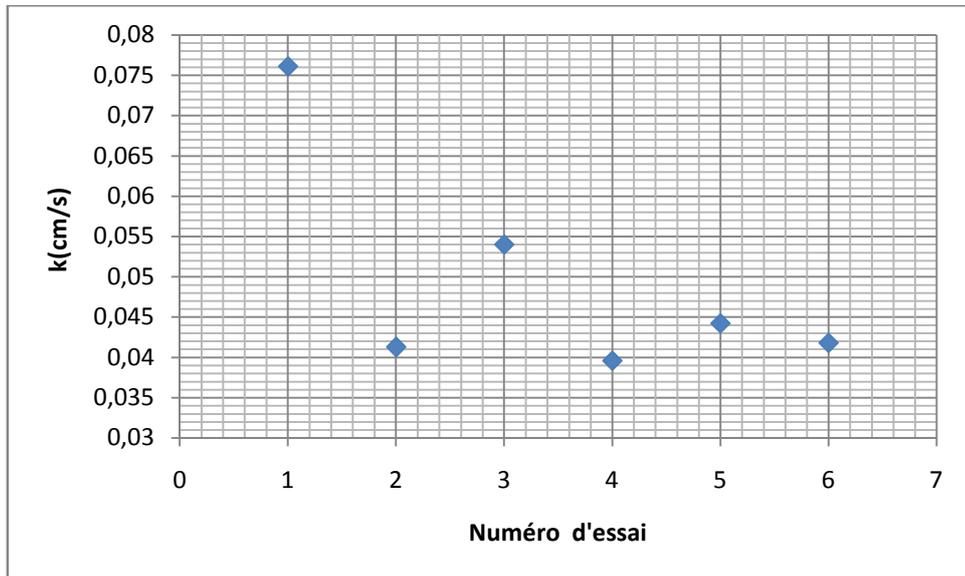


Figure V-42 : La fluctuation des valeurs de la perméabilité pendant L'essai (classe 0/6) granite après essai œdométrique voire Annexe

VIII- Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans les différents essais représentés par les courbes granulométriques ; à savoir l'essai oedométrique, l'essai de cisaillement à la boîte et l'essai Proctor, nous constatons que l'écrasement des grains dépend de la classe granulaire ; du chemin de contrainte et de la nature du matériau.

Nous constatons que la valeur du coefficient de perméabilité d'un sol dépend dans une large mesure de sa granulométrie, tandis que la perméabilité de la classe 0/6 est en fonction de D_{10} et la perméabilité des classes 6/10 et 10/16 est en fonction de D_{15} , par une loi de puissance de type :

$$k = \alpha p^\beta$$

La perméabilité des sols granulaires est affectée par la présence des particules fines, leurs natures, la grosseur des grains, sa structure, sa constitution pétrographique et minérale, les dimensions des vides entre particules, ainsi que le cheminement des contraintes à travers le sol.

Le matériau grés est le matériau le plus perméable comparé au calcaire et au granite avant essais d'écrasement. L'essai de cisaillement à la boîte c'est l'essai où les échantillons présentent les valeurs de perméabilité les plus faibles comparativement à celles enregistrées dans les essais oedométrique et Proctor.

La perméabilité de classe 0/6 de chaque matériau, est en relation décroissante avec B_{10} , par contre la relation entre le coefficient de perméabilité des classes 6/10 et 10/16 de chaque matériau et le coefficient (D_{15f}/D_{15i}) est croissante. Ce résultat est prévisible car la structure des échantillons contient plus de particules fines lorsque l'écrasement est plus important.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les mesures en laboratoire des propriétés hydrauliques d'un sol sont longues et chères, et comportent de nombreuses incertitudes au regard de la validité et de l'interprétation des données. De plus, la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend très délicat l'interprétation des résultats de mesures.

Dans notre travail, nous avons exploré la possibilité de mettre en évidence la perméabilité des matériaux granulaires et le phénomène d'écrasement des matériaux locaux à savoir le grès, le granite et le calcaire. Cette corrélation nous a permis de valider nos résultats, car ils concordent parfaitement avec la théorie malgré les difficultés rencontrés lors de la réalisation de ces essais. Ces difficultés sont liées à l'imperfection des essais de perméabilité au laboratoire. Parmi ces difficultés, nous pouvons citer les plus essentielles :

- Le changement de la structure des échantillons pendant l'essai et cela est due à la migration des particules fines.
- La variation de la température pendant l'essai
- La différence de la compacité.
- Et enfin, il faut trouver un équilibre entre le gradient hydraulique et les dimensions de l'échantillon afin que le temps d'essai ne soit pas trop long.

D'après les résultats obtenus dans les différents essais à savoir l'essai oedométrique, l'essai de cisaillement à la boîte, l'essai Proctor et l'essai de perméabilité et autre, nous constatons que :

- Les essais d'identification réalisés sur les matériaux utilisés révèlent que leurs caractéristiques physiques sont plus ou moins similaires à celle des sables,
- Les résultats des essais Proctor ont permis de conclure que les matériaux grès ; granit et calcaire sont peut sensibles à l'eau.
- l'écrasement des grains dépend de la classe granulaire ; du chemin de contrainte et de la nature du matériau.
- Le matériau grès est le matériau le plus perméable comparé au calcaire et au granit avant essais d'écrasement.
- L'écrasement est un phénomène réducteur de la perméabilité k ;
- Le coefficient de perméabilité k , dépend de la structure, de la texture, de la forme, de la dimension des grains, de leur constitution pétrographique et de leurs assemblages.
- L'effet de la saturation sur la perméabilité k est relativement faible en comparaison avec la structure et l'indice des vides

- L'essai de cisaillement à la boîte est l'essai où les échantillons présentent les valeurs de perméabilité les plus faibles comparativement à celles enregistrées dans les essais oedométrique et Proctor.
- Le coefficient de perméabilité d'un sol dépend dans une large mesure de sa granulométrie, et elle est en fonction de D_{10} et D_{15} .
- Le coefficient de perméabilité de classe 0/6 de chaque matériau, est en relation décroissante avec le B_{10} ,
- Le coefficient de perméabilité des classes 6/10 et 10/16 de chaque matériau, est en relation croissante avec le coefficient (D_{15f} / D_{15i}).
- Le coefficient de perméabilité peut être exprimé en fonction des paramètres qui quantifient le degré d'écrasement.

Les essais réalisées en laboratoire permettent de tester les caractéristiques hydrauliques et physiques des matériaux et constituent un support technique important au stade de la conception de plusieurs projets.

Afin de mieux cerner et développer cette étude, nous recommandons de nouvelles études sur la perméabilité à des différents degrés de saturation ; en utilisant des oedoperméamètres ; ou l'appareil triaxial ; la où la compacité peut être prise en compte.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] AFNOR, (2000)
“Granulométrie, Tome I : Tamis, Tamisage et applications particulières”
Edition AFNOR, Paris 2000
- [2] AFNOR, (2000)
“Granulométrie, Tome II : Méthodes de séparation granulométrique”
Edition AFNOR, Paris 2000
- [3] ALILI, H. et AMOKRANE, D, (1999)
“Comportement Mécanique des Grés”
Mémoire d'Ingénieur de L'UMMTO, 1999
- [4] ANGULO R., J.P. GAUDET, J.L. THONY et M. VAUCLIN, (1990)
“Conductivité hydraulique d'un milieu poreux partiellement saturé déformable”
I - Principes de détermination. C.R. Acad. SCI. Paris Série II, 161-164.
- [5] ANGULO, R., J.P. Gaudet, J.L. Thony et M. Vauclin, (1990b).
“Conductivité hydraulique d'un milieu poreux partiellement saturé déformable”
II- Résultats expérimentaux. C. R. Acad. Sci. Paris Série II, 341-345.
- [6] ANGUY, Y. et D. Bernard, (1992).
“Numerical computation of the permeability tensor evolution versus microscopic geometry changes, in Mathematical modeling in water resources”
Russel et al Ed, *Comp. Mech. Pub, Southampton*, 385-392
- [7] ARQUIE, G. and TOURENQ, C, (1990)
“Granulats”,
Edition de l'école des ponts et chaussées de Paris, (1990)
- [8] BIAREZ, J. et HICHER, P.Y, (1997)
“Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériau granulaires ”
Revue française de génie civil, vol 1, N° 4, pp 607-631, 1997
- [9] BISHOP, A.W, (1966)
“The strength of soil as engineering materials.”
Géotechnique, vol 16, N°2, pp 91-128, June 1966

- [10] BOWDEN, F. P and TABOR, D, (1956)
“Friction and lubrication” Methuen’s Monographs on physical Subjects,
Oxford 1956
- [11] BURDINE, N.T, (1952).
“Relative permeability calculations from pore-size distribution data”
Trans. AIME
- [12] CHANG, R.K. et B.P. WARKENTIN, (1968).
“Volume change of compacted clay soil aggregates”
Soil Science, 1 05(2), 1 06-112
- [13] DELOYE, F. X, (1987)
“Evolution du concept de granulométrie”
Bull. liaison Labo Pont et Chaussée, N° 152, Réf .3245, 1987
- [14] DELOYE, F. X, (1987)
“Réflexion sur la granulométrie”
Bull. liaison Labo Pont et Chaussée, N° 152, Réf .3242, 1987
- [15] Edith PERRIER, (1994)
“Structure Géométrique et Fonctionnement Hydrique des Sols”
Mémoire de Doctorat de L’Université Paris VI, 1994
- [16] G MALGORN, (1996)
“Dictionnaire Technique Anglais – Français”
Edition Dunod Paris, (1996)
- [17] G. SANGLERAT ET J. COSTET, (1980)
“Cours pratique de mécanique des sols Tome I”
Edition Dumond, Paris, 1980
- [18] GUY LEGEAY, (1987)
“Le contrôle des tamis”
Bull. liaison Labo Pont et Chaussée, N° 152, Réf .3235, 1987
- [19] HADDAD Rachid, (2005)
“Modélisation du Phénomène d’Ecrasement des Grains”
Mémoire de Magister de L’UMMTO, 2005

- [20] HAMZA Ali, (2007)
“Simulation des écoulements transitoires en milieux saturés et non saturés”
Thèse de Doctorat d'état de L'UMMTO, 2007
- [21] HARDIN, B. O, (1985)
“Crushing of soil particles”
Journal of Geotechnical Engineering, vol 111, N° 10, pp 1177-1192, 1985
- [22] LADE, P.V ; YAMAMURO, J. A. et al, (1996)
“Significance of particule crushing in granular materials”
Journal of Geotechnical Engineering, vol.122, N° 4, pp 3109-3116, 1996
- [23] LANCHON, R, (1992)
“Cours de laboratoire, Granulat, béton, sols, Tome I”, B.T, B.T.N, B.T.S,
Formation Continue (bâtiment et travaux publics) avril 1992.
- [24] Mc DOWELL, G.R. et BOLTON, M.D, (1998)
“On the micromechanics of crushable aggregates”
Géotechnique 48, N° 5, 1998
- [25] MELBOUCI, B. et HANNACHI, N. E, (2002)
“Etude de l'écrasement des grains de pegmatite à l'essai Oedométrique ”
Edition Annales de L'I.T.B.T.P., N° 4, 2002
- [26] MIURA, N. et HARAS, O, (1979)
“Particle - crushing of a decomposed granite soil under shear stresses”
Soil and Foundation, vol 19, N°3, 1979
- [27] POULOVASSILIS, A, (1969).
“The effect of hysteresis of pore water on the hydraulic conductivity”
Soil Sci. 20, 52-56.
- [28] POULOVASSILIS, A, (1970).
“The hysteresis of pore water in granular porous bodies”
Soil Sci.109, 5-12.
- [29] R. BAHAR, (2001)
“Géotechnique II” Cours Géotechnique
- [30] SALA, G.H. et D. TESSIER, (1994).
“Rétention de l'eau par les matériaux argileux: signification et prévision”
C.R.Acad.Sci. Paris, Série II, t. 318

- [31] TESSIER, D, (1984).
“Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation”
Thèse d'état université Paris 7.
- [32] TOLEDO, P.G, R.A NOVY, H.T. Davis, et L.E. SCRIVEN, (1990).
“Hydraulic conductivity of porous media at low water content”
Soil Sci. Soc.Am. J. ,54:,673-679.
- [33] TOUMA, J, (1984).
“Étude critique de la caractérisation hydrodynamique des sols non saturée. Rôle de l'air”
Thèse Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [34] TOURE, Tidiane, (2002)
“Etude expérimentale de la perméabilité des sols ”
Mémoire d'Ingénieur de L'UMMTO, 2002
- [35] TOURENQ, C. et DENIS, A, (1982)
“Les essais de granulats ”
Rapport de recherches LPC, N° 114, juillet 1982
- [36] VAUCLIN, M, (1987).
“Hydrodynamique dans les sols partiellement saturés, déformables”
Rapport Ed. I
- [37] VAUCLIN, M, (1989).
“Flow of water and air in soils: Theoretical and experimental aspects. In Unsaturated flow in hydrologic modeling”
Nato Asi series, Kluwer Academic Publishers, 53-91.NRA.
- [38] Van GENUCHTEN, M.T. (1980).
“A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils”
Soil Sci. Soc.Am. J. 44, 892-898.
- [39] YAKOUB, B, (1995)
“Cours de géologie”
Edition Aurassi, 1995
- [40] Zamri CHIK, (2004)
“The Effect Of Fragmentation On The Engineering Properties Of Granular Materials Laboratory And Fractal Analyses”
Mémoire de Doctorat de l'Université de Pittsburgh 2004

ANNEXES

ANNEXE 1

Différents tableaux des essais :

1. Matériau grés :

Nous avons les pourcentages des tamisats cumulés d'essais suivants

- Essai de cisaillement : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 4 Kpa.
- Essai Proctor : pour les trois classes (0/6 ; 6/10 ; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups.
- Essai oedométrique : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa.

	Avant essai	Après essai	
D (mm)	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	95,68	99,81	0,19
5	84,28	92,95	7,05
3,15	70,4	83,92	16,08
2	59,28	71,26	28,74
1,6	50,72	59,92	40,08
1,25	30,28	50,44	49,56
1	20,55	45,85	54,15
0,5	12,34	25,33	74,67
0,315	10,51	16,68	83,32
0,08		5,65	94,35
0,05		0,57	99,43

Tableau 1 : Matériau grés sous l'essai de cisaillement, pourcentage des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0	
10	85,29	90,09	9,91	
8	32,01	73,62	26,38	
6,3	16,25	58,89	41,11	
5	12,1	44,61	55,39	
3,15	9,25	36,33	63,67	
2	3,2	27,86	72,14	
1,6		22,96	77,04	
1,25		20,25	79,75	
1		17,15	82,85	
0,8		12,28	87,72	
0,5		10,17	89,83	
0,315		7,25	92,75	
0,05		2,38	97,62	

Tableau 2 : Matériau grés sous l'essai de cisaillement, pourcentage des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 4 bar

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Q n (%)	Q n (%)
20	100	100	0	
16	97,81	96,71	3,29	
12,5	77,1	89,71	10,29	
10	10,76	66,7	33,3	
8		49,5	50,5	
6,3		38,97	61,03	
5		27,8	72,2	
3,15		20,39	79,61	
2		17,23	82,77	
1,6		12,74	87,26	
1,25		10,22	89,78	
1		5,67	94,33	
0,8		2,23	97,77	
0,5		1,42	98,58	
0,315		0,75	99,25	
0,05			100	

Tableau 3 : Matériau grés sous l'essai de cisaillement, pourcentage des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	95,68	96,82	3,18
5	84,28	88,8	11,2
3,15	70,4	81,79	18,21
2	59,28	73,22	26,78
1,6	50,72	68,69	31,31
1,25	30,28	62,82	37,18
1	20,55	57,11	42,89
0,5	12,34	51,02	48,98
0,315	10,51	42,11	57,89
0,2		32,56	67,44
0,1		9,65	90,35
0,08		4,97	95,03
0,063		2,21	97,79

Tableau 4 : Matériau grés sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0
10	85,29	99,85	0,15
8	32,01	98,32	1,68
6,3	16,25	85,04	14,96
5	12,1	71,66	28,34
4	9,25	48,5	51,5
3,15	3,2	35,17	76,83
2,5		30,49	80
2		26,5	82,5
1,6		22,32	89,68
1,25		18,48	90,52
1		13,69	90,58
0,8		9,59	93,41
0,63		7,53	95,47
0,5		5,85	96,25
0,315		3,25	96,75
0,2		2,87	97,13
0,125		2,15	97,85
0,1		1,74	98,26
0,08		1,35	98,65

Tableau 5 : Matériau grés sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
20	100	100	0	
16	97,81	100	0	
12,5	77,1	97,96	2,04	
10	10,76	68,62	31,38	
8		45,75	54,25	
6,3		38,71	61,29	
5		29,26	70,74	
3,15		21,97	78,03	
2		14,72	85,28	
1,25		6,23	93,77	
1		4,78	95,22	
0,8		3,9	96,1	
0,315		0,9	99,1	
0,08		0,1	99,9	

Tableau 6 : Matériau grés sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisât cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
8	100	100	0	
6,3	95,68	99,97	0,03	
5	84,28	99,21	0,79	
4	70,4	96,06	3,94	
3,15	59,28	92,21	7,79	
2,5	50,72	87,91	12,09	
2	30,28	76,99	23,01	
1,6	20,55	70,07	29,93	
1,25	12,34	64,21	35,79	
1	10,51	57,29	42,71	
0,8		49,91	50,09	
0,5		37,45	62,55	
0,315		27,3	72,7	
0,2		16,99	83,01	
0,125		10,3	89,7	
0,1		7,84	92,16	
0,08		2,38	97,62	

Tableau 7 : Matériau grés sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisâts cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0	
10	85,29	99,85	0,15	
8	32,01	98,32	1,68	
6,3	16,25	85,04	14,96	
5	12,1	71,66	28,34	
4	9,25	48,5	51,5	
3,15	3,2	23,17	76,83	
2,5		20	80	
2		17,5	82,5	
1,6		15,32	89,68	
1,25		11,48	90,52	
1		10,42	90,58	
0,8		8,59	93,41	
0,63		4,53	95,47	
0,5		3,75	96,25	
0,315		3,25	96,75	
0,2		2,87	97,13	
0,125		2,15	97,85	
0,1		1,74	98,26	
0,08		1,35	98,65	

Tableau 8 : Matériau grés sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
20	100	100	0	
16	90,29	99,96	0,04	
12,5	32,01	99,87	0,13	
10	15,25	82,23	17,77	
8	10,1	53,55	46,45	
6,3	7,25	33,71	66,29	
5	3,2	26,28	73,72	
4		22,79	77,21	
3,15		19,12	80,88	
2,5		18,41	81,59	
2		15,73	84,27	
1,6		13,6	86,4	
1,25		12,07	87,93	
1		10,46	89,54	
0,8		9,9	90,1	
0,5		7,98	92,02	
0,315		6,91	93,09	
0,2		6,7	93,3	
0,125		3,72	96,28	
0,1		2,4	97,6	
0,08		1,69	98,31	

Tableau 9 : Matériau grés sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 640 Kpa

2. Matériau granit :

Nous avons les pourcentages des tamisats cumulés d'essais suivants

- Essai de cisaillement : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 4 bars
- Essai Proctor : pour les trois classes (0/6 ; 6/10 ; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups.
- Essai oedométrique : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa.

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Q n (%)
8	100	100	0
6,3	96,68	96,9	3,1
5	82,48	89,53	10,47
3,15	71,2	80,13	19,87
2	59,58	60,41	39,59
1,6	45,42	48,76	51,24
1,25	30,78	37,08	62,92
1	20,05	24,42	75,58
0,8	17,34	20,59	79,41
0,5	10,51	15,74	84,26
0,315		11,14	88,86
0,08		4,95	95,05
fond		0	100

Tableau 10 : Matériau granit sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0
10	70,29	85,79	14,21
8	32,01	72,44	27,56
6,3	21,25	30,32	69,68
5	17,1	28,08	71,92
3,15	12,25	21,7	78,3
2	5,2	16,86	83,14
1,6		10,09	89,91
1,25		7,45	92,55
1		5,55	94,45
0,8		5,42	94,58
0,5		3,71	96,29
0,315		2,46	97,54
0,08		0,88	99,12
fond		0	100

Tableau 11 : Matériau granit sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
20	100	99,09	0,91
16	97,81	99,09	0,91
12,5	77,1	90,92	9,08
10	10,76	46,34	53,66
8		32,01	67,99
6,3		26,13	73,87
5		23,79	76,21
3,15		17,52	82,48
2		13,06	86,94
1,6		11,12	88,88
1,25		8,73	91,27
1		6,5	93,5
0,8		6,35	93,65
0,5		4,39	95,61
0,315		2,95	97,05
0,08		0,91	99,09
fond		0	100

Tableau 12 : Matériau granit sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	96,68	100	0
5	82,48	98,87	1,13
4	71,2	94,08	5,92
3,15	59,58	87,16	12,84
2,5	52,42	76,2	23,8
2	28,78	67,66	32,34
1,6	14,05	58,36	41,64
1,25	10,24	45,36	54,64
1	8,1	37,33	62,67
0,8	7,41	30,21	69,79
0,5	3,11	21,43	78,57
0,315		14,53	85,47
0,2		9,42	90,58
0,125		6,7	93,3
0,1		4,17	95,83
0,08		3,07	96,93

Tableau 13 : Matériau granit sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0
10	85,29	100	0
8	32,01	87,43	12,57
6,3	16,25	71,81	28,19
5	12,1	62,98	37,02
4	9,25	50,15	49,85
3,15	3,2	43,81	56,19
2,5		35,38	64,62
2		30,27	69,73
1,6		24,81	75,19
1,25		18,86	81,14
1		13,93	86,07
0,8		13,11	86,89
0,63		11,82	88,18
0,5		9,48	90,52
0,315		6,59	93,41
0,2		4,95	95,05
0,125		3,37	96,63
0,1		2,95	97,05
0,08		2,53	97,47
0,063		2,1	97,9

Tableau 14 : Matériau granit sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 640 Kpa 124

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
16	100	100	0
12,5	97,81	98,32	1,68
10	77,1	76,29	23,71
8	10,76	68,47	31,53
6,3		59,44	40,56
5		53,39	46,61
4		43,39	56,61
3,15		39	61
2,5		34,23	65,77
2		25,94	74,06
1,6		18,99	81,01
1,25		16,85	83,15
1		12,6	87,4
0,8		8,16	91,84
0,5		6,05	93,95
0,315		5,43	94,57
0,2		4,61	95,39
0,125		3,89	96,11
0,1		3,09	96,91
0,08		2,57	97,43

Tableau 15 : Matériau granit sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	95,68	100	0
5	84,28	94,46	5,54
3,15	70,4	84,06	15,94
2	59,28	74,09	25,91
1,6	50,72	69,84	30,16
1,25	30,28	64,06	35,94
1	20,55	47,8	52,2
0,8	12,34	41,57	58,43
0,5	10,51	30,59	69,41
0,315		12,33	87,67
0,08		3,03	96,97

Tableau 16 : Matériau granit sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0	
10	85,29	100	0	
8	32,01	87,43	12,57	
6,3	16,25	73,83	26,17	
5	12,1	63,08	36,92	
4	9,25	51,23	48,77	
3,15	3,2	44,99	55,01	
2,5		36,48	63,52	
2		31,3	68,7	
1,6		23,9	76,1	
1,25		17,96	82,04	
1		12,88	87,12	
0,8		11,89	88,11	
0,63		10,98	89,02	
0,5		8,75	91,25	
0,315		6,99	93,01	
0,2		5,02	94,98	
0,125		4,78	95,22	
0,1		3,88	96,12	
0,08		2,45	97,55	

Tableau 17 : Matériau granit sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisâts cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
16	100	100	0	
12,5	92,29	100	0	
10	57,01	88,33	11,67	
8	8,75	79,33	20,67	
6,3		62,53	37,47	
5		52,53	47,47	
3,15		40,33	59,67	
2		33,03	66,97	
1,6		28,47	71,53	
1,25		21,39	78,61	
1		10,58	89,42	
0,5		5,58	94,42	
0,315		3,74	96,26	
0,08		2,68	97,32	

Tableau 18 : Matériau granit sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisâts cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 4 bars

3. Matériau calcaire :

Nous avons les pourcentages des tamisâts cumulés d'essais suivants

- Essai de cisaillement : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 4 bar à l'état humide
- Essai Proctor : pour les trois classes (0/6 ; 6/10 ; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups à l'état humide.
- Essai oedométrique : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa à l'état humide

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)	Qn (%)
8	100	100	0	0
6,3	95,68	100	0	0
5	84,28	96,05	3,95	3,95
3,15	70,4	91,65	8,35	8,35
2	59,28	81,68	18,32	18,32
1,6	50,72	68,43	31,57	31,57
1,25	30,28	59,65	40,35	40,35
1	20,55	45,39	54,61	54,61
0,8	12,34	33,16	66,84	66,84
0,5	10,51	22,18	77,82	77,82
0,315		15,92	84,08	84,08
0,08		6,62	93,38	93,38

Tableau 19 : Matériau calcaire sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisâts cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0
10	85,29	100	0
8	32,01	85,54	14,46
6,3	16,25	71,94	28,06
5	12,1	61,19	38,81
4	9,25	49,34	50,66
3,15	3,2	43,10	56,90
2,5		34,59	65,41
2		29,41	70,59
1,6		22,01	77,99
1,25		16,41	83,59
1		11,33	88,67
0,8		11,21	88,79
0,63		9,43	90,57
0,5		7,20	92,80
0,315		5,44	94,56
0,2		3,47	96,53
0,125		2,23	97,77
0,1		2,65	97,35
0,08		2,12	97,88
0,063		1,57	98,43

Tableau 20 : Matériau calcaire sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Q n (%)
16	100,00	100,00	0,00
12,5	92,29	100,00	0,00
10	57,01	84,50	15,50
8	8,75	63,58	36,42
6,3		57,78	42,22
5		47,78	52,22
3,15		42,58	57,42
2		29,92	70,08
1,6		22,36	77,64
1,25		18,28	81,72
1		14,47	85,53
0,5		10,47	89,53
0,315		7,63	92,37
0,08		5,57	94,43

Tableau 21 : Matériau calcaire sous l'essai de cisaillement, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 4 bars

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	95,68	97,5	2,5
5	84,28	90,7	9,3
3,15	70,4	81,23	18,77
2	59,28	68,56	31,44
1,6	50,72	57,76	42,24
1,25	30,28	42,12	57,88
1	20,55	27,22	72,78
0,8	12,34	21,5	78,5
0,5	10,51	11,4	88,6
0,315		4,22	95,78
0,08		1,02	98,98
fond		0	100

Tableau 22 : Matériau calcaire sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	0
10	85,29	97,8	2,2
8	32,01	74,45	25,55
6,3	16,25	35,12	64,88
5	12,1	26,99	73,01
3,15	9,25	18,52	81,48
2	3,2	14,23	85,77
1,6		12,11	87,89
1,25		8,35	91,65
1		6,78	93,22
0,8		6,02	93,98
0,5		4,14	95,86
0,315		3,23	96,77
0,08		1,88	98,12
fond		0	100

Tableau 23 : Matériau calcaire sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
20	100	100	0
16	97,81	100	0
12,5	77,1	95,23	4,77
10	9,76	48,3	51,7
8		34,79	65,21
6,3		29,14	70,86
5		24,26	75,74
3,15		18,53	81,47
2		14,86	85,14
1,6		13,01	86,99
1,25		9,88	90,12
1		7,21	92,79
0,8		6,08	93,92
0,5		4,89	95,11
0,315		3,12	96,88
0,08		1,11	98,89
fond		0	100

Tableau 24 : Matériau calcaire sous l'essai Proctor, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 55 coups

D (mm)	Avant essai	Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
8	100	100	0
6,3	96,68	100	0
5	87,28	96,85	3,15
4	77,4	94,23	5,77
3,15	60,28	85,2	14,8
2,5	51,72	74,3	25,7
2	35,28	66,75	33,25
1,6	20,55	56,22	43,78
1,25	6,85	43,29	56,71
1		35,45	64,55
0,8		29,33	70,67
0,5		24,23	75,77
0,315		17,21	82,79
0,2		12,22	87,78
0,125		8,02	91,98
0,1		7,39	92,61
0,08		5,31	94,69

Tableau 25 : Matériau calcaire sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 0/6 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
12,5	100	100	100	0
10	85,29	100	100	0
8	32,01	86,25	86,25	13,75
6,3	16,25	68,96	68,96	31,04
5	12,1	59,99	59,99	40,01
4	9,25	48,22	48,22	51,78
3,15	3,2	40,78	40,78	59,22
2,5		32,69	32,69	67,31
2		27,35	27,35	72,65
1,6		20,87	20,87	79,13
1,25		16,77	16,77	83,23
1		12,98	12,98	87,02
0,8		11,88	11,88	88,12
0,63		10,02	10,02	89,98
0,5		7,21	7,21	92,79
0,315		5,09	5,09	94,91
0,2		3,9	3,9	96,1
0,125		2,77	2,77	97,23
0,1		2,25	2,25	97,75
0,08		2,01	2,01	97,99
0,063		1,9	1,9	98,1

Tableau 26 : Matériau calcaire sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 6/10 à l'état humide sous 640 Kpa

D (mm)	Avant essai		Après essai	
	Pn (%)	Pn (%)	Pn (%)	Qn (%)
16	100	100	100	0
12,5	97,81	87,24	87,24	12,76
10	77,1	72,73	72,73	27,27
8	10,76	64,91	64,91	35,09
6,3		55,88	55,88	44,12
5		49,83	49,83	50,17
4		39,83	39,83	60,17
3,15		35,44	35,44	64,56
2,5		30,67	30,67	69,33
2		22,38	22,38	77,62
1,6		15,43	15,43	84,57
1,25		12,29	12,29	87,71
1		9,04	9,04	90,96
0,8		7,5	7,5	92,5
0,5		5,39	5,39	94,61
0,315		4,77	4,77	95,23
0,2		3,95	3,95	96,05
0,125		3,23	3,23	96,77
0,1		2,43	2,43	97,57
0,08		1,91	1,91	98,09

Tableau 27 : Matériau calcaire sous l'essai oedométrique, Pourcentages des tamisats cumulés pour la granulométrie 10/16 à l'état humide sous 640 Kpa

ANNEXE 2

Présentation des résultats :

Dans cette annexe 2 on va présenter plusieurs graphes de classe granulaire pour chaque type de matériau en fonction du type de chargement

L'écrasement est étudié en comparant les courbes granulométriques avant et après chaque type d'essai.

Différente courbes des essais :

1. Matériau grés :

- **Essai de cisaillement** : pour les trois classes granulaires (0/6; 6/10; 10/16) sous une contrainte de 400 Kpa
- **Essai Proctor** : pour les trois classes (0/6; 6/10; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups.
- **Essai oedométrique** : pour les trois classes granulaires (0/6; 6/10; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa.

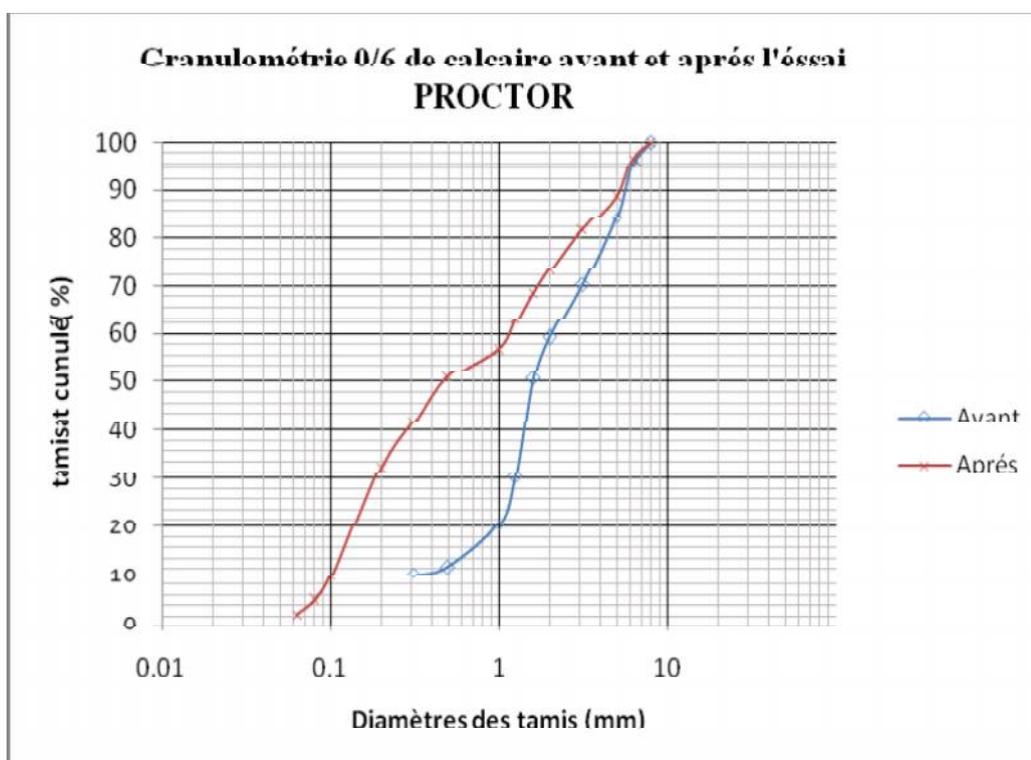


Figure 1 : Granulométrie 0/6 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR

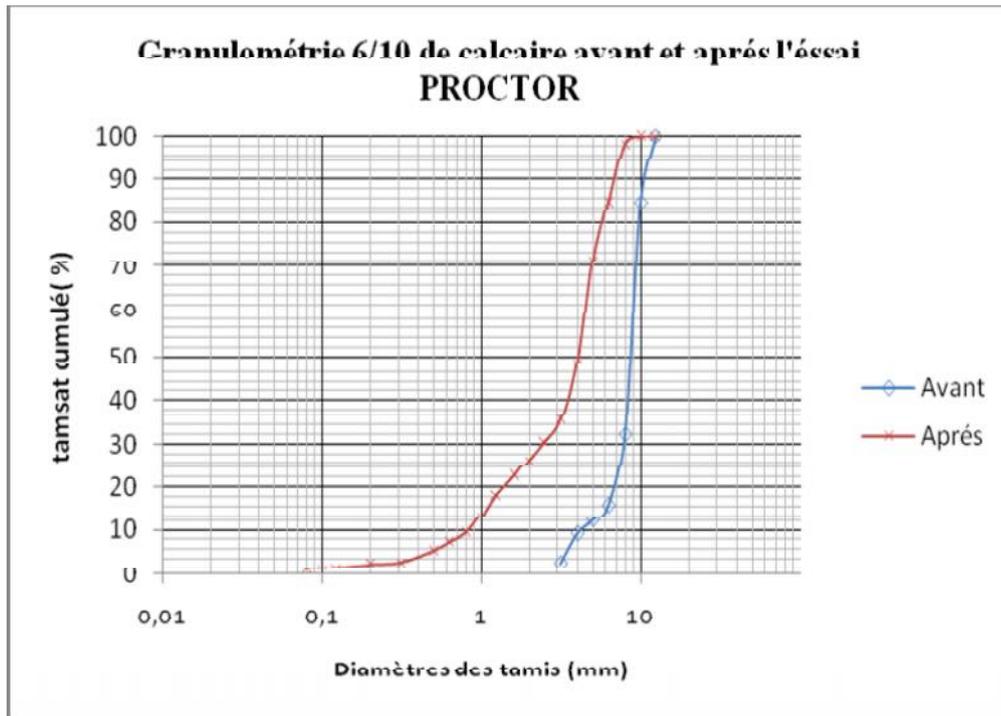


Figure 2 : Granulométrie 6/10 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR

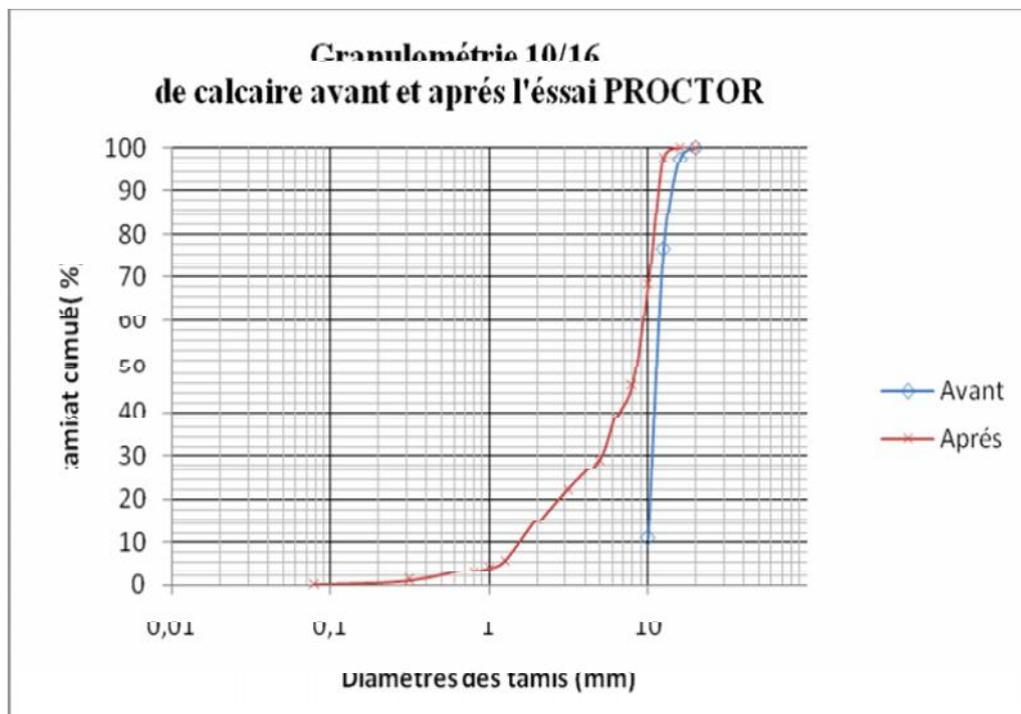


Figure 3 : Granulométrie 10/16 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR

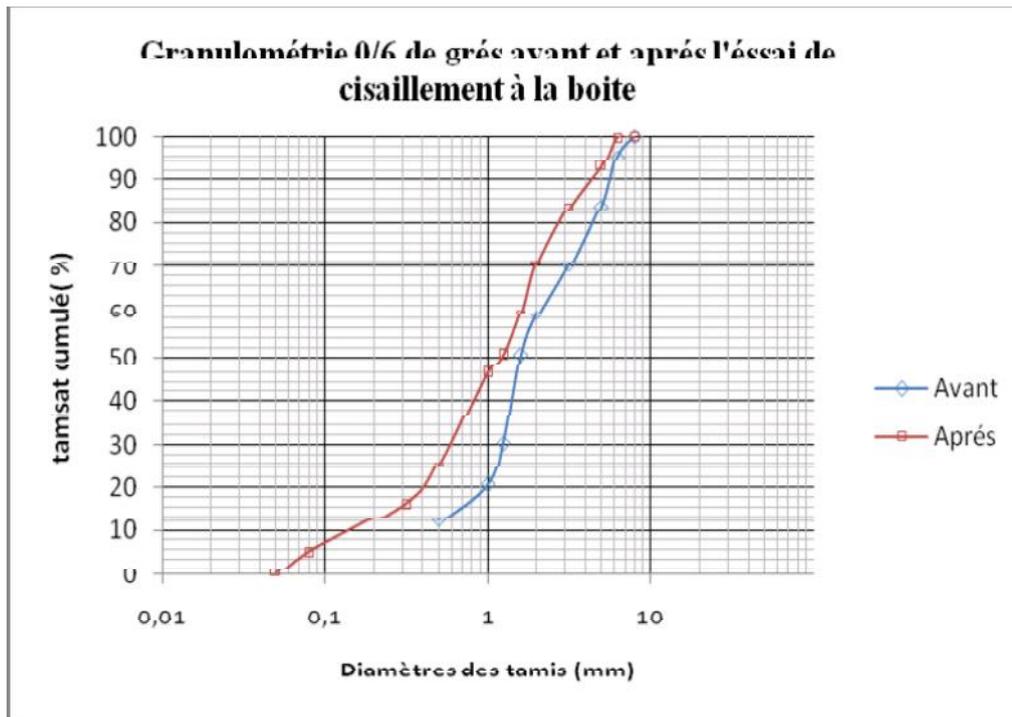


Figure 4 : Granulométrie 0/6 du matériau grés avant et après l'essai de cisaillement a la boîte

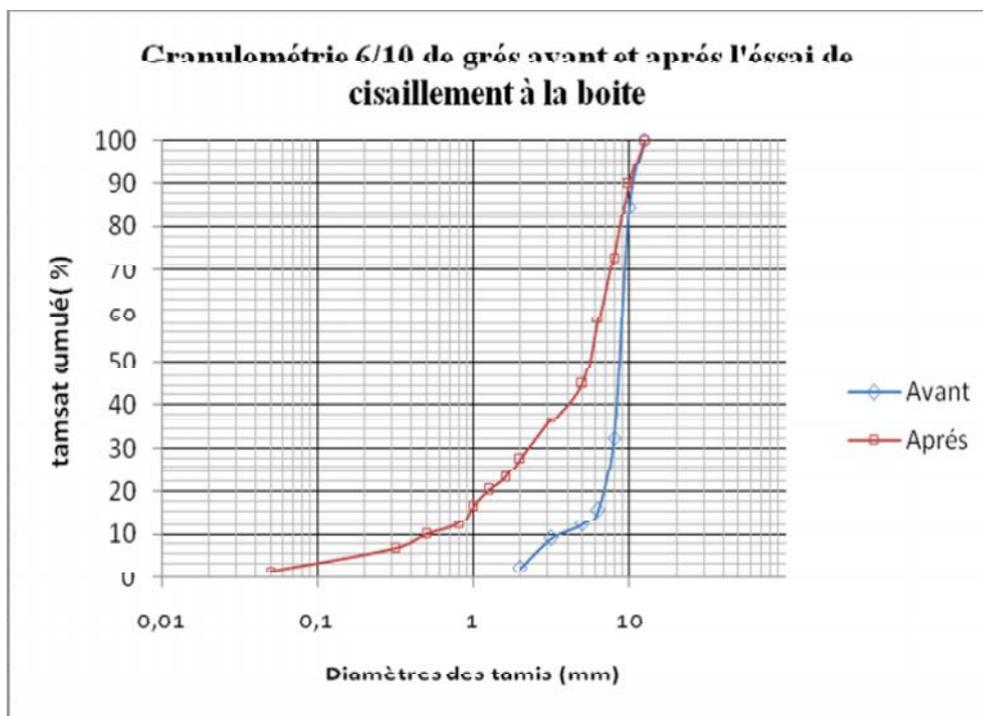


Figure 5 : Granulométrie 6/10 du matériau grés avant et après l'essai de cisaillement a la boîte

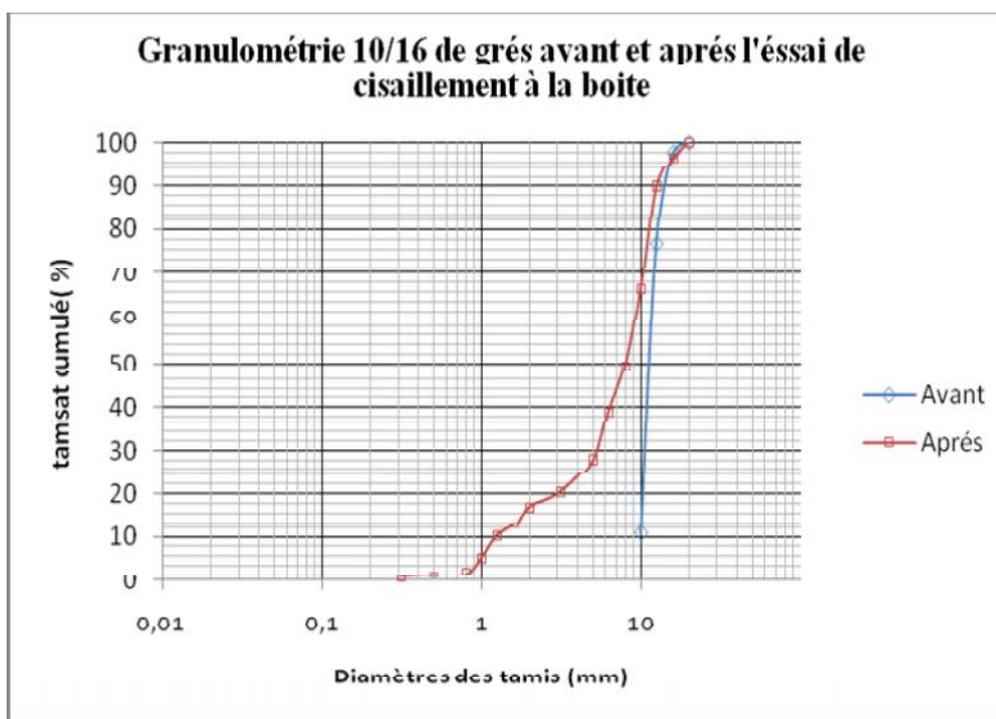


Figure 6 : Granulométrie 10/16 du matériau grés avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

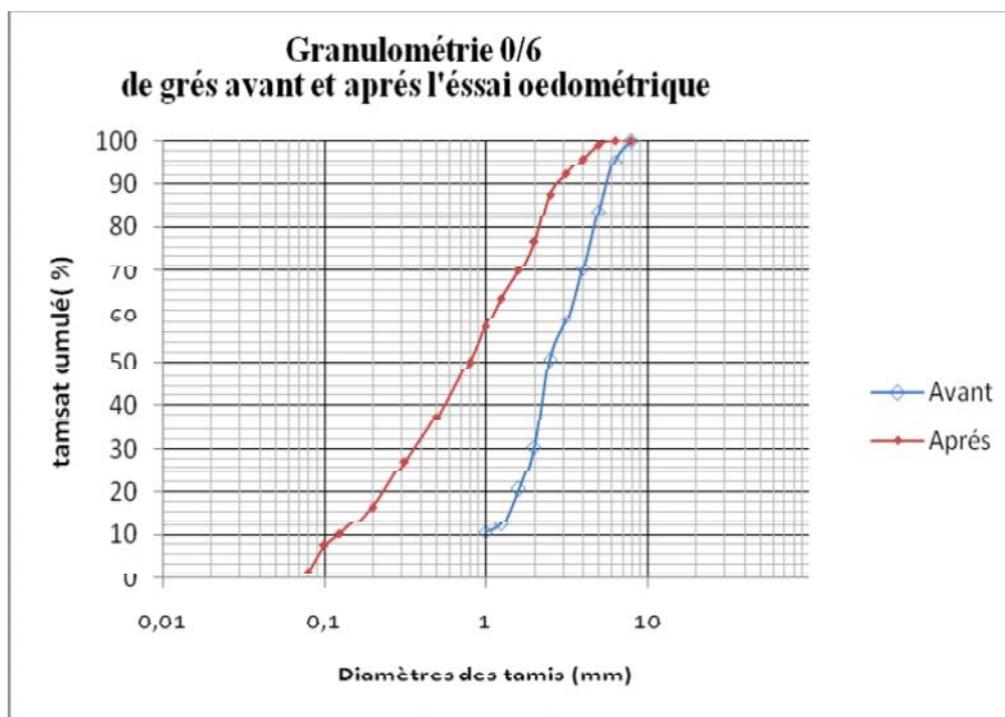


Figure 7 : Granulométrie 0/6 du matériau grés avant et après l'essai oedométrique

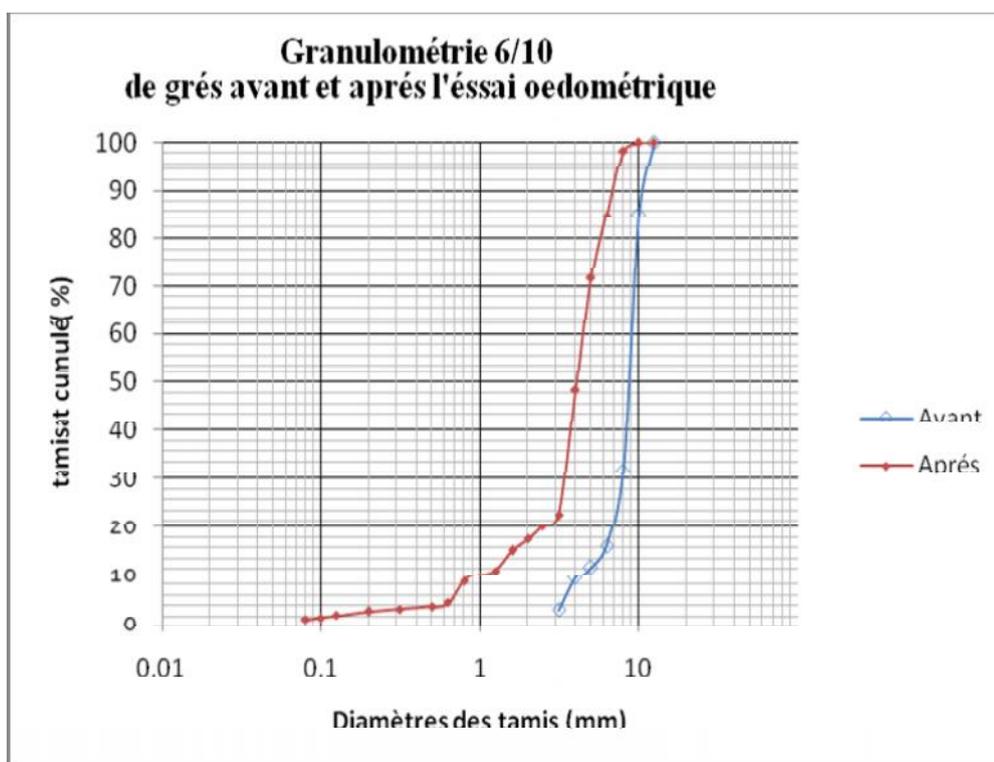


Figure 8 : Granulométrie 6/10 du matériau grés avant et après l'essai oedométrique

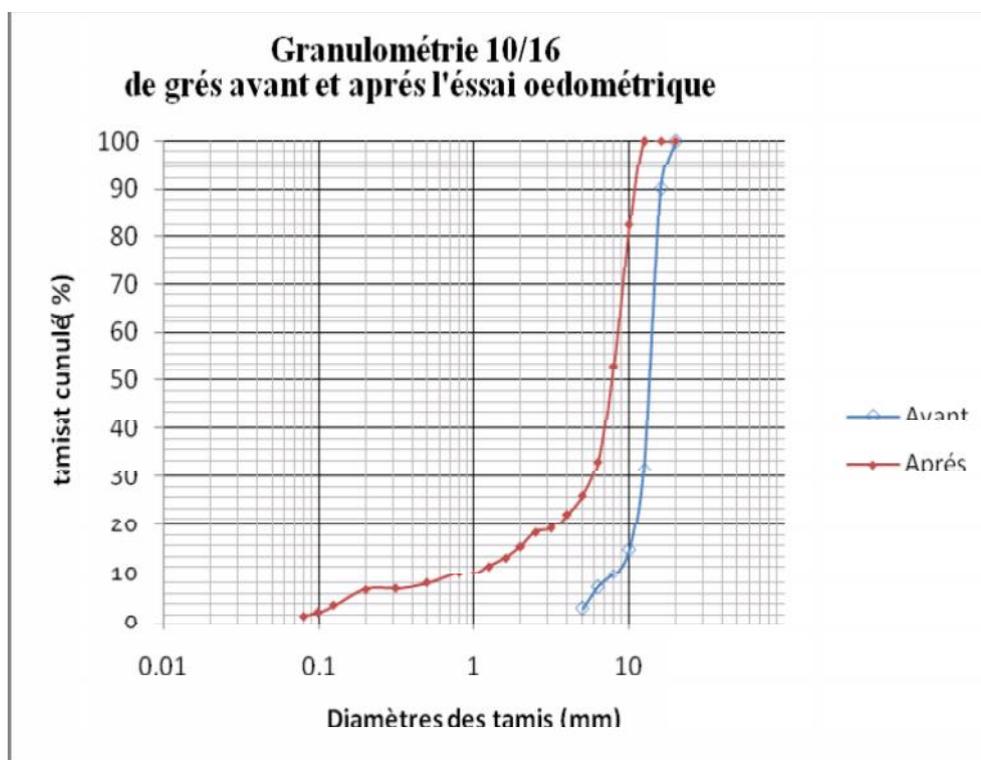


Figure 9 : Granulométrie 10/16 du matériau grés avant et après l'essai oedométrique

2. Matériau calcaire :

- Essai de cisaillement : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 4 bar.
- Essai Proctor : pour les trois classes (0/6 ; 6/10 ; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups.
- Essai oedométrique : pour les trois classes granulaires (0/6 ; 6/10 ; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa.

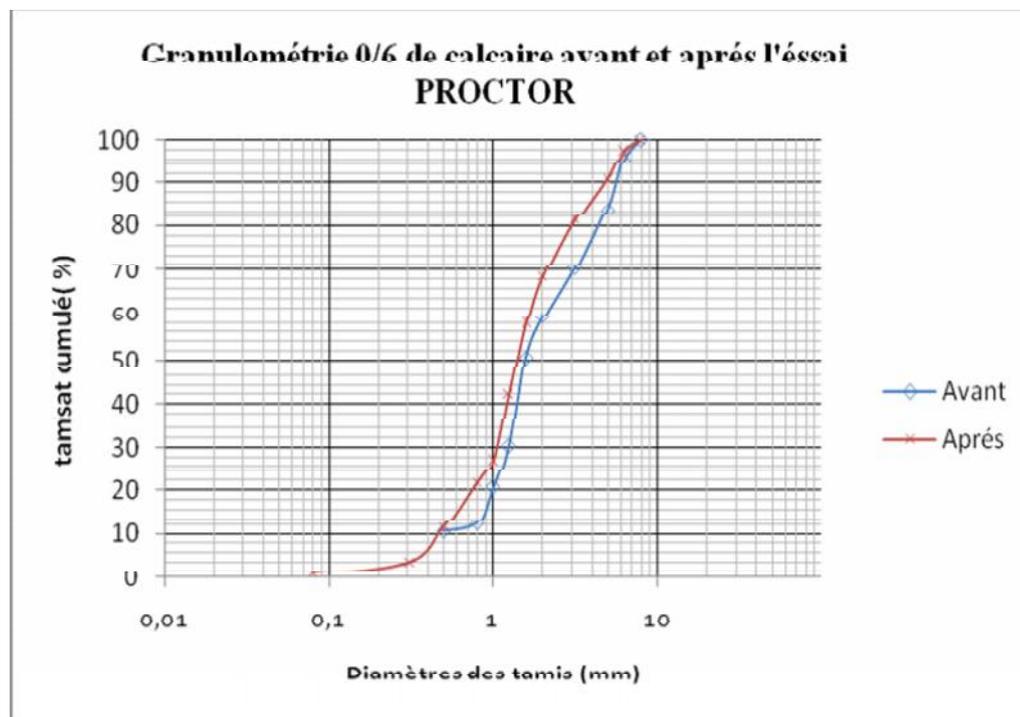


Figure 10 : *Granulométrie 0/6 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR*

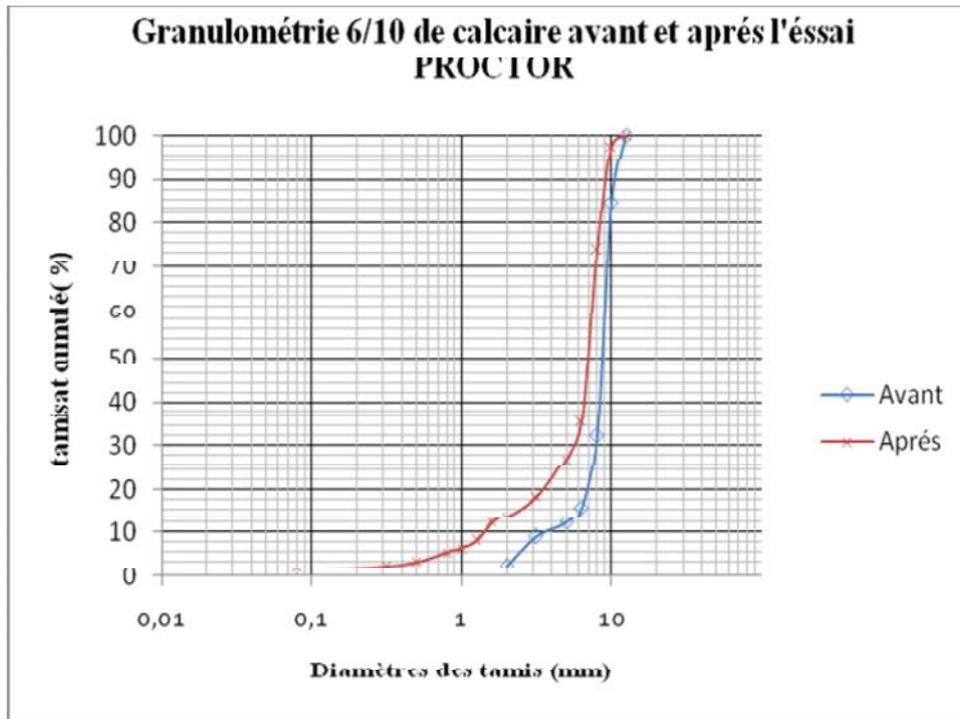


Figure 11 : Granulométrie 6/10 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR

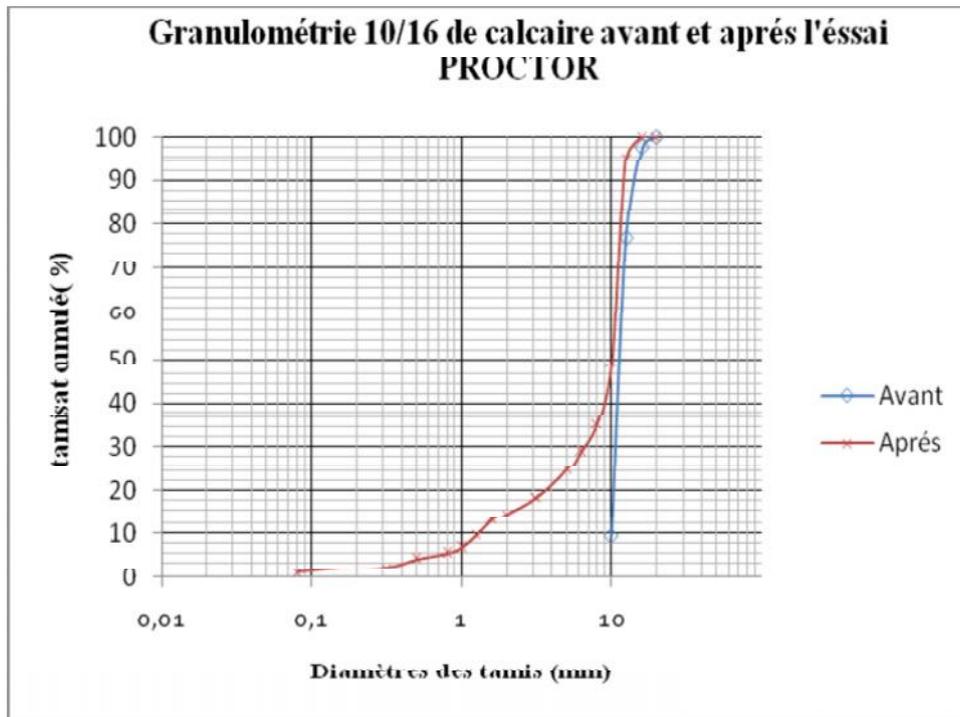


Figure 12 : Granulométrie 10/16 du matériau calcaire avant et après l'essai PROCTOR

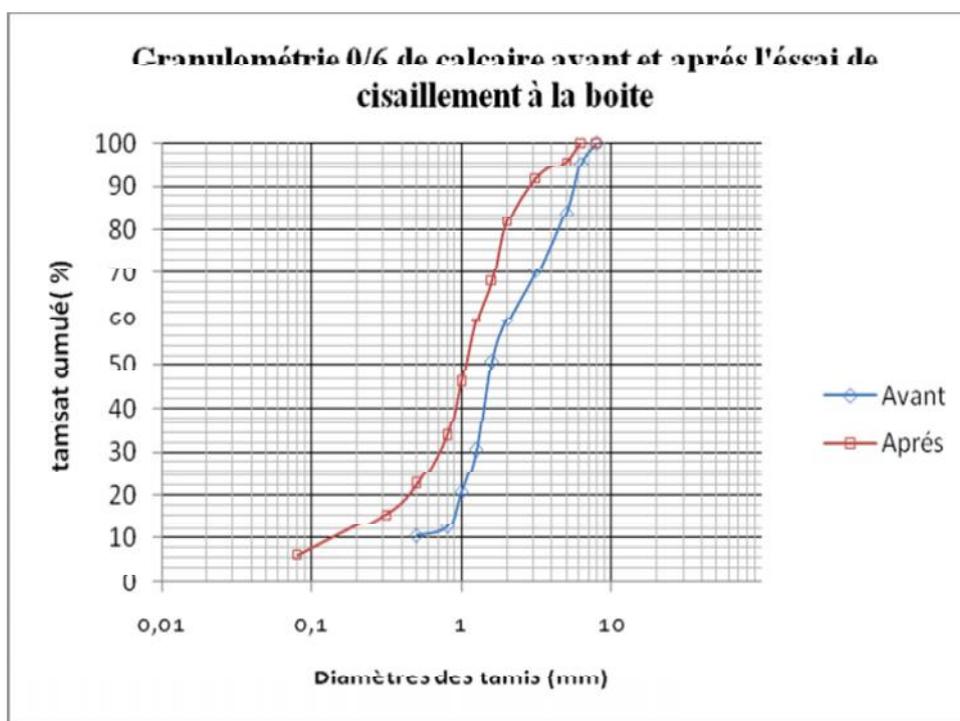


Figure 13 : Granulométrie 0/6 du matériau calcaire avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

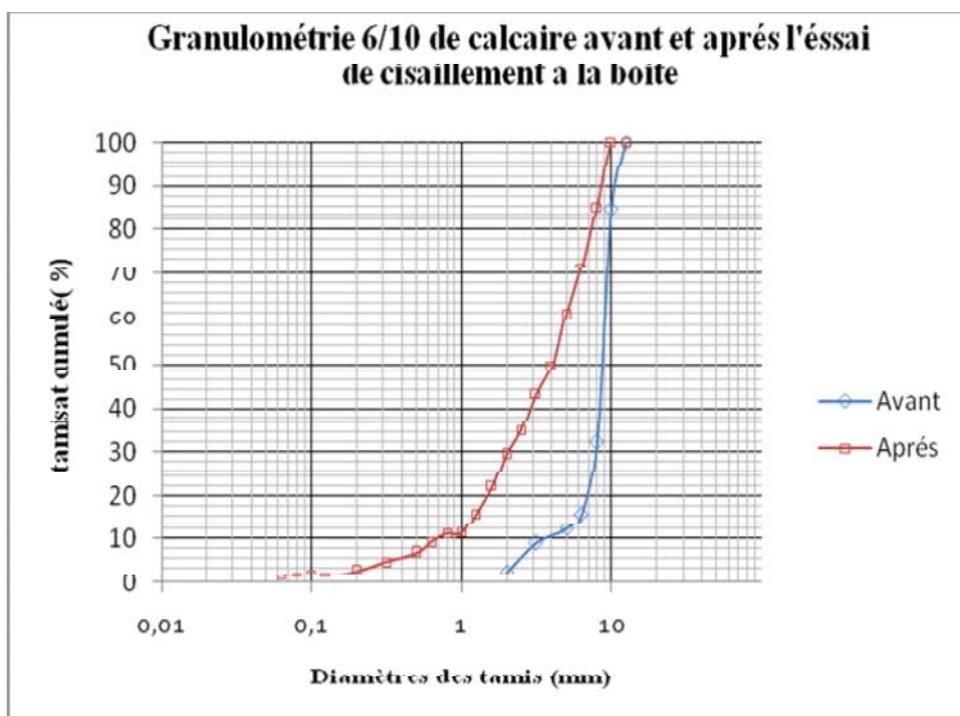


Figure 14 : Granulométrie 6/10 du matériau calcaire avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

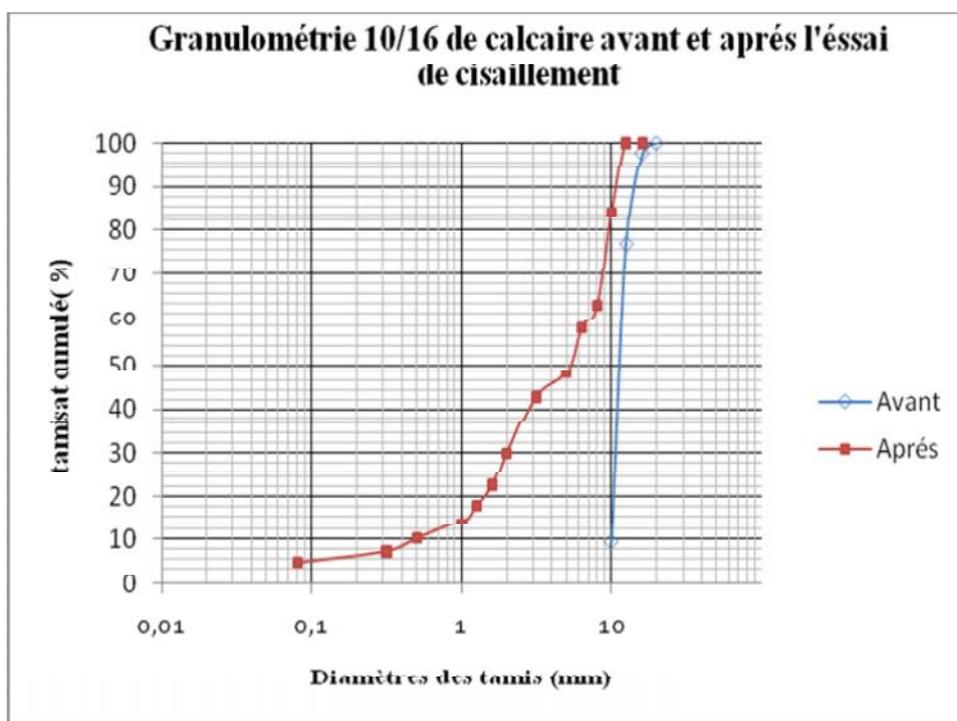


Figure 15 : Granulométrie 10/16 du matériau calcaire avant et après l'essai de cisaillement a la boite

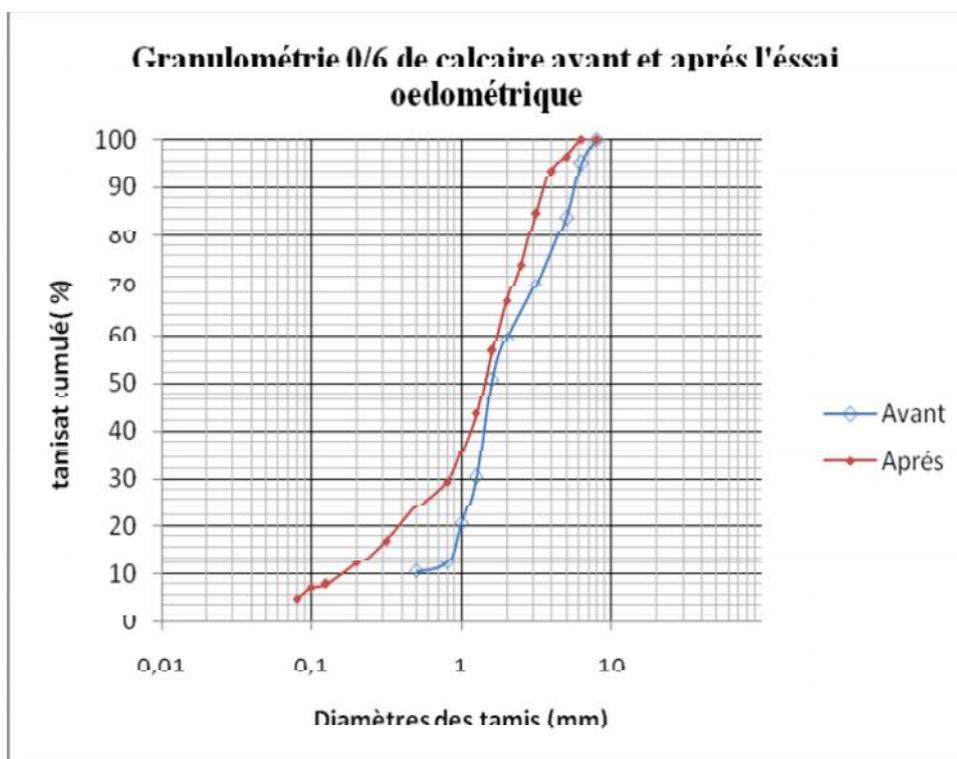


Figure 16 : Granulométrie 0/6 du matériau calcaire avant et après l'essai oedométrique

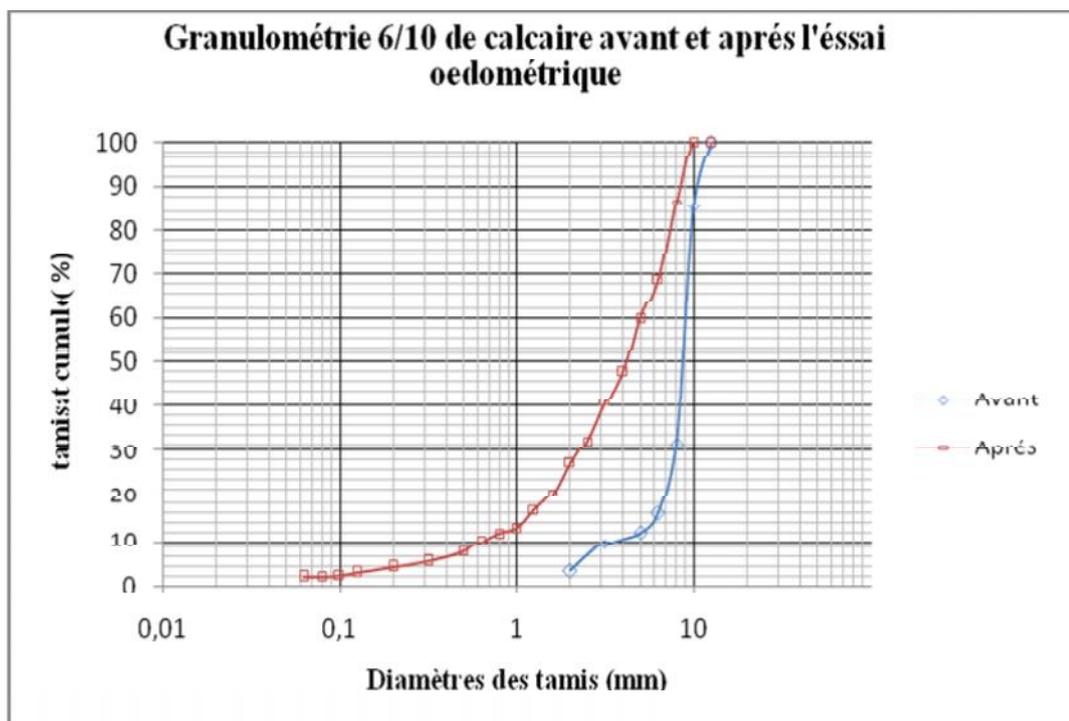


Figure 17 : Granulométrie 6/10 du matériau calcaire avant et après l'essai oedométrique

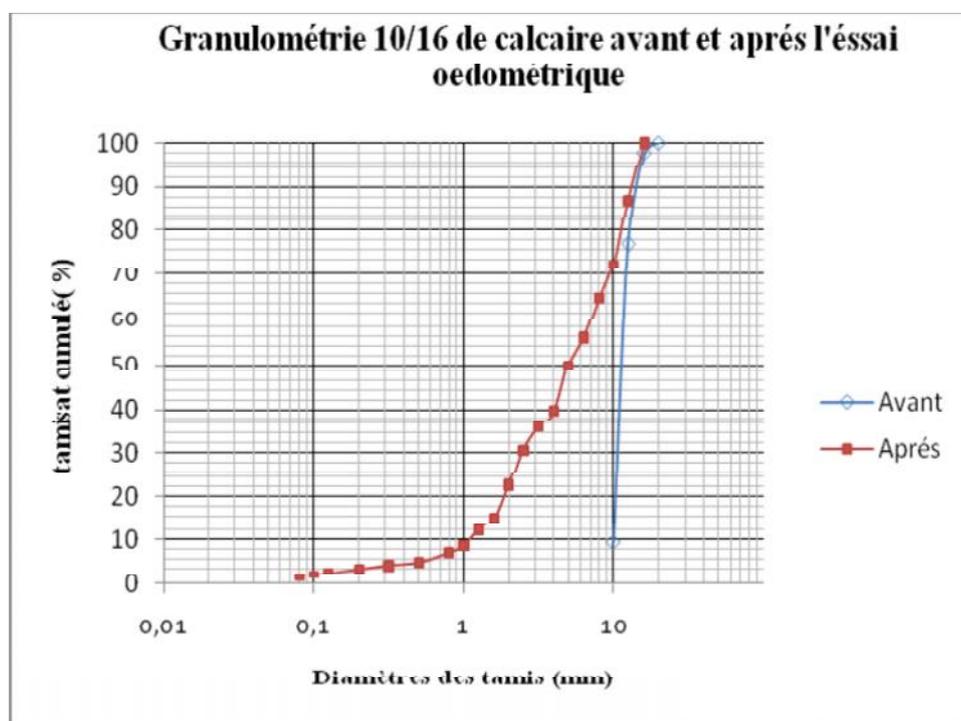


Figure 18 : Granulométrie 10/16 du matériau calcaire avant et après l'essai oedométrique

3. Matériau granit :

- Essai de cisaillement : pour les trois classes granulaires (0/6; 6/10; 10/16) sous une contrainte de 4 bar.
- Essai Proctor : pour les trois classes (0/6; 6/10; 10/16) granulaires sous la charge de 55 coups.
- Essai oedométrique : pour les trois classes granulaires (0/6; 6/10; 10/16) sous une contrainte de 640 Kpa.

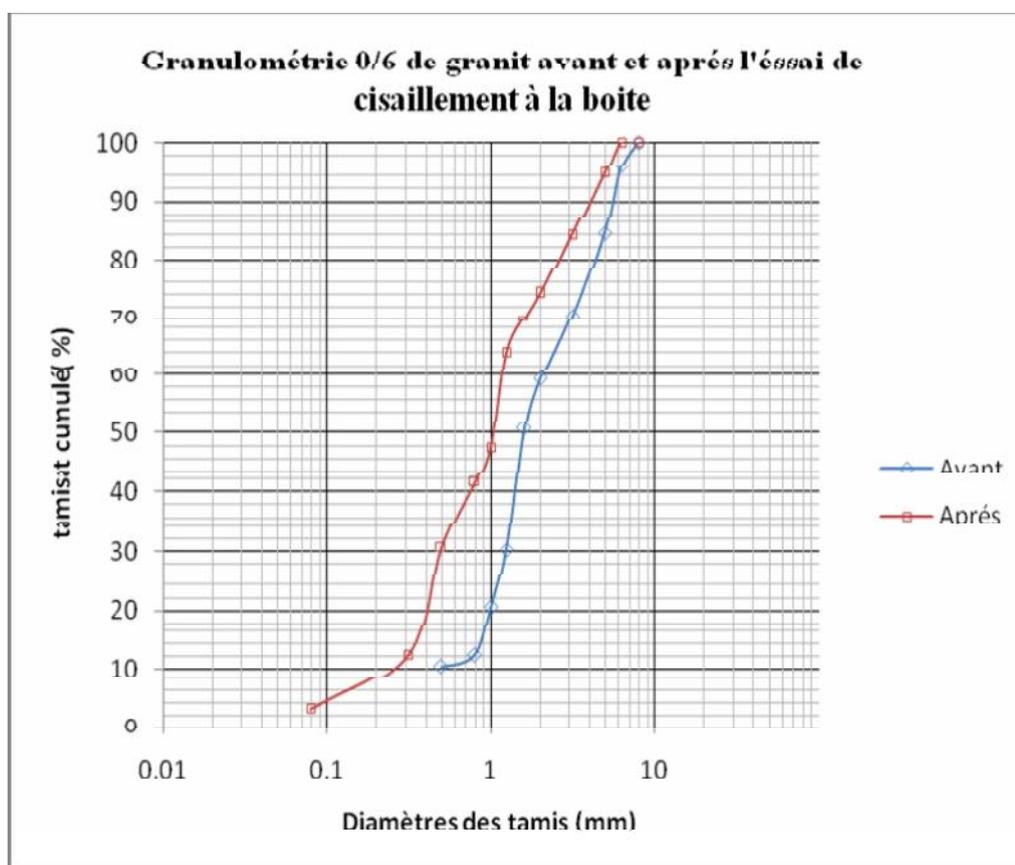


Figure 19 : Granulométrie 0/6 du matériau granite avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

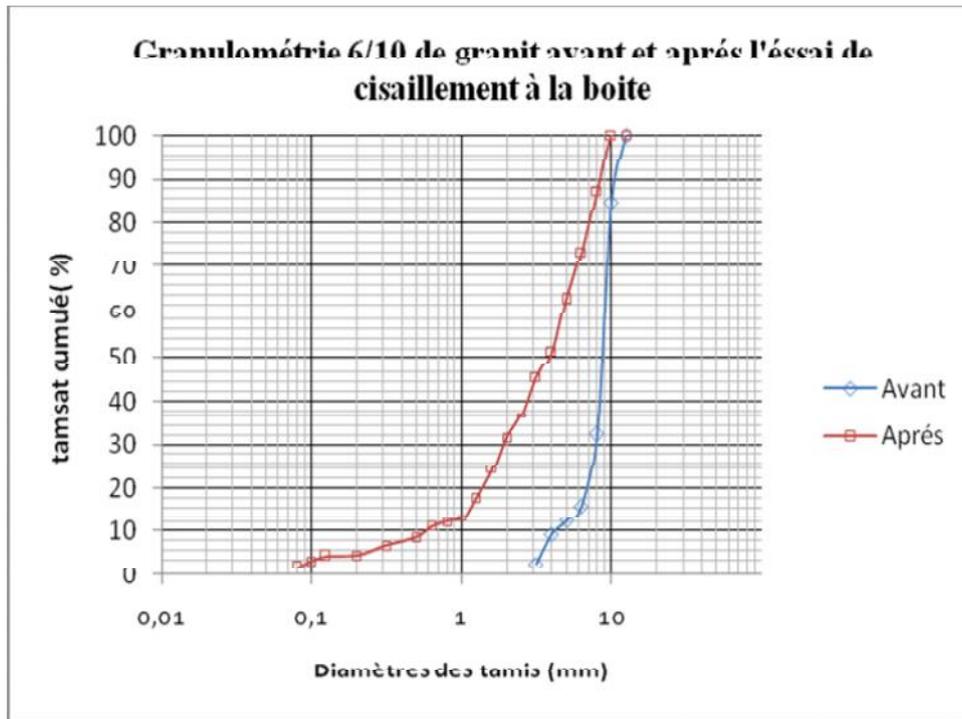


Figure 20 : Granulométrie 6/10 du matériau granite avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

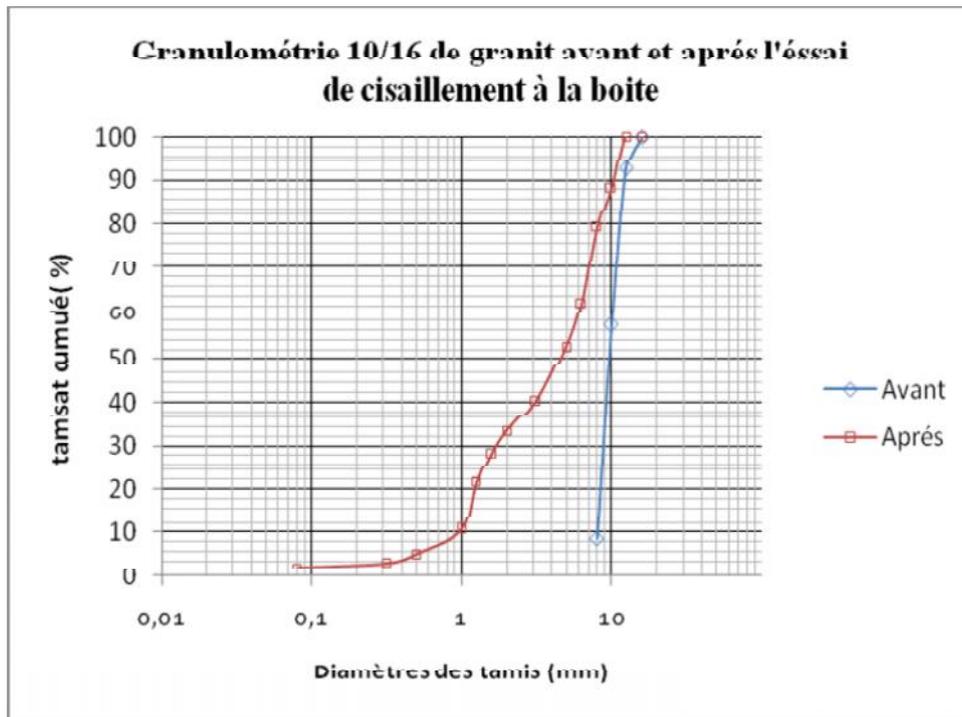


Figure 21 : Granulométrie 10/16 du matériau granite avant et après l'essai de cisaillement à la boîte

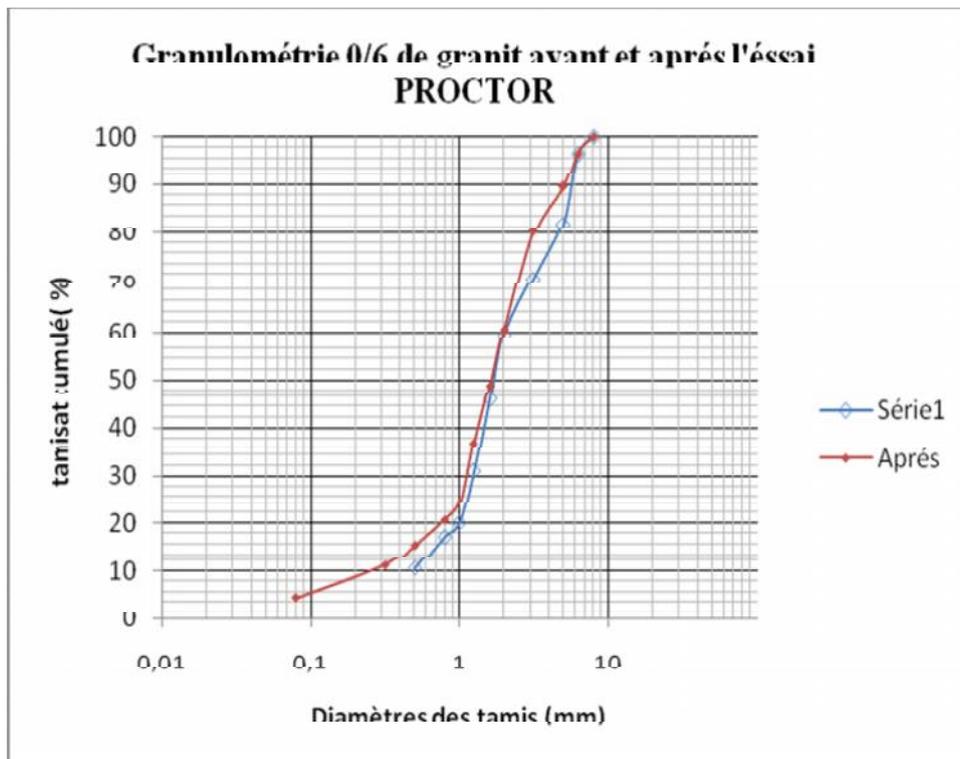


Figure 22 : Granulométrie 0/6 du matériau granite avant et après l'essai PROCTOR

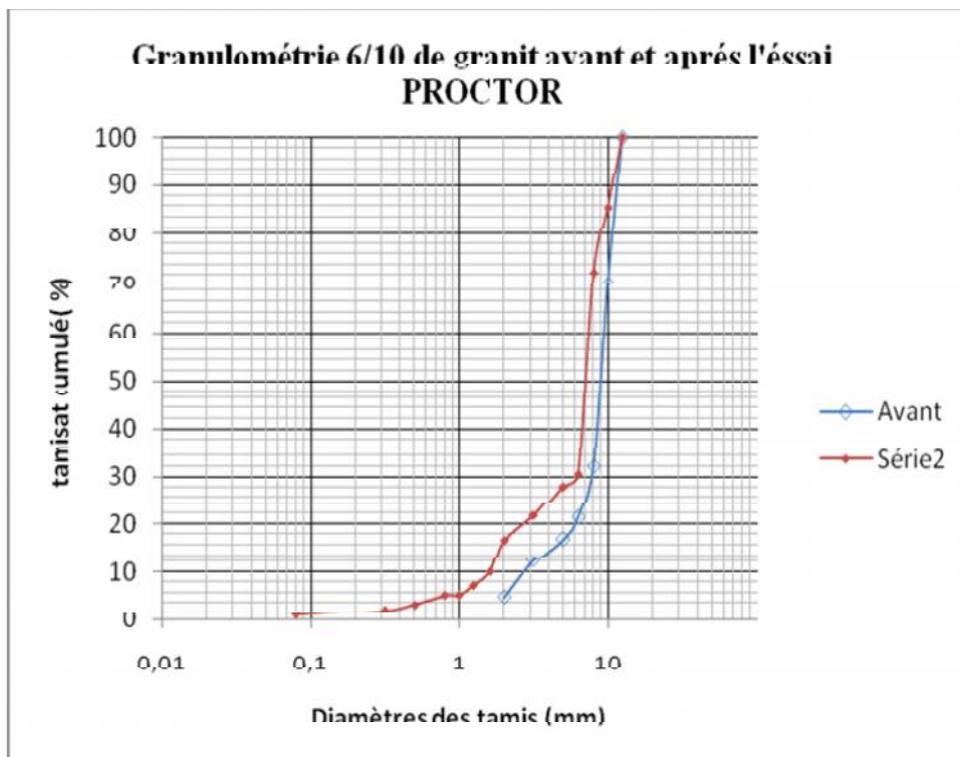


Figure 23 : Granulométrie 6/10 du matériau granite avant et après l'essai PROCTOR

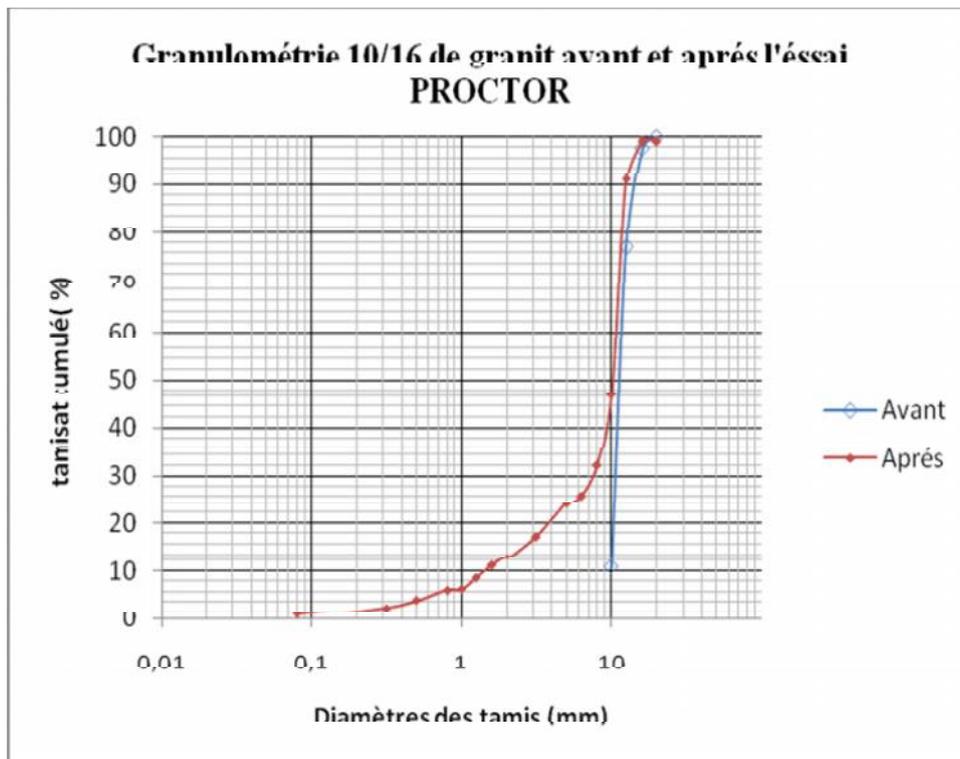


Figure 24 : Granulométrie 10/16 du matériau granite avant et après l'essai PROCTOR

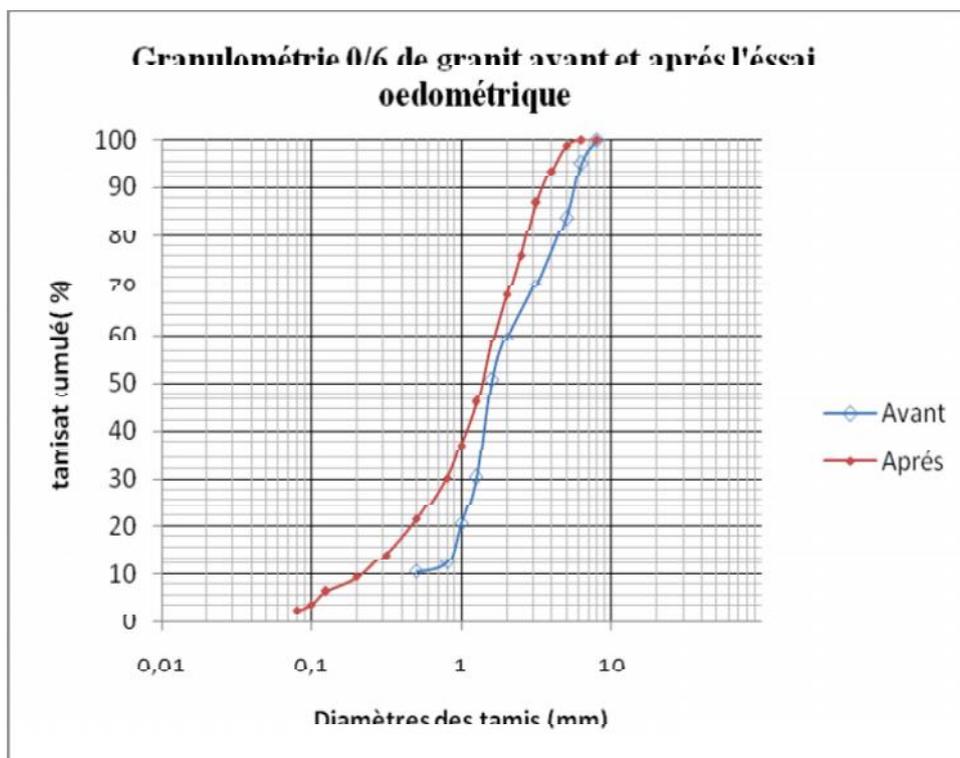


Figure 25 : Granulométrie 0/6 du matériau granite avant et après l'essai oedométrique

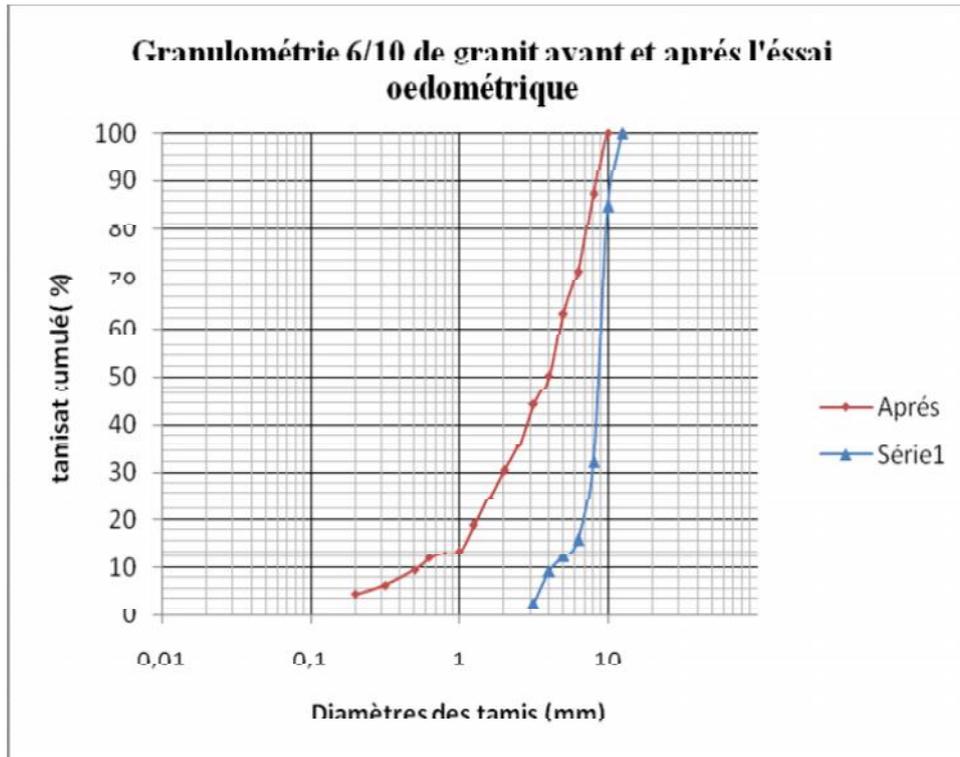


Figure 26 : Granulométrie 6/10 du matériau granite avant et après l'essai oedométrique

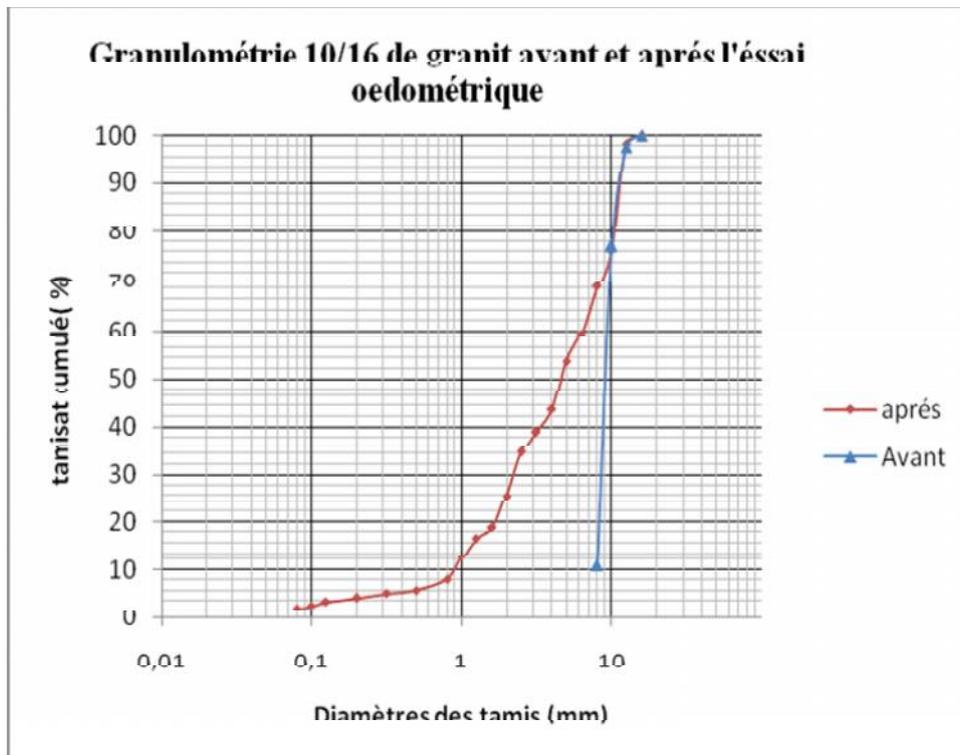


Figure 25 : Granulométrie 10/16 du matériau granite avant et après l'essai oedométrique

ANNEXE 3

Différents tableaux des essais de perméabilité :

Dans cette Annexe 3, on va représenter les différents résultats d'essais de la perméabilité à charge constante avant et après les essais d'écrasement (Proctor, cisaillement et Oedométrique) et cela sous différentes granulométries (0/6 ; 6/10 ; 10/16) et qui seront présentées pour chaque matériau (grés, granite et calcaire) dans des tableaux.

La perméabilité des classe 10/16 est immesurable car il ya apparition des turbulences, Donc on ne peut pas appliquer l'équation de Darcy.

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
2	10,7	10,3	16,65	74,4	74,1	54,7	20,1	44,179	0,196	5,69	13,77	9,35	2,197	0,91	0,799	0,188029	0,085	0,0809651	0,118008839
3	21,95	22,05	24,55	85,4	85,2	59,4	20,1	44,179	0,196	6,88	16,32	11,48	1,809	0,76	0,596	0,154867	0,071	0,0604234	0,09543413
4	20,75	30,9	36,25	86,9	85	72,8	20,1	44,179	0,196	3,31	10,96	6,97	3,925	0,969	1,03	0,335928	0,0906	0,10438	0,176963478
5	24,85	34,9	37,55	88,2	84,6	74,1	20,1	44,179	0,196	3,91	11,73	7,39	3,182	0,832	0,971	0,272321	0,0778	0,0983784	0,14949106
6	24,85	34,75	37,8	85,4	85,4	79	20,1	44,179	0,196	3,23	10,53	6,63	3,686	0,944	1,221	0,315435	0,0882	0,1237275	0,175796764
																			0,143138854

Tableau 28 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (0/6) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			K (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	2,5	8,7	6,6	94,2	90,1	84,5	3,2	44,179	0,196	0,82	1,63	2,07	21,97	7,718	7,386	11,80924	4,5312	4,702083	7,014171451
2	3,5	7,7	5,5	89,9	95,7	89,8	3,2	44,179	0,196	1,03	1,72	2,41	16,41	7,168	6,866	8,823589	4,2083	4,3713081	5,801050816
3	7,9	6,1	2,8	90,1	97,8	94,1	3,2	44,179	0,196	1,91	1,54	2,20	8,431	8,168	8,133	4,532388	4,7957	5,1774803	4,835191548
4	7,3	7,5	3,1	92,2	99,1	96,2	3,2	44,179	0,196	1,41	1,30	2,11	11,86	8,522	8,661	6,374287	5,0032	5,5140171	5,6305077
5	8,4	8,1	2,2	93,7	99,5	97,4	3,2	44,179	0,196	1,91	1,13	2,12	8,774	8,463	8,815	4,71701	4,9687	5,6117972	5,099184279
6	8,1	8,3	9,5	91,7	98,3	98,1	3,2	44,179	0,196	1,26	1,61	2,15	13,04	8,224	8,096	7,011042	4,8285	5,1543081	5,664625842
																			5,674121939

Tableau 29 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (6/10) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm ²)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
2	85	43,1	9,9	96,2	55,3	22,8	22,4	44,179	0,196	10,8	11,96	13,8	0,203	0,2	0,183	0,018486	0,0168	0,0140618	0,016445442
3	85,2	43	10,9	96	55,7	24,6	22,4	44,179	0,196	9,13	15,01	16,6	0,232	0,166	0,162	0,02111	0,0139	0,0124765	0,01583926
4	84,8	43,8	11,6	96,3	55,1	24,4	22,4	44,179	0,196	10,4	11,35	12,1	0,217	0,195	0,208	0,019765	0,0164	0,0160026	0,017385325
5	84,7	43,3	11,5	95,9	54,7	23,2	22,4	44,179	0,196	9,33	10,19	11,4	0,236	0,22	0,201	0,021424	0,0184	0,0154337	0,018425901
6	85,7	43,2	12,3	98,6	56,3	25,7	22,4	44,179	0,196	17,8	18,45	19,5	0,142	0,139	0,135	0,01292	0,0117	0,0103644	0,011657935
																			0,015950773

Tableau 30 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm ²)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	5,7	7,7	4,3	94,4	97,1	83,1	21,2	44,179	0,196	1,40	2,14	3,25	12,44	8,19	4,76	1,195117	0,7258	0,3862148	0,769031786
2	5,6	5,4	2,8	97,9	98,9	87,6	21,2	44,179	0,196	1,50	2,35	3,85	12,08	7,82	4,319	1,160715	0,693	0,3504597	0,734739213
3	5,2	7,8	4,3	96,2	93,6	89,7	21,2	44,179	0,196	1,66	2,49	3,69	10,78	6,764	4,545	1,035849	0,5994	0,3687956	0,668024888
4	7,5	6,1	8,5	96,6	94,7	86,1	21,2	44,179	0,196	1,25	2,09	3,20	13,99	8,322	4,76	1,344568	0,7375	0,3862761	0,82276769
5	9,8	6,2	9,2	97,1	94,3	80,8	21,2	44,179	0,196	1,09	2,34	3,90	15,72	7,391	3,6	1,510785	0,655	0,2921175	0,819285496
6	8,1	9,3	4,7	89,9	92,8	86,3	21,2	44,179	0,196	1,69	2,49	3,60	9,526	6,583	4,449	0,915344	0,5834	0,3610553	0,619936183
																			0,738964209

Tableau 31 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (6/10) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	7,2	3,4	5,3	93	88,9	83,3	22,3	44,179	0,196	0,48	0,816	0,99	35,36	20,57	15,41	2,728157	1,7328	1,4075488	1,956180735
2	5,2	8,4	2,2	88,7	94,5	88,6	22,3	44,179	0,196	0,39	0,74	0,91	42,03	22,86	18,74	3,242194	1,9255	1,7115564	2,293087809
3	4,6	9,8	3,5	88,9	96,6	92,9	22,3	44,179	0,196	0,44	0,737	0,86	37,46	23,11	20,44	2,889802	1,9471	1,8668816	2,234591949
4	5	9,2	4,8	91	97,9	95	22,3	44,179	0,196	0,37	0,572	0,97	45,38	30,47	18,3	3,500843	2,5668	1,6718664	2,579830298
5	6,1	10,2	3,9	92,5	98,3	96,2	22,3	44,179	0,196	0,61	0,758	1,05	28,02	22,81	17,28	2,161703	1,9215	1,578626	1,887283248
6	4,8	13	6,2	90,5	97,1	96,9	22,3	44,179	0,196	0,57	0,823	1,12	29,71	20,07	15,94	2,291868	1,6905	1,4564558	1,812934309
																			2,127318058

Tableau 32 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	72,6	72,8	78,9	75,1	86,1	79,5	15,9	44,179	0,196	6,01	14,58	10,6	0,082	0,179	0,011	0,010462	0,0212	0,0012022	0,010940907
2	35,4	32,6	43,3	45,4	39,1	49,7	15,9	44,179	0,196	6,83	16,52	11,22	0,287	0,077	0,112	0,036824	0,0091	0,0121147	0,019355037
3	45,9	46,1	51,1	48,4	70,2	59,4	15,9	44,179	0,196	8,26	19,58	13,77	0,059	0,242	0,118	0,007612	0,0285	0,0128017	0,016321061
4	67,5	67,8	72,5	71,9	70	72,8	15,9	44,179	0,196	3,97	13,15	8,36	0,218	0,033	0,007	0,027875	0,0039	0,0007621	0,010839234
5	69,7	69,8	75,1	73,2	81,6	79,1	15,9	44,179	0,196	4,69	14,07	8,87	0,146	0,165	0,089	0,018769	0,0195	0,0095777	0,015933206
6	69,7	69,5	75,6	80,4	80,4	79	15,9	44,179	0,196	3,87	12,64	7,95	0,543	0,169	0,084	0,069539	0,02	0,0090832	0,032874545
																			0,017710665

Tableau 33 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	52,5	62,7	65,6	79,2	95,1	94,5	23,2	44,179	0,196	5,35	10,3	12,8	0,98	0,617	0,443	0,726426	0,5	0,3891802	0,538549343
2	50,5	69,7	62,5	79,9	96,7	89,8	23,2	44,179	0,196	7,2	10,83	13,47	0,802	0,489	0,398	0,594359	0,3963	0,3493477	0,446671835
3	49,9	71,1	63,8	76,1	97,8	94,9	23,2	44,179	0,196	6,89	9,73	12,35	0,746	0,539	0,494	0,553498	0,4362	0,4340665	0,474591922
4	50,3	72,5	65,1	78,2	99,1	96,2	23,2	44,179	0,196	5,06	8,22	13,22	1,082	0,635	0,462	0,802579	0,5144	0,4055009	0,57416276
5	51,4	73,1	64,2	75,7	99,5	97,4	23,2	44,179	0,196	6,87	9,08	14,41	0,694	0,571	0,452	0,514853	0,4622	0,3971339	0,458057647
6	50,1	72,3	66,5	74,7	98,3	98,1	23,2	44,179	0,196	8,13	10,14	15,56	0,594	0,503	0,399	0,440432	0,4076	0,3500583	0,399363211
																			0,481899453

Tableau 34 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (6/10) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	4,9	2,7	2,2	80,9	79,1	96,3	19,2	44,179	0,196	6,35	10,88	13,25	2,349	1,378	1,394	2,105041	1,3488	1,479188	1,644345232
2	4,5	3	2,3	82,5	78,5	95,1	19,2	44,179	0,196	5,2	9,86	12,07	2,945	1,503	1,509	2,638226	1,4708	1,601365	1,903465466
3	4,9	2,9	1,9	83,1	77,9	94,3	19,2	44,179	0,196	5,89	9,83	11,45	2,606	1,498	1,584	2,335136	1,4655	1,6808003	1,827153447
4	4,3	3,5	2,1	82,1	78,8	96,2	19,2	44,179	0,196	4,96	7,62	12,9	3,079	1,94	1,432	2,75879	1,8981	1,519321	2,058745916
5	4,4	3,1	4,2	85,5	79,9	98,4	19,2	44,179	0,196	8,07	10,11	13,98	1,973	1,491	1,323	1,767535	1,4591	1,4034384	1,54336927
6	4,2	2,8	2,5	82,3	89,1	99,1	19,2	44,179	0,196	7,55	10,97	14,89	2,031	1,544	1,274	1,819386	1,5111	1,3512387	1,560570377
																			1,756274951

Tableau 35 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	72,6	72,8	79,9	75,1	73,1	80,5	23,2	44,179	0,196	8,01	16,58	12,6	0,061	0,004	0,009	0,053799	0,0029	0,0082081	0,02162765
2	35,4	32,6	43,3	36,4	33,1	45,7	23,2	44,179	0,196	9,83	18,52	14,22	0,02	0,005	0,033	0,014807	0,0043	0,0290921	0,016063733
3	45,9	46,1	51,1	47,4	47,2	52,4	23,2	44,179	0,196	8,26	20,58	13,77	0,036	0,01	0,019	0,026433	0,0085	0,0162732	0,017067569
4	67,5	67,8	72,5	68,9	69	75,8	23,2	44,179	0,196	7,97	18,15	13,36	0,034	0,013	0,048	0,025568	0,0105	0,0425765	0,026218318
5	69,7	69,8	75,1	71,2	72,6	76,1	23,2	44,179	0,196	9,69	19,07	12,87	0,03	0,029	0,015	0,022532	0,0233	0,0133932	0,019755184
6	69,7	69,5	75,6	71,4	73,4	76,8	23,2	44,179	0,196	7,87	19,64	11,95	0,042	0,039	0,02	0,031442	0,0316	0,0173092	0,02677239
																			0,021250808

Tableau 36 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (0/6) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	52,5	52,7	75,6	84,2	90,1	84,5	23,8	44,179	0,196	5,35	10,3	12,8	1,163	0,713	0,136	0,840718	0,5627	0,1168299	0,506735097
2	50,5	59,7	72,5	79,9	95,7	89,8	23,8	44,179	19,63	7,2	10,83	13,47	0,802	0,653	0,252	0,579375	0,5151	0,2158005	0,436755354
3	49,9	61,1	73,8	80,1	97,8	94,1	23,8	44,179	19,63	6,89	9,73	12,35	0,86	0,74	0,323	0,621917	0,5845	0,2761868	0,494191631
4	50,3	62,5	65,1	82,2	98,1	96,2	23,8	44,179	19,63	5,06	8,22	13,22	1,238	0,85	0,462	0,89451	0,6711	0,3952782	0,653629579
5	51,4	63,1	64	83,7	98,5	97,4	23,8	44,179	19,63	6,87	9,08	14,41	0,923	0,765	0,455	0,6671	0,6041	0,3894542	0,553559688
6	50,1	62,3	66,5	81,7	98,3	97,1	23,8	44,179	19,63	8,13	10,14	15,56	0,763	0,697	0,386	0,551495	0,5501	0,3304348	0,477356907
																			0,520371376

Tableau 37 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (6/10) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	4,9	4,7	3,2	79,9	89,1	96,3	20,5	44,179	0,196	5,35	7,88	10,25	2,752	2,103	1,783	2,309275	1,9269	1,7718331	2,00265388
2	4,5	4,3	3,3	75,5	88,5	95,1	20,5	44,179	0,196	5,2	8,86	11,07	2,68	1,866	1,628	2,249174	1,7097	1,6176779	1,858838939
3	4,9	4,9	2,9	74,1	87,9	94,3	20,5	44,179	0,196	5,89	8,83	11,45	2,306	1,845	1,567	1,935347	1,691	1,557176	1,727849322
4	5,3	4,5	3,1	77,1	88,8	96,2	20,5	44,179	0,196	4,96	7,62	10,9	2,842	2,172	1,677	2,384574	1,9902	1,6661733	2,013662125
5	6,4	4,1	3,2	80,5	89,9	98,4	20,5	44,179	0,196	6,07	7,11	13,98	2,396	2,369	1,337	2,010933	2,171	1,3283936	1,83675961
6	2,1	4,8	3,1	88,3	92,1	99,1	20,5	44,179	0,196	5,55	9,97	12,89	3,049	1,719	1,462	2,558482	1,5753	1,4528317	1,862190539
																			1,883659069

Tableau 38 : Perméabilité du grès de classe granulométrique (10/16) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1			tub1						t1			q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	32,1	32,1	32,1	58,9	58,9	58,9	4,9	44,18	0,196	8,85	8,85	8,85	0,594	0,594	0,594	0,247	0,247	0,247	0,247141856
2	34,5	34,5	34,5	62,1	62,1	62,1	4,9	44,18	0,196	9,55	9,55	9,55	0,567	0,567	0,567	0,236	0,236	0,236	0,235863365
3	34,3	34,3	34,3	63,7	63,7	63,7	4,9	44,18	0,196	8,89	8,89	8,89	0,649	0,649	0,649	0,27	0,27	0,27	0,269898424
4	33,9	33,9	33,9	62,5	62,5	62,5	4,9	44,18	0,196	7,03	7,03	7,03	0,799	0,799	0,799	0,332	0,332	0,332	0,33202095
5	34,1	34,1	34,1	58,2	58,2	58,2	4,9	44,18	0,196	8,17	8,17	8,17	0,579	0,579	0,579	0,241	0,241	0,241	0,240740837
6	34,9	34,9	34,9	67,6	67,6	67,6	4,9	44,18	0,196	6,22	6,22	6,22	1,032	1,032	1,032	0,429	0,429	0,429	0,42905419
																			0,29245327

Tableau 39 : Perméabilité de granite de classe granulométrique (0/6) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	7,8	7,8	7,8	89,9	89,9	89,9	4,3	44,18	0,196	1,07	1,07	1,07	15,06	15,06	15,06	7,136	7,136	7,136	7,13578545
2	8,1	8,1	8,1	90,7	90,7	90,7	4,3	44,18	0,196	1,25	1,25	1,25	12,97	12,97	12,97	6,145	6,145	6,145	6,145432299
3	7,5	7,5	7,5	95,4	95,4	95,4	4,3	44,18	0,196	2,32	2,32	2,32	7,437	7,437	7,437	3,524	3,524	3,524	3,523573171
4	5,1	5,1	5,1	93,4	93,4	93,4	4,3	44,18	0,196	2,08	2,08	2,08	8,333	8,333	8,333	3,948	3,948	3,948	3,948023899
5	6,9	6,9	6,9	92,6	92,6	92,6	4,3	44,18	0,196	1,19	1,19	1,19	14,14	14,14	14,14	6,698	6,698	6,698	6,697554632
6	8,1	8,1	8,1	95,8	95,8	95,8	4,3	44,18	0,196	1,53	1,53	1,53	11,25	11,25	11,25	5,331	5,331	5,331	5,330777633
																			5,463524514

Tableau 40 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (6/10) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	68,3	68,3	68,3	78,7	78,7	78,7	10,1	44,18	0,196	8,3	8,3	8,3	0,246	0,246	0,246	0,05	0,05	0,05	0,049611771
2	59,7	59,7	59,7	81,7	81,7	81,7	10,1	44,18	0,196	9,15	9,15	9,15	0,472	0,472	0,472	0,095	0,095	0,095	0,095198712
3	60,9	60,9	60,9	76,7	76,7	76,7	10,1	44,18	0,196	9,87	9,87	9,87	0,314	0,314	0,314	0,063	0,063	0,063	0,063382508
4	61,4	61,4	61,4	75,5	75,5	75,5	10,1	44,18	0,196	8,03	8,03	8,03	0,345	0,345	0,345	0,07	0,07	0,07	0,069523728
5	64,9	64,9	64,9	80,4	80,4	80,4	10,1	44,18	0,196	8,9	8,9	8,9	0,342	0,342	0,342	0,069	0,069	0,069	0,06895586
6	64,2	64,2	64,2	78,3	78,3	78,3	10,1	44,18	0,196	10,22	10,22	10,22	0,271	0,271	0,271	0,055	0,055	0,055	0,054625786
																			0,066883061

Tableau 41 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	17,8	17,8	17,8	98,9	98,9	98,9	7,3	44,18	0,196	3,81	3,81	3,81	4,178	4,178	4,178	1,166	1,166	1,166	1,166068003
2	21,1	21,1	21,1	93,3	93,3	93,3	7,3	44,18	0,196	3,1	3,1	3,1	4,572	4,572	4,572	1,276	1,276	1,276	1,275861415
3	18,5	18,5	18,5	94,6	94,6	94,6	7,3	44,18	0,196	2,32	2,32	2,32	6,439	6,439	6,439	1,797	1,797	1,797	1,796903157
4	17,9	17,9	17,9	95,8	95,8	95,8	7,3	44,18	0,196	3,58	3,58	3,58	4,271	4,271	4,271	1,192	1,192	1,192	1,19201695
5	21,9	21,9	21,9	92,9	92,9	92,9	7,3	44,18	0,196	3,21	3,21	3,21	4,342	4,342	4,342	1,212	1,212	1,212	1,211661521
6	18,8	18,8	18,8	89,8	89,8	89,8	7,3	44,18	0,196	3,45	3,45	3,45	4,04	4,04	4,04	1,127	1,127	1,127	1,127372024
																			1,294980511

Tableau 42 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (6/10) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	13,4	13,4	13,4	96,6	96,6	96,6	8,2	44,18	0,196	1,71	1,71	1,71	9,551	9,551	9,551	2,373	2,373	2,373	2,372816881
2	14	14	14	95,7	95,7	95,7	8,2	44,18	0,196	2,13	2,13	2,13	7,529	7,529	7,529	1,871	1,871	1,871	1,870593671
3	14,6	14,6	14,6	89,2	89,2	89,2	8,2	44,18	0,196	1,68	1,68	1,68	8,717	8,717	8,717	2,166	2,166	2,166	2,165541711
4	15,2	15,2	15,2	90,3	90,3	90,3	8,2	44,18	0,196	1,28	1,28	1,28	11,52	11,52	11,52	2,861	2,861	2,861	2,861323586
5	14,9	14,9	14,9	98,4	98,4	98,4	8,2	44,18	0,196	1,67	1,67	1,67	9,815	9,815	9,815	2,438	2,438	2,438	2,438411578
6	15,7	15,7	15,7	89,1	89,1	89,1	8,2	44,18	0,196	1,95	1,95	1,95	7,389	7,389	7,389	1,836	1,836	1,836	1,835686255
																			2,257395614

Tableau 43 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	45,2	45,2	45,2	51,1	51,1	51,1	4,3	44,18	0,196	7,21	7,21	7,21	0,161	0,161	0,161	0,076	0,076	0,076	0,07610254
2	44,9	44,9	44,9	49,2	49,2	49,2	4,3	44,18	0,196	9,69	9,69	9,69	0,087	0,087	0,087	0,041	0,041	0,041	0,041269298
3	44,1	44,1	44,1	48,6	48,6	48,6	4,3	44,18	0,196	7,75	7,75	7,75	0,114	0,114	0,114	0,054	0,054	0,054	0,053999932
4	43,7	43,7	43,7	46,3	46,3	46,3	4,3	44,18	0,196	6,11	6,11	6,11	0,084	0,084	0,084	0,04	0,04	0,04	0,039574418
5	43,9	43,9	43,9	47,9	47,9	47,9	4,3	44,18	0,196	8,41	8,41	8,41	0,093	0,093	0,093	0,044	0,044	0,044	0,044233
6	44,2	44,2	44,2	47	47	47	4,3	44,18	0,196	6,23	6,23	6,23	0,088	0,088	0,088	0,042	0,042	0,042	0,0417977
																			0,049496148

Tableau 44 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	35,3	35,3	35,3	46,8	46,8	46,8	3,5	44,18	0,196	3,16	3,16	3,16	0,714	0,714	0,714	0,416	0,416	0,416	0,415808701
2	34,6	34,6	34,6	46,7	46,7	46,7	3,5	44,18	0,196	4,23	4,23	4,23	0,562	0,562	0,562	0,327	0,327	0,327	0,326834444
3	35,1	35,1	35,1	41,9	41,9	41,9	3,5	44,18	0,196	2,5	2,5	2,5	0,534	0,534	0,534	0,311	0,311	0,311	0,310779039
4	36,2	36,2	36,2	44,8	44,8	44,8	3,5	44,18	0,196	2,69	2,69	2,69	0,628	0,628	0,628	0,365	0,365	0,365	0,365282601
5	35,9	35,9	35,9	39,2	39,2	39,2	3,5	44,18	0,196	2,25	2,25	2,25	0,288	0,288	0,288	0,168	0,168	0,168	0,167576933
6	34,7	34,7	34,7	42,8	42,8	42,8	3,5	44,18	0,196	3,29	3,29	3,29	0,483	0,483	0,483	0,281	0,281	0,281	0,281301428
																			0,311263858

Tableau 45 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (6/10) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	21,5	21,5	21,5	53,9	53,9	53,9	4,5	44,18	0,196	2,89	2,89	2,89	2,201	2,201	2,201	0,996	0,996	0,996	0,996289409
2	20,8	20,8	20,8	57,8	57,8	57,8	4,5	44,18	0,196	2,95	2,95	2,95	2,462	2,462	2,462	1,115	1,115	1,115	1,114597473
3	20,3	20,3	20,3	55,1	55,1	55,1	4,5	44,18	0,196	3,02	3,02	3,02	2,262	2,262	2,262	1,024	1,024	1,024	1,024025207
4	21,9	21,9	21,9	59,5	59,5	59,5	4,5	44,18	0,196	2,66	2,66	2,66	2,775	2,775	2,775	1,256	1,256	1,256	1,256158827
5	22,6	22,6	22,6	62,7	62,7	62,7	4,5	44,18	0,196	3,1	3,1	3,1	2,539	2,539	2,539	1,15	1,15	1,15	1,149531893
6	21,8	21,8	21,8	64,1	64,1	64,1	4,5	44,18	0,196	3,95	3,95	3,95	2,102	2,102	2,102	0,952	0,952	0,952	0,951659567
																			1,082043729

Tableau 46 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	12,7	12,7	12,7	30,2	30,2	30,2	4,7	44,18	0,196	8,2	8,2	8,2	0,419	0,419	0,419	0,182	0,182	0,182	0,181583841
2	11,9	11,9	11,9	18,3	18,3	18,3	4,7	44,18	0,196	8,12	8,12	8,12	0,155	0,155	0,155	0,067	0,067	0,067	0,067062069
3	12,2	12,2	12,2	17,25	17,25	17,25	4,7	44,18	0,196	8,24	8,24	8,24	0,12	0,12	0,12	0,052	0,052	0,052	0,05214554
4	13,5	13,5	13,5	19,8	19,8	19,8	4,7	44,18	0,196	7,98	7,98	7,98	0,155	0,155	0,155	0,067	0,067	0,067	0,067172368
5	13,8	13,8	13,8	17,6	17,6	17,6	4,7	44,18	0,196	7,42	7,42	7,42	0,101	0,101	0,101	0,044	0,044	0,044	0,043574528
6	14,1	14,1	14,1	18,3	18,3	18,3	4,7	44,18	0,196	8,3	8,3	8,3	0,099	0,099	0,099	0,043	0,043	0,043	0,04305506
																			0,075765568

Tableau 47 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (0/6) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	35,3	35,3	35,3	56,8	56,8	56,8	4,1	44,18	0,196	4,16	4,16	4,16	1,015	1,015	1,015	0,504	0,504	0,504	0,504094701
2	34,6	34,6	34,6	56,7	56,7	56,7	4,1	44,18	0,196	5,23	5,23	5,23	0,829	0,829	0,829	0,412	0,412	0,412	0,412152167
3	35,1	35,1	35,1	51,9	51,9	51,9	4,1	44,18	0,196	4,5	4,5	4,5	0,733	0,733	0,733	0,364	0,364	0,364	0,364136129
4	36,2	36,2	36,2	54,8	54,8	54,8	4,1	44,18	0,196	3,69	3,69	3,69	0,989	0,989	0,989	0,492	0,492	0,492	0,491647213
5	35,9	35,9	35,9	41,2	41,2	41,2	4,1	44,18	0,196	4,25	4,25	4,25	0,245	0,245	0,245	0,122	0,122	0,122	0,121633707
6	34,7	34,7	34,7	42,8	42,8	42,8	4,1	44,18	0,196	2,29	2,29	2,29	0,694	0,694	0,694	0,345	0,345	0,345	0,34499797
																			0,373110315

Tableau 48 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (6/10) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	5,6	5,6	5,6	51,1	51,1	51,1	4,2	44,18	0,196	3,75	3,75	3,75	2,382	2,382	2,382	1,155	1,155	1,155	1,155265219
2	6,3	6,3	6,3	48,3	48,3	48,3	4,2	44,18	0,196	4,02	4,02	4,02	2,051	2,051	2,051	0,995	0,995	0,995	0,994774873
3	5,9	5,9	5,9	58,2	58,2	58,2	4,2	44,18	0,196	4,12	4,12	4,12	2,492	2,492	2,492	1,209	1,209	1,209	1,208665268
4	7,1	7,1	7,1	55,8	55,8	55,8	4,2	44,18	0,196	3,95	3,95	3,95	2,42	2,42	2,42	1,174	1,174	1,174	1,173906305
5	15,8	15,8	15,8	53,2	53,2	53,2	4,2	44,18	0,196	3,32	3,32	3,32	2,211	2,211	2,211	1,073	1,073	1,073	1,07259332
6	13,4	13,4	13,4	49,3	49,3	49,3	4,2	44,18	0,196	3,08	3,08	3,08	2,288	2,288	2,288	1,11	1,11	1,11	1,109801485
																			1,119167745

Tableau 49 : Perméabilité du granite de classe granulométrique (10/16) après écrasement a la boîte de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	35,7	27,7	34,3	84,4	67,1	73,1	5,3	44,18	0,196	14,03	10,22	7,33	0,681	0,757	1,039	0,262	0,268	0,337	0,28914449
2	35,6	35,4	32,8	87,9	68,9	77,6	5,3	44,18	0,196	15,32	11,87	8,12	0,67	0,554	1,083	0,258	0,196	0,352	0,268500453
3	35,2	27,8	34,3	86,2	73,6	79,7	5,3	44,18	0,196	17,99	13,47	10,15	0,556	0,667	0,878	0,214	0,237	0,285	0,24516409
4	37,5	26,1	38,5	86,6	74,7	76,1	5,3	44,18	0,196	16,45	12,55	9,13	0,586	0,76	0,808	0,225	0,269	0,262	0,252358853
5	39,8	26,2	39,2	67,1	74,3	80,8	5,3	44,18	0,196	17,18	10,43	7,88	0,312	0,905	1,036	0,12	0,321	0,336	0,259055583
6	38,1	29,3	41,7	69,9	72,8	76,3	5,3	44,18	0,196	16,22	11,01	6,89	0,385	0,776	0,986	0,148	0,275	0,32	0,247605853
																			0,260304887

Tableau 50 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (0/6) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	21,3	10,7	29,8	91,5	77,2	95,1	4,2	44,18	0,196	1,47	0,94	0,69	9,374	13,89	18,58	4,547	6,212	7,609	6,122705168
2	22,1	12	22,7	97,8	88,9	96,6	4,2	44,18	0,196	1,55	0,9	0,55	9,587	16,77	26,38	4,65	7,503	10,8	7,65204839
3	22,9	11,6	22,7	98,6	83,6	91,7	4,2	44,18	0,196	1,32	0,87	1,02	11,26	16,25	13,28	5,46	7,267	5,439	6,055446643
4	23,7	13,4	25,1	97,2	89,7	97,7	4,2	44,18	0,196	1,08	0,95	0,87	13,36	15,77	16,38	6,48	7,052	6,709	6,747256508
5	23,5	12,8	23,7	97,3	90,2	93,4	4,2	44,18	0,196	1,21	1,1	0,97	11,97	13,81	14,11	5,807	6,179	5,777	5,92107594
6	22,8	13,1	22,9	95	92,8	93,2	4,2	44,18	0,196	1,33	1,2	0,88	10,66	13,04	15,68	5,169	5,832	6,423	5,807944693
																			6,384412891

Tableau 51 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (6/10) avant écrasement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	11,9	9,2	11,4	71,7	57,0	62,1	12,2	44,18	0,196	11,1	8,1	6,2	1,058	1,158	1,605	0,177	0,178	0,226	0,193820511
2	11,9	11,8	10,9	74,7	58,6	66,0	12,2	44,18	0,196	11,78	9,15	7,35	1,047	1,003	1,47	0,175	0,154	0,207	0,178868934
3	11,7	9,3	11,4	73,3	62,6	67,7	12,2	44,18	0,196	15,09	10,23	9,88	0,801	1,023	1,119	0,134	0,157	0,158	0,149637471
4	12,5	8,7	12,8	73,6	63,5	64,7	12,2	44,18	0,196	16,21	11,57	10,11	0,74	0,93	1,007	0,124	0,143	0,142	0,136232898
5	13,3	8,7	13,1	57,0	63,2	68,7	12,2	44,18	0,196	18,4	12,78	10,1	0,467	0,836	1,081	0,078	0,129	0,152	0,119703196
6	12,7	9,8	13,9	59,4	61,9	64,9	12,2	44,18	0,196	17,02	13,17	9,89	0,539	0,777	1,011	0,09	0,12	0,143	0,117398311
																			0,149276887

Tableau 52 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	13,3	10,3	12,8	80,3	63,9	69,6	5,3	44,18	0,196	3,46	2,52	1,93	3,805	4,165	5,771	1,462	1,476	1,873	1,604008815
2	13,3	13,2	12,2	83,7	65,6	73,9	5,3	44,18	0,196	3,67	2,85	2,29	3,765	3,607	5,284	1,447	1,279	1,715	1,480273402
3	13,1	10,4	12,8	82,1	70,1	75,9	5,3	44,18	0,196	4,70	3,19	3,08	2,878	3,677	4,022	1,106	1,303	1,306	1,238361314
4	14,0	9,7	14,4	82,4	71,1	72,4	5,3	44,18	0,196	5,05	3,60	3,15	2,661	3,342	3,62	1,023	1,185	1,175	1,127428507
5	14,9	9,8	14,6	63,9	70,7	76,9	5,3	44,18	0,196	5,73	3,98	3,15	1,679	3,005	3,886	0,645	1,065	1,261	0,990632934
6	14,2	10,9	15,6	66,5	69,3	72,6	5,3	44,18	0,196	5,30	4,10	3,08	1,937	2,793	3,636	0,745	0,99	1,18	0,971558299
																			1,235377212

Tableau 53 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (6/10) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	17,46	13,55	16,77	96,42	83,68	91,16	9,3	44,18	0,196	2,39	1,02	0,78	6,473	13,53	18,75	1,418	2,964	4,107	2,82972383
2	17,41	17,31	16,04	100,4	85,93	96,78	9,3	44,18	0,196	1,48	1,15	0,92	11,01	11,72	17,17	2,412	2,567	3,76	2,913033855
3	17,22	13,6	16,77	98,47	91,79	99,4	9,3	44,18	0,196	1,90	1,29	1,24	8,415	11,94	13,07	1,843	2,616	2,863	2,44079009
4	18,34	12,76	18,83	98,93	93,16	94,91	9,3	44,18	0,196	2,04	1,45	1,27	7,769	10,86	11,76	1,702	2,379	2,576	2,218791508
5	19,46	12,81	19,17	83,68	92,66	91,61	9,3	44,18	0,196	2,31	1,61	1,27	5,454	9,764	11,21	1,195	2,139	2,455	1,929475352
6	18,63	14,33	20,39	87,17	90,79	95,16	9,3	44,18	0,196	2,14	1,65	1,24	6,293	9,073	11,81	1,379	1,987	2,588	1,984506121
																			2,386053459

Tableau 54 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai PROCTOR

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	10,7	8,0	10,2	36,8	29,2	31,9	19,8	44,18	0,196	9,8	6,8	4,9	0,523	0,612	0,867	0,054	0,058	0,075	0,062389844
2	10,7	10,6	9,7	38,3	30,0	33,8	19,8	44,18	0,196	10,48	7,85	6,05	0,518	0,486	0,782	0,053	0,046	0,068	0,055770639
3	10,5	8,1	10,2	37,6	32,1	34,7	19,8	44,18	0,196	13,79	8,93	8,58	0,385	0,528	0,561	0,04	0,05	0,049	0,046137163
4	11,3	7,5	11,6	37,7	32,6	33,2	19,8	44,18	0,196	14,91	10,27	8,81	0,348	0,479	0,48	0,036	0,045	0,042	0,040991957
5	12,1	7,5	11,9	29,2	32,4	35,2	19,8	44,18	0,196	17,1	11,48	8,8	0,197	0,425	0,521	0,02	0,04	0,045	0,035293532
6	11,5	8,6	12,7	30,5	31,7	33,3	19,8	44,18	0,196	15,72	11,87	8,59	0,237	0,383	0,47	0,024	0,036	0,041	0,033847756
																			0,045738482

Tableau 55 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (0/6) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	13,91	10,44	13,3	32,7	26,0	28,4	4,1	44,18	0,196	4,58	3,18	2,29	0,807	0,963	1,291	0,401	0,441	0,542	0,461318179
2	13,87	13,78	12,65	34,1	26,7	30,1	4,1	44,18	0,196	4,90	3,67	2,83	0,811	0,693	1,212	0,403	0,318	0,508	0,409656455
3	13,69	10,49	13,3	33,4	28,6	30,9	4,1	44,18	0,196	6,44	4,17	4,01	0,602	0,85	0,862	0,299	0,389	0,362	0,350077457
4	14,69	9,75	15,12	33,6	29,0	29,5	4,1	44,18	0,196	6,97	4,80	4,12	0,533	0,787	0,687	0,265	0,36	0,288	0,30439705
5	15,69	9,793	15,43	26,0	28,8	31,3	4,1	44,18	0,196	7,99	5,36	4,11	0,254	0,696	0,76	0,126	0,319	0,319	0,254747487
6	14,95	11,14	16,51	27,1	28,2	29,6	4,1	44,18	0,196	7,35	5,55	4,01	0,325	0,605	0,64	0,162	0,277	0,269	0,235856697
																			0,336008888

Tableau 56 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (06/10) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	6,3	4,7	6,0	44,5	35,4	38,6	5,5	44,18	0,196	2,29	1,59	1,14	3,278	3,79	5,581	1,214	1,295	1,746	1,418156594
2	6,3	6,2	5,7	46,4	36,4	40,9	5,5	44,18	0,196	2,45	1,83	1,41	3,215	3,223	4,891	1,191	1,101	1,53	1,273848701
3	6,2	4,7	6,0	45,5	38,8	42,1	5,5	44,18	0,196	3,22	2,09	2,00	2,393	3,207	3,528	0,887	1,095	1,104	1,028512415
4	6,6	4,4	6,8	45,7	39,4	40,2	5,5	44,18	0,196	3,48	2,40	2,06	2,2	2,863	3,176	0,815	0,978	0,994	0,928835022
5	7,1	4,4	7,0	35,4	39,2	42,6	5,5	44,18	0,196	4,00	2,68	2,06	1,391	2,545	3,404	0,515	0,869	1,065	0,816307992
6	6,8	5,0	7,5	36,9	38,4	40,3	5,5	44,18	0,196	3,67	2,77	2,01	1,61	2,362	3,207	0,596	0,807	1,003	0,801997734
																			1,044609743

Tableau 57 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (10/16) après écrasement sous l'essai oedométrique

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	15,0	11,2	14,3	48,2	38,3	41,7	18,4	44,18	0,196	10,88	7,55	5,44	0,599	0,704	0,989	0,066	0,072	0,093	0,07691642
2	14,9	14,8	13,6	50,2	39,3	44,3	18,4	44,18	0,196	11,63	8,71	6,72	0,595	0,552	0,897	0,066	0,056	0,084	0,06870005
3	14,7	11,3	14,3	49,2	42,0	45,5	18,4	44,18	0,196	15,31	9,91	9,52	0,442	0,609	0,643	0,049	0,062	0,06	0,057063493
4	15,8	10,5	16,3	49,5	42,7	43,5	18,4	44,18	0,196	16,55	11,40	9,78	0,399	0,554	0,545	0,044	0,057	0,051	0,05056306
5	16,9	10,5	16,6	38,3	42,4	46,1	18,4	44,18	0,196	18,98	12,74	9,77	0,222	0,491	0,593	0,025	0,05	0,055	0,0433831
6	16,1	12,0	17,8	39,9	41,6	43,6	18,4	44,18	0,196	17,45	13,18	9,53	0,268	0,441	0,531	0,03	0,045	0,05	0,041431834
																			0,056342993

Tableau 58 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (0/6) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	10,3	6,8	9,7	57,8	46,0	50,1	10,2	44,18	0,196	5,01	3,48	2,51	1,86	2,212	3,162	0,372	0,407	0,533	0,437435146
2	10,3	10,2	9,0	60,2	47,2	53,2	10,2	44,18	0,196	5,36	4,02	3,09	1,829	1,809	2,799	0,365	0,333	0,472	0,39021795
3	10,1	6,8	9,7	59,1	50,4	54,6	10,2	44,18	0,196	7,05	4,57	4,39	1,362	1,874	2,008	0,272	0,345	0,339	0,318658255
4	11,1	6,1	11,6	59,3	51,2	52,1	10,2	44,18	0,196	7,63	5,25	4,51	1,241	1,686	1,767	0,248	0,31	0,298	0,285466229
5	12,1	6,1	11,9	46,0	50,9	55,4	10,2	44,18	0,196	8,75	5,87	4,50	0,759	1,497	1,896	0,152	0,276	0,32	0,249084656
6	11,4	7,5	13,0	47,9	49,9	52,3	10,2	44,18	0,196	8,04	6,07	4,39	0,891	1,371	1,755	0,178	0,252	0,296	0,242154187
																			0,320502737

Tableau 59 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (06/10) après écrasement a la boite de cisaillement

Essai	h1			h2			H(cm)	S(cm ²)	s(cm ²)	tmoy (s)			Q			k (cm/s)			k (cm/s)
	tub1	tub2	tub3	tub1	tub2	tub3				t1	t2	t3	q1	q2	q3	k1	k2	k3	
1	21,8	14,3	20,5	63,6	50,5	55,1	11,3	44,18	0,196	1,57	1,09	0,78	5,234	6,542	8,664	0,944	1,088	1,319	1,116733731
2	21,7	21,5	19,1	66,2	51,9	58,4	11,3	44,18	0,196	1,68	1,25	0,97	5,214	4,752	7,99	0,94	0,79	1,216	0,982155985
3	21,3	14,4	20,5	64,9	55,4	60,0	11,3	44,18	0,196	2,20	1,43	1,37	3,882	5,642	5,659	0,7	0,938	0,862	0,833144454
4	23,5	12,8	24,4	65,2	56,3	57,3	11,3	44,18	0,196	2,38	1,64	1,41	3,438	5,195	4,586	0,62	0,864	0,698	0,727227616
5	25,6	12,9	25,1	50,5	56,0	60,9	11,3	44,18	0,196	2,73	1,84	1,41	1,789	4,605	4,994	0,322	0,766	0,76	0,616108392
6	24,0	15,8	27,4	52,6	54,8	57,5	11,3	44,18	0,196	2,51	1,90	1,37	2,235	4,037	4,297	0,403	0,671	0,654	0,576061136
																			0,808571886

Tableau 60 : Perméabilité du calcaire de classe granulométrique (10/16) après écrasement a la boite de cisaillement