

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



# Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de Master Recherche en génie civil.*  
*Option : Géotechnique.*

## THEME

***Caractéristiques Géotechniques Et  
Hydrogéologiques Des Grès Du Miocène  
(Langhien-Serravalien) De Draa Khelifa  
(Makouda) Wilaya De Tizi-Ouzou.***

**Présenté par :**

**Melle BOUARABA Kenza**

**Devant le jury composé de :**

**M<sup>r</sup> MELBOUCI Bachir**

**Professeur à l'UMMTO**

**Président**

**M<sup>r</sup> DJEMAI Mohammed**

**Professeur à l'UMMTO**

**Promoteur**

**M<sup>r</sup> BOUDLAL Omar**

**Maitre de conférences A à l'UMMTO**

**Examineur**

*Promotion : 2018/2019*

# Remerciements

*Tout D'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études*

*J'exprime toute ma profonde gratitude et remerciements à mon promoteur Monsieur **DJEMAI Mohammed**, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mon travail, pour ses conseils judicieux et pour la disponibilité.*

*J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur **BOUDLAL Amar** et Monsieur **MELBOUCI Bachir** qui nous feront l'honneur et la joie d'examiner ce travail et de présider le jury de ma soutenance.*

*Je tiens également à remercier les responsables du laboratoire L.G.E.A et MDS de l'UMMTO, Mr **KHELIFA Sid Ali** et Mme **BOUZZOUNI Fatima**, pour leurs soutiens, disponibilité surtout leur confiance.*

*Je tiens enfin à remercier ma famille, mes proches, tous mes amis, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# ❧ *Dédicace* ❧

*Je dédie ce modeste travail :*

❧ *A la femme la plus chère au monde, à celle qui a sacrifié sa jeunesse pour me voir réussir et me voir concrétiser mes projets, à celle à qui je dois tout, ma maman.*

❧ *A mon cher papa et mon frère.*

❧ *A mes très chers grands parents.*

❧ *A mes chères tantes : Nacera, Safia, Roza, Djidji, Rachida, Kahina et Samia.*

❧ *A toutes mes amies sans exceptions : Aldjia, Farida, Hayat, Taous, Sonia, Célia, Melissa.....*

❧ *Toute la promotion Géotechnique et environnement 2018/2019.*

# Sommaire

## Liste Des Figures

## Liste Des Tableaux

## Liste Des Notations Et Indices

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>Première Partie : Contexte géologique des grès de Draa Khelifa (Makouda).</b>	
<b>Introduction</b> .....	3
<b>I. Définition de la roche</b> .....	3
<b>II. Types des roches</b> .....	4
II.1 Les roches sédimentaires.....	4
II.2 Les roches métamorphiques .....	4
II.3 Les roches magmatiques.....	5
<b>III. Les Grés</b> .....	6
III.1 Définition.....	6
III.2 Classification des Grés.....	6
III.3 Localisation des gisements de grés de Tizi-Ouzou.....	6
III.3.1 Les grés numidiens.....	7
III.3.2 Les grés d'âge miocènes.....	7
III.4 Lieu d'extraction de notre échantillon.....	8
<b>Conclusion</b> .....	8

## Deuxième Partie : Etude Expérimentales.

### Chapitre I : Identification du Matériau Grès.

<b>Introduction</b> .....	12
<b>I.1 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X</b> .....	12
I.1.1 Principe de la méthode.....	12
I.1.2 Techniques d'analyses.....	13
I.1.3 Diagramme normal.....	13
• Les résultats de grès de Draa Khelifa.....	13
• Les résultats de grès de Tala Bouyadif.....	14
I.1.4 Interprétation des résultats.....	14
<b>I.2 La granulométrie</b> .....	15
I.2.1 L'analyse granulométrique par tamisage.....	15

I.2.2 Appareillage.....	15
I.2.3 Les résultats obtenus.....	16
I.2.4 Courbe granulométrique.....	17
I.2.5 Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure.....	17
I.2.6 Interprétation.....	18
<b>I.3 Equivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)</b> .....	19
I.3.1 Principe de l'essai.....	19
I.3.2 Appareillage.....	20
I.3.3 Les résultats de l'essai.....	20
I.3.4 Interprétations.....	21
<b>I.4 Les caractéristiques physiques</b> .....	21
<b>I.4.1 Teneur en eau (w%)</b> .....	21
<b>I.4.2 Les masses volumiques</b> .....	22
I.4.2.1 La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) par pesée hydrostatique.....	22
I.4.2.2 La masse volumique humide $\rho_h$ (NF P 94-053).....	24
I.4.2.3 La masse volumique des particules solide $\rho_s$ (pycnomètre).....	24
<b>I.4.3 Indice des vides, degré de saturation et porosité</b> .....	25
I.4.3.1 Indice des vides .....	25
I.4.3.2 Le degré de saturation.....	26
I.4.3.3 La Porosité.....	26
<b>Conclusion</b> .....	27

## **Chapitre II : Les Essais Mécaniques.**

<b>Introduction</b> .....	29
<b>II.1- Compactage</b> .....	29
II.1.1 Facteurs influant le compactage.....	29
II.1.2 Essais Proctor.....	31
II.1.3 Essai Proctor modifié (NF P 94 – 093) .....	32
II.1.3.1 But de l'essai .....	32
II.1.3.2 Principe de l'essai .....	32
II.1.3.3 Appareillage.....	33
II.1.3.4 Mode opératoire .....	33
II.1.3.5 Présentation des résultats.....	34
II.1.3.6 Interprétation des résultats.....	35
<b>II.2 Résistance au cisaillement (NF P 94-71-1)</b> .....	35
II.2.1 Notion de résistance au cisaillement.....	35

II.2.2 But de l'essai .....	36
II.2.3 Paramètres C et $\phi$ pour différents types de sols et différents types d'essais...	37
II.2.4 Type d'essais de cisaillement à la boîte(UU, CU, CD).....	37
II.2.5 Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement .....	38
II.2.6 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte.....	38
II.2.7 Mode opératoire.....	39
II.2.8 Expression des résultats.....	40
II.2.9Présentation des résultats .....	40
II.2.9.1 La courbe contrainte déformation $\tau = f(\Delta_h)$ .....	41
II.2.9.2La courbe de variation de volume $\Delta_v = f(\Delta_h)$ .....	41
II.2.9.3La droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$ .....	42
<b>II.3 Essais de compressibilité à l'œdomètre (NF P 94-090-1)</b> .....	42
II.3.1 Objectif du travail.....	43
II.3.2 Appareillage œdométrique.....	43
II.3.3 Mode opératoire.....	44
II.3.4 Caractéristiques obtenues à l'œdomètre .....	44
II.3.5 Présentation des résultats.....	46
III.3.6 Interprétation des résultats.....	46
<b>Conclusion</b> .....	47
<b>Chapitre III : Essais Routiers.</b>	
<b>Introduction</b> .....	49
<b>III .1 Essai de portance CBR (California Bearing ratio), (NF P 94-078)</b> .....	49
III .1.1 Principe de l'essai CBR .....	49
III .1.2 Appareillage.....	49
III .1.3 Exécution de l'essai CBR.....	50
III.1.4 Présentation des résultats.....	51
III.1.5 Interprétation des résultats.....	52
<b>III.2 Essai Los Angeles (NF P 18-573)</b> .....	53
III.2.1Appareillage .....	53
III.2.2Mode opératoire .....	54
III.2.3Présentation des résultats .....	55
III.2.4 Interprétation des résultats.....	55
<b>III.3 Essai Micro-Deval (NF P 18-572)</b> .....	55
III.3.1Appareillage .....	55
III.3.2Mode opératoire .....	56

III.3.3	Présentation des résultats .....	57
III.3.4	Interprétation des résultats .....	57
III.3.5	Classification des matériaux en se basant sur $L_A$ et $M_{DE}$ .....	57
<b>III.4</b>	<b>Essai de perméabilité</b> .....	<b>58</b>
III.4.1	Définition de la perméabilité .....	59
III.4.2	La loi de Darcy .....	59
III.4.3	Les facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité .....	60
III.4.4	Perméamètre à charge constante .....	60
III.4.4.1	Appareillage .....	61
III.4.4.2	Mode opératoire .....	61
III.4.4.3	Présentation des résultats .....	62
III.4.5	Perméamètre à charge variable .....	62
III.4.5.1	Appareillage .....	62
III.4.5.2	Mode opératoire .....	63
III.4.5.3	Présentation des résultats .....	64
III.4.6	Interprétation des résultats .....	65
	<b>Conclusion</b> .....	<b>66</b>
	<b>CONCLUSION ET PERSPECTIVES</b> .....	<b>68</b>
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	
	<b>ANNEXES</b>	

# *Liste Des Figures*

## Première Partie

<b>Figure I.1</b> : Cycles de formation des roches .....	3
<b>Figure I.2</b> : Le grès.....	8
<b>Figure I.3</b> : Extrait de Carte de localisation du lieu d'extraction des échantillons de grès .....	9

## Deuxième Partie

### Chapitre I

<b>Figure I.1</b> : La prise de l'échantillon.....	12
<b>Figure I.2</b> : Un diffractomètre.....	12
<b>Figure I.3</b> : Principe de la méthode d'un diffractomètre.....	13
<b>Figure I.4</b> : Diffractogramme de grès de Draa Khelifa.....	13
<b>Figure I.5</b> : Diffractogramme de grès de Tala Bouyadif.....	14
<b>Figure I.6</b> : Analyse granulométrique par tamisage.....	15
<b>Figure I.7</b> : Courbe granulométrique des deux sites.....	17
<b>Figure I.8</b> : Essai d'équivalent de sable.....	20
<b>Figure I.9</b> : Equipement nécessaire pour équivalent de sable.....	20
<b>Figure I.10</b> : Mode opératoire de la pesée hydrostatique .....	22
<b>Figure I.11</b> : Equipement de l'essai (pycnomètre) .....	25

### Chapitre II

<b>Figure II.1</b> : Allure d'une courbe de compactage.....	30
<b>Figure II.2</b> : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.....	30
<b>Figure II.3</b> : Exemple de l'influence de la granulométrie sur le compactage (Office wallon des déchets, juin 2000).....	31
<b>Figure II.4</b> : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (AFNOR ,1999) .....	32
<b>Figure II.5</b> : Matériels utilisés pour l'essai Proctor modifié.....	33
<b>Figure II.6</b> : Matériel de confection des éprouvettes de l'essai Proctor modifié.....	34
<b>Figure II.7</b> : Courbe Proctor des deux échantillons.....	35
<b>Figure II.8</b> : Courbe de contraintes-déformations.....	36
<b>Figure II.9</b> : Droite intrinsèque (LCPC, 1987).....	36
<b>Figure II.10</b> : Droites intrinsèques des différentes catégories de sols.....	37
<b>Figure II.11</b> : Principe de la boîte de cisaillement.....	39
<b>Figure II.12</b> : Mode opératoire de l'essai de cisaillement à la boîte.....	40
<b>Figure II.13</b> : La courbe contrainte déformation $\tau = f(\Delta_h)$ .....	41

<b>Figure II.14</b> : La courbe de variation de volume $\Delta_v = f(\Delta_h)$ .....	41
<b>Figure II.15</b> : La droite intrinsèque $\tau = f(\sigma)$ .....	42
<b>Figure II.16</b> : Appareillage œdométrique, (Geocomp Corporation).....	43
<b>Figure II.17</b> : Principe de l'essai œdométrique.....	44
<b>Figure II.18</b> : Détermination graphique des Caractéristiques œdométriques.....	45
<b>Figure II.19</b> : Courbe œdométrique des deux échantillons.....	46

### **Chapitre III**

<b>Figure III.1</b> : Moule CBR et accessoires de compactage Proctor modifié.....	50
<b>Figure III.2</b> : Presse à poinçonnement CBR.....	50
<b>Figure III.3</b> : Comparateur sur éprouvette mise en immersion.....	51
<b>Figure III.4</b> : Courbes enfoncements-forces.....	52
<b>Figure III.5</b> : Eprouvette poinçonné .....	52
<b>Figure III.6</b> : Machine d'essai Los Angeles.....	53
<b>Figure III.7</b> : Machine d'essai Micro-Deval.....	56
<b>Figure III.8</b> : Mode opératoire d'essai micro-Deval.....	56
<b>Figure III.9</b> : Expérience de Darcy.....	56
<b>Figure III.10</b> : Perméamètre à charge constante.....	61
<b>Figure III.11</b> : Perméamètre à charge variable.....	62
<b>Figure III.12</b> : Procédure d'essai à charge variable.....	63

# *Liste Des Tableaux*

## Première Partie

<b>Tableau I.1</b> : Exemple des roches sédimentaires.....	4
<b>Tableau I.2</b> : Exemple des roches métamorphiques.....	5
<b>Tableau I.3</b> : Exemple des roches magmatiques.....	5
<b>Tableau I.4</b> : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les Minéraux de grès numidiens.....	7
<b>Tableau I.5</b> : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les minéraux de grès d'âge miocènes.....	7

## Chapitre I

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques minéralogiques des deux sites.....	14
<b>Tableau I.2</b> : Résultat de l'analyse granulométrique (Draa Khelifa).....	16
<b>Tableau I.3</b> : Résultat de l'analyse granulométrique (Tala Bouyadif).....	16
<b>Tableau I.4</b> : Classes de granulométrie de sol.....	17
<b>Tableau I.5</b> : Résultats d'analyse granulométrique des échantillons .....	18
<b>Tableau I.6</b> : Les résultats de l'équivalent de sable.....	20
<b>Tableau I.7</b> : Classification des sables.....	21
<b>Tableau I.8</b> : Résultats obtenus des échantillons.....	21
<b>Tableau I.9</b> : Résultats de la détermination la teneur en eau.....	22
<b>Tableau I.10</b> : La teneur en eau des deux sites étudiés.....	22
<b>Tableau I.11</b> : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.....	23
<b>Tableau I.12</b> : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche.....	23
<b>Tableau I.13</b> : La masse volumique sèche des deux sites étudiés.....	24
<b>Tableau I.14</b> : La masse volumique humide des deux sites étudiés.....	24
<b>Tableau I.15</b> : Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.....	25
<b>Tableau I.16</b> : La masse volumique des particules solide des deux sites étudiés.....	25
<b>Tableau I.17</b> : Degré de saturation d'après TERZAGHI.....	26
<b>Tableau I.18</b> : Résultats obtenus des grès étudiés.....	27

## Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Résultats de l'essai Proctor modifié de Draa Khelifa.....	34
<b>Tableau II.2</b> : Résultats de l'essai Proctor normal de Tala Bouyadif.....	34
<b>Tableau II.3</b> : Les caractéristiques mécaniques au cisaillement direct à la boîte.....	42
<b>Tableau II.4</b> : Résultat de l'œdomètre de deux sites.....	46

<b>Tableau II.5</b> : Classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat.....	47
<b>Tableau II.6</b> : Classification de l'indice de compression selon Terzaghi.....	47

### **Chapitre III**

<b>Tableau III.1</b> : Résultats de l'essai CBR .....	52
<b>Tableau III.2</b> : Les classes de portance des sols (CEBTP, 1984).....	53
<b>Tableau III.3</b> : Charge de boulets pour essais Los Angeles.....	54
<b>Tableau III.4</b> : Appréciation des résultats de l'essai Los Angeles (NF P 18-573).....	55
<b>Tableau III.5</b> : Résultats de l'essai Los Angeles.....	55
<b>Tableau III.6</b> : Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.....	57
<b>Tableau III.7</b> : Appréciation des résultats de l'essai Micro-Deval (NF P 18-572).....	57
<b>Tableau III.8</b> : Résultats de l'essai Micro-Deval.....	57
<b>Tableau III.9</b> : Catégories des granulats selon leur résistance aux chocs et à l'usure (Moron, BRGM).....	57
<b>Tableau III.10</b> : Essais de perméabilité à charge constante sur les grès de Draa Khelifa .....	61
<b>Tableau III.11</b> : Essais de perméabilité à charge constante sur les grès de Tala Bouyadif.....	62
<b>Tableau III.12</b> : Les résultats des essais de perméabilité à charge variable de grès de Draa Khelifa.....	63
<b>Tableau III.13</b> : Les résultats des essais de perméabilité à charge variable de grès de Tala Bouyadif.....	64
<b>Tableau III.14</b> : Résumé les résultats.....	64
<b>Tableau III.15</b> : Caractéristique de la perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et al, 1996).....	65

# *Liste Des Notations Et Indices*

**d** : La distance des plans réticulaires.

**$\theta$**  : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.

**n** : L'ordre de la réflexion.

**$\lambda$**  : La longueur d'onde de la source.

**$C_u$**  : Coefficient d'uniformité.

**$C_c$**  : Coefficient de courbure.

**$D_{10}$**  : Diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

**$D_{60}$**  : Diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.

**$D_{30}$**  : Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

**ES** : Equivalent de sable.

**W** : La teneur en eau.

**$M_h$**  : Masse humide de l'échantillon.

**$M_s$**  : Masse sèche de l'échantillon.

**$M_w$**  : Masse de l'eau.

**$\rho_d$**  : La masse volumique sèche.

**$\rho_h$**  : La masse volumique humide.

**$\rho_p$**  : Masse volumique de la paraffine = 0,88 g/cm<sup>3</sup>.

**$\rho_w$**  : Masse volumique de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>.

**$\rho_s$**  : La masse volumique des particules solides.

**$M_r$**  : Masse de la roche.

**$M_{rp}$**  : Masse de la roche paraffinée à l'air libre.

**$M'_{rp}$**  : Masse de la roche paraffinée dans l'eau.

**$M_1$**  : Masse du pycnomètre vide.

**$M_2$**  : Masse du pycnomètre avec échantillon.

**$M_3$**  : Masse du pycnomètre + eau + échantillon.

**$M_4$**  : Masse du pycnomètre plein d'eau.

**e** : Indice des vides.

**$S_r$**  : Le degré de saturation.

**n** : La porosité.

**D** : Diamètre du plus gros grain.

$W_{opt}$  : La teneur en eau optimale.

$\rho_{dopt}$  : La masse volumique sèche maximale.

$\varepsilon$  : La déformation horizontale.

$\tau$  : La contrainte au cisaillement maximum.

$\tau_{max}$  : La contrainte de cisaillement

$C$  : La cohésion.

$C_u$  : La cohésion non drainée.

$C'$  : Cohésion effective (drainée).

$C_g$  : Indice de gonflement.

$C_S$  : Indice de recompression.

$C_C$  : Indice de compression.

$\sigma$  : La contrainte normale.

$\sigma'$  : Contrainte normale effective.

$\sigma'_p$  : La pression de pré-consolidation.

$\sigma'_v$  : La contrainte verticale effective.

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

$\varphi'$  : Angle de frottement interne effectif.

$L$  : Longueur de la boîte de cisaillement.

$\Delta_h$  : Déplacement horizontal (mm).

$S_c$  : Section corrigée.

$\Delta_v$  : Déplacement vertical (mm).

$I_a$  : Lecture de l'anneau.

$K$  : Coefficient de l'anneau.

$T$  : Force.

$CBR$  : California Bearing ratio.

$G$  : Le gonflement linéaire relatif.

$\Delta_h$  : Gonflement mesuré en millimètre.

$H$  : Hauteur initiale de l'éprouvette.

$CBR_{immédiat}$  : Indice CBR immédiats.

$CBR_{immersion}$  : Indices CBR après immersion.

$L_A$  : Coefficient Los Angeles.

$M$  : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai  $M=5000g$  (Los Angeles) et  $M = 500g$  (Micro Deval).

**M'**: Masse sèche du refus au tamis de 1,6 millimètre.

**M<sub>DE</sub>** : Coefficient Micro-Deval.

**v** : La vitesse d'écoulement de l'eau (m/s ou cm/s).

**k** : Coefficient de perméabilité (m/s ou cm/s).

**i** : Gradient hydraulique.

**Δ<sub>H</sub>** : Perte de charge (m, mm ou cm).

**k** : Le coefficient de perméabilité

**q** : Volume d'eau traversé l'échantillon.

**A** : La section de l'échantillon qu'est égale à la section de la cellule.

**t** : Temps d'écoulement.

# *Introduction Générale*

# ***INTRODUCTION GENERALE***

La construction d'ouvrages de Génie Civil, particulièrement les ouvrages routiers sont devenus un facteur très important dans le développement économique d'un pays.

Aujourd'hui, l'Algérie est confrontée à d'énormes problèmes dans le domaine routier surtout devant le manque d'agrégat (gravier, sable,...). Ce manque est engendré par l'extraction des carrières des roches massives, alors que l'exploitation des faciès-cristallins se fait rare vu leur présence dans des zones à relief accidenté et boisé. La gestion irrationnelle des sablières, l'extraction abusive et incontrôlée des sables et graviers, et la baisse de la pluviométrie de ces dernières décennies sont les raisons du manque flagrant du matériau sable et gravier.

Dans le souci d'y remédier à ce manque, nous avons étudié le matériau grès pour ses caractéristiques physiques et mécaniques assez proches de celles des sables. Les grès sont des roches très répandues, ils sont disponibles en gisements très importants, à proximité des voies de communications (routes nationales), ce qui rend leur exploitation facile et peu coûteuse.

Le but de notre travail est d'étudier le matériau grès pour son utilisation dans le domaine du génie civil à savoir la confection de routes, de remblais et la construction d'ouvrages.

Pour mener à terme notre étude, nous avons divisé notre travail en deux grandes parties, la première consiste à définir le matériau grès, la seconde relative à l'étude expérimentale qui comprend trois étapes :

➤ **Le chapitre I**, comporte les différents essais d'identification réalisés au laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et minéralogiques.

➤ **Le chapitre II**, traite l'étude des propriétés mécaniques des grès en vue de leur utilisation dans le domaine routier.

➤ **Le chapitre III**, est relatif aux essais routiers, à travers les essais : Los Angeles et Micro-Deval. Il comporte aussi les essais de perméabilités avec le perméamètre à charge constante et variable ainsi que la récapitulation des résultats obtenus et les interprétations correspondantes.

Nous concluons par une synthèse des résultats expérimentaux obtenus et nous formulerons des propositions en perspective.

**Première Partie**

***Contexte Géologique Des Grès  
De Draa-Khelifa (Makouda)***

## Introduction :

Depuis des temps reculés, l'art de construction est lié à l'usage des roches. Le génie civil fait usage de ces matériaux sous la forme de granulats, constituant de base de ses techniques. Les caractéristiques des granulats dépendent de plusieurs paramètres tels que la nature de la roche d'origine.

En ce qui concerne les conditions hydrogéologiques, les couches de grès grâce à leur structure poreuse et au réseau de fissures conduisant les eaux atmosphériques en profondeur, par conséquent ces eaux s'accumuleront dans la roche. Comme le grès est une roche très répandue dans notre région, nous avons jugé utile de l'exploiter dans les projets de construction. Pour parvenir à notre but, il faut étudier le comportement de ce matériau tester sa résistance pour son utilisation ultérieure.

## I. Définition des roches :

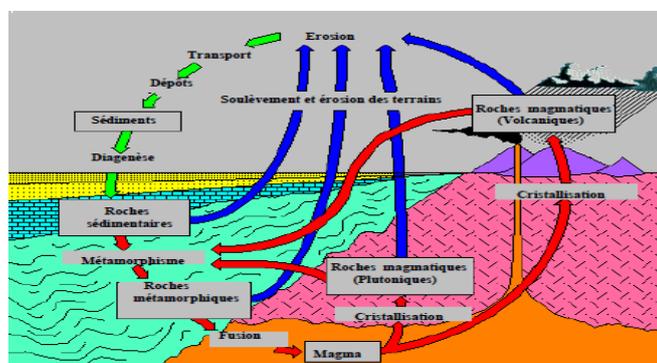
La roche est une substance solide composée de minéraux, principalement des silicates. Les silicates importants constituant les roches sont les feldspaths, le quartz, l'olivine, le pyroxène, l'amphibole, le grenat et les micas (micas blancs : lamuscovite, et micas noirs : la biotite).

Les minéraux ont différentes propriétés, leur structure cristalline, leur dureté et leur clivage, qui influencent les propriétés de la roche. Dans les roches, les minéraux cristallins sont souvent massifs, granulaires ou compacts, et uniquement visibles au microscope.

On distingue trois grandes familles de roches :

- Les roches sédimentaires.
- Les roches métamorphiques.
- Les roches magmatiques.

Ces trois grandes familles de roches sont liées entre elles à la surface de la terre par le cycle de la genèse et de la diagenèse des roches. (**Figure I.1**)



**Figure I.1 : Cycles de formation des roches.**

## II. Types des roches :

### II.1 Les roches sédimentaires :

Les roches sédimentaires sont formées de trois façons principales :

- par le dépôt de résidus dû à l'altération d'autres roches (connues sous le nom de roches sédimentaires « clastiques ») généralement classées selon leur granulométrie.
- par le dépôt résultant d'une activité biogénique.
- par la précipitation d'une solution.

Les roches sédimentaires sont caractérisées par leurs dispositions en lits successifs dits (strates), elles contiennent souvent des restes d'organismes végétaux ou animaux (les fossiles) qui témoignent du milieu où elles se sont formées.

**Tableau I.1 : Exemple des roches sédimentaires.**

Taille des particules	Commentaires	Nom de la roche
>2 mm	Fragments de roche arrondis	Conglomérat
	Fragments de la roche angulaires	Brèche
1/16-2 mm	Quartz avec d'autres minéraux	Grès
>1/16	Se sépare en fine couches	Schiste
	Se casse en blocs	Mudston

### II.2 Les roches métamorphiques :

Le terme métamorphisme (du grec méta = changement et morph = forme), désigne la transformation d'une roche. La roche métamorphique est une nouvelle roche transformée à partir d'une roche existante, par « **métamorphisme** » changements dus à la chaleur et à la pression.

Les roches métamorphiques peuvent avoir une structure feuilletée ou non.

La foliation est due à une réorientation des minéraux de mica, créant un plan de clivage ou un alignement visible des minéraux.

**Tableau I.2 : Exemple des roches métamorphiques.**

Roche	Texture	Roche parente originale
Ardoise	Feuilletée	Schiste argileux (minéraux d'argile)
Pyélite	Feuilletée	Schiste argileux
Micaschiste	Feuilletée	Schiste argileux
Chloritoschiste	Feuilletée	Basalte
Gneiss	Feuilletée	Granit, schiste, andésite
Marbre	Non-feuilletée	Calcaire, dolomie
Quartzite	Non-feuilletée	Grès quartzeux

**II.3 Les roches magmatiques :**

Les roches magmatiques résultent de la solidification (cristallisation, refroidissement d'un magma). Le magma est un bain silicaté fondu, constitué d'une phase liquide (la plus importante), d'une phase solide (cristaux) et d'une phase gazeuse.

Selon le mode de refroidissement du magma, on distingue deux types de roches magmatiques :

- **Les roches plutoniques** : formées par le refroidissement lent du magma en profondeur.
- **Les roches volcaniques** : formées par le refroidissement rapide du magma en surface.

**Tableau I.3 : Exemple des roches magmatiques.**

	Granitique (acide) (felsique)	Andésitique (intermédiaire)	Basaltique (basique) (mafique)	Ultramafique (ultrabasique)
<b>Intrusive (grain grossier)</b>	Granite	Diorite	Gabbro	Péridotite
<b>Extrusive (grain fin)</b>	Rhyolite	Andésite	Basalte	Aucune
<b>Pourcentage de silice</b>	>65% de silice	50-65% de silice	40-50% de silice	<40% de silice
<b>Composition minérale principale</b>	Quartz Orthose N-Plagioclase	Amphibole Plagioclase Biotite	Ca-Plagioclase Pyroxène	Olivine Pyroxène
<b>Composition minérale mineure</b>	Muscovite Biotite Amphibole	Pyroxène	Olivine Amphibole	Ca- Plagioclase

### **III. Les Grés :**

#### **III.1 Définition :**

Le grès est une roche sédimentaire détritique formée de grains de sable cimentés par de la silice, de la calcite, de l'oxyde de fer ou de l'argile.

Les grains de sable proviennent de la désagrégation mécanique des roches exposées aux intempéries. Les gros grains de sable sont fréquemment des fragments de la roche-mère tandis que les sables fins sont plus communément des minéraux résistants, dissociés de la roche qui les contenait à l'origine. Les deux minéraux granulaires les plus fréquents sont le quartz et le feldspath.

Les grains et le ciment peuvent avoir une composition différente en fonction de l'origine et de l'histoire du grès. Si les grains sont peu cimentés c'est un grès poreux.

Le grès a une couleur variable (gris, rouge, ocre, jaune, brun) qui varie en fonction de la présence d'oxyde de fer.

#### **III.2 Classification des Grés :**

La nature et la qualité des ciments vont donner les différentes caractéristiques des grés :

- **Les grés quartzeux** : dont les éléments sont des grains de quartz de faible dimension, reliés par ciment siliceux et pouvant être cohérents, friables, fins ou grossiers.
- **Les grés argileux** : à fragments de quartz et de schistes solidement reliés par une gangue argileuse ou argilo-siliceuse.
- **Les grés ferrugineux** : dont les grains sont agglutinés par de l'oxyde de fer généralement hydraté.
- **Les grés-verts** : à ciment calcaire marneux ou argileux dont la couleur provient des grains de glauconite.
- **Les grés calcarifères** : sables quartzeux cimenté par du carbonate de chaux.

#### **III.3 Localisation des gisements de grés de Tizi-Ouzou :**

D'après l'étude qui a été faite en 2000 par l'office National de Recherche Géologique et Minières de BOUMERDES (O.R.G.M), on distingue deux types de grés :

**III.3.1 Les grès numidiens :****a. Définition :**

Les grès numidiens sont quartzeux de couleur gris à gris claire, parfois blancs à grains moyens à gros, Ils constituent en volume l'essentiel de la série numidienne.

**b. Les gisements :**

Les grès numidiens affleurent essentiellement dans la partie orientale de la wilaya de Tizi-Ouzou (Tapourth n'Ait Ergane, Aourir, Challam, Moknéa) et sur la bande littorale (Cap Tédélés, Zegzou, Ait-Rouanna).

**c. Minéraux :****Tableau I.4 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les Minéraux de grès numidiens.**

<b>SiO<sub>2</sub></b>	<b>FeO<sub>3</sub></b>	<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	<b>TiO<sub>2</sub></b>	<b>CaO</b>	<b>MgO</b>	<b>MIO</b>	<b>Na<sub>2</sub>O</b>	<b>K<sub>2</sub>O</b>	<b>PAF</b>
91.57%	0.10%	0.04%	0.15%	0.10%	0.02%	0.02%		0.01%	0.29%
à	à	à	à	à	à	à	0.05%	à	à
98.64%	1.80%	3.6%	0.36%	1.05%	0.21%	0.05%		0.51%	1.35%

**III.3.2 Les grès d'âge miocènes:****a. Définition :**

Les grès d'âge miocène sont totalement différents de ceux du numidiens, ils sont de couleur ocreuse, friable à ciment carbonaté. Il s'agit du grès silico-argileux.

**b. Les gisements :**

Les grès d'âge miocène se développent au centre et au sud du territoire (Souk Tlata, Ihidoussene, Tizi-Ouzou, Djemaa Saharidj, Makouda, Tadmaït, Sid Ali Bounab...).

**c. Minéraux :****Tableau I.5 : Résultats communiqué par l'O.R.G.M. de Tizi-Ouzou pour les minéraux de grès miocènes.**

<b>SiO<sub>2</sub></b>	<b>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	<b>CaO</b>	<b>PAF</b>
56.18%	1.07%	9.20%	12.58%	12.58%
à	à	à	à	à
76.30%	2.96%	14.10%	14.88%	13.69%

### **III.4 Lieu d'extraction de notre échantillon :**

Notre échantillon a été prélevé au niveau de la région de MAKOUDA dans le massif du Draa Khelifa (**Figure I.3 : Carte géologique de DELLYS-TIZI OUZOU**).



**Figure I.2 : le grès.**

### **Conclusion :**

Les grès sont des matériaux abondants dans la wilaya de Tizi-Ouzou, on les retrouve dans plusieurs localités présentant l'avantage d'être en surface et très accessibles vu qu'ils se trouvent à proximité des voies de communication (routes nationales)

Objets de notre étude appartiennent aux grès d'âge miocène (**Figure I.3 : carte géologique de DELLYS -TIZI OUZOU**), qui affleurent dans le massif de Draa Khelifa à proximité de la localité **MAKOUDA**.

Cette étude a pour but de déterminer leurs propriétés géotechniques en vue de leur exploitation dans les projets du Génie Civil, d'exploitation des eaux souterraines (Hydraulique).

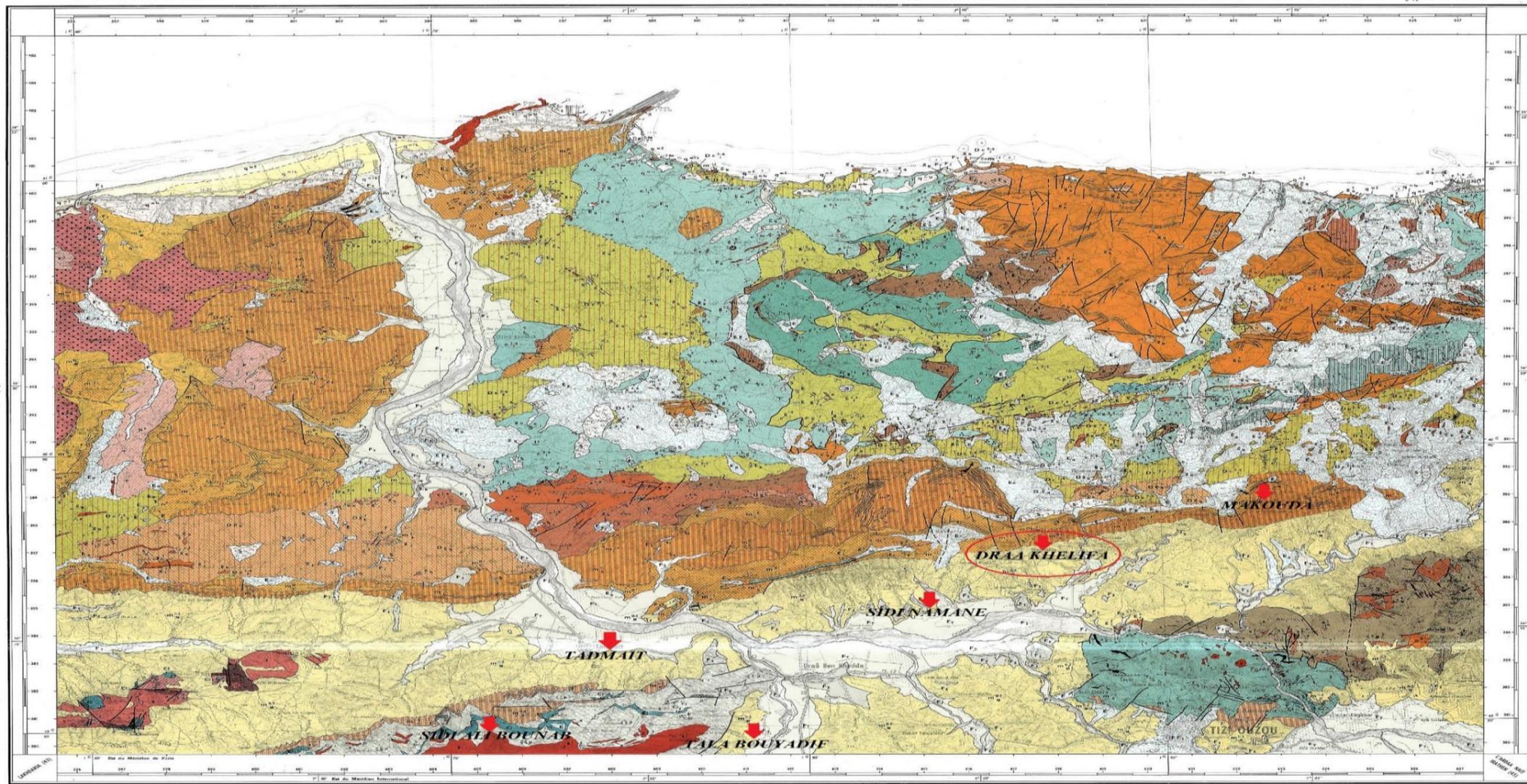
Pour ce faire, les résultats obtenus seront comparés à ceux obtenus dans le cadre d'études antérieures (mémoires de fin d'études,...) effectuées sur des grès semblables affleurant à d'autres endroits) ou différents comme les grès Numidiens (**Figure I.3**).

خريطة الجزائر الجيولوجية  
 CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE  
 دلس - تيزي وزو  
 DELLYS - TIZI OUZOU

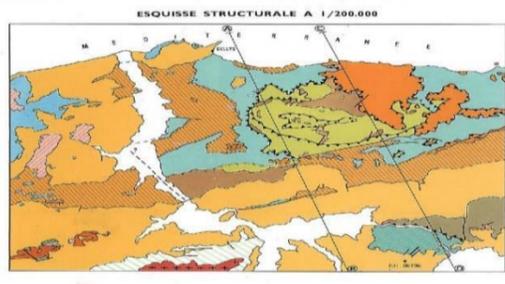
وزارة الصناعة الثقيلة  
 ادارة المناجم والجيولوجيا  
 مديرية الجيولوجيا الغربية  
 MINISTERE DE L'INDUSTRIE LOURDE  
 DIRECTION DES MINES ET DE LA GEOLOGIE  
 SOUS-DIRECTION DE LA GEOLOGIE  
 ALGERIE - WILAYA DE TIZI OUZOU

Les explorations et les travaux géologiques ont été effectués de 1946 à 1972 par  
 M. RAYMOND DREUIL, Maître assistant au Département de Géologie Université  
 de l'Etat de Paris VI, Collaborateur du Service Géologique de l'Algérie.  
 FEUILLE N° 8/23 B 2 3  
 C 19

- FORMATIONS QUATERNAIRES**
- Q4 : Alluvions récentes
  - Q3 : Alluvions anciennes
  - Q2 : Plages actuelles et vestiges littoraux
  - Q1 : Plages anciennes
- FORMATIONS "POST-NAPPES" MIOCÈNES ET PLEISTOCÈNES**
- M1 : Marnes
  - M2 : Gâs
  - M3 : Marnes de base
- ROCHES VOLCANIQUES D'ÂGE MIOCÈNE**
- Basaltes
  - Andalites
  - Trachytes
  - Diabases
  - Sphères
- ARGILES À BLOCS**
- Argiles et marnes à blocs
- FORMATION HUMIDIENNE**
- Argiles et marnes à blocs
- UNITÉ TELLIÈNE DE DELLYS**
- Marnes et sables fins



- UNITÉ D'AFIR-AZEFFOUN ET OLIGOCÈNE OREO-MICACE**
- O1 : Sables et grès à forte micacéité
  - O2 : Sables et grès à forte micacéité
  - O3 : Sables et grès à forte micacéité
  - O4 : Sables et grès à forte micacéité
  - O5 : Sables et grès à forte micacéité
  - O6 : Sables et grès à forte micacéité
  - O7 : Sables et grès à forte micacéité
  - O8 : Sables et grès à forte micacéité
  - O9 : Sables et grès à forte micacéité
  - O10 : Sables et grès à forte micacéité
- OLIGO-MIOCÈNE KABYLE**
- K1 : Sables
  - K2 : Sables
  - K3 : Sables
  - K4 : Sables
  - K5 : Sables
  - K6 : Sables
  - K7 : Sables
  - K8 : Sables
  - K9 : Sables
  - K10 : Sables
- SOCLE KABYLE SÉRIE DU DJEBEL AÏSSA HIMOUN**
- A1 : Sables
  - A2 : Sables
  - A3 : Sables
  - A4 : Sables
  - A5 : Sables
  - A6 : Sables
  - A7 : Sables
  - A8 : Sables
  - A9 : Sables
  - A10 : Sables
- SÉRIE DU DJEBEL BELLOUA**
- B1 : Sables
  - B2 : Sables
  - B3 : Sables
  - B4 : Sables
  - B5 : Sables
  - B6 : Sables
  - B7 : Sables
  - B8 : Sables
  - B9 : Sables
  - B10 : Sables
- NOYAUX GNEISSIQUES**
- G1 : Gneiss
  - G2 : Gneiss
  - G3 : Gneiss
  - G4 : Gneiss
  - G5 : Gneiss
  - G6 : Gneiss
  - G7 : Gneiss
  - G8 : Gneiss
  - G9 : Gneiss
  - G10 : Gneiss
- SÉRIE ESCASSE DU MASSIF DE SIDI ALI BOU NAB**
- S1 : Sables
  - S2 : Sables
  - S3 : Sables
  - S4 : Sables
  - S5 : Sables
  - S6 : Sables
  - S7 : Sables
  - S8 : Sables
  - S9 : Sables
  - S10 : Sables
- ROCHES MAGMATIQUES ANCIENNES**
- M1 : Gneiss
  - M2 : Gneiss
  - M3 : Gneiss
  - M4 : Gneiss
  - M5 : Gneiss
  - M6 : Gneiss
  - M7 : Gneiss
  - M8 : Gneiss
  - M9 : Gneiss
  - M10 : Gneiss
- SIGNES CONVENTIONNELS**
- 1 : Contact normal
  - 2 : Faille
  - 3 : Surface de charriage
  - 4 : Fentes et cassures
  - 5 : Fentes et cassures
  - 6 : Fentes et cassures
  - 7 : Fentes et cassures
  - 8 : Fentes et cassures
  - 9 : Fentes et cassures
  - 10 : Fentes et cassures



- FORMATIONS "POST-NAPPES"**
- Fluvio
  - Marnes
- FORMATIONS SYNOCLINÉO-NAPPES**
- Volcanisme andalite
  - Quartzites et gneiss
- UNITÉ TELLIÈNE DE DELLYS**
- Marnes et sables fins
- UNITÉ D'AFIR-AZEFFOUN**
- Sables et grès à forte micacéité
- OLIGO-MIOCÈNE KABYLE**
- Sables
- SOCLE KABYLE**
- Sables
  - Sables

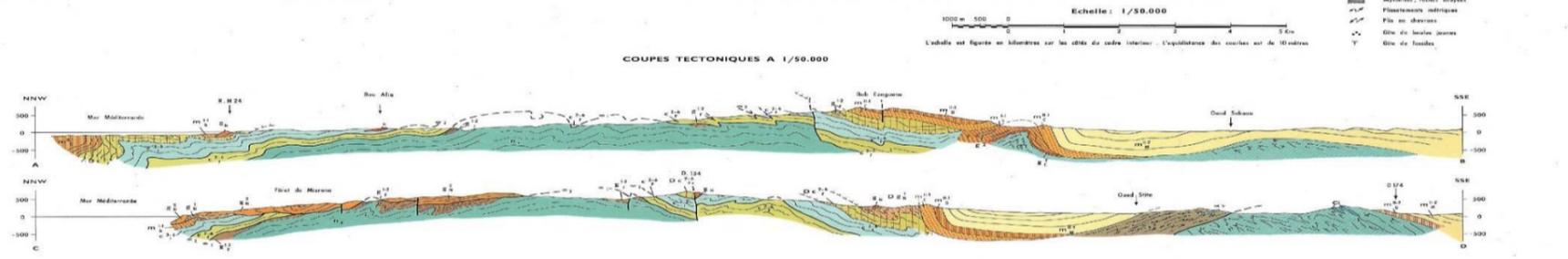


Figure I.3 : Extrait de Carte de localisation du lieu d'extraction des échantillons de grès.

*Deuxième Partie*

*Etude Expérimentale*

**Chapitre I**

***Identification Du Matériau Grès***

## **Introduction :**

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés « essais d'identification ».

Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré-dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

### **I.1 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X :**

La découverte des rayons X était un évènement très important qui a bouleversé le sens des progressions scientifique, éventuellement dans le domaine de la cristallographie, car la diffraction des rayons X est une technique d'analyse non destructive pour l'identification et la détermination quantitative des différentes formes cristallines présentes dans un solide.



Figure I.1 : La prise de l'échantillon.



Figure I.2 : Un diffractomètre.

#### **I.1.1 Principe de la méthode :**

La diffraction des rayons X consiste à appliquer un rayonnement de la longueur d'onde des rayons X ( $0.1 < \lambda < 10\text{nm}$ ) sur un échantillon orienté ou non. Le rayonnement pénètre le cristal, il y a absorption d'une partie de l'énergie et excitation des atomes avec émissions de radiations dans les toutes les directions.

Les radiations émises par des plans atomiques qui sont en phases vont engendrer un faisceau cohérent qui pourra être détecté. La condition pour que les radiations soient en phase s'exprime par « la loi de Bragg » :

$$2d \sin \theta = n\lambda$$

**Avec :**

- d** : La distance des plans réticulaires.
- θ** : Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans.
- n** : L'ordre de la réflexion.
- λ** : La longueur d'onde de la source.

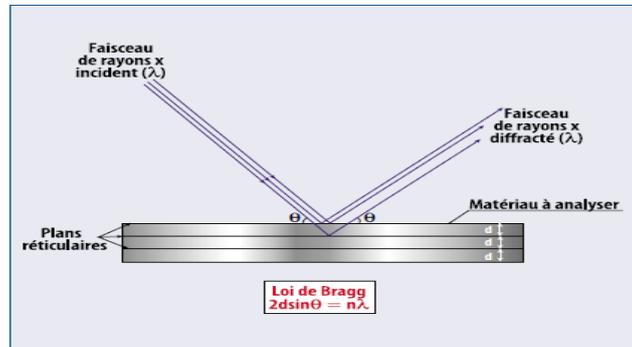


Figure I.3 : Principe de la méthode d'un diffractomètre.

**I.1.2 Techniques d'analyses :**

Dans les cas les plus fréquents dont celui des minéraux argileux, l'échantillon est composé de très fines particules. Les techniques d'investigation aux rayons X les plus favorables sont :

- Méthode des poudres ;
- Méthode des agrégats orientés.

**I.1.3 Diagramme normal :**

Les résultats du diffractogramme sont présentés sur la figure I.4 et figure I.5 et sont consignés dans le (tableau I.1).

- **Les résultats de grès de Draa Khelifa:**

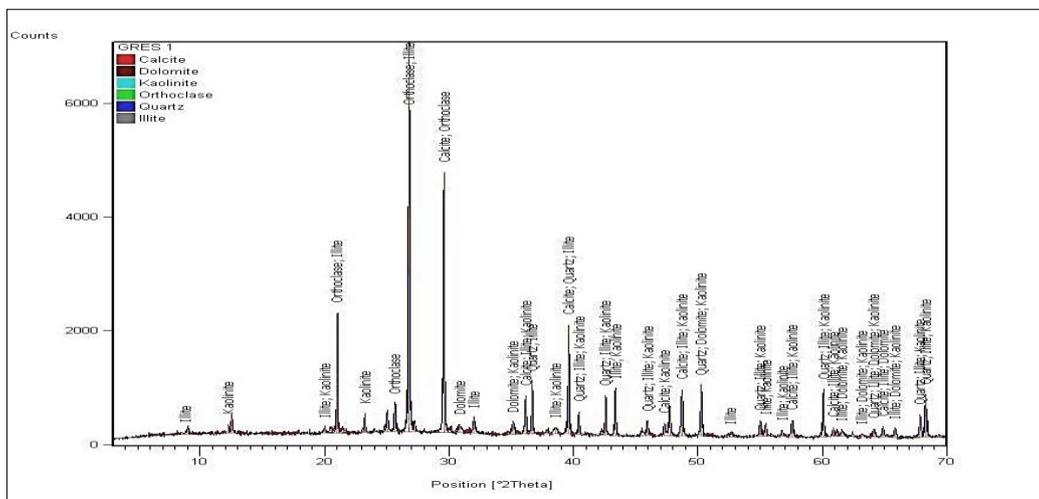


Figure I.4 : Diffractogramme du grès de Draa Khelifa.

• **Les résultats de grès de Tala Bouyadif:**

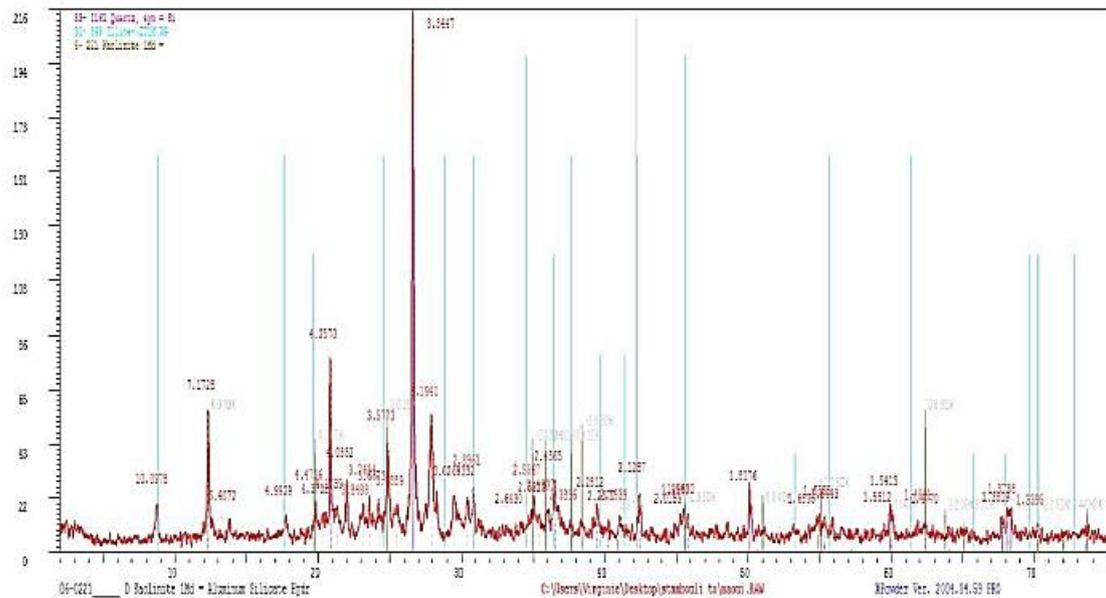


Figure I.5 : Diffractogramme du grès de TALA BOUYADIF.

Tableau I.1 : Caractéristiques minéralogiques des deux sites.

Région	Calcite	Dolomite	Kaolinite	Orthoclase	Quartz	Illite
Draa Khelifa	+	+	+	+	+	+
Tala Bouyadif	-	-	+	-	+	+

**I.1.4 Interprétation des résultats :**

La détermination des assemblages minéralogiques réalisée par diffraction des rayons x (RX) sur les différents échantillons (Tableau I.1), montre le caractère prédominant du quartz au niveau des deux échantillons. D'autres minéraux comme les carbonates (calcite et dolomite) et orthoclase n'existent que dans les grès de Draa Khelifa.

Par ailleurs, l'essai révèle l'existence de minéraux argileux qui peuvent présenter une certaine sensibilité à l'eau à savoir, l'illite ainsi que la kaolinite. Cependant, la présence de ces éléments, peut influencer le comportement mécanique du matériau.

## **I.2 La granulométrie (NF P 94-056):**

Les dépôts sont généralement constitués d'un mélange de types de sols. En effet, ils sont presque toujours constitués de particules de grosseurs différentes.

Pour bien décrire un sol, il faut donc connaître sa granulométrie, c'est-à-dire la répartition de ses particules suivant leurs diamètres équivalents. Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols :

- L'analyse granulométrique par tamisage.
- L'analyse granulométrique par sédimentation.

### **I.2.1 L'analyse granulométrique par tamisage :**

L'essai consiste à faire passer un échantillon représentatif de sol à travers des tamis superposés dont les ouvertures vont en décroissant du haut vers le bas. Les particules les plus grosses restent donc emprisonnées sur les tamis les plus hauts (refus ou retenu), tandis que les particules plus fines se dirigent vers les tamis inférieurs (tamisât ou passant).

Lorsque les masses retenues sur chaque tamis deviennent constantes, le tamisage est terminé et tous les refus sont pesés. La masse de chaque refus est ensuite comparée à la masse totale de l'échantillon, ce qui permet de calculer les pourcentages de refus cumulé et de passant. Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique où ils construisent une courbe granulométrique.



**Figure I.6 : Analyse granulométrique par tamisage.**

### **I.2.2 Appareillage :**

- Des tamis emboîtent les uns sur les autres dont la dimension des ouvrages décroît du haut vers le bas.
- Une tamiseuse électrique.
- Une balance électronique.

- Cuillère.
- Un échantillon de masse =3Kg.

### I.2.3 Les résultats obtenus :

**Tableau I.2 : Résultats de l'analyse granulométrique (Draa Khelifa).**

Diamètre des tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés(%)
25	23	0	0	100
20	97,7	125,6	4,19	95,81
16	274,2	399,8	13,35	86,65
12,5	407,3	807,1	26,94	73,06
10	439,7	1246,8	41,62	58,38
6,3	511,6	1758,4	58,7	41,3
4	271,1	2029,5	67,74	32,26
2	250	2279,5	76,09	23,91
1	170,3	2449,8	81,77	18,23
0,5	214,2	2664	88,92	11,08
0,315	111	2775	92,63	7,37
0,08	165,9	2940,9	98,17	1,83
Fond	54,9	2995,8	100	0

**Tableau I.3 : Résultats de l'analyse granulométrique (Tala Bouyadif).**

Diamètre des tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés(%)
25	0	0	100
20	271.4	9.12	90.81
16	187.9	6.32	84.49
12,5	100.4	3.37	81.12
10	136.7	4.59	76.53
6,3	649.2	21.83	54.70
4	427.9	14.39	40.31
2	471.2	15.84	24.47
1	187.8	6.31	18.16
0,5	68.3	2.29	15.87
0,315	65.6	2.20	13.67
0,08	243	8.17	5.50
Fond	163.6	5.50	0

### I.2.4 Courbe granulométrique:

Les pourcentages des tamisât cumulés sont représentés sous la forme d'une courbe granulométrique (figure I.7), en portant les ouvertures des tamis en abscisse sur une échelle logarithmique et le pourcentage des tamisât en ordonnée sur une échelle arithmétique.

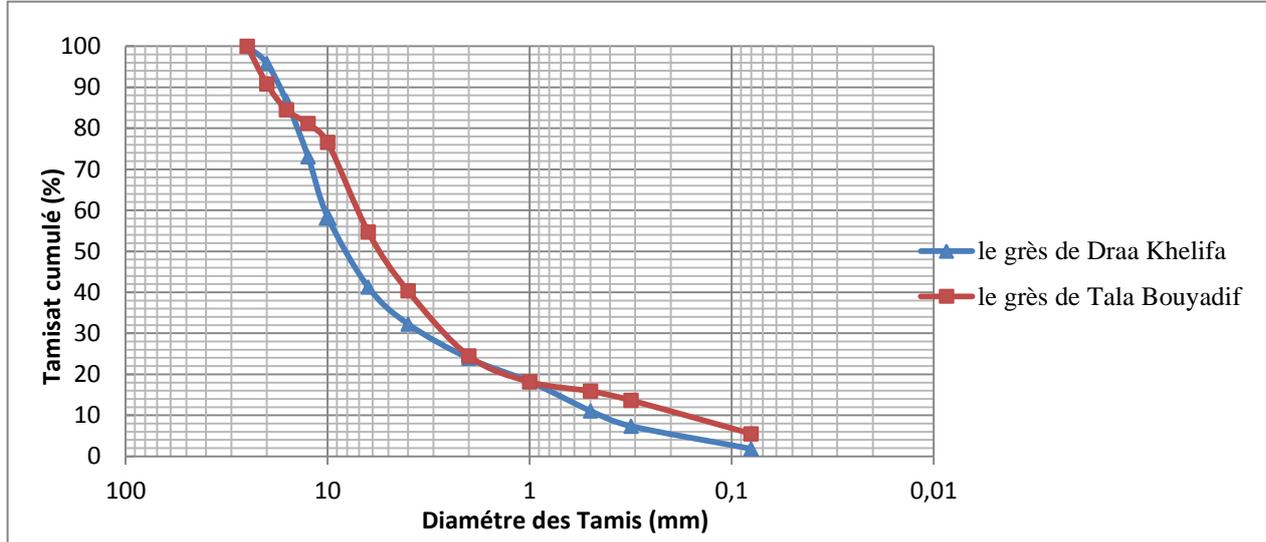


Figure I.7 : Courbe granulométrique des deux sites.

### I.2.5 Détermination des coefficients d'uniformité et de courbure :

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen), et le coefficient de courbure:

➤ **Coefficient d'uniformité** : permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{10.15}{0.49}$$

**Avec:**

$D_{10}$ : diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

$D_{60}$ : diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie :

**Tableau I.4 : Classes de granulométrie de sols.**

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	granulométrie étalée.
$200 < C_u$	granulométrie très étalée.

- **Coefficient de courbure**: permet de décrire la forme de la courbe granulométrique :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{(3.6)^2}{0.49 * 10.15}$$

**Avec:**

$D_{30}$ : Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

Lorsque certaines conditions sur  $C_u$  et  $C_c$  sont satisfaites ( $1 \leq C_c \leq 3$ ), le sol est dit **bien gradué** c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière.

Quand sa granulométrie est discontinue ( $C_c > 3$ ), avec prédominance d'une fraction particulière, il est dit **mal gradué**.

**Tableau I.5 : Résultats d'analyse granulométrique des échantillons.**

Région	Diamètre efficace (mm)			Coefficient d'uniformité $C_u$	Coefficient de courbure $C_c$
	$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$		
DRAA KHELIFA	0.49	3.6	10.17	20.71	2.60
TALA BOUYADIF	0.19	2.8	7	36.84	5.89

**I.2.6 Interprétation des résultats:**

D'après la classification des sols grenus du Laboratoire Central des Ponts des Chaussés (LCPC), on peut classer notre sol comme étant **un grave propre bien gradué** et **une granulométrie étalée** selon les données que nous avons:

- Plus de 50% d'éléments ont un diamètre supérieur à 2 mm et moins de 5% d'éléments ont un diamètre inférieur à 0,08 mm.
- Un coefficient d'uniformité  $C_u > 4$  et  $20 < C_u \leq 200$ .
- Et un coefficient de courbure  $1 < C_c < 3$ .

Les grès de **TALA BOUYADIF** commune de **DRAA BEN KHEDDA** sont classés comme étant **un grave propre mal gradué** avec une granulométrie **étalée**. Ce qui veut dire que toutes les dimensions de grains ne sont pas représentées.

Tandis que, les grès de **DRAA KHELIFA**, sont classés comme étant **un grave propre bien gradué** avec une granulométrie **étalée**, toutes les dimensions de grains sont représentées, aucune ne prédomine.

### **I.3 Equivalent de sable (NF P 18-598):**

L'essai d'équivalent de sable désigné par le symbole E .S, a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins contenus dans le sol et dont la présence en quantité notable peut modifier le comportement mécanique.

C'est un essai empirique, simple, rapide et ne nécessitant qu'un appareillage très élémentaire. Il permet de contrôler sur place la constance de certaines qualités de matériaux mis en œuvre sur chantier à une cadence rapide. Il est très largement utilisé, en particulier en géotechnique routière.

#### **I.3.1 Principe de l'essai :**

L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5 mm) un lavage énergique de manière à le séparer de ses matières fines.

L'éprouvette contenant le sol et la solution lavante est soumise à 90 cycles de 20 cm d'amplitude en 30 secondes. La solution utilisée, en outre, a un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

On laisse la solution se décanter pendant  $20 \text{ min} \pm 10 \text{ s}$ . Au bout de ces 20 min, on mesure à vue, à l'aide du régleur la hauteur  $h_1$  du niveau supérieur du flocculat par rapport au fond de l'éprouvette. Et également la hauteur  $h'_2$  du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette (**figure I.8**).

Pour effectuer la mesure de façon plus précise, on introduit le piston dans l'éprouvette, jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment. Pendant cette opération, le manchon coulissant prend appui sur l'éprouvette. Lorsque l'embase du piston repose sur le sédiment, bloquer le manchon coulissant sur la tige du piston.

Introduire le régleur dans l'encoche du manchon, faire venir buter le zéro contre la face inférieure de la tête du piston (**figure I.8**). Lire la hauteur du sédiment  $h_2$  au niveau de la face supérieure du manchon. L'équivalent de sable est par définition :

$$ES(\text{à vue}) = \frac{h_1}{h'_2} \times 100$$

$$ES(\text{au piston}) = \frac{h_1}{h_2} \times 100$$

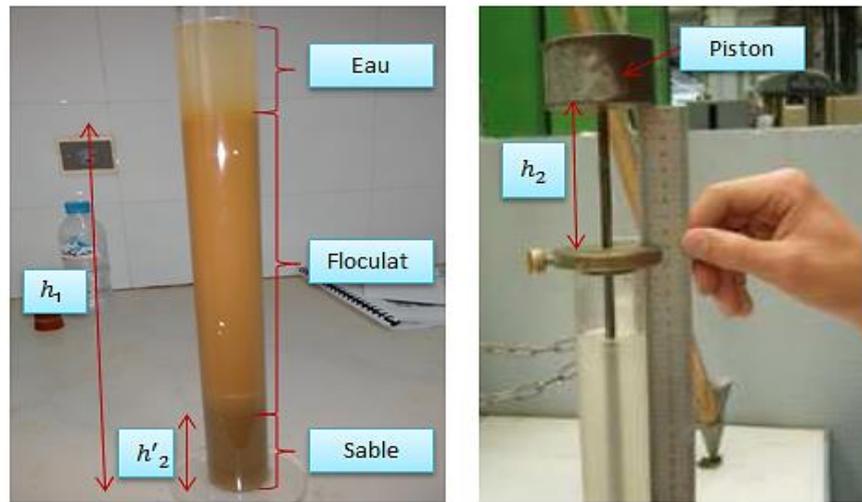


Figure I.8 : Essai d'équivalent de sable.

**I.3.2 Appareillage :**

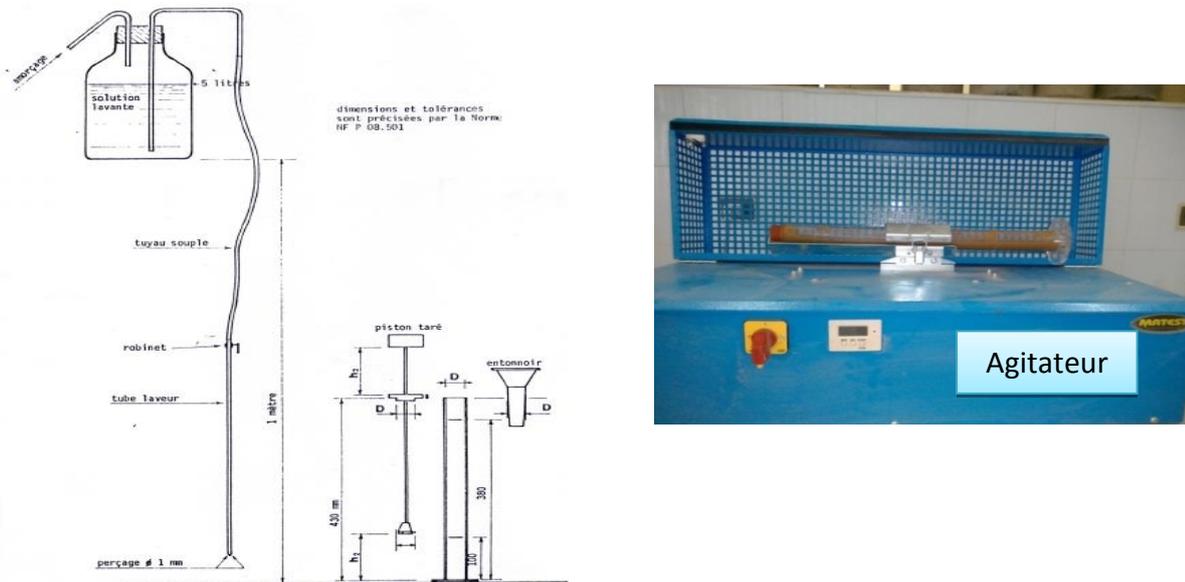


Figure I.9 : Equipement nécessaire pour équivalent de sable.

**I.3.3 Les résultats de l'essai :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau I.6 : Les résultats de l'équivalent de sable.**

Essais	$h_1$ (mm)	$h'_2$ (mm)	$h_2$ (mm)	ESV (%)	ES (%)
1	290	86	79	29.65	27.24
2	248	80	74	32.26	29.84
<b>Moyenne</b>				<b>30.95</b>	<b>28.54</b>

**Remarque :** Si les deux valeurs de ES diffèrent de plus de 4, refaire l'essai.

### I.3.4 Interprétation des résultats :

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature de sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'en apprécier la qualité pour composer un béton.

**Tableau I.7: Classification des sables.**

ES (à vue)	ES (au piston)	Nature et qualité du sable
ES <65	ES < 60	Sable argileux, risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
65 ≤ ES <75	60 ≤ ES <70	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
75 ≤ ES <85	70 ≤ ES <80	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ES >85	ES > 80	Sable très propre l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qui faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

**Tableau I.8 : Résultats obtenus des échantillons.**

Région	DRAA KHELIFA	TALA BOUYADIF
ES(%)	28.54	51.5

D'après ces résultats et selon la classification des sables, nous constatons que les deux matériaux (grès) sont classés comme étant **un Sable argileux**, avec « ES (à vue) < 65 et ES (au piston) < 60 » risque de retrait ou gonflement, arejeté pour des bétons de qualité.

## I.4 Les caractéristiques physiques :

### I.4.1 Teneur en eau (w%) (NF P 94-050):

La teneur en eau est le quotient de la masse de l'eau interstitielle ( $M_w$ ) par la masse des grains solide, est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage).

L'essai de détermination de teneur en eau consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 75°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :

$$W(\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100$$

- **Présentation des résultats :**

Les résultats obtenus de l'étude que nous avons faitesont représenté dans le tableau I.9 :

**Tableau I.9 : Résultats de la déterminationla teneur en eau.**

Essai	$M_h$ (g)	$M_s$ (g)	$M_w$ (g)	W(%)
1	78.8	77.4	1.4	1.81
2	86.5	84.2	2.3	2.73
3	91.9	90.3	1.6	1.77
<b>Moyenne</b>				<b>2.10</b>

$$W(\%) = 2.10\%$$

- **Interprétation des résultats :**

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Dans le cas des matériaux étudiés, les résultats de cet essai sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau I.10 : La teneur en eau des deux sites étudiés :**

Région	Draa Khelifa	Tala Bouyadif
W(%)	2.10	2.16

Les grès étudiés présentent une teneur en eau faible à moyenne, ceci peut être expliqué par le faite que le grès est très perméable et ne conserve pas d'eau (l'eau circule et se dissipe facilement entre les grains). Et que le matériau est prélevé en période estivale (les grès de Draa Khelifa), et donc influencé par l'effet de la température.

#### **I.4.2 Les masses volumiques :**

##### **I.4.2.1 La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) par pesée hydrostatique (NF P 94-064) :**

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-064. L'essai consiste à peser l'échantillon à l'air libre, puis à établir une deuxième pesée après paraffinage, et enfin, repeser le tout plongé dans l'eau.



**Figure I.10 : Mode opératoire (pesée hydrostatique).**

Nous déterminons alors la masse volumique sèche par l'équation suivante :

$$\rho_d = \frac{M_r}{\frac{M_{rp} - M'_{rp}}{\rho_w} - \frac{M_{rp} - M_r}{\rho_p}}$$

**Avec:**

$M_r$  :Masse de la roche.

$M_{rp}$  :Masse de la roche paraffinée à l'air libre.

$M'_{rp}$  :Masse de la roche paraffinée dans l'eau.

$\rho_p$  :Masse volumique de la paraffine =0,88 g/cm<sup>3</sup>.

$\rho_w$  :Masse volumique de l'eau =1 g/cm<sup>3</sup>.

• **Présentation des résultats :**

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais réalisés :

**Tableau I.11 : Résultats de la détermination de la masse volumique sèche.**

Paramètre	Echantillons		
	1	2	3
Masse de la roche $M_r$	424.3	363.5	460.2
Masse de la roche paraffinée à l'air libre $M_{rp}$	459.1	389.8	498.8
Masse de la roche paraffinée dans l'eau $M'_{rp}$	212.6	176.1	225.2
Masse volumique sèche $\rho_d$	2.05	1.98	2.00
Moyenne	2.01g/cm <sup>3</sup>		

$$\rho_d = 2.01\text{g/cm}^3$$

• **Interprétation des résultats :**

Le tableau ci-dessous qui présente la classification des matériaux selon la masse volumique sèche permet de classer le matériau utilisé.

**Tableau I.12 : Classification de la densité en fonction de la masse volumique sèche**

$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	Appréciation
< 1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
> 1.8	Dense

En se référant au **tableau I.12**, nous constatons que les grès utilisés sont denses.

**Tableau I.13: La masse volumique sèche des deux sites étudiés :**

Région	Draa Khelifa	Tala Bouyadif
$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	2.01	2.19

**I.4.2.2 La masse volumique humide  $\rho_h$  (NF P 94-053):**

La masse volumique humide est calculée selon la loi suivante :

$$\rho_h = \rho_d \times (1 + W)$$

**Avec:**

**W:** Teneur en eau du matériau.

**$\rho_d$ :** Masse volumique sèche.

L'application numérique donne :  $\rho_h = 2.01 \times (1 + 0.021)$

$$\rho_h = 2.05 \text{ g/cm}^3$$

**Tableau I.14 : La masse volumique humide des deux sites étudiés :**

Région	Draa Khelifa	Tala Bouyadif
$\rho_h (\text{g/cm}^3)$	2.05	2.40

**I.4.2.3 La masse volumique des particules solide  $\rho_s$  (NF P 94-054):**

La détermination de la masse volumique des particules solides est effectuée selon la norme NF P94-054. Elle consiste à mesurer le volume des particules solides par un pycnomètre en utilisant l'eau distillée ou déminéralisée.

La masse volumique des particules solide est utilisée pour connaître l'indice des vides, le degré de saturation et la porosité.

- **Principe de l'essai :**

Une masse connue  $M_s$  (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 2 mm) de sol séché (par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à masse constante) est introduite dans un récipient contenant de l'eau distillée.

Le mélange est ensuite désaéré par ébullition pendant au moins 10 min sur une plaque chauffante (pour les matériaux insensibles à la chaleur), ou utiliser une pompe à vide. Après être assuré qu'aucune bulle d'air n'est piégée entre les particules solides, on détermine avec un très grand soin le volume d'eau déplacée par les particules solides.

La masse volumique des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \rho_w \frac{M_2 - M_1}{M_4 + M_2 - M_1 - M_3}$$

**Avec :**

$M_1$  : Masse du pycnomètre vide.

$M_2$  : Masse du pycnomètre avec échantillon.

$M_3$  : Masse du pycnomètre + eau + échantillon.

$M_4$  : Masse du pycnomètre plein d'eau.

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau égale à  $1(\text{g}/\text{cm}^3)$ .



**Figure I.11 : Equipement de l'essai (pycnomètre).**

Les résultats de l'essai sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau I.15 : Résultats de la détermination de la masse volumique des particules solides.**

$M_1$	206.8
$M_2$	257.1
$M_3$	804.8
$M_4$	773.3
$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$ .	<b>2.68</b>

$$\rho_s = 2.68(\text{g}/\text{cm}^3)$$

**Tableau I.16 : La masse volumique des particules solides des deux sites étudiés :**

Région	Draa Khelifa	Tala Bouyadif
$\rho_s (\text{g}/\text{cm}^3)$	2.68	2.80

### **I.4.3 Indice des vides, degré de saturation et porosité :**

#### **I.4.3.1 Indice des vides (e) :**

L'indice des vides est défini comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des particules solides. Il permet de savoir si notre matériau est serré ou lâche. Il est déterminé par la relation suivante :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés ( $\rho_s$  et  $\rho_d$ ) selon la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

Vu que les masses volumiques sont déterminées, on déduit l'indice des vides par la deuxième relation.

$$e = 0.2762$$

Le grès utilisé dans cette étude a un indice de vide  $e = 27.62\%$ .

#### **I.4.3.2 Degré de saturation $S_r$ :**

Le degré de saturation, noté  $S_r$ , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé). Il peut aussi être défini par la formule suivante :

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} \times \frac{W}{e} \times 100$$

$$S_r = 20.27\%$$

**Tableau I.17: Degré de saturation d'après TERZAGHI.**

Appréciation	$S_r$ %
Saturé	100
Détrempé	76-99
Mouillé	51-75
Humide	26-50
Légèrement humide	1-25
sec	0

D'après le tableau I.17 le grès étudié est donc dans un état légèrement humide.

#### **I.4.3.3 Porosité $n$ :**

La porosité est le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) au volume total ( $V$ ). Elle peut s'exprimer en pourcentage ou sans dimension.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{La porosité est toujours inférieure à 1}).$$

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. Elles sont liées par la formule :

$$n = \frac{e}{(e + 1)} \times 100$$

$$n = 21.64\%$$

Les caractéristiques physiques correspondantes aux grès étudiées sont présentées dans le tableau I.18 :

**Tableau I.18 : Résultats obtenus des grès étudiés :**

Région	W(%)	$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	$\rho_h(\text{g/cm}^3)$	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	e (%)	$S_r(\%)$	n (%)
<b>DRAA KELIFA</b>	2.10	2.01	2.05	2.68	27.62	20.37	21.64
<b>TALA BOUYADIF</b>	2.16	2.19	2.4	2.80	27.8	21.75	21.75

### **Conclusion:**

Les essais d'identification permettent de classer les sols, et les reconnaître facilement, ils sont simple et peu coûteux.

Ce chapitre a été consacré à l'identification du matériau utilisé, afin de mieux présenter l'aspect physique, chimique et minéralogique. Les résultats obtenus, montrent que les grès étudiés ne contiennent pas tous les mêmes types de minéraux. Ceci peut en conséquence avoir un effet non négligeable sur leur comportement mécanique.

Dans le chapitre suivant, sera entamée la première série d'essais mécaniques à savoir, les essais de compactage au Proctor modifié, la résistance au cisaillement et la compressibilité à l'œdomètre.

**Chapitre II**  
***Les Essais Mécaniques***

**Introduction :**

La stabilité des ouvrages est liée directement à la nature du sol support. Ce dernier, présente des caractéristiques mécaniques lui procurant une capacité portante bien précise.

Autrefois, lors de la conception d'un projet et de la recherche du site d'implantation, le sol possédant une faible portance était abandonné et changé, une opération tout à fait faisable vue l'étendue et la disponibilité des sites. Aujourd'hui, de par l'exploitation croissante est née un déficit de ces derniers, d'où l'importance de les traiter pour les améliorer.

Pour évaluer les qualités mécaniques des granulats, de nombreux essais ont été mis au point dans ce chapitre. Ces essais sont indispensables pour la conception d'ouvrages routiers afin de connaître le comportement mécanique de nos matériaux.

**II.1 Compactage :**

Il existe plusieurs méthodes de stabilisation des sols. Parmi les plus connues figurent l'addition de produits chimiques dans le sol, l'utilisation des remblais de surcharge et le compactage.

Le compactage consiste à appliquer suffisamment d'énergie au sol pour y réduire l'indice des vides et ainsi à en accroître la compacité. La masse volumique sèche d'un sol compacté sera donc supérieure à celle d'un sol non compacté.

En effet, c'est cette caractéristique qui permet d'étudier l'évolution du compactage et son efficacité. Cette grandeur est utile car significative même dans le cas de sols humides. Ce principe reste applicable grâce aux équations reliant la teneur en eau aux masses volumiques entre elles (sèche et humide).

Le compactage contribue à l'augmentation de la densité, de la résistance au cisaillement, à la diminution du retrait et de la perméabilité et enfin à la diminution de la compressibilité.

**II.1.1 Facteurs influant le compactage :**

Le compactage est influencé par plusieurs paramètres. La masse volumique du sol varie en fonction de :

- La teneur en eau.
- L'énergie de compactage.
- La granulométrie.

➤ **L'influence de la teneur en eau :**

L'eau joue le rôle de lubrification, qui sera optimal pour une teneur en eau donnée. A une valeur inférieure, l'eau sera très difficile à compacter, et au-delà de cette valeur, l'eau sera néfaste et provoquera une chute de stabilité. Ce phénomène étant surtout dangereux pour les sols qui contiennent une quantité appréciable de fines, tels que les sables argileux ou limoneux.

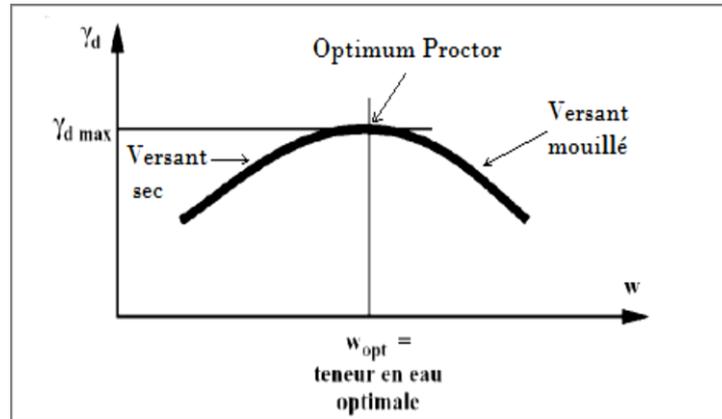


Figure II.1 : Allure d'une courbe de compactage.

➤ **L'influence de l'énergie de compactage :**

L'influence de l'énergie de compactage sur la valeur de la masse volumique sèche maximale est aussi importante que celle de l'eau.

Pour compacter un sol, il est nécessaire de lui appliquer des coups avec une hauteur de chute précise, le compactage optimise les vides d'air et décroît lorsque les vides sont saturés. On ne constate qu'une hausse de l'énergie de compactage fait augmenter la masse volumique sèche maximale et diminuer la teneur en eau optimale.

Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne qu'on appelle ligne des optimums Proctor, et qui est sensiblement parallèle à la courbe de saturation  $S_r=100\%$ .

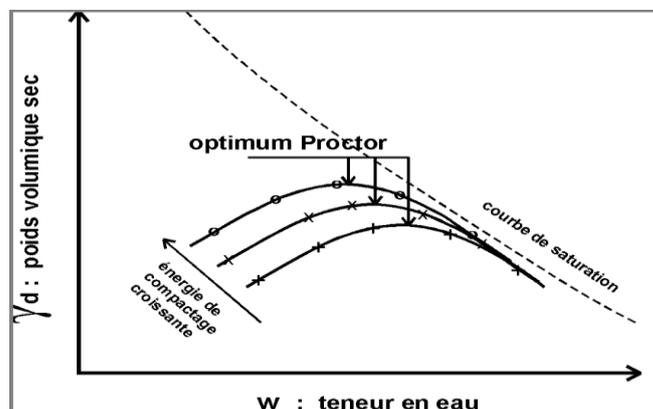


Figure II.2 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

➤ **L'influence de la granulométrie:**

La granulométrie d'un sol joue un rôle radical dans le compactage. Un matériau soumis au compactage de granulométrie grossière et graduée présentera une masse volumique sèche maximale bien plus élevée qu'un matériau de granulométrie plus petite et graduée. La teneur en eau quant à elle, sera plus grande pour un matériau fin que pour un matériau grossier.

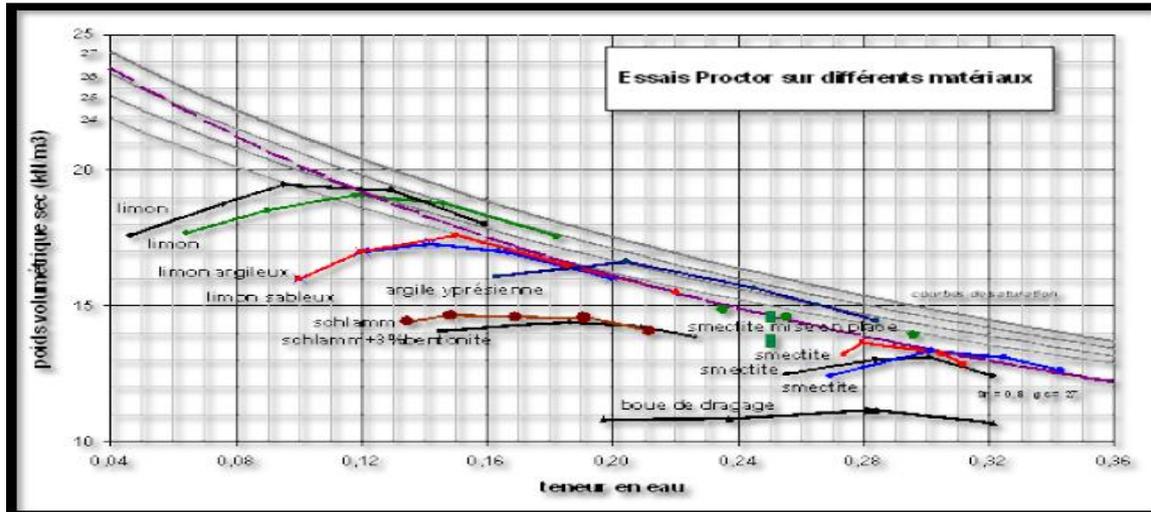


Figure II.3 : Exemple de l'influence de la granulométrie sur le compactage (Office wallon des déchets, juin 2000).

**II.1.2 Essais Proctor :**

Les essais Proctor consistent à simuler le compactage en laboratoire pour déterminer les conditions optimales de mise en oeuvre d'un matériau sur chantier et donc d'évaluer le comportement de ce dernier. Ils déterminent la masse volumique sèche maximale pour une énergie de compactage donnée. Ces essais s'effectuent conformément à la norme française NF P 94-093. Il existe deux types d'essai Proctor :

➤ **Essai Proctor normal :**

L'essai Proctor normal est utilisé dans le cas des remblais. Il consiste à mesurer la masse volumique sèche d'un échantillon de sol en trois couches, dans un moule de volume spécifique à celui-ci. On effectuera le compactage à l'aide d'une dame ayant un mouton de 2.49 kg et une hauteur de chute égale à 305 mm. Chaque couche sera compactée par un nombre de coups donnés en fonction du moule utilisé.

➤ **Essai Proctor modifié :**

L'essai Proctor modifié est caractérisé pour son énergie de compactage intense, il est utilisé pour les couches de chaussées, pistes d'aérodromes.... Il comporte les mêmes étapes que l'essai Proctor normal, néanmoins le nombre de couches est de cinq, les coups pour chaque couches dépendent du moule employé et la dame possède un mouton de 4.54 kg ainsi qu'une hauteur de chute de 457 mm.

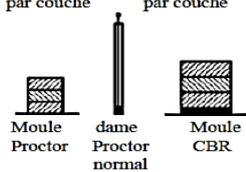
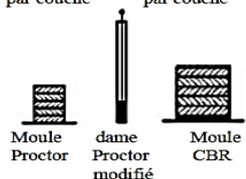
Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2490 g	2490g	3 couches, à raison de : 25coups par couche      56coups par couche 
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4535 g	4535 g	5 couches, à raison de : 25coups par couche      56coups par couche 
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

Figure II.4 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (AFNOR ,1999).

**II.1.3 Essai Proctor modifié (NF P 94-093) :**

**II.1.3.1 But de l'essai:**

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

**II.1.3.2 Principe de l'essai :**

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ( $\gamma_d$  , W) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

**II.1.3.3 Appareillage :**

Pour cet essai nous aurons besoin :

- Moule CBR.
- Dame Proctor modifié.
- Règle à arasé.
- Dispositif d'extraction des éprouvettes.
- Etuve.
- Bac.
- Truelles pour malaxer
- Balance de précision.



**Figure II.5 : Matériels utilisés pour l'essai Proctor modifié.**

**II.1.3.4 Mode opératoire :**

Il existe plusieurs conditions pour le choix du moule à utiliser afin d'effectuer l'essai. Ces conditions dépendent du diamètre du plus gros grain constituant le matériau à étudier.

- Si  $D \leq 5$  mm (et seulement dans ce cas), moule PROCTOR, mais le moule C.B.R. conseillé.
- Si  $5 \text{ mm} < D \leq 20$  mm, utiliser le moule C.B.R.
- Si  $D > 20$  mm, il faut tamiser à 20 mm et peser le refus.
- Si refus  $\leq 30$  %, effectuer l'essai dans le moule C.B.R. sans le refus (échantillon écrêté à 20 mm) et appliquer une correction sur les valeurs trouvées.
- Si refus  $> 30$  %, l'essai Proctor ne peut être fait.

Chaque essai se fera en prélevant 5 kg de matériaux préalablement étuvé à  $105^{\circ}\text{C}$  pendant 24h. La teneur en eau sera calculée en fonction du poids total. L'échantillon est humidifié et mélangés en prenant soin d'homogénéiser le tout.

Dans un bac le mélange est étalé et partagé en cinq couches identiques, qui seront soumises une par une à 56 coups de dame. Une fois les cinq couches compactées, onarase le surplus pour obtenir une éprouvette ayant le même volume que le moule CBR (connu).

On effectue alors l'extraction de l'éprouvette à l'aide du dispositif hydraulique, celle-ci sera pesée pour déterminer sa masse humide  $M_h$ , étuvée puis repesée pour déduire sa masse sèche  $M_s$ .



Figure II.6 : Matériel de confection des éprouvettes de l'essai Proctor modifié.

La masse volumique sèche et la teneur en eau sont alors obtenues grâce aux équations suivantes :

- Calcul de la teneur en eau : 
$$W(\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} * 100$$
- Calcul de la masse volumique sèche : 
$$\rho_d = \frac{M_s}{V}$$

Avec :

V : Volume du moule CBR = 2124cm<sup>3</sup>.

#### II.1.3.5 Présentation des résultats :

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de tableau et de courbe :

**Tableau II.1 : Résultats de l'essai Proctor modifié de Draa Khelifa.**

Essais	Teneurs en eau W(%)	Masses volumiques sèches $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Echantillon N° 01	2,5	1,97
Echantillon N° 02	3,1	1,99
Echantillon N° 03	4,1	2,1
Echantillon N° 04	5,28	1,96

**Tableau II.2 : Résultats de l'essai Proctor normal de Tala Bouyadif.**

Essais	Teneurs en eau W(%)	Masses volumiques sèches $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Echantillon N° 01	10.85	17.99
Echantillon N° 02	12.51	18.20
Echantillon N° 03	14.23	18.58
Echantillon N° 04	15.22	18.20
Echantillon N° 05	16.72	18.02

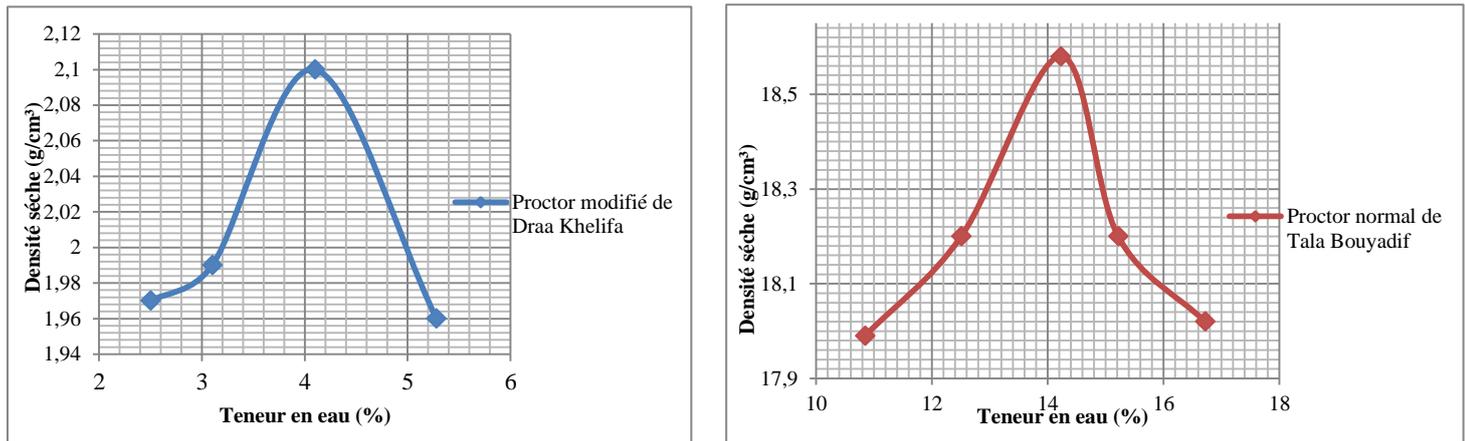


Figure II.7 : Courbe Proctor des deux échantillons.

### II.1.3.6 Interprétation des résultats :

D'après la courbe Proctor (modifiée et normale), nous constatons que les deux courbes obtenues montrent une allure en forme de cloche moyennement bombée, elle présente généralement un pic apparent présentant la teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ ) appelée « **optimum Proctor** ». Ce point représente la teneur en eau donnant la masse volumique sèche maximale ( $\rho_{d\ opt}$ ) (du matériau utilisé).

La variation de l'humidité influe sur la densité sèche, ce qui permet de dire que le grès compacté sensibles à l'eau.

## II.2 Résistance au cisaillement (NF P 94-71-1):

La résolution de problèmes de stabilité en mécanique des sols est inenvisageable sans la connaissance des paramètres de résistance au cisaillement du sol. Cette résistance dépend de la nature du matériau rencontré, suivant qu'il soit cohérent ou non, grossier ou fin. Ces paramètres appelés angle de frottement interne et cohésion interviennent dans le calcul de stabilité des différents ouvrages de génie civil (fondations, barrages, digues...).

Nous allons étudier la résistance au cisaillement de grès réalisé en laboratoire, en utilisant la boîte de cisaillement de Casagrande. Tout en passant par quelques définitions et concepts concernant la notion de résistance au cisaillement, le but et le principe de l'essai...etc.

### II.2.1 Notion de résistance au cisaillement :

Les contraintes de cisaillements se développent lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol.

Cette sollicitation induit des déformations le long de certaines surfaces appelées "surface de glissement", elle correspond aussi à la surface de rupture. Si l'on porte l'évolution de la contrainte au cisaillement  $\tau$  en fonction de la déformation horizontale  $\epsilon$  dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique suivant :

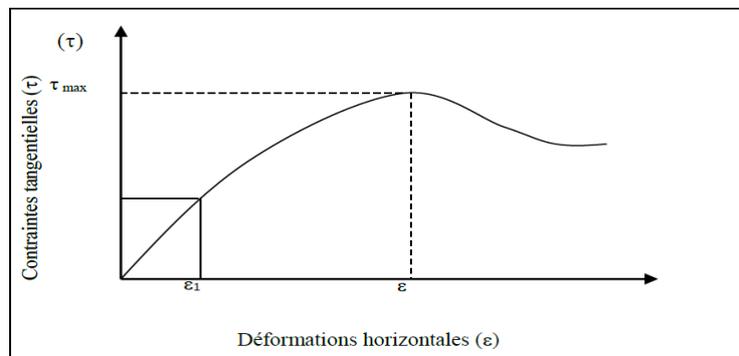


Figure II.8 : Courbe de contraintes-déformations.

Le (LCPC 21, 1987) définit la résistance au cisaillement sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement  $\tau_{max}$ .
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande.
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire.

### II.2.2 But de l'essai :

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande a pour but d'étudier le comportement et la résistance mécanique d'un matériau au cisaillement à court et à long terme. Il permet de déduire les caractéristiques mécaniques au cisaillement du sol (angle de frottement interne et cohésion) à travers une droite obtenue appelée « **droite intrinsèque** ».

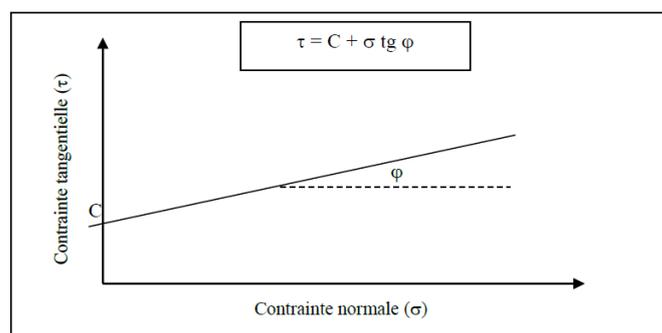


Figure II.9 : Droite intrinsèque (LCPC, 1987).

L'angle de frottement interne  $\phi$  est représenté par l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses. La cohésion quant à elle est déduite par l'ordonnée à l'origine.

L'équation de la droite intrinsèque qui exprime la loi de Coulomb, se présente comme suit :

$$\tau = C + \sigma \text{tg } \phi$$

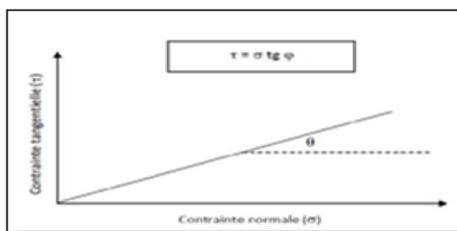
**II.2.3 Paramètres de cohésion « C » et angle de frottement interne « φ » :**

La droite intrinsèque peut se présenter sous trois formes :

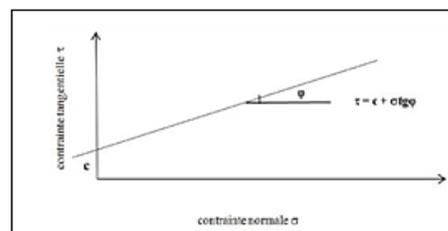
- Si elle passe par l'origine des axes, cela signifie que **le sol est pulvérulent** (non cohérent) : exemple, les graviers et les sables. Dans ce cas le terme "C" est nul et l'équation devient alors :

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

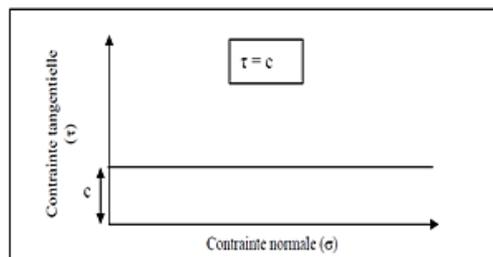
- Si elle ne passe pas par l'origine des axes, cela signifie que **le sol est à la fois cohérent et frottant** (la plupart des sols : les limons). Dans ce cas l'équation reste la même :  $\tau = C + \sigma \tan \phi$
- Si la droite est parallèle à l'axe des abscisses, c'est que nous sommes en présence de **sols purement cohérents** (argiles) et donc sans angle de frottement interne ( $\phi=0$ ). Dans ce cas l'équation devient :  $\tau = C$



*Sol pulvérulent*



*Sol cohérent et frottant*



*Sol purement cohérent*

**Figure II.10 : Droites intrinsèques des différentes catégories de sols.**

**II.2.4 Type d'essais de cisaillement à la boîte(UU, CU, CD) :**

Trois types d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement :

- **Essai non consolidé non drainé UU (Unconsolidated-Undrained) :**

Cet essai est réalisé pour étudier un comportement à court terme. La vitesse d'exécution est rapide, ce qui empêche les pressions interstitielles de se dissiper. De par cet essai est déduite la cohésion non drainée  $C_u$ . L'angle de frottement interne  $\phi_u$  est considéré nul :  $\tau = C_u$

- **Essai consolidé non drainé CU (Consolidated-Undrained) :**

Dans ce cas, l'échantillon est consolidé sous une contrainte normale appliquée avec drainage, l'essai est ensuite effectué avec une vitesse rapide et un drainage fermé. Cet essai est exprimé en contraintes totales, la droite intrinsèque a pour équation :

$$\tau = C_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u$$

- **Essai consolidé drainé CD (Consolidated-Drained) :**

Cet essai est caractérisé par une vitesse d'exécution relativement lente, il correspond au comportement à long terme du sol. L'échantillon est consolidé et drainé tout au long de l'opération ( $u = 0$ ). L'essai est exprimé en contraintes effectives :  $\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$

**Avec :**

$\varphi'$ : Angle de frottement effectif.

$C'$ : Cohésion drainée.

**II.2.5 Avantages et inconvénients de la boîte de cisaillement :**

- **Avantages :**

- La manipulation est facile (Simple).
- La durée d'exécution courte (Rapide).
- Le coût n'est pas cher (Économique).

- **Inconvénients :**

- Contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture.
- Non uniformité de déformation dans le sol.
- Frottement de deux demi – boîtes.
- Pas de contrôle de la pression interstitielle.

**II.2.6 Principe de l'essai de cisaillement à la boîte :**

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel s'exerce une contrainte normale déterminée. (LCPC 1987).

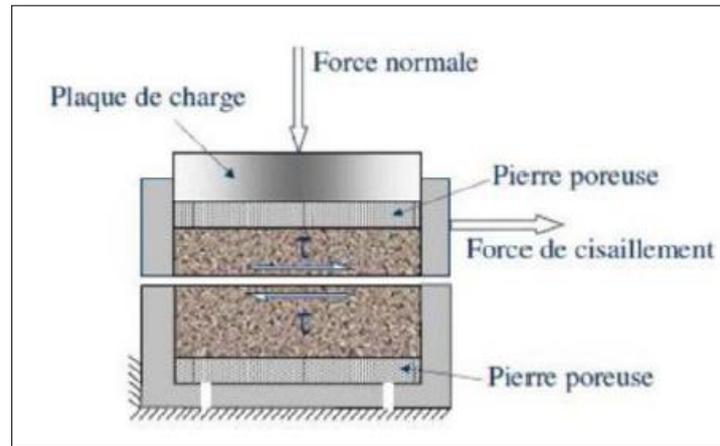


Figure II.11 :Principe de la boîte de cisaillement.

### **II.2.7 Mode opératoire :**

L'éprouvette de sol, de forme cylindrique (dans ce cas), est placée à l'intérieur des deux demi-boîtes (voir la figure II.12) et repose à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est assez grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau.

Un piston métallique muni également d'une pierre poreuse est placé sur la face supérieure de l'éprouvette.

Les données de l'essai (vitesse de cisaillement, contrainte normale, poids de l'échantillon, ...) sont introduites à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur. Il est appliqué à l'éprouvette une force normale constante "N" sur sa face supérieure au moyen d'un vérin, et par l'intermédiaire du piston horizontal une force de cisaillement horizontale "T". L'essai est effectué en imposant un déplacement relatif des deux demi-boîtes, un dispositif mécanique approprié entraîne à vitesse constante le châssis inférieur et la force de cisaillement est mesurée sur le châssis supérieur au moyen d'un capteur de force. Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés :

- L'effort normal N (capteur force).
- L'effort horizontal de cisaillement T (capteur force).
- Le déplacement horizontal du châssis mobile (capteur déplacement).
- Le déplacement vertical du piston dans le châssis supérieur (capteur déplacement).



**Figure II.12 : Mode opératoire de l'essai de cisaillement à la boîte.**

Une fois l'essai terminé (fin de cisaillement), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes (contraintes-déformations, variations de volume et droites intrinsèques).

### **II.2.8 Expression des résultats :**

Les lectures obtenues sont converties en unité de calculs, selon les paramètres suivant :

$L = 60\text{mm}$  : longueur de la boîte de cisaillement.

$\Delta_h$  : Déplacement horizontal (mm).

$S_c$  : Section corrigée, avec  $S_c = L(L - \Delta L)$ .

$\Delta_v$  : Déplacement vertical (mm).

$l_a$  : Lecture de l'anneau.

$K$  : coefficient de l'anneau.

$T$  : Force, avec  $T = l_a * K$  (daN).

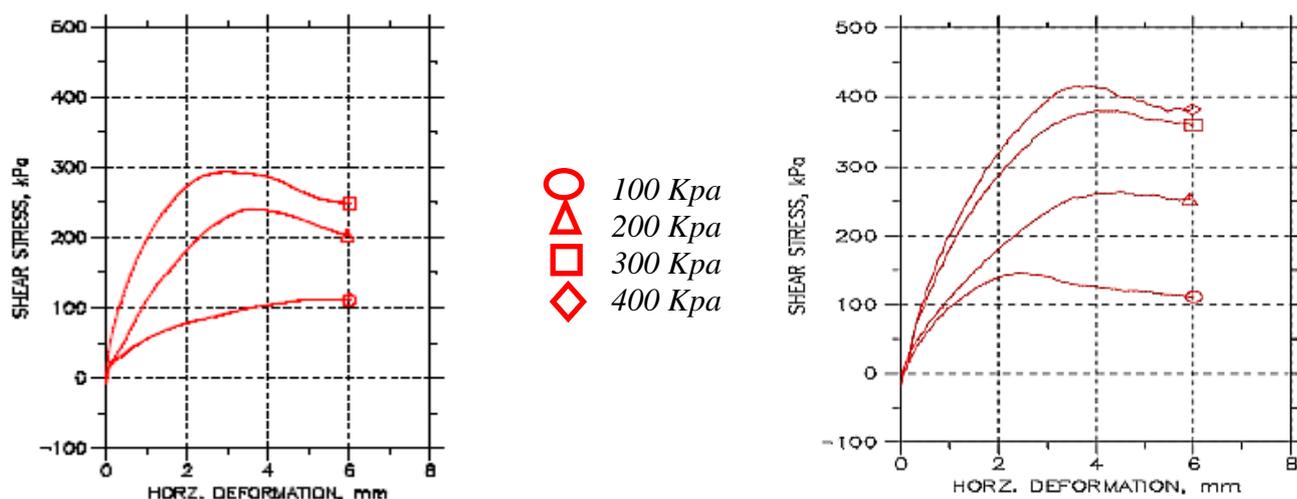
$\tau$  : Contrainte tangentielle avec  $\tau = \frac{T}{S_c}$  en kPa.

### **II.2.9 Présentation des résultats :**

Les résultats obtenus à travers l'essai de cisaillement direct à la boîte sont présentés sous forme de courbes :

- Contraintes-déformations  $\tau = f(\Delta_h)$ .
- Variation de volume  $\Delta_v = f(\Delta_h)$ .
- Droite intrinsèque  $\tau = f(\sigma)$ .

**II.2.9.1 La courbe contrainte déformation  $\tau = f(\Delta_h)$ :**



Draa Khelifa Tala Bouyadif

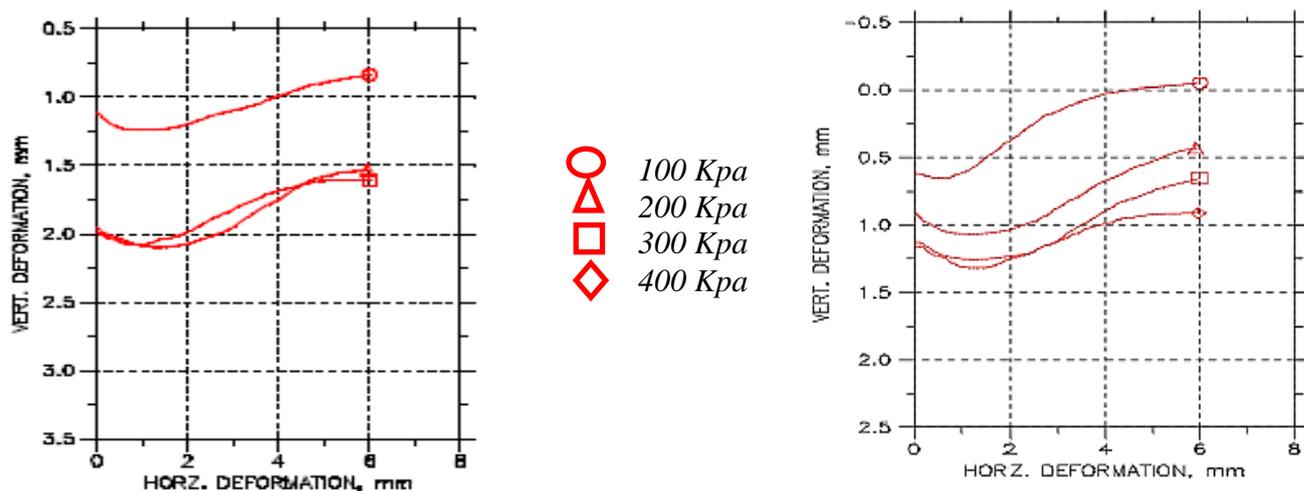
Figure II.13 : La courbe contrainte déformation  $\tau = f(\Delta_h)$

• **Interprétations des résultats :**

D’après les courbes contraintes-déformations, pour les différents sites étudiés sont présentées sur la figure II.13. Elles montrent que la résistance au cisaillement des échantillons étudiés augmente avec les déformations de ceux-ci. L’application progressive des charges engendre un serrage et un frottement de plus en plus important entre les grains, ce qui provoque un déplacement horizontal difficile des grains les uns par rapport aux autres.

Au-delà de 2mm, les courbes contraintes déformations ont tendance de plus en plus à évoluer en paliers pour les grès de Tala Bouyadif et présentent un pic sur la courbe de 400 Kpa. Par contre les grès de Draa Khelifa présentent un pic au niveau des charges 200 et 300 Kpa.

**II.2.9.2 La courbe de variation de volume  $\Delta_v = f(\Delta_h)$  :**



Draa Khelifa

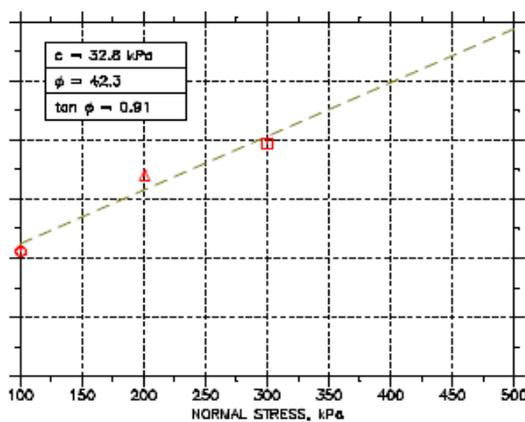
Tala Bouyadif

Figure II.14 : La courbe de variation de volume  $\Delta_v = f(\Delta_h)$ .

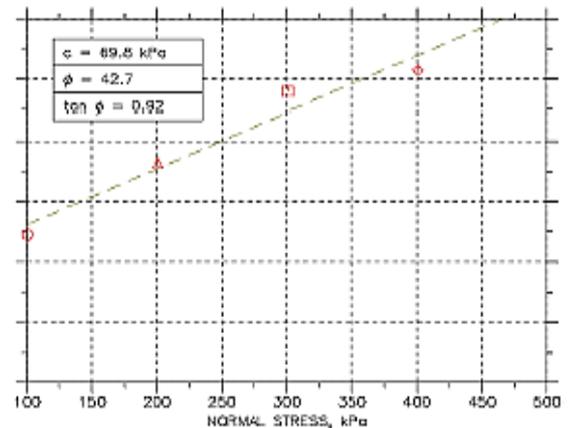
• **Interprétations des résultats :**

Nous remarquons sur la figure II.14 la présence de deux phases (contractance-dilatance) pour les matériaux.

**II.2.9.3 La droite intrinsèque  $\tau = f(\sigma)$  :**



**Draa Khelifa**



**Tala Bouyadif**

**Figure II.15 : La droite intrinsèque  $\tau = f(\sigma)$ .**

• **Interprétations des résultats :**

D’après la droite intrinsèque, que nous avons obtenue pour un sol pulvérulent est une droite qui ne passe pas par l’origine, dont les caractéristiques mécaniques sont :

**Tableau II.3 : Les caractéristiques mécaniques au cisaillement direct à la boîte.**

Région	C(kPa)	$\phi(^{\circ})$
<b>Draa Khelifa</b>	<b>32.8</b>	<b>42.3</b>
<b>Tala Bouyadif</b>	<b>69.8</b>	<b>42.7</b>

Ces caractéristiques obtenues montrent que les matériaux étudiés présentent un angle de frottement identique. Par contre, un écart important de la cohésion.

**II.3 Essai de compressibilité à l’œdomètre (NF P94- 090-1) :**

Les sols subissent au court du temps des déformations sous les cycles de chargement-déchargement qui leur sont appliqués, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. Pour estimer les déformations verticales d’un sol, on a souvent recours aux essais de compressibilité à l’œdomètre réalisés au laboratoire.

Cet essai œdométrique permet d’étudier le comportement d’un sol soumis à un accroissement de chargement et d’en déduire l’amplitude les tassements et leur évolution dans le temps sous l’effet des cycles chargement- déchargement.

### **III.3.1 Objectif du travail :**

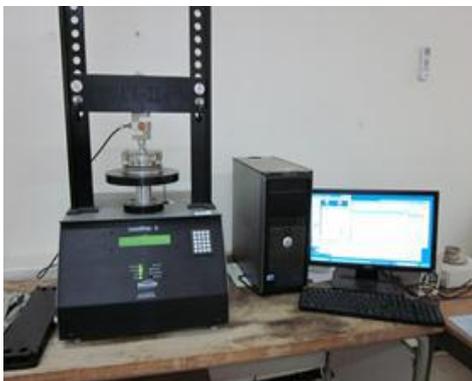
La compressibilité (tassement) fait partie des désordres les plus fréquents et les plus rencontrés dans les sols fins naturels ou reconstitués (ouvrages en terre), ainsi plusieurs recherches sont orientées vers ce domaine pour mieux suivre l'évolution de ce phénomène, détecter les causes et y remédier efficacement.

L'appareillage œdométrique, sert à réaliser les essais de compressibilité au laboratoire, permettant d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps, déterminer par conséquent les indices de compression  $C_c$  et de gonflement  $C_s$ , ainsi que d'étudier la consolidation des échantillons sous certains paliers de chargement et déterminer le coefficient de consolidation vertical  $C_v$ , (voir norme XP P 94-090-1).

L'essai œdométrique fournit, d'une part, une courbe de compressibilité, dite "courbe œdométrique" reliant la contrainte effective et l'indice des vides, et d'autre part, des "courbes de consolidation", qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps sous un chargement donné.

### **III.3.2 Appareillage œdométrique :**

L'appareillage utilisé, est de marque Geocomp Corporation, assisté par ordinateur, muni d'une unité d'acquisition et d'un logiciel de traitement de données. Il est constitué principalement (voir la figure III.16), d'une cellule œdométrique rigide de façon à empêcher toute déformation latérale de l'échantillon, d'un réservoir d'imbibition permettant de garder l'échantillon saturé tout le long de l'essai, d'un système de chargement (vérin et capteur force) et d'un système de mesure de la variation de hauteur  $\Delta H$  (capteur de déplacement).



**Œdomètre à commande numérique.**



**Cellule œdométrique.**

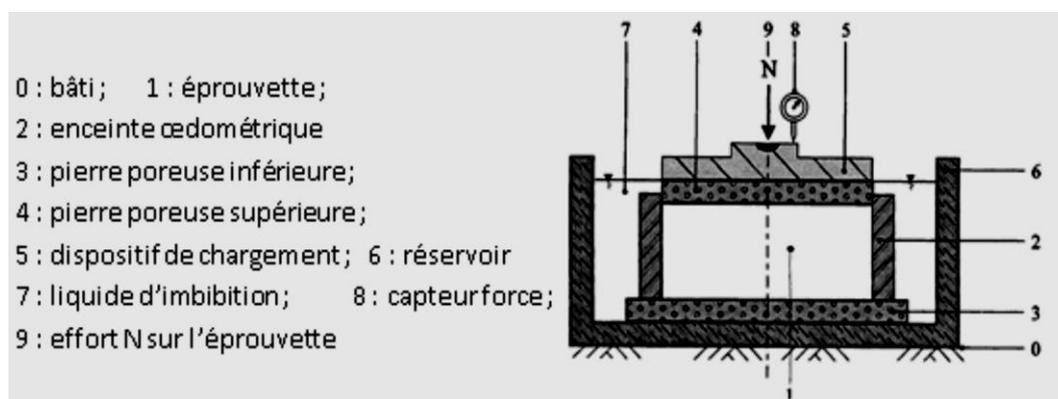
**Figure II.16 : Appareillage œdométrique, (Geocomp Corporation).**

### III.3.3 Mode opératoire :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (cellule œdométrique). Un programme d'essai comportant les données concernant l'échantillon et les cycles de chargement-déchargement est introduit à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur.

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant tout l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants, successivement croissants (chargement) et décroissants (déchargement).

Les variations de hauteur de l'éprouvette, sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge et enregistrées par l'unité d'acquisition des données.



**Figure II.17 : Principe de l'essai œdométrique.**

Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés:

- L'effort normal N (capteur force);
- Le déplacement vertical du vérin et par conséquent les variations de hauteur de l'échantillon selon qu'il est en phase de chargement (compression), ou en phase de déchargement (gonflement).

Une fois l'essai terminé (fin des cycles de chargement-déchargement introduits), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes (compressibilité et consolidation).

### III.3.4 Caractéristiques obtenues à l'œdomètre:

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbe œdométrique (courbe de compressibilité)  $e = f(\log \sigma')$ . D'une manière générale, la courbe de compressibilité, traduit la variation de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement, en fonction de la contrainte verticale effective correspondante.

Elle peut être caractérisée par les paramètres suivants :

- **La pression de pré-consolidation  $\sigma'_p$**  : correspond à l'abscisse du point d'intersection des deux rectilignes droites DL et MN de la courbe de compressibilité œdométrique (**Figure II.18**). Elle correspond à la contrainte maximale qu'a subie le sol durant son histoire géologique.

- **Indice degonflement  $C_g$**  : (appelé aussi indice de recompression  $C_s$ , pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants). Il traduit le gonflement ou la recompression du sol au cours du déchargement.

C'est la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure 3 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement), son expression est donnée par la relation :

$$C_g \text{ ou } C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right|$$

- **Indice de compression  $C_c$**  : Il traduit la compression du sol en phase de chargement. C'est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right|$$

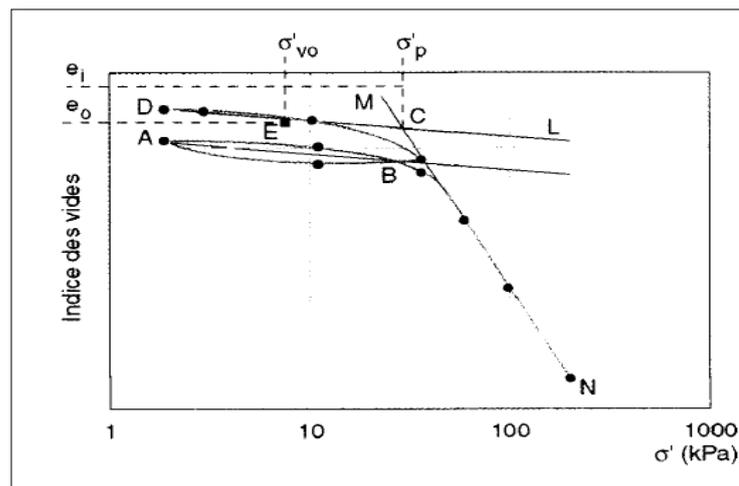


Figure II.18 : Détermination graphique des Caractéristiques œdométriques.

**III.3.5 Présentation des résultats :**

Les résultats sont présentés sous forme de courbe œdométrique :

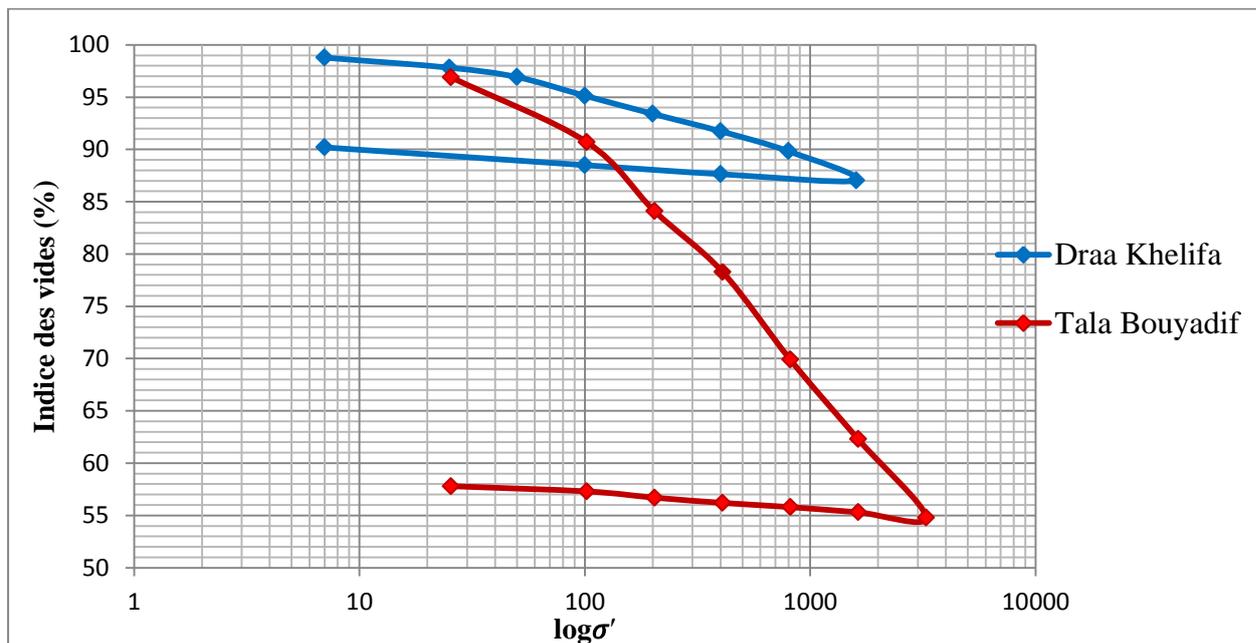


Figure II.19 : Courbe œdométrique des deux échantillons.

Les paramètres qui caractérisent cette courbe sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau II.4: Résultat de l'œdomètre de deux sites.**

L'échantillon	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_g$	$C_c$
Draa Khelifa	49	0.011	0.02
Tala Bouyadif	125	0.1	0.26

**III.3.6 Interprétation des résultats :**

L'essai de compressibilité réalisé montre que les grès étudiés présentent une courbe de deux phases :

- **Phase de chargement**, elle commence par un segment de faible pente pour ensuite s'incliner faiblement à l'approche d'une pression de pré-consolidation.
- **Phase de déchargement**, la courbe met en évidence le gonflement de l'échantillon qui survient lorsque la pression est relâchée.

D'après Sanglerat et Terzaghi (tableau II.5 et II.6), les grès utilisés sont classés comme suite :

- Les grès de Draa Khelifa sont classés comme étant **un sable incompressible peu gonflant** ( $C_c < 0.02$  et  $C_g > 0.005$ ).

- Par contre les grés de Tala Bouyadif sont classés comme étant **une argile moyenne assez fortement compressible peu gonflante**.

**Tableau II.5 : Classification des sols du point de vue gonflement d'après Sanglerat.**

$C_g$	Appréciation
<0.005	Non Gonflant
>0.005	Peu gonflant

**Tableau II.6 : Classification de l'indice de compression selon Terzaghi.**

$C_c$	Appréciation	Type de sol
<0.02	Sol incompressible	Sable
0.02-0.05	Sol très peu compressible Sable	
0.05-0.1	sol peu compressible	
0.1-0.2	Sol moyennement compressible Argile moyenne	Argile
0.2-0.3	Sol assez fortement compressible	Argile molle
0.3-0.4	Sol très compressible	
>0.5	Sol extrêmement compressible	

### **Conclusion :**

L'étude du comportement mécanique des matériaux étudiés, s'est portée sur les essais de compactage au Proctor modifié, les essais de portance CBR après immersion et les essais de compressibilité à l'œdomètre. Ces essais permettent de fixer une idée sur la réponse mécanique des différents matériaux sous différents types de sollicitations auxquelles sont généralement confrontés à l'échelle réelle, sous le trafic routier .

**Chapitre III**

***Les Essais Routiers***

## **Introduction :**

Beaucoup d'essais viennent approfondir la connaissance des caractéristiques mécanique des granulats. En traction, en compression ou en cisaillement. Ces essais ne reproduisent pas toujours les sollicitations attendues.

Ce chapitre est réservé aux principaux essais routiers souvent réalisés dans tout projet des travaux publics. En plus de la portance, ces essais permettent d'étudier l'évolution de la granularité des matériaux étudiés sous sollicitations mécaniques cycliques.

### **III.1 Essai de portance CBR (California Bearing ratio), (NF P 94-078) :**

L'essai CBR a été mis au point en 1929, par les ingénieurs T.E Stanton et O.J Poter du département des routes de Californie. Il sert à déterminer expérimentalement les indices portants « IPI et CBR » d'un sol, afin d'établir sa classification GTR (Guide des terrassements Routiers) et de déterminer l'épaisseur des chaussées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant du sol et son gonflement lorsqu'il est immergé dans l'eau.

Pour résumer, l'essai CBR estime la résistance au poinçonnement d'un sol en déterminant l'indice CBR, qui représente le pourcentage de la charge unitaire standard.

#### **III.1.1 Principe de l'essai CBR :**

L'essai CBR s'effectue à partir d'éprouvettes compactées à l'essai Proctor modifié, avec leurs teneurs en eau optimales. Ces éprouvettes seront ensuite poinçonnées à l'aide d'un piston de section de  $19,35\text{cm}^2$ , enfoncé à une vitesse constante de 1,27 mm/mn.

- L'indice CBR immédiat sera évalué sur une éprouvette compactée à sa teneur en eau optimale.
- L'indice CBR immergé sera évalué après une durée d'immersion de l'éprouvette préalablement compactée à la teneur en eau optimale. Cette durée peut atteindre 96 heures soit, quatre jours d'immersion pour simuler les conditions hydrologiques les plus défavorables.

#### **III.1.2 Appareillage :**

Pour le compactage des éprouvettes à l'essai Proctor modifié :

- Moule CBR.
- Disque d'espacement.
- Accessoires de compactage Proctor (dame Proctor modifié, règles à araser).
- Surcharges annulaires (simule la charge due au trafic).



Figure III.1 : Moule CBR et accessoires de compactage Proctor modifié.

**Pour la mise en immersion :**

- Bac suffisamment profond pour immerger 100 % des éprouvettes ;
- Disque de gonflement perforé et papier filtre ;
- Comparateur de mesure du gonflement.

**Pour le poinçonnement :**

- Presse de poinçonnement CBR.



Figure III.2 : Presse à poinçonnement CBR.

**III.1.3 Exécution de l'essai CBR :**

La première étape consiste à compacter les éprouvettes d'essai. L'essai est réalisé de la même manière qu'un essai Proctor modifié classique, néanmoins, il est important de placer au fond du moule un disque d'espacement. Ce disque servira plus tard à créer un vide pour y placer les surcharges annulaires censées reproduire les surcharges dues au trafic, car l'éprouvette sera retournée pour le poinçonnement.

La deuxième étape consiste à poinçonner les éprouvettes. Dans le cas de l'indice CBR immédiat, l'éprouvette est directement placée sur la presse. Dans celui de l'indice CBR immergé, celle-ci sera plongée dans l'eau pendant 96 heures.

On effectue alors les lectures indispensables sur les deux comparateurs de la presse. L'un indiquant l'enfoncement du poinçon, l'autre correspondant aux lectures de l'anneau qui seront converties par la suite en forces (kN).

L'indice CBR est la plus grande valeur obtenue à travers les équations suivantes correspondantes aux enfoncements de 2.5 mm et de 5 mm :

$$I_{2.5} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100}{13.35}$$

$$I_5 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100}{20}$$

Dans le cas de l'indice CBR après immersion, le gonflement linéaire relatif G sera calculé :

$$G = \frac{\Delta_h}{H} \times 100$$

**Avec :**

$\Delta_h$ : Gonflement mesuré en millimètre.

**H**: Hauteur initiale de l'éprouvette = 116 mm



Figure III.3 : Comparateur sur éprouvette mise en immersion.

#### **III.1.4 Présentation des résultats :**

Dans notre cas, nous avons déterminé l'indice immédiat CBR et CBR immergé, sous forme d'une courbe et de tableau:

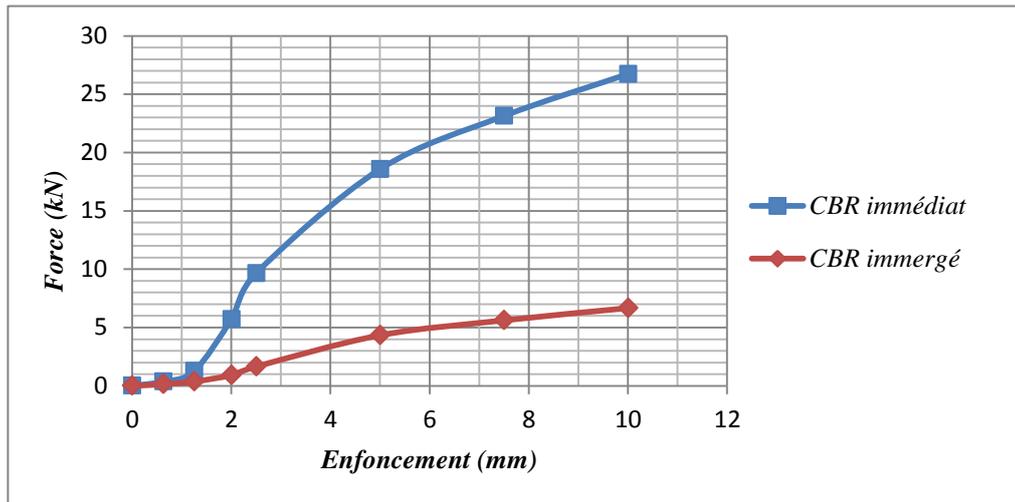


Figure III.4 : Courbes enfoncements-forces.

Tableau III.1 : Résultats de l'essai CBR.

Echantillon	Gonflements relatifs G (%)	Indice CBR immédiats (%)			Indices CBR après immersion (CBR <sub>imm</sub> ) (%)		
		I <sub>2.5</sub>	I <sub>5</sub>	CBR <sub>immédiat</sub>	I <sub>2.5</sub>	I <sub>5</sub>	CBR <sub>immersion</sub>
1	0.375	71.47	92.87	<b>92.87</b>	12.37	21.67	<b>21.67</b>



Figure III.5 : Epreuve poinçonné.

**III.1.5 Interprétation des résultats :**

L'indice CBR immédiat est supérieur à 40, ce matériau à l'état sec peut constituer un bon support dans le domaine routier puisque, il a une portance très élevée. Plus l'indice CBR sera élevé, plus la capacité portante du sol sera meilleure.

Par contre après immersion, l'indice CBR a diminué (une portance moyenne) ce qui veut dire que le grès est sensible à l'eau et peu gonflant en présence d'eau.

Ainsi il présente une certaine stabilité, ce qui laisse un champ ouvert pour d'éventuelle exploitation dans d'autres domaines du génie civil.

**Tableau III.2 : Les classes de portance des sols (CEBTP, 1984).**

Essieu équivalent de 13 tonnes	Classe de la plate-forme
CBR < 5	S1 (portance très faible)
5 < CBR < 10	S2 (portance faible)
10 < CBR < 25	S3 (portance moyenne)
25 < CBR < 40	S4 (portance élevée)
CBR > 40	S5 (portance très élevée)

### **III.2 Essai Los Angeles (NF P 18-573) :**

L'essai Los Angeles permet de mesurer la résistance à la fragmentation par chocs des granulats. Cet essai est utilisé dans le domaine routier, il s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des assises de chaussée, y compris les couches de roulement. Et il établit selon la norme française NF P 18-573. Il s'agit de mesurer la quantité d'éléments passant au tamis 1,6 mm produite après avoir soumis l'échantillon aux chocs de boulets normalisés.



**Figure III.6 : Machine d'essai Los Angeles.**

#### **III.2.1 Appareillage :**

Il est composé essentiellement :

- D'une machine Los Angeles à 11 boulets.
- D'un tamis normalisé 1.6 mm.
- D'une étuve et d'une balance.

**III.2.2 Mode opératoire :**

Le matériau étuvé au préalable à 105°C, est tamisé en fonction de la classe granulaire choisie. On choisira celle-ci de telle façon à obtenir une fraction significative de l'ensemble du matériau.

L'essai exige une masse d'échantillon de 5000 g, l'ensemble est mis dans le tambour accompagné du nombre de boulets correspondant à la classe granulaire choisie. Le tambour est alors lancé pour effectuer 500 rotations.

Toutefois, dans le cas de la classe 25-50 mm, il est exigé de lancer le tambour pour 1000 rotations.

**Tableau III.3 : Charge de boulets pour essais Los Angeles.**

Classes granulaires (mm)	Nombre de boulets	Masse totale de la charge (g)
4 – 6,3	07	3080
6,3 - 10	09	3960
10 - 14	11	4840
10 – 25	11	4840
16 – 31,5	12	5280
25 - 50	12	5280

Une fois les tours sont effectués, le matériau et les boulets sont recueillis dans un bac prévu à cet effet. On tamise alors le tout par lavage au tamis de 1,6 mm en prenant soin de retirer les boulets abrasifs, cette nouvelle masse sera alors étuvée pendant 24h et pesée.

Dans notre cas, nous soumettrons à l'essai la classe 10/25, avec un nombre de 11 boulets, à 500 rotations.

La résistance à la fragmentation s'exprime par l'équation suivante :

$$L_A = \frac{M - M'}{M} * 100$$

**Avec :**

**L<sub>A</sub>** : Coefficient Los Angeles.

**M** : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai M=5000g.

**M'** : Masse sèche du refus au tamis de 1,6 millimètre.

Les résultats seront interprétés en se basant sur les valeurs de référence présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.4 : Appréciation des résultats de l'essai Los Angeles (NF P 18-573).**

Coefficient Los Angeles ( $L_A$ )	Appréciation
< 15	Très bon à bon
15 à 25	Bon à moyen
25 à 40	Moyen à faible
> 40	Médiocre

**III.2.3 Présentation des résultats :**

Le tableau suivant résume les résultats obtenus de l'essai :

**Tableau III.5 : Résultats de l'essai Los Angeles.**

Echantillons	Masse avant essai M (g)	Masse après essai M' (g)	Coefficient $L_A$ (%)
Draa Khelifa	5000	1179.61	76.41
Tala Bouyadif	5000	456.5	90.87

**III.2.4 Interprétation des résultats :**

Nous constatons que plus la valeur du coefficient Los Angeles est élevée, plus le matériau est peu résistant aux chocs, donc friable et fragile.

Le coefficient Los Angeles obtenu est supérieur à 45, ce qui signifie que nous sommes en présence des matériaux médiocres.

**III.3 Essai Micro-Deval (NF P 18-572) :**

Selon la norme française NF P 18-572, l'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Le matériau évolue pendant l'essai par frottement des éléments les uns avec les autres, avec le cylindre de la machine en rotation et sur les billes (charge abrasive) à sec ou en présence d'eau.

La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires : 4-6.3mm; 6.3-10 mm; 10-14 mm; 25-50 mm. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée.

**III.3.1 Appareillage :**

L'exécution de l'essai nécessite le matériel suivant :

- Une machine Micro-Deval.
- Des séries de tamis (8 et 1.6 mm).
- Une étuve.
- Une balance.



Figure III.7 :Machine d'essai Micro-Deval.

### III.3.2 Mode opératoire :

Pour effectuer l'essai Micro-Deval, il est nécessaire de préparer 500g de matériau préalablement étuvé à 105°C pendant 24h, de classe granulaire bien précise. Comme pour l'essai Los Angeles la classe granulaire est choisie en fonction de la granularité du matériau.

On introduit dans le cylindre l'échantillon et les billes abrasives. Dans le cas humide, on ajoute 2,5 litres d'eau. La machine est alors lancée pour 12 000 tours.

Une fois les rotations terminées, le contenu du cylindre est vidé sur une série de tamis de 8 et 1,6 mm, le premier servant à retenir les billes abrasives et le second tamis retenant le matériau. Le coefficient MDE est calculé comme suit :

$$M_{DE} = \frac{M - M'}{M} \times 100$$

#### Avec :

$M_{DE}$  :Coefficient Micro-Deval.

$M$  : Masse sèche totale de l'échantillon soumis à l'essai  $M = 500g$ .

$M'$  : Masse sèche du refus au tamis de 1,6 millimètre.



Figure III.8 : Mode opératoire d'essai micro-Deval.

**Tableau III.6 : Charges abrasives en fonction de la classe granulaire.**

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive (g)
04 – 6.3	2 000 ± 5
6,3 – 10	4 000 ± 5
10 – 14	5 000 ± 5

Nous avons choisi dans notre cas la classe granulaire 10/14, avec une masse de charge abrasive de 5000g.

Les résultats sont interprétés en se référant aux valeurs présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.7 : Appréciation des résultats de l'essai Micro-Deval (NF P 18-572).**

Coefficient $M_{DE}$	Valeur
< 10	Très bon à bon
10 à 20	Bon à moyen
20 à 35	Moyen à faible
>35	Médiocre

### **III.3.3 Présentation des résultats :**

Le tableau suivant résume les résultats obtenus de l'essai :

**Tableau III.8 : Résultats de l'essai Micro-Deval.**

Echantillons	Masse avant essai M (g)	Masse après essai M' (g)	Coefficient $M_{DE}$ (%)
Draa Khelifa	500	7.5	98.5
Tala Bouyadif	500	0	100

### **III.3.4 Interprétation des résultats :**

L'essai Micro-Deval réalisé sur l'échantillon de grès présente un coefficient  $M_{DE}$  supérieur à 35, ce qui signifie que nous sommes en présence d'un matériau médiocre.

En effet, la présence de fractions argileuses et sableuses dans le matériau (essais d'identification) accentue le frottement et la dégradation des grains en présence de l'eau et de la charge abrasive en rotation.

### **III.3.5 Classification des matériaux en se basant sur $L_A$ et $M_{DE}$ :**

Les essais présentés précédemment (Los Angles et Micro-Deval) combinés, permettent de classer les matériaux selon leurs résistances aux chocs et à l'usure (voir tableau III.9).

**Tableau III.9 : Catégories des granulats selon leur résistance aux chocs et à l'usure  
(Moron, BRGM).**

Catégories	$L_A + M_{DE}$	$L_A$	$M_{DE}$
<b>A</b>	$\leq 25$	$\leq 20$	$\leq 15$
<b>B</b>	$\leq 35$	$\leq 25$	$\leq 20$
<b>C</b>	$\leq 45$	$\leq 30$	$\leq 25$
<b>D</b>	$\leq 55$	$\leq 35$	$\leq 30$
<b>E</b>	$\leq 80$	$\leq 45$	$\leq 45$
<b>F</b>	$> 80$	$> 45$	$> 45$

**Avec :**

**Catégorie A :** Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, sauf couches de roulement à trafic important.

**Catégorie B :** Matériau utilisable pour toutes couches de chaussées, tout trafic, y compris les couches de roulement à trafic important.

**Catégorie C :** Matériau utilisable pour couches de fondations, et couches de base tout trafic

**Catégorie D :** Matériau utilisable pour couches de fondations toutes chaussées, et couches de base pour chaussées à moyen trafic.

**Catégorie E :** Matériau utilisable pour couches de chaussées, avec ou sans traitement, à définir selon le trafic.

**Catégorie F :** Matériau utilisable en couches de chaussés avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

En se basant sur les valeurs de références présentées dans le tableau III.9, les matériaux étudiés peuvent être classés dans la catégorie **F**.

**III.4 Essai de perméabilité :**

Comme nous avons pu le constater, l'eau exerce une grande influence sur le comportement des sols, surtout lorsqu'il s'agit de sols à grains fin.

La présence d'eau dans les sols est presque toujours synonyme de complication : par exemple, les soulèvements du sol au printemps, que l'on attribue aux alternances de gel et dégel, causent souvent des dommages considérables aux routes et aux bâtiments.

### III.4.1 Définition de la perméabilité :

La perméabilité est la capacité d'un sol à laisser passer l'eau à travers ses interstices, plus ceux-ci sont gros, plus l'eau circule rapidement et plus le sol est **perméable**.

Des vides plus petits signifient que l'eau s'écoule moins vite à travers le sol, donc que celui-ci est **moins perméable**. Dans un sol dont les vides sont complètement obstrués, il n'y a pas d'écoulement : c'est un sol **imperméable**.

La perméabilité est un critère de sélection important dans le choix des sols utilisés comme matériaux d'étanchéité, de drainage ou de filtration. On se sert également de la valeur de la perméabilité pour évaluer les débits d'infiltration sous les digues et les barrages en terre et pour choisir un système de pompage chargé de maintenir à sec certaines zones des travaux.

La perméabilité agit aussi sur le tassement des sols. En effet, la vitesse de tassement est fonction de la vitesse d'expulsion de l'eau des vides du sol, laquelle dépend de la perméabilité.

### III.4.2 La loi de Darcy :

En 1856, l'ingénieur français Darcy, alors à l'emploi du service des eaux, démontra que la vitesse d'écoulement de l'eau à travers des sables propres était directement proportionnelle au gradient hydraulique et se traduisait par l'équation suivante :

$$v = k \times i$$

#### Où :

$v$  : La vitesse d'écoulement de l'eau (m/s ou cm/s).

$k$  : Coefficient de perméabilité (m/s ou cm/s).

$i$  : Gradient hydraulique  $i = \frac{\Delta H}{L'}$

$\Delta H$  : Perte de charge (m, mm ou cm).

$L'$  : Longueur de l'écoulement (m, mm ou cm).

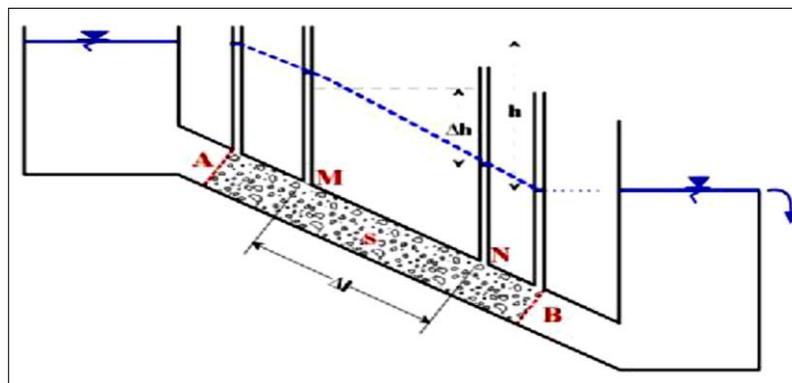


Figure III.9 : Expérience de Darcy.

### **III.4.3 Les facteurs influents sur la valeur du coefficient de perméabilité :**

Le coefficient de perméabilité peut être influencé par plusieurs paramètres qui sont :

➤ **La granulométrie :**

Un sol composé de grosses particules comporte des vides importants, et l'eau s'y écoule rapidement. La forme de la courbe granulométrique peut influencer aussi sur la perméabilité par exemple, un sable à granulométrie serrée, se caractérisant par la présence de vides importants, aura un coefficient supérieur à celui d'un sable comportant la même grosseur maximale de particule, mais dont la granulométrie étalée, ce qui suppose des vides beaucoup plus petits.

➤ **La forme des grains :**

La forme des grains a également une influence sur la perméabilité : un sol dont les particules sont angulaires sera moins perméable qu'un sol dont les particules sont arrondies.

➤ **L'indice des vides :**

L'indice des vides correspond à la quantité de vides à l'intérieur d'un sol. Plus est élevé, plus le sol est perméable.

➤ **Le degré de saturation :**

Le degré de saturation représente le pourcentage du volume des vides occupé par l'eau. Le coefficient de perméabilité atteint sa valeur maximale lorsque le sol est complètement saturé.

### **III.4.4 Perméamètre à charge constante :**

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy :

$$k = \frac{qL}{A \Delta_H}$$

**Avec :**

**q** : Volume d'eau traversé l'échantillon.

**A** : La section de l'échantillon qu'est égale à la section de la cellule.

**$\Delta_H$**  : La perte de charge.

**L**:La hauteur de la cellule.

Suivant la norme **ASTM D2434**, cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés.

Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essais assez importants.

L'essai s'effectue en trois étapes qui sont :

- 1- la mise en place de l'échantillon de grès dans le moule de perméamètre.
- 2- la saturation de l'échantillon de grès.
- 3- la détermination du coefficient de perméabilité

#### **III.4.4.1 Appareillage :**

Le perméamètre comporte :

- Une cellule de diamètre  $\varnothing=8\text{cm}$  et d'hauteur  $L= 23.5\text{cm}$ .
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- un récipient gradué pour mesurer le volume d'eau.
- Un panneau de trois tubes en verre relie à la cellule à l'aide de tuyau.
- Un chronomètre pour mesurer le temps.



**Figure.III.10 : Perméamètre à charge constante.**

#### **III.4.4.2 Mode opératoire :**

- On commence par amener l'échantillon à la saturation.
- Ouvrir le robinet de perméamètre.
- rajout d'eau pour garder le niveau d'eau constant.
- Après quelque temps, arrêter le chronomètre et mesurer le volume de l'eau ayant traversé l'échantillon et lire  $\Delta_h$ .

**III.4.4.3 Présentation des résultats :**

Les résultats obtenus des essais sont présentés ci-après :

**Tableau III.10 : Essais de perméabilité à charge constante sur les grès de Draa Khelifa.**

Essai	$\Delta h$ (m)			t(s)	L(m)	A $10^{-4}$ (m <sup>2</sup> )	Q $10^{-4}$ (m <sup>3</sup> )	q $10^{-6}$ (m <sup>3</sup> /s)	$K_1 10^{-4}$ (m/s)			K $10^{-4}$ (m/s)
	1-2	2-3	1-3						1-2	2-3	1-3	
1	0.125	0.035	0.16	303	0.235	50.24	6.00	1.98	7.41	26.46	5.79	13.22
2	0.243	0.112	0.355	324	0.235	50.24	6.00	1.85	3.56	7.73	2.44	4.57
3	0.151	0	0.151	242	0.235	50.24	6.00	2.48	7.68	0	7.68	5.12
												7.64

**Tableau III.11 : Essais de perméabilité à charge constante sur les grès de Tala Bouyadif.**

Essai	$\Delta h$ (m)			t(s)			L(m)			A $10^{-4}$ (m <sup>2</sup> )	q $10^{-5}$ (m <sup>3</sup> /s)			$K_1 10^{-3}$ (m/s)			K $10^{-3}$ (m/s)
	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3		1-2	2-3	1-3	1-2	2-3	1-3	
1	0.032	0.032	0.074	33	35	32	0.07	0.07	0.14	50.24	1.818	2.714	1.875	7.92	7.46	706	7.48
2	0.115	0.08	0.025	49	44	45	0.07	0.07	0.14	50.24	1.224	1.363	1.333	14.8	2.37	14.9	6.25
3	0.02	0.17	0.187	33	34	32	0.07	0.07	0.14	50.24	1.181	1.764	1.875	12.6	1.45	2.79	5.61
																	6.45

**II.4.5 Perméamètre à charge variable :**

Cette procédure d'essai est généralement employée pour les sols fins comme les argiles et les marnes, qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ( $< 10^{-7}$  m/s).

Suivant la norme **ASTM D2434** qui le décrit, cet essai doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'écoulement d'eau à travers l'échantillon est laminaire et variable,
- L'échantillon est saturé et ne subit pas de changement de volume durant l'essai.

**III.4.5.1 Appareillage :**

Le perméamètre comporte :

- Une cellule (cylindre) en acier inoxydable de diamètre =10cm et d'hauteur L=13cm.
- Un réservoir d'eau sert à alimenter la cellule.
- Un moule de diamètre =19,5cm et de hauteur L = 20cm, avec un trop plein.
- Un panneau de trois tubes en verre relie à la cellule à l'aide de tuyau. de différentes sections (Tube 01, Tube 02 et Tube 03 de diamètre = 5, 7, 8 mm respectivement).
- Deux éponges ou pierres poreuses pour filtrer l'eau.



Figure.III.11 : Perméamètre à charge variable.

### III.4.5.2 Mode opératoire :

Le sol à étudier est placé dans le perméamètre, et amené l'échantillon à la saturation. On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau  $h_1$  au niveau  $h_2$  (figure III.13). On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et nous pouvons appliquer la loi de Darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps ( $t, t + \Delta t$ ).

$$k = \frac{aL}{At} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

#### Avec :

**a** : Section de tube.

**L** : La hauteur de l'échantillon.

**A** : La section de l'échantillon qu'est égale à la section de la cellule.

**t** : Temps d'écoulement.

**$h_1$**  : La perte de charge.

On remarque que pour avoir une bonne précision, il faut avoir un tube de petite section mais dans lequel les effets capillaires doivent rester négligeables.

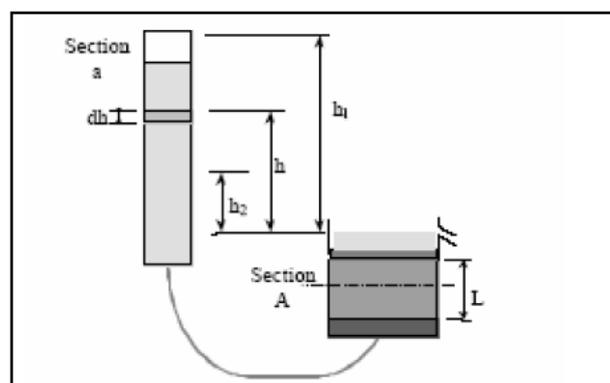


Figure III.12 : Procédure d'essai à charge variable.

**III.4.5.3 Présentation des résultats :****Tableau III.12 :Les résultats des essais de perméabilité à charge variable de grès de Draa Khelifa.**

N° Essai	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	t (s)	A 10 <sup>-3</sup> (m <sup>2</sup> )	a 10 <sup>-5</sup> (m <sup>2</sup> )	L (m)	K 10 <sup>-5</sup> (m/s)
1	1	0.8	13	7.85	3.84	0.13	1.09
	1	0.6	21	7.85	3.84	0.13	1.55
	1	0.4	45	7.85	3.84	0.13	1.29
	1	0.2	54	7.85	3.84	0.13	1.90
<b>Moyenne</b>							<b>1.46</b>
2	1	0.8	15	7.85	3.84	0.13	0.946
	1	0.6	21	7.85	3.84	0.13	1,30
	1	0.4	33	7.85	3.84	0.13	1,77
	1	0.2	45	7.85	3.84	0.13	2,27
<b>Moyenne</b>							<b>1.57</b>
3	1	0.8	11	7.85	3.84	0.13	1,29
	1	0.6	14	7.85	3.84	0.13	2,32
	1	0.4	18	7.85	3.84	0.13	3,24
	1	0.2	27	7.85	3.84	0.13	3,79
<b>Moyenne</b>							<b>2.66</b>
<b>Moyenne totale</b>							<b>1.90</b>

**Tableau III.13 :Les résultats des essais de perméabilité à charge variable de grès de Tala Bouyadif.**

N° Essai	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	t (s)	A 10 <sup>-3</sup> (m <sup>2</sup> )	a 10 <sup>-5</sup> (m <sup>2</sup> )	L (m)	K 10 <sup>-5</sup> (m/s)
1	1.15	0.8	5	7.85	3.84	0.13	2.84
	1.15	0.6	8	7.85	3.84	0.13	4.06
	1.15	0.4	12	7.85	3.84	0.13	4.86
	1.15	0.2	20	7.85	3.84	0.13	5.12
<b>Moyenne</b>							<b>4.22</b>
2	1.15	0.8	6	7.85	3.84	0.13	2.37
	1.15	0.6	9	7.85	3.84	0.13	3.61
	1.15	0.4	15	7.85	3.84	0.13	3.88
	1.15	0.2	23	7.85	3.84	0.13	4.45
<b>Moyenne</b>							<b>3.58</b>
3	1.15	0.8	3	7.85	3.84	0.13	4.73
	1.15	0.6	5	7.85	3.84	0.13	6.50
	1.15	0.4	6	7.85	3.84	0.13	9.71
	1.15	0.2	9	7.85	3.84	0.13	11.4
<b>Moyenne</b>							<b>8.08</b>
<b>Moyenne totale</b>							<b>5.29</b>

**III.4.6 Interprétation des résultats :****Tableau III.14 : Résumé les résultats :**

Echantillon		Draa Khelifa	Tala Bouyadif
Coefficient de perméabilité	Perméamètre à charge constante	$7,64 \cdot 10^{-4}$	$6,45 \cdot 10^{-3}$
	Perméamètre à charge variable	$1,90 \cdot 10^{-5}$	$5,29 \cdot 10^{-5}$

D'après les tableaux résultants des essais de perméabilité effectués au laboratoire, nous constatons que :

- Les grès de Draa Khelifa et les grés de Tala Bouyadif sont classés comme étant des sables propres ou un mélange de sables et de graviers propres, présent un bon drainage (tableau III.15).
- D'après la courbe granulométrique continue, les matériaux possèdent toutes les dimensions de grains, les particules à petites dimensions occupent les vides entre les gros grains ce qui conduit à une légère diminution de la porosité du sol, et a une très faible perte de charge.
- Le compactage joue toujours un rôle dans la diminution de la perméabilité, car avec le compactage les grains de sable deviennent plus serrés donc un indice des vides peu importants.
- La vitesse d'écoulement augmente ce qui encourage leur utilisation dans la conception du drainage du sol.

**Tableau III.15: Caractéristique de la perméabilité et de drainage des sols (Terzaghi et al, 1996).**

		Coefficient de perméabilité m/s										
		$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Drainage		Bon drainage				Faible drainage			Presque imperméable			
Type de sol	Graviers propres	Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres				Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sable, de silt et d'argile, tills glaciaires			Sols imperméables comme les argiles homogènes sous la zone d'altération			
		dépôts d'argile stratifiés, etc.										

**Conclusion :**

La connaissance du sol et de ses caractéristiques géotechniques et morphologiques, est une étape primordiale dans le choix d'une structure de chaussée. En effet, la connaissance du sol, associée à une bonne approche du trafic supporté et des matériaux de chaussée utilisés, permet d'optimiser les épaisseurs des couches de chaussées.

*Conclusion Et Perspective*

## CONCLUSION ET PERSPECTIVE

Des grès de périodes géologiques différentes sont très exploités. Au-delà de son utilisation en tant que réservoir naturel pour les gisements d'eau, de pétrole ou de gaz, le grès est utilisé dans la fabrication de pierres et de meules à aiguiser. Pour ce faire, les résultats obtenus seront comparés à ceux obtenus dans le cadre d'études antérieures effectuées sur des grès semblables affleurant à d'autres endroits (les grès de Tala Bouyadif) ou différents comme les grès Numidiens.

Les grès sont des matériaux abondants dans la wilaya de Tizi-Ouzou, nous les retrouvons dans plusieurs localités présentant des avantages que ce soit sur le plan économique ou sur le plan environnemental, à savoir :

- ✓ Disponibilité.
- ✓ Facilité d'extraction.

Cette étude qui a pour objet de déterminer les propriétés géotechniques et hydrogéologiques des grès de Draa Khelifa présente deux parties. La première partie consiste à définir le matériau grés du point de vue de la géologie, la seconde relative à l'étude expérimentale est subdivisée en trois volets.

Les essais d'identifications réalisés révèlent que les échantillons étudiés présentent des traces d'argile à savoir « l'illite et la kaolinite », qui peuvent présenter une certaine sensibilité à l'eau. Ceci peut en conséquence avoir un effet non négligeable sur leur comportement mécanique.

Les essais mécaniques relatifs aux sols montrent que les grès traités dans cette étude permettent d'avoir une densité intéressante au compactage (Proctor normal et modifié) à hauteur d'une teneur en eau moyenne. Ces matériaux étudiés présentent aussi un angle de frottement interne identiques et un écart important de la cohésion.

En se basant sur l'ensemble des résultats obtenus, nous pouvons conclure d'une part, que les grès étudiés sont déconseillés pour des bétons de qualité vu qu'ils révèlent l'existence de minéraux argileux qui présentent une certaine sensibilité à l'eau.

D'autre part, les bonnes caractéristiques mécaniques obtenues sous les différentes sollicitations appliquées, permettent d'apprécier la possibilité d'utiliser les granulats concassés en corps de chaussées notamment en couche de base, avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic.

Les essais de perméabilité effectués sur les grès à l'aide des perméamètres à charge constante et variable, attestent de leurs bonnes caractéristiques hydrogéologiques à travers leur degré de perméabilité. Ils possèdent généralement des gammes de porosité qui favorisent l'écoulement de l'eau ; par conséquent ils peuvent être conseillés pour la conception de drainage d'un sol.

De par ses caractéristiques hydrogéologiques (perméabilité, porosité,...), il est possible d'envisager l'exploitation du faciès des grès Miocène (Langhien-Serravalien) à travers le bassin versant du Sébaou en tant que réservoir (aquifère) d'eaux souterraines au moyen de captages, notamment à l'endroit des sources à débits appréciables.

Pour ce faire, d'autres essais sont indispensables pour mieux cerner la réponse de ces matériaux sous d'autres types de sollicitations et confirmer d'avantage leur utilisation dans le domaine hydrogéologique, à savoir les essais géophysiques (méthode électrique, profil des résistivités, méthode ultrasonique...).

*Références Bibliographiques*

- **ALILI Hakim, AMOKRANE Drifa, (1999)** *Comportement Mécanique des grès. Mémoire de fin d'étude en génie civil*, Université MOULOUE MAMMERITizi-Ouzou.
- **BELMIHOUB Hacem,** *Influence de la dimension fractale sur la perméabilité*, Mémoire de magister, Université MOULOUE MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **BOUDLAL Omar (2007),** *Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage*, thèse de magister génie-civil, Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **BOUDLAL Omar (2013),** *Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations.* (UMMTO Tizi-Ouzou).
- **BOUDLAL Omar (2016),** *Principaux essais de mécanique des sols et de géotechnique routière*, TP MDS, Université MOULOU D MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **CHERBAL Lynda (2006),** *Influence des particules fines sableuses sur le compactage du matériau grès*, Mémoire de fin d'étude en génie civil, Université MOULOU D MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **CHELOUCHE Hamid, SEDKI Farid (2005),** *Etude de la caractérisation de l'angle de frottement interne pour les matériaux « granite, schiste et grès ».* Mémoire de fin d'étude en génie civil, Université MOULOU D MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **CORDARY. D(1994),** *Mécanique des sols*, édition Lavoisier, Paris.
- **KASMI Rezika (2015),** *Etude expérimentale et analytique de la perméabilité des sables stratifiés*, Mémoire de fin d'étude en génie civil, Université MOULOU D MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **LAFHAJ Zoubair, (1998),** *Détermination de la perméabilité des sols in situ : étude expérimentale et numérique du facteur de forme.* Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille.
- **LCPC, (1987),** *Essai de cisaillement à la boîte.* Laboratoire centrale des ponts et chaussées.
- **LCPC, (1994),** *Guide Technique, Conception et dimensionnement des structures de chaussées.* Laboratoire centrale des ponts et chaussées.
- **MAURICE CASSAN (2005),** *Les essais de la perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols* (presse de l'école nationale des ponts et chaussées). France

- **Magnan J-P., (1991)**, *Résistance au cisaillement*, Dossier Techniques de l'Ingénieur, article C216, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp 8-15, Paris, France.
- **MAOUI Nawal (2016)**, *caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des grès du miocène (langhien-serravlien) du bassin de Tizi-Ouzou*, Mémoire de fin d'étude en génie civil, Université MOULOUD MAMMERI Tizi-Ouzou.
- **Philippe Vanden Eynde (1983)**, *Caractéristiques géologique et mécaniques des granulats*, Ingénieur civil des constructions, Académie Royale des Sciences d'Autre-Mer.
- **ROYET Paul, DEGOUTT Gérard (2009)**, *Aide-mémoire de mécanique des sols*.
- **ROBITAILLE V et TREMBLAY D, (1997)** : *Mécanique des sols, théorie et pratique*, Edition Modulo, 1997, Canada.
- **Techouani Nana. J.M (1999)**. *Cours de mécanique des sols. Tome 1, Propriété des sols*. Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Groupe EIER-ETSHER.
- **TOURE Tidiane(2002)**, *Etude expérimentale de la perméabilité des sols*, Mémoire de fin d'étude en génie civil, Université MOULOUD MAMMERI Tizi-Ouzou.
- Norme AFNOR, Analyse granulométrique à sec après lavage (NF P94- 056).
- Norme AFNOR, Equivalent de sable (NF P 94-040).
- Norme AFNOR, La teneur en eau (NF P 94 – 050).
- Norme AFNOR, Masse volumique des grains solides (NF P 94 - 054).
- Norme AFNOR, Masse volumique sèche (NF P 94 - 064).
- Norme AFNOR, Masse volumique humide (NF P 94 - 053).
- Norme AFNOR, Essai Proctor (NF P 94-093).
- Norme AFNOR, Le cisaillement (NF P 94-71 - 1).
- Norme AFNOR, Tassement et consolidation à l'œdomètre (NF P94- 090-1).
- Norme AFNOR, C.B.R (NF P 94 – 078).
- Norme AFNOR, Essai Micro-Deval (NFP 18-572).
- Norme AFNOR, Essai los Angeles (NF P 18-573).

**( ANNEXES )**

## 1. Essais de cisaillement direct à la boîte (NF P 94-71 - 1) :

$\sigma = 100$ (kPa)			$\sigma = 200$ (kPa)		
$\Delta_v$ (mm)	$\Delta_h$ (mm)	$\tau$ (kPa)	$\Delta_v$ (mm)	$\Delta_h$ (mm)	$\tau$ (kPa)
1.115	0	-6.057	1.954	0	0.2179
1.126	0.06016	12.94	1.969	0.06096	13.86
1.145	0.1203	17.95	1.989	0.1203	21.96
1.164	0.1813	21.87	1.997	0.1805	25.93
1.179	0.2415	25.14	2.002	0.2406	30.55
1.195	0.3	28.24	2.013	0.3008	36.86
1.206	0.3602	30.85	2.018	0.3602	42.36
1.217	0.4203	33.47	2.025	0.4203	48.89
1.224	0.4813	36.39	2.033	0.4805	54.82
1.228	0.5407	39.04	2.041	0.5415	62.23
1.231	0.6	41.53	2.048	0.6	69.11
1.233	0.6602	44.23	2.058	0.6602	75.82
1.234	0.7203	46.06	2.062	0.7203	81.44
1.236	0.7805	47.93	2.069	0.7805	88.89
1.237	0.8407	50.2	2.078	0.8407	94.51
1.238	0.9	52.29	2.081	0.9	100.3
1.239	0.9602	54.03	2.086	0.9602	107.6
1.24	1.02	55.91	2.088	1.021	112.4
1.24	1.081	57.69	2.091	1.081	117.4
1.24	1.141	59.31	2.093	1.141	122.9
1.238	1.2	60.83	2.095	1.2	127.8
1.238	1.26	62.49	2.096	1.26	132.8
1.236	1.32	64.06	2.097	1.32	136.4
1.236	1.381	65.8	2.097	1.381	141.4
1.234	1.441	67.45	2.097	1.441	145.5
1.231	1.5	68.94	2.096	1.5	148.3
1.229	1.56	70.2	2.095	1.56	152.7
1.227	1.62	71.46	2.092	1.62	157.9
1.223	1.681	72.6	2.09	1.681	161.4
1.219	1.741	74.03	2.086	1.741	165.7
1.215	1.8	74.95	2.084	1.8	169.4
1.21	1.86	76.13	2.08	1.86	173.7
1.204	1.92	77.17	2.077	1.92	177.4
1.196	1.981	78	2.073	1.981	181.4

1.191	2.042	78.96	2.07	2.041	185.5
1.186	2.1	79.79	2.066	2.1	188.3
1.178	2.16	80.61	2.056	2.16	192.8
1.172	2.221	81.31	2.049	2.22	196.2
1.166	2.281	82.14	2.044	2.281	199.1
1.161	2.341	82.97	2.038	2.341	202.6
1.152	2.4	83.71	2.033	2.4	205.6
1.142	2.46	84.67	2.024	2.46	209.4
1.138	2.52	85.58	2.02	2.52	211.6
1.133	2.581	86.41	2.012	2.581	214.6
1.126	2.641	87.19	2.001	2.641	217.2
1.12	2.7	88.07	1.996	2.7	219.5
1.117	2.76	88.85	1.992	2.76	221.7
1.114	2.82	89.63	1.981	2.82	224
1.107	2.881	90.46	1.971	2.881	225.8
1.1	2.942	91.38	1.963	2.942	228.4
1.096	3	92.29	1.954	3.001	229.6
1.092	3.06	93.16	1.938	3.06	231.8
1.089	3.12	93.95	1.922	3.12	233.5
1.085	3.181	94.86	1.91	3.181	235
1.081	3.241	95.56	1.896	3.241	237
1.072	3.301	96.48	1.882	3.3	238.1
1.068	3.362	97.09	1.875	3.361	239
1.064	3.42	97.87	1.859	3.421	240.3
1.058	3.481	98.79	1.844	3.481	240.3
1.052	3.541	99.31	1.828	3.541	240.8
1.046	3.6	100.1	1.816	3.6	240.6
1.036	3.66	101	1.809	3.66	240.4
1.025	3.72	101.4	1.794	3.72	240.3
1.015	3.781	101.9	1.784	3.781	240.1
1.007	3.842	102.6	1.775	3.841	239.8
1.003	3.901	102.9	1.765	3.9	239.6
0.9958	3.96	103.5	1.757	3.961	239.1
0.9921	4.02	104.1	1.748	4.02	238.5
0.9826	4.081	104.8	1.73	4.081	238.1
0.9769	4.141	105.4	1.718	4.142	236.9
0.9715	4.2	105.8	1.707	4.2	236.4

0.9653	4.26	106.2	1.692	4.26	235.8
0.9554	4.32	106.7	1.676	4.32	234.8
0.948	4.381	107.2	1.665	4.381	234.1
0.9443	4.441	107.7	1.656	4.441	233.3
0.9352	4.5	108.3	1.644	4.5	232.1
0.9291	4.56	109	1.636	4.56	230.9
0.92	4.62	109.4	1.621	4.62	229.8
0.913	4.681	109.9	1.613	4.681	228.6
0.9097	4.741	110.2	1.605	4.742	227.6
0.9076	4.8	110.6	1.599	4.8	226.5
0.9039	4.861	110.9	1.594	4.86	225.2
0.8998	4.92	111.2	1.587	4.92	223.8
0.8945	4.981	111.3	1.583	4.981	222.5
0.8879	5.041	111.4	1.578	5.041	221.1
0.8842	5.101	111.4	1.573	5.1	220
0.8817	5.16	111.5	1.568	5.16	218.5
0.8784	5.22	111.6	1.563	5.22	217.1
0.8747	5.281	111.6	1.557	5.281	215.4
0.871	5.341	111.6	1.552	5.34	214.4
0.8669	5.401	111.5	1.549	5.401	213.4
0.864	5.46	111.4	1.547	5.46	212.3
0.8611	5.521	111.3	1.545	5.52	211.2
0.8586	5.581	111.2	1.543	5.581	209.9
0.8561	5.642	111.1	1.542	5.64	208.6
0.8541	5.7	110.9	1.54	5.701	207.3
0.8512	5.76	111	1.538	5.762	206.3
0.8491	5.821	111	1.538	5.82	204.9
0.8454	5.881	111	1.534	5.881	204.2
0.8421	5.94	110.9	1.533	5.94	203.2
0.8364	6	110.9	1.533	5.946	203.2
0.8364	6.004	111			

$\sigma = 300 \text{ (kPa)}$		
$\Delta_v(\text{mm})$	$\Delta_h(\text{mm})$	$\tau \text{ (kPa)}$
1.986	0	-8.149
1.999	0.06016	36.69
2.006	0.1203	54.16

---

2.017	0.1805	71.68
2.026	0.2415	82.66
2.035	0.3008	96.65
2.041	0.3602	107.9
2.046	0.4203	117.6
2.055	0.4805	129.4
2.063	0.5407	137.5
2.069	0.6	147.5
2.072	0.6618	154.6
2.075	0.7219	163.9
2.076	0.7805	172.5
2.076	0.8407	179.3
2.076	0.9008	185.1
2.074	0.9602	193.2
2.074	1.02	199
2.073	1.081	205.4
2.071	1.141	211.9
2.067	1.2	217.2
2.061	1.26	222.8
2.053	1.32	228
2.044	1.381	233.1
2.04	1.441	238.5
2.038	1.5	242
2.035	1.56	246.6
2.03	1.62	251.2
2.023	1.681	255.3
2.017	1.741	259.2
2.011	1.8	263.5
2.005	1.86	266.1
1.997	1.92	269.9
1.992	1.981	272.5
1.983	2.041	275.4
1.975	2.1	277.5
1.959	2.16	280.5
1.948	2.22	282.5
1.941	2.281	284
1.927	2.341	286.1

1.917	2.4	287.5
1.906	2.46	288.6
1.891	2.52	290
1.885	2.581	290.3
1.875	2.641	291.6
1.867	2.7	292.5
1.854	2.76	292.9
1.846	2.821	293.2
1.841	2.881	293.4
1.835	2.942	293.5
1.823	3	293.5
1.811	3.061	293.5
1.8	3.12	293.3
1.793	3.181	293
1.783	3.241	292.7
1.774	3.3	292.7
1.769	3.36	292.5
1.762	3.42	292.3
1.752	3.481	291.9
1.746	3.542	291.3
1.737	3.6	290.9
1.727	3.662	290.2
1.714	3.72	289.7
1.705	3.781	289.1
1.698	3.842	288.5
1.693	3.9	287.6
1.688	3.96	286.9
1.682	4.021	285.9
1.676	4.081	285
1.67	4.141	283.7
1.669	4.2	282.5
1.664	4.26	281.5
1.659	4.321	279.9
1.654	4.381	278.6
1.648	4.441	276.7
1.642	4.5	275.1
1.637	4.561	273.5

1.632	4.62	271.4
1.627	4.681	269.4
1.623	4.741	268
1.619	4.8	265.9
1.615	4.861	264.4
1.613	4.92	263
1.613	4.981	261.7
1.611	5.041	259.8
1.611	5.1	258.9
1.61	5.161	257.6
1.61	5.22	256.3
1.61	5.281	255.1
1.61	5.34	254.7
1.61	5.4	253.9
1.61	5.46	253.3
1.61	5.52	252.7
1.61	5.581	251.8
1.61	5.64	251.2
1.61	5.7	250.8
1.61	5.76	250
1.61	5.82	249.8
1.61	5.881	249.6
1.61	5.94	249.4
1.61	6	248.9
1.61	6.007	248.9

## 2. Essai de l'œdométrie (NF P 94- 090-1):

Déplacement (mm)	Contrainte (kPa)	Indice des vides (%)
0.02926	7	98,78
0.5532	25	97,82
1.036	50	96,92
1.488	100	95,14
1.928	200	93,41
2.351	400	91,74
2.813	800	89,83
3.293	1600	87,04
3.216	400	87,64
3.045	100	88,5
2.471	7	90,2

**3. Les proportions que nous avons prises dans l'essai de perméabilité :**

<b>Tamis (mm)</b>	<b>Refus (g)</b>
<b>20</b>	180
<b>16</b>	253
<b>12.5</b>	210
<b>10</b>	285
<b>6.3</b>	202
<b>4</b>	145
<b>2</b>	120
<b>1</b>	139
<b>0.5</b>	54
<b>0.315</b>	84
<b>0.08</b>	105
<b>fond</b>	28
	<b>1805</b>