

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE JIJEL  
جامعة جيجل



Faculté des Sciences  
Département  
Des Sciences de la terre



كلية العلوم

قسم علوم الأرض

03/07/07

1/1

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme  
D'ingénieur d'état en géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

THEME

CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES  
ET GEOTECHNIQUES DU POS N°03  
DJIMLA (M'HAD)

Membres de jury :

Président : Mr. A. ZENIR  
Examinatrice : Mme. F.Z. ZEROUAL  
Encadreurs : Mr. Y. BOUFTOUHA  
: Mr. R. BENZAID

Réalisé par :

BOUHADAD MOULOD  
BOUKHEDENA MOURAD

Promotion 2007



**Résumé :**

Le site du Djimla ACL M'HAD faisant l'objet de notre étude se caractérise par une lithologie, représenté essentiellement par des argiles limono sableux peu plastique avec la présence de gros blocs de grés, repose sur un substratum marneux.

De point de vue géotechnique et d'après les essais d'identifications des sols ce dernier est moyennement dense a élevé.

Les essais in situ (pénétrromètre) indiquent que la résistance des sols augmente avec la profondeur.

Les mouvement du terrains dans le site étudié (Djimla, El M'had) sont des tassements et des glissements sous forme de coulées boueuses qui sont favorisent par :

- La pente du terrain.
- la présence des sources d'eau.
- La lithologie

## **REMERCIEMENT**

*Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné le courage et la Santé durant les années d'études.*

*Nous remercions nos encadreurs Mr. Ben Zaid Riad et Mr. Bouftouha Youcef pour leur aide et pour leurs conseils tout au long de ce travail.*

*Sans oublier à remercier les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.*

*Nos remerciements sont aussi adressés à tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.*

*Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragé afin de terminer Ce travail.*

*Mourad et Mouloud*

# DEDICACES

*Tout d'abord je tiens à remercier mes très  
chers parents de m'avoir permis d'arriver à ce  
stade de mon éducation.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère mère*

*A mon chère père*

*A mes frères et sœurs*

*A toute ma famille*

*A mon binôme*

*A mes amis*

*A tous mes collègues de la promotion  
2006/2007*

*œ Mourad œ*

# DEDICACES

*Tout d'abord je tiens à remercier mes très  
chers parents de m'avoir permis d'arriver à ce  
stade de mon éducation.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A la mémoire de mon père*

*A ma très chère mère*

*A mes frères et sœurs*

*A toute ma famille*

*A mon binôme*

*A mes amis*

*A tous mes collègues de la promotion  
2006/2007*

*œ Mouloud œ*

## SOMMAIRE

### Chapitre 1 : Etude géologique et hydrologique et hydrogéologique

1.A- Situation géographique du POS étudié .....	1
1.B- Climat.....	1
1.C- Végétation.....	1
1.D- Réseau hydraulique.....	2
1.E- Relief.....	2
1.1- les grands ensembles géologiques de la marge Nord Algérienne.....	4
1.1.1- les formations du domaine interne.....	4
A) le socle Kabyle.....	4
A.1) Un ensemble inférieur.....	4
A.2) Un ensemble supérieur.....	4
B) La Dorsale Kabyle (Chaîne Calcaire).....	5
B.1) La dorsale interne.....	6
B.2) La dorsale médiane.....	6
B.3) La dorsale externe.....	6
1.1.2- Les formations de l'Oligo-Miocène et les olistostromes.....	6
A) L'Oligo-Miocène kabyle.....	6
B) Les Olistostromes.....	6
1.1.3- Le domaine externe.....	7
A) Les formations du type Flyschs.....	7
A.1) Flysch Maurétanien.....	7
A.2) Flysch Massylien.....	7
A.3) Flysch numédien.....	7
B) Les formations Telliennes.....	8
B.1) la nappe Epi-Tellienne.....	8
B.2) la nappe Meso-Tellienne.....	8
B.3) la nappe Infra-Tellienne.....	8
1.1.4- Les formations post -nappes.....	8
1.1.5- Les roches Magmatiques.....	9
1.2- Aspect structural du massif de Petite Kabylie.....	9

1.3. Géologie local.....	10
1.3.1- introduction.....	10
1.3.2- Les formations du socle kabyle.....	10
1.3.3- Les formations de type flysch.....	10
1.3.4- Les formations Telliennes.....	10
1.3.5- Les formations numidiennes.....	11
1.3.6- Les formations Quaternaires.....	11
1.3.7- Aspect Morpho Structural de la région de Djimla.....	11
1.3.8) Caractéristiques lithologiques et structurales de la région étudiée.....	11
1.4- Etude hydrologique et hydrogéologique.....	14
1.4.1-Introduction.....	14
1.4.2- Hydroclimatologie.....	14
1.4.2.1- Données climatologiques de la région.....	14
1.4.2.1.1- Les précipitations.....	15
A) Série des anciennes donnés P. SELTZER (1913-1938).....	15
B) Série récente.....	15
B.1) Interprétation des données pluviométriques.....	17
1.4.2.1.2- Température.....	17
A) Série ancienne (1978-1989).....	18
B) Série récente (1996- 2005).....	18
B.1) Interprétation des données de température.....	19
1.4.2.1.3- Autres paramètres.....	19
a) Le vent.....	19
b) La neige.....	19
c) La grêle.....	20
d) L'humidité relative.....	20
e) L'évaporation.....	20
f) Duré d'insolation.....	21
g) régime thermique.....	21
h) Évolution de l'humidité.....	22
4.3) Hydrologie.....	22
1.4.4- Caractéristique hydrogéologique de site étudiée.....	22

## Chapitre 2 : Etude géotechnique

2.1- Introduction.....	23
2.2- Aperçu théorique sur les moyens de reconnaissances géotechniques	
Employés dans notre site d'étude.....	23
2.2.1- Les essais in situ .....	23
2.2.1.1- Le pénétromètre dynamique.....	23
a) Description.....	23
b) Principe de l'essai D.P.T.....	23
c) Domaine d'utilisation de l'essai D.P.T.....	24
d) Sols intéressés par l'essai D.P.T.....	24
e) Présentation des résultats d'essais.....	25
f) Avantages et limites du pénétromètre dynamique.....	26
g) Catégorie des pénétromètres dynamiques.....	28
h) L'essai D.P.T en Algérie.....	28
i) Capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats d'essai DPT.....	29
2.2.1.2- Les sondages carottés.....	30
2.2.2- Essais de laboratoire.....	30
2.2.2.1 - essais physiques.....	30
a) la teneur en eau $w$ .....	30
b) le degré de saturation $S_r$ .....	30
c) poids volumique du sol.....	31
d) les limites d'Atterberg.....	31
e) L'analyse granulométrique .....	33
2.2.2.2 Essais mécaniques.....	34
a) Les essais de cisaillement.....	34
b) Principales caractéristiques mécaniques d'un sol .....	36
c) Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	36
c.1) description de l'appareil .....	36
c.2) Procédure d'essai .....	37
2.3- Campagne de reconnaissances géotechniques.....	42
2.3.1- Essai in situ.....	42
2.3.1.1- Sondage carotté.....	42
a) Quaternaire.....	42
b) Oligocène à miocène .....	42



2.3.1.2- Essais de pénétromètre dynamique.....	47
2.3.2- Travaux de laboratoire.....	47
2.3.2.1- Essais physiques .....	47
a) Identification .....	47
b) limites d'Atterberg .....	48
c) Analyses granulométriques.....	49
2.3.2.2- Essais mécaniques.....	49
a) essais de Cisaillement.....	49
b) essais de Compressibilité .....	50
2.3.2.3-Analyses chimiques .....	51
2.4- Calcul des fondations superficielles.....	51
2.4.1- Introduction.....	51
2.4.2- les fondations superficielles.....	52
2.4.3-capacité portante des fondations superficielles .....	52
2.4.3.1-mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle.....	52
2.4.4- Contraintes admissibles du sol de fondation .....	53
2.4.4.1- Capacité portante à partir de essais de pénétrations dynamique.....	54
2.4.4.2- Comportement du sol et calcul réglementaire de capacité portante.....	55
2.4.4.3- Exemple de calcul ( sondage N°03).....	57
1) Pour une semelle carrée .....	57
2) Semelle filante .....	58
2.4.5- Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur.....	59
2.4.5.1- Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique.....	62
2.4.5.2-Exemple de calcul ( sondage N°01).....	63
1) Semelle carrée.....	63
2) pour une semelle filante .....	64
<b>Chapitre 3 : Conclusion et recommandations</b>	
3.1- Conclusion.....	66
3.1.1- Lithologie .....	66
3.1.2- Agressivité .....	66
3.1.3- Stabilité .....	66
3.1.4- Caractéristiques géotechniques.....	66
3.1.5- Résistance à la pénétration.....	66
3.2- Recommandations.....	66
3.2.1- Carte de zoning proposée.....	66
3.2.2- Fondation sur sol en pente.....	69

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1:</b> Coordonnées des stations météorologiques de la région de Jijel.....	14
<b>Tableau 1.2 :</b> Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station : d' El ACHOUAT.....	15
<b>Tableau 1.3 :</b> Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations : Jijel (ANRH), ACHOUAT et du barrage EL AGREM.....	16
<b>Tableau 1.4 :</b> Températures moyennes mensuelles de la station : Jijel (port) pour la période [1978-1989].....	18
<b>Tableau 1.5 :</b> Températures moyennes mensuelles de la station : ACHOUAT pour la période [1996-2005].....	18
<b>Tableau 1.6 :</b> Moyennes mensuelles des chutes de la grêle.....	20
<b>Tableau 1.7 :</b> Moyennes mensuelles de l'humidité relative.....	20
<b>Tableau 1.8 :</b> Evaporation moyenne mensuelle.....	20
<b>Tableau 1.9 :</b> Moyennes mensuelles de la durée d'insolation en heure.....	21
<b>Tableau 1.10 :</b> Evolutions de l'humidité au sol station :ACHOUAT.....	22
<b>Tableau 2.1 :</b> Classification des sols suivant l'indice de plasticité.....	32
<b>Tableau 2.2 :</b> Valeurs des caractéristiques identifiantes.....	48
<b>Tableau 2.3 :</b> Valeurs des limites d'Atterberge.....	48
<b>Tableau 2.4 :</b> Valeurs d'essais de Cisaillement.....	49
<b>Tableaux 2.5:</b> Valeurs d'essais de compressibilité.....	50
<b>Tableaux 2.6:</b> Résultats des analyses chimiques faites sur le sol du site de Djimla .....	51
<b>Tableau 2.7 :</b> Résultat des contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique.....	55
<b>Tableau 2.8 :</b> Valeurs des facteur de portance en fonction de ( $\varphi$ ).....	57
<b>Tableau 2.9 :</b> Calcul des contraintes admissibles du sol sous fondation à partir des résultats des essais de laboratoire.....	59
<b>Tableau 2.10 :</b> Valeurs des tassements en fonction de la charge transmise à la fondation.....	65

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b> : Situation géographique de Djimla Extrait de la carte structurale du N-E de l'Algérie (d'après Vila, 1980).....	2
<b>Figure 1.2</b> : Schéma structural de la méditerranée occidentale, Durand Delga , 1969.....	5
<b>Figure 1.3</b> : Coupe transversale N-S de la région étudiée (Djimla).....	12
<b>Figure 1.4</b> : Coupe E-W au niveau du site étudiée.....	13
<b>Figure 1.5</b> : Courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations : barrage El Agram, Jijel (ANRH) et Aéroport Farhat Abbas [1995-2004].....	17
<b>Figure 1.6</b> : Températures moyennes mensuelles des deux séries de station : Jijel (port) série ancienne et ACHOUAT série récente.....	19
<b>Figure 1.7</b> : Diagramme ombrothermique.....	21
<b>Figure 2.1</b> : Représentation graphique d'un essai pénétrométrique effectué au niveau Du POS N°03 (Djimla).....	26
<b>Figure 2.2</b> : Le pénétromètre dynamique.....	27
<b>Figure 2.3</b> : Les limite d'Atterberg.....	32
<b>Figure 2.4</b> : Le diagramme de plasticité.....	33
<b>Figure 2.5</b> : Courbe granulométrique dans différents cas.....	33
<b>Figure 2.6</b> : Cisaillement Rectiligne à la boîte -Appareil de Casagrande.....	34
<b>Figure 2.7</b> : Les courbes d'essai du cisaillement.....	35
<b>Figure 2.8</b> : Schéma d'un appareil Oedométrique.....	37
<b>Figure 2.9</b> : Essais de compressibilité.....	38
<b>Figure 2.10</b> : Détermination graphique de la pression de préconsolidation.....	40
<b>Figure 2.11</b> : Carte d'implantation des essais in situ et les coupes sur le site étudiée.....	44
<b>Figure 2.12</b> : Coupe géotechnique : NW-SE.....	45
<b>Figure 2.13</b> : Coupe géotechnique : E-W.....	46
<b>Figure 2.14</b> : Semelle isolée continue.....	52
<b>Figure 2.15</b> : Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.....	53
<b>Figure 2.16</b> : Courbes d'égaux contraintes verticales $\Delta\sigma_z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi infini.....	60
<b>Figure 2.17</b> : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	61

<b>Figure 2.18</b> : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte q).....	61
<b>Figure 2.19</b> : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un massif.....	62
<b>Figure 2.20</b> : Calcul de tassement.....	63
<b>Figure 3.1</b> : Carte de zoning pour un ancrage $D= 1.5 \div 3m$ (POS N°3 Djimla) -Jijel-.....	68
<b>Figure 3.2</b> : Ouvrage construit sur une pente.....	69
<b>Figure 3.3</b> : Ouvrage construit en tête d'un talus.....	69
<b>Figure 3.4</b> : Disposition des niveaux des fondations dans un lieu à un glissement d'ensemble.....	70
<b>Figure 3.5</b> : Système de drainage schématisé.....	70

## ANNEXES

**Annexe 01:** Coupes lithologiques (sondages carottés).

**Annexe 02:** Courbes de pénétration dynamique.

**Annexe 03:** Courbes granulométriques.

**Annexe 04:** Courbes oedométriques.

**Annexe 05:** Courbes de cisaillement rectiligne.

# Chapitre 1: Etude géologique, hydrologique et hydrogéologique

**1. A- Situation géographique du POS étudié :**

Le POS N°3, faisant l'objet de notre étude fait partie de la commune de Djimla. Cette dernière est située à environ 50 km au Sud-Est de la ville de Jijel, chef lieu de la wilaya. la commune de Djimla est traversée la R. 77 reliant la wilaya de Jijel à la wilaya de Mila. Les coordonnées Lambert de la région sont approximativement comme suite :

$$X = 5^{\circ} 45'$$

$$Y = 36^{\circ} 10'$$

$$Z = +1650\text{m}$$

Le POS N°3 d'une superficie de 44,64 hectares, s'étend en grande partie sur l'agglomération d'EL M'had. Il est limité par :

Au Nord et au Sud par des terrains vagues, à l'Ouest par l'Oued EL Mers et à l'Est par une grande Chaabat et des constructions. Une grande partie du POS N°3 est occupée par des constructions, rangées le long de la R.N77.

**1. B- Climat :**

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et humide en hiver chaud et sec en été.

Les précipitations annuelles varient entre 900 et 1200 mm/an. Et de ce fait cette région est classée parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important. Ce potentiel hydrique se manifeste par l'émergence de nombreuses sources d'eau de très bonne qualité. En plus d'une importante pluviométrie. La région est souvent couverte par des quantités importantes de neige.

**1. C- Végétation :**

La région d'étude est caractérisée par une couverture végétale assez dense, favorisée par l'importance des précipitations. Les conditions climatiques et la nature des terrains de la région ont permis le développement de forêts très denses. Ces forêts sont essentiellement représentées par du chêne liège, les oliviers et autres arbres fruitiers.

En général, la région est à vocation agricole et forestière.

**1. D- Réseau hydraulique :**

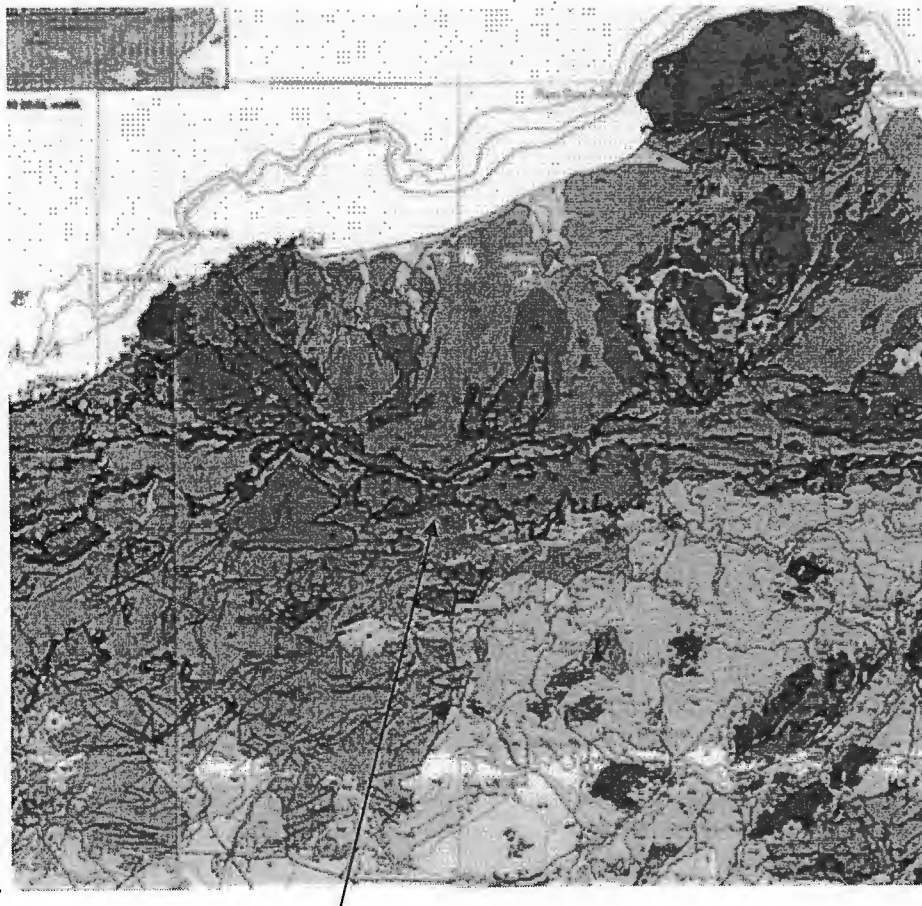
La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année.

Ce réseau est représenté par des différents drains, alimentés surtout par les ressources et les ruissellements de surface en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces différents drains alimentant les principaux oueds de la région, (oued Djimla, oued El-Mers, oued El-Rha.)

**1. F- Relief :**

La région de Djimla est une région montagneuse qui se caractérise par une topographie très accidentée.

Le relief est marqué par des grands contrastes topographiques, il est représenté par des massif culminant à différentes altitudes et des dépressions





Djimla

0 25Km

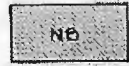
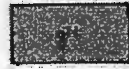
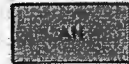
Figure1.1 : Situation géographique de Djimla Extrait de la carte structurale du N-E de l'Algérie (d'après Vila, 1980)



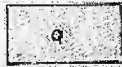
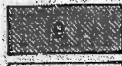



**ROCHES ÉRUPTIVES RÉCENTES**

-  Granites, grano-diorites, microgranites, diorites et rhyolites.
-  Complexe stratifié de Yaddène et roches effusives de la région d'Hammam Meskoutine (F).

**NAPPE NUMIDIENNE**





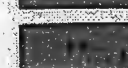


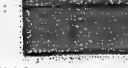
-  Formation de Babouche (Aquitano-Burdigalien).
-  Grès numidiens et séries mixtes.
-  Principaux affleurements d'argiles de base à Tubotomaculum.

**ROCHES RÉCENTES ET CYCLES POSTÉRIEURS AU BURDIGALIEN INFÉRIEUR**

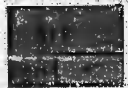

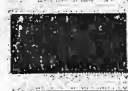


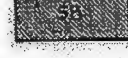
-  Quaternaire indifférencié (Villafrançais à actuel).
-  Pliocène marin des zones côtières.
-  Mio-Pliocène continental.
-  Burdigalien supérieur-Langhien de la marge littorale.
-  Miocène marin transgressif indifférencié des nappes telliennes et de leur avant-pays allochtone, parautochtone ou autochtone.

**NAPPES DE FLYSCHS KABYLES**

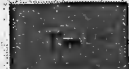
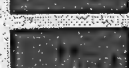


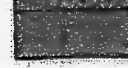


**FLYSCHS MAURÉTANIENS**

-  Séries internes d'ATn Naceur, de Sidi Rhiat, de Sidi Ahmed, de Settler, de Bou Taieb, de la Robertsau (Souk es Sebt) et de La Marsa.
-  Séries médianes de Guerrouch, d'El Karn, de Khorchef, de Ghezala et du Sud d'ATn Berda (Penthièvre).
-  Séries externes (ex-"Medjanien") et séries atypiques de Tamalous, du Kef Mezouch et de Ziane.
-  Cas de la série des Achaïches (série médiane).
-  1- Crétacé
-  2- Jurassique
-  3- Permo-Trias et Carbonifère.
-  Unité Sendouah-Tabellout à subs. et un. basique.

**SOCLE KABYLE, CHAÎNE CALCAIRE**

-  Oligo-Miocène kabyle, olistostromes à Flyschs résédimentés y compris le Numidien) et flyschs en position nord-kabyle (F').
-  Olistostromes superposés à l'Oligo-Miocène kabyle; OI- Olistolites telliens de la région d'El Milia.
-  CHAÎNE CALCAIRE: Paléozoïque à Lutétien supérieur des zones interne, médiane et externe.
-  Socle kabyle: SBA- Paléozoïque des Beni-Afeur
-  SK- Socle métamorphique de Petite Kabylie et du Bou Hatem (phyllades micaschistes, porphyroïdes, gneiss et marbres).
-  SB- Socle basique du Cap Bougaroun (péridotites et "kinzigites" rétro-morphosées).

**FLYSCHS MASSYLIENS**

-  Séries typiques à phanites ou à brèches vertes et rouges.
-  Cas de la série du Djebel Filfila
-  1- Crétacé
-  2- Jurassique.
-  Unités de type Adissa et Sénontien marneux à microbrèches ou à blocs.
-  A- Eocène
-  F- Sénontien marneux à microbrèches ou à blocs.

## **1.1- les grands ensembles géologiques de la marge Nord Algérienne :**

La marge Nord algérienne est constituée par un empilement de nappes charriées sur la marge africaine [1], [2], [16]

Transversalement on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne :

- Le domaine kabyle.
- Le domaine des flyschs.
- Le domaine tellien et de l'avant pays.

### **1.1.1- les formations du domaine interne :**

Elles sont représentées par un socle ancien (socle Kabyle), formé essentiellement de terrains métamorphiques Anté- Triasiques et des séries de plate forme carbonatée (ou dorsale Kabyle) d'âge Mésozoïque.

#### **A) le socle Kabyle :**

Il apparaît en Algérie du Nord, sous forme de trois pointements Amygdalaires .Ces pointements sont représentés par le massif du chenoua à l'Ouest d'Alger, le massif de Grand Kabyle au centre et le massif de Petite Kabylie à l'Est ( figure 1.2)

Le socle Kabyle comporte deux grands ensembles : selon [3], [1].

#### **A.1) Un ensemble inférieur :**

Cet ensemble est essentiellement gneissique. Il est constitué de Paragneiss, d'Orthogneiss et de Gneiss fins ou œillés.

Il admet par endroit de puissantes intercalations de Marbres et d'Amphibolites.

#### **A.2) Un ensemble supérieur :**

C'est un ensemble décrit pour la première fois par Herman (1928) dans la partie occidentale de la Petite Kabyle et ensuite par Durand Dalga (1956). Il comporte de bas en haut :

- Des Schistes noirâtres qui surmontent, parfois, des Conglomérats remaniant les formations sous-jacentes.
- Des Psamites rouges et vertes à Graptolites.
- Des Grés Calcaires à Orthocères.

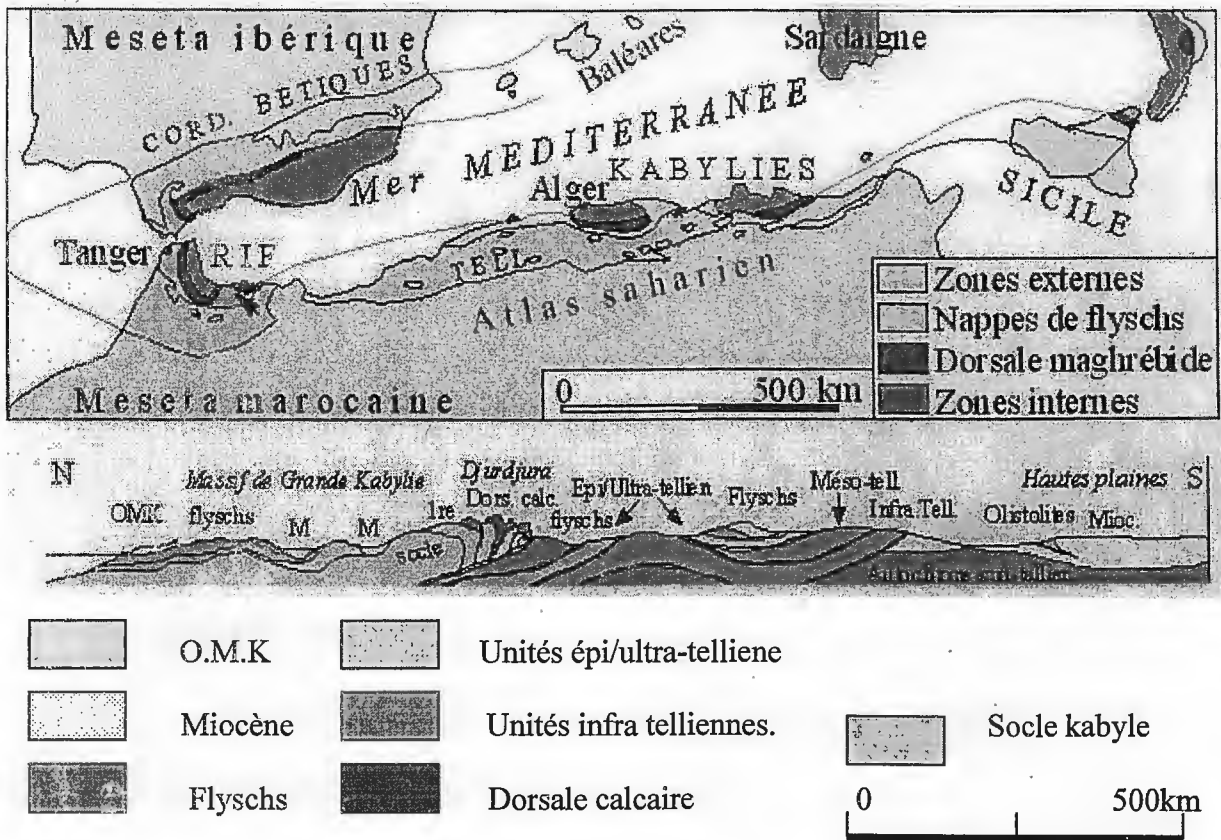


Figure 1.2 : Schéma structural de la méditerranée occidentale (Durand Delga ,1969).

**B) La Dorsale Kabyle (Chaîne Calcaire) :**

Elle est respectivement nommée « Chaîne Liasique » Ficheur (1909), « Chaîne Calcaire Glangeaud (1932) et enfin « Dorsale Kabyle », Durand Delga (1969).

La dorsale Kabyle marque la limite entre le Socle Kabyle au Nord et les zones Telliennes plus externes au Sud.

Elle occupe les extrémités méridionales du Socle Kabyle. Elle montre des termes allant du Permo-Trias, discordant sur le Socle à l'Oligocène.

Les séries qu'elles présentent permettent de la subdiviser du Nord au Sud en trois sous domaines [4].

**B.1) La dorsale interne :**

Elle montre une série complète, allant du Permo-Trias au Néocène. Cette série est surmontée en discordance par des Calcaires biogènes à caractères littoraux de l'Eocène inférieur à moyen

**B.2) La dorsale médiane :**

La dorsale médiane est caractérisée par une sédimentation Marno-calcaire à Microfaunes Pélagiques du Turonien au Lutétien inférieur .elle montre un arrêt de sédimentation au Barrennien. [18].

**B.3) La dorsale externe :**

Elle est caractérisée par des séries détritiques et lacuneuses. Elle comporte des Calcaires Silicifiés, surmontés par des Conglomérats du Companien qui les recouvrent en discordance. Ces derniers soulignent une intense érosion Sénonienne.

Les dépôts de la dorsale externe s'étalent jusqu'au Lutétien. Elle repose en contact anormal sur les Flyschs. [18].

**1.1.2- Les formations de l'Oligo-Miocène et les olistostromes :**

**A) L'Oligo-Miocène kabyle :**

C'est une série sédimentaire correspondant à la couverture stratigraphique transgressive initiale du Socle kabyle. Elle est constituée par : [4].

- Un Conglomérat à la base, reposant en discordance sur le Socle kabyle.
- Des Grès Micacés à débris provenant du socle
- Des Silexites au sommet

**B) Les Olistostromes :**

Les Olistostromes sont des formations tectono-sédimentaires à débris de Flyschs Maurétanien et Massylien, reposant sur les formations de l'Oligo-Miocène kabyle.

Ces formations ont été décrites pour la première fois par Durand Delga (1955) au sud du massif du Chenoua (région d'Alger), puis par Raoult et Bouillin (1971) en Petite kabylie.

L'âge de ces formations est supposé Aquitanien à Burdigalien inférieur probable. [5], [6], [1].

### **1.1.3- Le domaine externe :**

Il comporte les formations de type Flyschs et les formations Telliennes :

#### **A) Les formations du type Flyschs :**

Les principales formations de type flyschs sont représentées par les séries Maurétaniennes et Massyliennes correspondant respectivement aux parties proximales et distales d'un même bassin [7].

Ces formations avec leur substratum Anté-Crétacé forment des nappes qui viennent recouvrir le domaine externe. [8].

##### **A-1) Flysch Maurétanien :**

Le flysch Maurétanien comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien. Il montre de bas en haut : [9].

- des Calcaires du Tithonique -Néocomien constitués d'une alternance de Marnes grises et de Turbidites calcaires.
- Un ensemble d'environ (300m) de Grés homo-métriques à cassure verte (Flysch de Guerrouch) de l'Albo-Aptien
- Des Phtanites rouges et blanches du Cénomanién supérieur.
- Un Sénonien micro-brichique à ciment spathique riche en Quartz détritique, pouvant être remplacé par des Micro-Conglomérats

Au sommet, des Conglomérats puis des Grés Micacés Tertiaire (Eocène à Oligocène).

##### **A-2) Flysch Massylien :**

Il présente une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensemble :

- A la base, le flysch Albo-Aptien est composé d'Argile et des Grés Quartziques.
- Des microbrèches, des calcaires fins auxquels s'associent des phtanites noirs du Cénomanién.
- Le sommet de la série se termine par des Marnes, datées du Turonien à Maestrichien.

[1]

##### **A-3-) Flysch numédien :**

Le flysch Numidien constitue structurellement la nappe la plus haute de l'édifice Alpin. Attribué en partie à l'Aquitano-Burdigalien, le flysch Numidien comporte de bas en haut :

- Des Argiles colorées dites « Argiles sous Numédiennes » de teinte verte, rouge ou violacée à **tubotomaculum**.
- Des Grés à grains hétérométriques et à dragées de Quartz.

Le sommet se termine par des Selexites dont la partie supérieure atteint le Burdigalien Basal. [1],[10].

## **B) Les formations Telliennes :**

Le domaine Tellien, situé à l'avant des zones internes qui le chevauchent et lui-même largement charrié sur un para- autochtone Saharien. Le domaine Tellien est représenté par un empilement de trois grandes nappes, qui sont du Nord vers le Sud comme suit : [9].

### **B-1) la nappe Epi-Tellienne :**

Elle est constituée de terrain Marneux allant de l'Albien au Lutétien supérieur.

### **B-2) la nappe Meso-Tellienne :**

Elle comporte un dispositif de cinq écailles, formées de sédiments allant du Sénonien au Miocène (Mattaneur, 1958).

### **B-3) la nappe Infra-Tellienne :**

Elle est caractérisée par une structure Chaotique comportant le Trias gypsifère, le Jurassique, le Crétacé et le Nummulitique. Elle forme l'unité la plus basse structurellement

## **1.1.4) Les formations post-nappes :**

Elles sont représentées par des dépôts Mio-Plio Quaternaires. Les formations post-nappes comportent deux cycles sédimentaires [1].

Un premier cycle, constitué de marnes de couleur grise ou blanches, transgressives sur les terrains précédents.

Un deuxième cycle d'épaisseur réduite ne dépasse guère les 50m, formé essentiellement de grés provenant de la destruction du Flysch Numidien.

Dans le bassin Néogène de Jijel, sur les marnes miocènes viennent des Conglomérats datés du Pontien, sur lesquels reposent par endroit des marnes bleues dites marnes du Sahélien. Dans la partie Sud du massif de la petite Kabylie et particulièrement dans le bassin constantinois, ces formations sont dominées par des dépôts continentaux comportant de conglomérats, sables, graviers, argiles et roches évaporitiques [3].

### **1.1.5) Les roches Magmatiques :**

Les formations Magmatiques de Petite Kabyle sont présentées par :

- Des roches volcaniques (Rhyolites, Trachites, Andésites, Dacites, Rhyodacites, (Pyroclastites) dans les régions d'El-Aouana (Jijel) et du Cap de Fer.
- Des Roches basiques et ultra-basiques (Péridotites, Gabbro, Diorites, Microdiorites et Dolorites) région de Texenna et du Cap Bougaroun.
- Des Roches Granitiques (Granites, Microgranites, Grano-diorites) dans les régions de Collo, Cap bougaroun Beni toufout et El-Milia. Ces roches Granitiques résultant d'un épisode Magmatique Miocène sont une particularité de la partie orientale de la Petite Kabylie. [11], [12], [13], [14], [15].

### **1.2- Aspect structural du massif de Petite Kabylie :**

#### **La tectonique :**

La structuration géologique du massif de la Petite Kabylie est le résultat de plusieurs phases tectoniques :

La tectonique Anté-Oligocène est particulièrement caractérisée par de grands accidents cassants d'ampleur régionale, et de direction variée : Nord-Sud, Est-Ouest, Nord Est- Sud Ouest et Nord Ouest -Sud Est.

Cette tectonique cassante semble être à l'origine de la structuration du massif de la Petite Kabylie en horsts et Grabens.

Les grands accidents tectoniques cassants (accidents du socle) semblent avoir guidé la mise en place des roches magmatiques. [19].

La tectonique Tertiaire semble être responsable de la structuration géologique actuelle du massif de Petite Kabylie.

La tectonique Tertiaire manifestée par des plissements, des charriages et une reprise des mouvements des failles qui ont surtout joué en failles décrochantes. Ces jeux de failles semblent avoir joué un rôle important dans la mise en place des roches magmatiques miocènes et dans la remontée diapirique du Trias [19].

Par ailleurs, les données géologiques et géomorphologiques mettent en évidence des rejeux récents d'accidents tectoniques qui ont introduit d'importantes perturbations dans les réseaux hydrographiques [17].

### **1.3- géologie local :**

#### **1.3.1) Introduction :**

La région de Djimla dont fait partie le P.O.S. étudié est située dans la zone de contact des formations du domaine interne avec les formations du domaine externe. (figure 1.3).

Du Nord au sud on peut distinguer :

- Les formations du socle kabyle
- Les formations type flyschs
- Les formations telliennes
- Les formations du flysch numidien

#### **1.3.2) Les formations du socle kabyle :**

Au Nord de Djimla les formations du socle kabyle sont représentées d'une part, des formations du complexe Volcano-Sédimentaire de Draa-El Fartassa et d'autre part de formations Cristallophyllien du socle kabyle, regroupant des Schistes, micaschistes, Gneiss et Marbre du djebel Sidi Bouaza.

L'ensemble de ces formations est charrié vers le Sud sur les formations des flyschs massyliens

Le contact de chevauchement est situé à environ 250m au Nord de l'Oued Djimla.

#### **1.3.3) les formations de type flysch :**

Elles sont représentées dans le secteur étudié par les formations du flysch massylien. Ce flysch comporte une alternance des bancs de quartzites décimétriques parfois centimétriques et d'argiles noir schisteuses, à schistosité chaotique.

#### **1.3.4) Les formations Telliennes :**

Dans le secteur étudié, les formations Telliennes sont représentées par les marnes à boules Jaunes d'âge Lutétien. [3].

#### **- Le Trias :**

Le long de Oued Rha on rencontre par fois du Trias Diapirique comportant du gypse, des marnes gypsifères, des argiles bariolées et des argiles lie de vin. Le tout repose sur le tellien.



### **1.3.5) Les formations numidiennes :**

Elles comportent des Argiles de teinte verte et rouge ou violacée « argiles à Tubotomaculum » dites argiles sous Numidiennes. Ces argiles sous Numidiennes affleurants le long de la route au sud du village de Djimla sont surmontées par une épaisse série Gréseuse.

Les formations Numidiennes reposent en discordance sur les formations telliennes.

### **1.3.6) Les formations Quaternaires :**

Elles sont représentées par une tranche de terre végétale argilo limoneuse, dans la quelle sont noyés des blocs de grés numidiens de taille variable.

### **1.3.7) Aspect Morpho Structural de la région de Djimla :**

La région de Djimla est une région montagneuse qui se caractérise par une topographie très accidentée, avec une pente assez variable (de 5% à 40%), Les zones à faible pente sont situées dans les parties Sud-Ouest et centrale du Djimla.

Les talwegs de la zone étudiée se jettent d'eau. L'oued de Djimla limitant la zone étudiée coté Nord. La dénivelée entre la partie Nord et la partie Sud de la zone étudiée est d'ordre de **120m** en virant.

En générale l'aspect morpho structural est dicté par le passage de failles de cisaillements orientés dans la direction de défirant talus.

Sur les tracés de ces failles on remarque les ressources de plusieurs points d'eau.

### **1.3.8) Caractéristiques lithologiques et structurales de la région étudiée :**

La région étudiée est caractérisée par des affleurements lithologiques a tendance argilo marneuse, du domaine tellien.

Dans les sondages effectués sur le site, on a noté la présence de blocs de grés numidien noyés dans le faciès tellien

Le substratum marneux à couleur grisâtre par fois jaunâtre à passage de grés fin de faible dimension (centimétrique à décimétrique). Affleure dans la partie Sud du la zone étudiée.

Au dessus de ces marne reposent les formations quaternaire formé essentiellement des bloc des grés de taille variable et de couverture argileux associe a la terre végétale (figure 1.4).

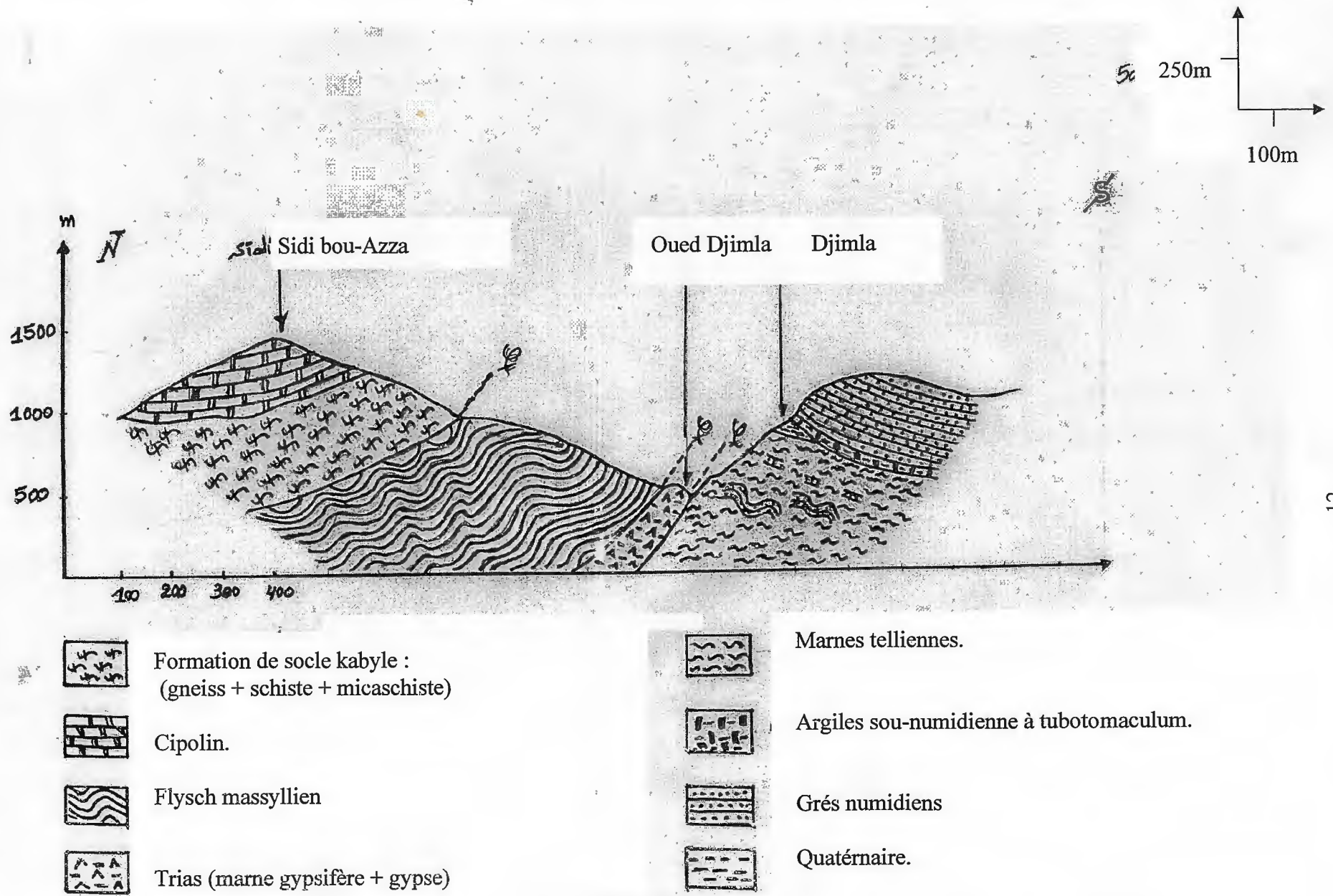


Figure 1.3 : coupe transversale N-S de la région étudiée (Djimla)

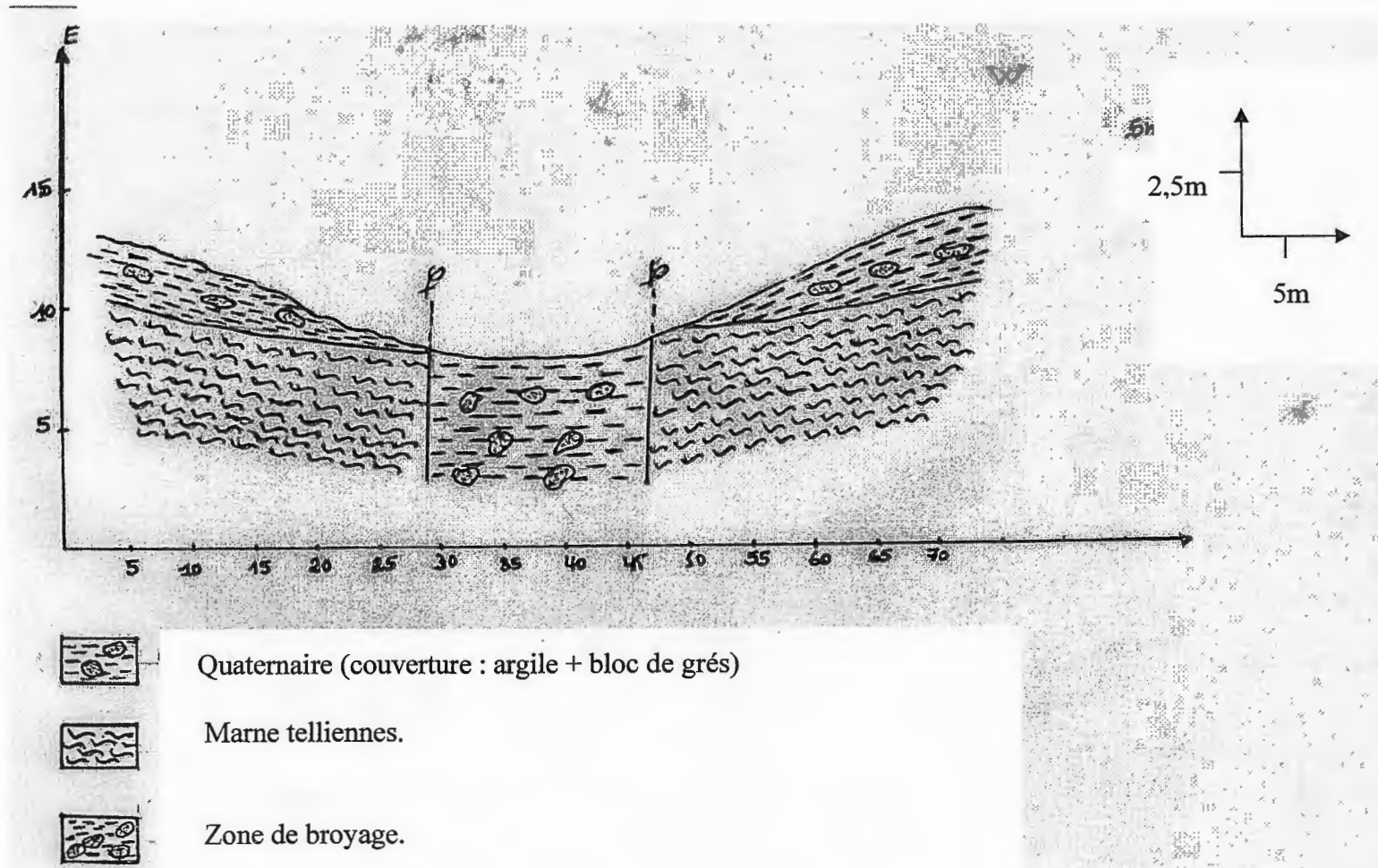


Figure 1.4 : Coupe E-W au niveau du site étudiée

**1.4- étude hydrologique et hydrogéologique :**

**1.4.1-Introduction :**

L'étude hydroclimatique est primordiale dans toute étude géologique, hydrogéologique et même géotechnique .Cette dernière permet l'estimation quantitative des ressources en eau disponibles et une appréciation du régime hydraulique des cours d'eau.

**1.4.2) Hydroclimatologie :**

Les conditions climatiques plus que d'autres facteurs jouent un rôle déterminant dans le régime des cours d'eau, des écoulements de surface et de profondeur.

L'hydroclimatologie définit les caractéristiques des eaux de la surface. La pluviométrie demeure à cet effet l'élément le plus important.

**1.4.2.1) Données climatologiques de la région :**

Les données climatologiques ont été recueillies des stations : Jijel (port), Jijel (station A.N.R.H) et ACHOUAT.

Tableau 4.1: coordonnées des stations météorologiques de la région de Jijel

station	Coordonnées LAMBERT		altitude
	X	Y	Z
Jijel (port)	774.10	396.15	2
JIJEL (A.N.R.H)	774.10	369.15	5
ACHOUAT	785.6	390.5	56

Deux types de renseignements ont pu être tirés de ces données : les précipitations et Les températures.

▪ **Les précipitations :**

Deux séries de données pluviométriques mensuelles ont été prises en considération :

- Série ancienne : P.SELTZER (1913-1938) : Pour ACHOUAT.
- Série récente : ANRH (1995-2005) : pour JIJEL (A.N.R.H.) et ACHOUAT.

▪ **Les Températures :**

- Série ancienne : ONM (1978-1989) : pour JIJEL (port).
- Série récente : O.N.M (1995-2005) : pour port de JIJEL

En plus des précipitations et des températures quelques données récentes concernant d'autres caractéristiques climatiques importantes tels que l'humidité, le vent, l'évaporation, la grêle, la durée d'insolation,...etc.

**1.4.2.1.1) Les précipitations :**

Notre étude s'intéresse uniquement aux précipitations liquides (pluies), qui constituent un facteur primordial dans le comportement hydrologique de la région.

Les données des stations de Jijel (port), Jijel (A.N.R.H.), ACHOUAT et EL-AGREM montrent que la région étudiée reçoit annuellement une moyenne de 1200mm de pluie, et une durée d'enneigement au sol de plus de 11 J ours / an.

Les deux tableaux 1.2 et 1.3, donnent la répartition des précipitations moyennes mensuelles des deux séries (récente et ancienne) des stations précédentes.

**A) Série des anciennes données P. SELTZER (1913-1938) :**

Tableau 1.2 : précipitations moyennes mensuelles et saisonnières de la station d'EL ACHOUAT

STATION	MOIS												TOTAL
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
ACHOUAT	86	125	192	212	193	143	107	82	57	27	03	7	1234
	403			548			246			37			

Les données climatologiques anciennes montrent que le maximum des précipitations est observé au mois de décembre (212mm) et le minimum au mois de juillet (03mm)

**B) Série récente :**

Le tableau 1.3, montre la répartition mensuelle et saisonnière de la série récente concernant les précipitations des trois stations : JIJEL (ANRH) (1995-2005), ACHOUAT (1995-2005), EL AGREM (1995-2004)).

CHAPITRE I : ETUDE GEOLOGIQUE, HYDROLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

La saison la plus humide est l'hiver pour les deux stations avec des valeurs de 46.69 % des précipitations pour la station de Jijel (ANRH), et 46.19 % pour celle de la station d'ACHOUAT, et 48.57 % pour La station d'EL AGREM. La saison la plus sèche est l'été, avec des valeurs de 2.71 % ,3.40 % ,3.13% respectivement pour les mêmes stations.

Tableau 1.3 : Précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations : Jijel (ANRH), ACHOUAT et barrage EL AGREM. :

mois stations	Automne			hiver			printemps			été			ANNUE LLE
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Jijel (ANRH)	50,31	62,85	188,77	171,41	154,47	110,90	53,59	77,89	39,89	10,96	1,98	12,36	935,41
	301,95			436,78			171,37			25,31			
	32,28 %			46,69 %			18,32 %			2,71 %			
ACHOUA T	66,5	71,72	172,54	182,3	156,72	116,20	55,62	80,42	50,01	15,38	3,17	14,93	985,50
	310,75			455,22			186,05			33,48			
	31,53 %			46,19 %			18,88 %			3,40 %			
Barrage EL AGREM	56	71	184	192	197	139	61	100	53	12	08	14	1087
	311			528			214			34			
	28.62 %			48.57 %			19.68 %			3.13 %			

**B.1) Interprétation des données pluviométriques :**

Le graphique de la figure 1.5 montre que la répartition mensuelle des précipitations pour les trois stations précédentes, présentent approximativement la même allure avec des minima observés au mois de juillet (8mm) pour la station du Barrage d' El Agram et (3,1mm) pour la

station d'ACHOUAT et (1,98mm) pour la station Jijel (port) et des maxima enregistrés au mois de janvier pour la station du Barrage El Agram avec (197mm) et au mois de Décembre pour la station d'ACHOUAT avec (182,3mm), et au mois de novembre pour la station de Jijel (A.N.R.H.) avec (188,77mm).

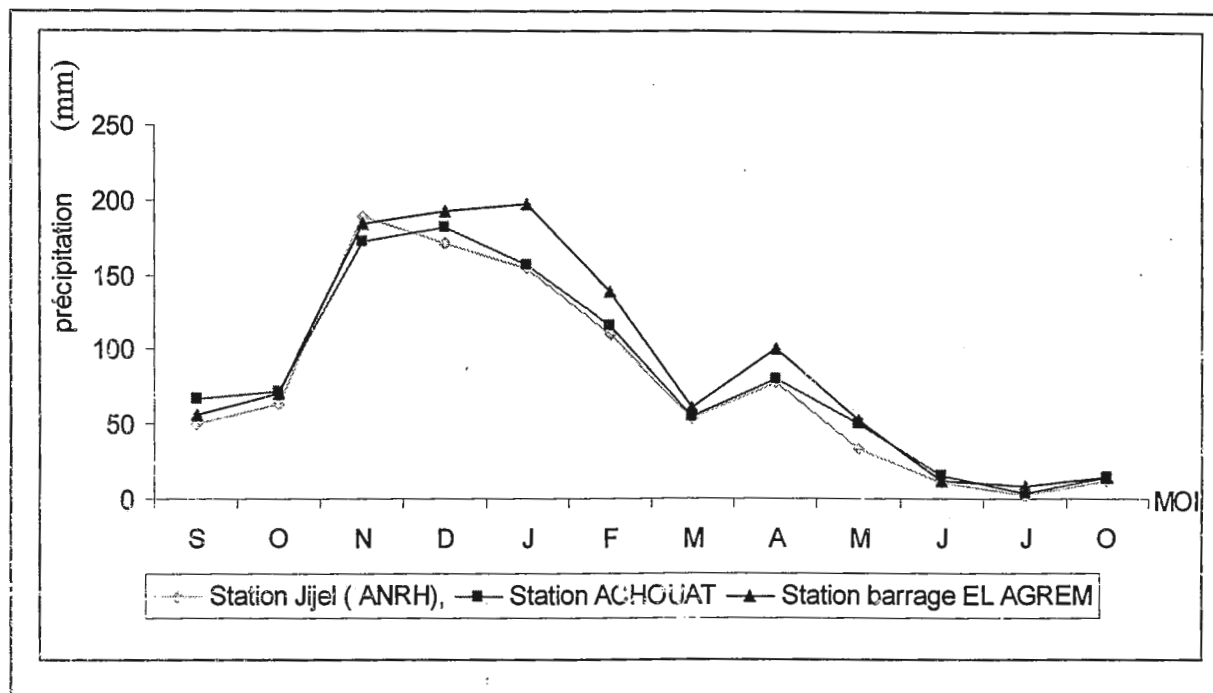


Figure 1.5 : courbes des précipitations moyennes mensuelles et saisonnières des stations : barrage El Agram, Jijel (ANRH) et Aéroport Farhat Abbas [1995-2004].

#### 1.4.2.1.2) Température :

La température de l'air a une grande influence sur le bilan hydrologique, du fait qu'elle conditionne le déficit d'écoulement (l'évapotranspiration).

Nous avons utilisé les données des deux séries à partir des données enregistrées dans les stations : Jijel port et d'ACHOUAT.

**A) Série ancienne (1978-1989) :**

Tableau 1.4 : températures moyennes mensuelles de la station : Jijel (port) pour la période [1978-1989].

Station	Températures en (°C)												année
Jijel (port).	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	18,52
	23,62	21,03	17,27	13,42	12,37	12,58	13,45	15,84	18,22	22,57	25,95	25,92	
	20,64			12,79			15,83			24,81			

Le tableau 1.4 (série ancienne) révèle que la saison la plus froide est l'hiver , avec une valeur de température moyenne saisonnière de 12,79°C, par contre la saison la plus chaude est l'été avec une température moyenne de 24.81°C.

**B) Série récente (1996- 2005) :**

Tableau 1.5 : températures moyennes mensuelles de la station ACHOUAT pour la période [1996-2005].

Station	Températures en (°C)												année
ACHOUAT	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	17.66
	23	20	15	12	12	11	13	16	18	21	25	26	
	19.33			11.66			15.66			24			



Le tableau 1.5 (série récente) révèle que la saison la plus froide est l'hiver, avec une valeur de température moyenne saisonnière de 11.66°C, par contre la saison la plus chaude est l'été avec une température moyenne de 20.66°C.

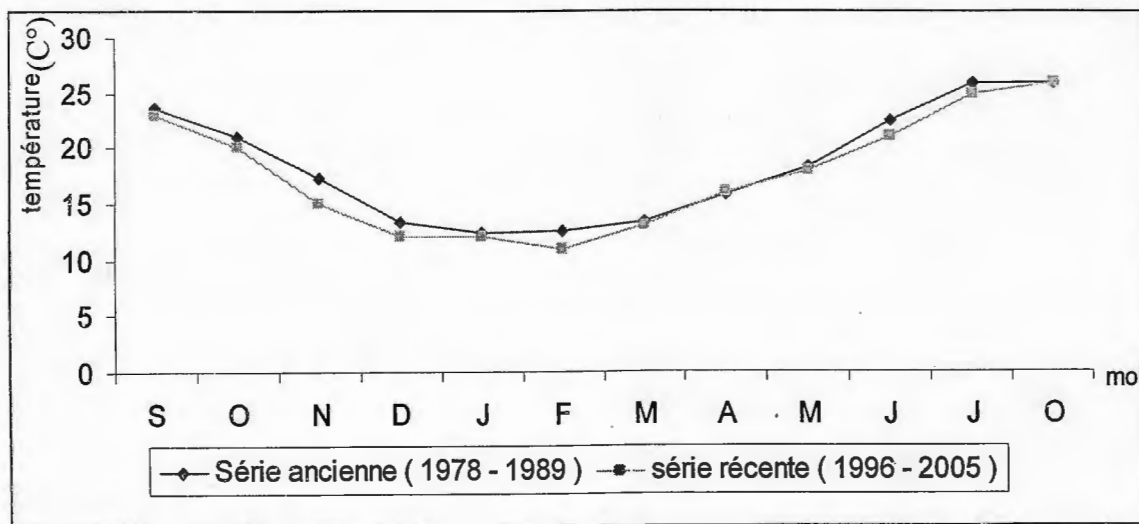


Figure 1.6 : températures moyennes mensuelles des deux séries de station :  
Jijel (port) série ancienne et ACHOUAT série récente.

### B.1) Interprétation des données de température :

Période ancienne : le maximum est observé au mois de juillet 25,95°C et le minimum au mois de janvier 12.37°C

Période récente : le maximum observé au mois d'août 26°C et le minimum au mois de février 11°C

#### 1.4.2.1.3) Autres paramètres

##### a) Le vent :

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent selon la direction NNW-SSE.

##### b) La neige :

La région étudiée est caractérisée par les chutes de neige en hiver qui imbibent sur une grande profondeur des sols.

**c) La grêle :**

Bien qu'elle soit liée aux orages, les chutes de grêle sont également corrélées à la température des couches basses de l'atmosphère. Les épisodes de grêle les plus fréquents sont connus en hiver.

Tableau 1.6: moyennes mensuelles des chutes de la grêle.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Moy.de Grêle	2.4	2.4	1.4	0.8	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5	1.9	9.8

**d) L'humidité relative :**

Tableau 1.7: moyennes mensuelles de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité %	72.5	72.3	74.2	73.3	75.7	76.0	68.3	73.2	72.8	72.7	72.3	72.5

Le maximum d'humidité relative est enregistré au mois de juin (76%) et le minimum au mois de juillet (68,3%)

**e) L'évaporation :**

Tableau 1.8 : évaporation moyenne mensuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
E (mm)	72.7	73.7	72.2	74.6	74.8	84.9	90.9	101.4	89.5	87.1	80.0	71.8

Le maximum d'évaporations est enregistré au mois d'août (101.4mm) et le minimum au mois de décembre (71.8mm)

**f) Duré d'insolation :**

Elle traduit la durée de rayonnement solaire. Elle s'exprime en heures.

Tableau 1.9 : moyennes mensuelles de la durée d'insolation en heure

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
H (heure)	153,2	158,2	194,7	209,3	265	285,5	336,8	313,4	243,5	201,4	170,4	145

Le maximum de durée d'insolation est observé au mois d'Août (313,4 heures) et le minimum au mois de Janvier (153,2heures).

**g) régime thermique :**

En absence d'une station professionnelle au niveau de la zone d'étude, les données relatives aux stations : (Jijel port), A.N.R.H et AHOUAT ont été prises en considération. Ces stations correspondent approximativement aux mêmes conditions et aux mêmes régimes climatiques que le secteur étudié.

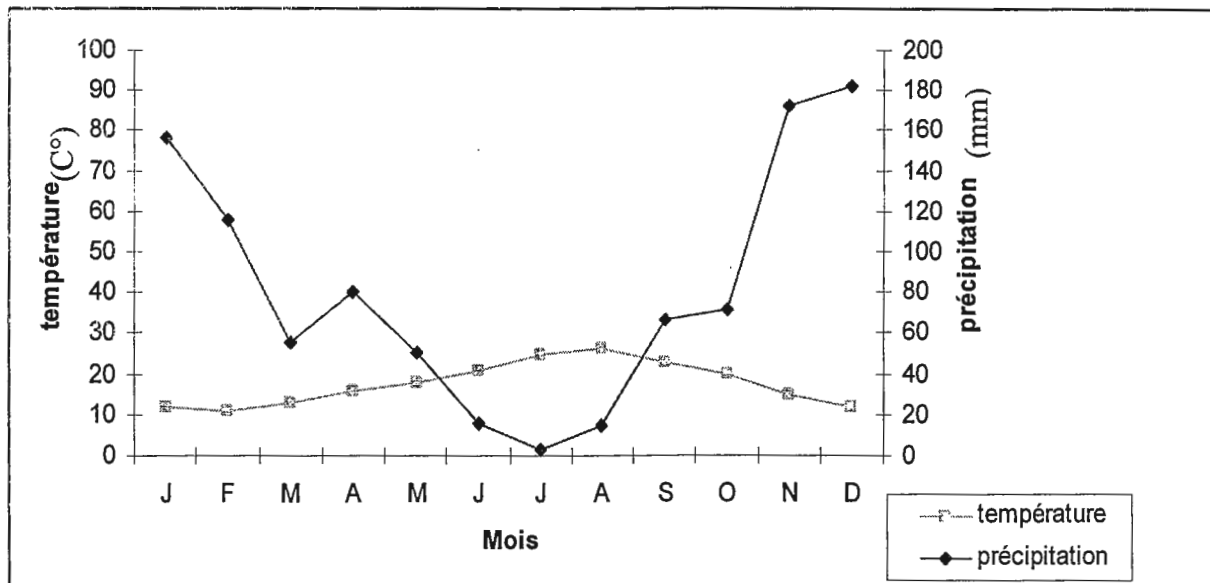


Figure 1.7 : diagramme ombrothermique

A partir du diagramme ombrothermique (température et précipitation) la période sèche commence aux mois de juin et se termine aux mois d'août, et le reste des mois de l'année c'est la période humide.

**h) Évolution de l'humidité :**

Tableau 1.10 : évolutions de l'humidité au sol station : ACHOUAT

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P.	156.72	116.20	55.62	80.42	50.01	15.38	3.17	14.93	66.5	71.72	172.54	182.3
T	12	11	13	16	18	21	25	26	23	20	15	12
P/T	13.06	10.56	4.24	5.03	2.77	0.73	0.12	0.57	2.89	3.57	11.50	15.19

La période sèche se s'étale entre le mois de Juin et le mois de Juillet.

**1.4.3) Hydrologie:**

L'hydrologie de la région de Djimla se caractérise par une pluviométrie très élevée. Cette pluviométrie est en relation directe avec la lame d'eau reçue pendant l'année, et surtout les chutes de neige en hiver qui imbibent sur une grande profondeur les sols pendant une période assez longue.

**1.4.4) Caractéristiques hydrogéologiques du site étudié :**

- Dans les limites du site de Djimla (POS N°03) et dans les environs immédiats, de ce dernier nous avons relevé de nombreux écoulements le long des talwegs ; ainsi que des résurgences de plusieurs sources.
- L'Oued de Djimla est l'élément principal de l'hydrographie de la région. A ce grand Oued convergent de nombreuses petites chaâbats.
- Au niveau de site étudié, nous avons également relevé la présence de puits d'eau dont le niveau statique est de 8,00m de profondeur.
- La nappe aquifère est peu profonde (généralement 8m), et se localise dans les formations de couverture superficielle d'âge quaternaires.

## 2.1– Introduction :

Indépendamment de l'obligation légale fait au maître de l'ouvrage public de faire réaliser une étude géotechnique, tout constructeurs doit, dans son propre intérêt, prendre en compte la nature du sous sol pour adapter son projet en conséquences, définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines [27].

## 2.2- Aperçu théorique sur les moyens de reconnaissances géotechniques employés dans notre site d'étude :

### 2.2.1-Les essais in situ :

#### 2.2.1.1- Le pénétromètre dynamique

##### a) Description :

Ce type d'essai, consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre, il met en œuvre un matériel simple et robuste.

Divers appareils ont été conçus à partir d'un treuil léger, d'un mouton, d'une enclume et de tiges de sondages qui se vissent les unes aux autres.

Il existe entre autre actuellement une gamme très complète, qui comprend des pénétromètres manuels simples, semi-automatiques, et automatiques. Ces pénétromètres peuvent être fournis avec des énergies de battage différentes: [21].

##### b) Principe de l'essai D.P.T :

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant d'une hauteur fixe  $H$  et de mesurer le nombre de coups  $N_d$  nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur  $h$ .

L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

L'appareil est essentiellement composé des éléments suivants :

- Le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixe et battant l'enclume du pénétromètre,
- L'enclume qui transmet l'énergie de battage aux tiges,
- Les tiges qui, à leur tour transmettent l'énergie à la pointe
- La pointe qui est caractérisée par son angle et son diamètre [21], [22].

**c) Domaine d'utilisation de l'essai D.P.T :**

L'essai peut se faire pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire. Une telle opération permet par la suite d'orienter la reconnaissance géotechnique détaillée (nombre et position des sondages...). Cet essai est aussi utilisé pour l'analyse qualitative d'un terrain (localisation d'un substratum, mise en évidence des cavités...), comme il est utilisé pour l'étude d'un modeste projet de fondations où l'investigation géotechnique est, pour des raisons économiques, limitée.

Le champ d'application de cet essai s'est élargi et il est actuellement courant de réaliser des campagnes d'essai de pénétration dynamique **D.P.T** pour :

- Zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée,
- Définir le toit d'un substratum rocheux,
- Étudier l'homogénéité spatiale du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques,
- Étudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches.
- Étudier les sites où il est impossible de réaliser des massifs de réaction (site aquatique, sol tourbeux, terrain encombré...), ce qui présente un avantage important par rapport à d'autres essais in situ.
- Caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique),
- Étudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux où l'éboulement et la présence des gros cailloux rendent délicats les autres essais in situ. [21], [22].

**d) Sols intéressés par l'essai D.P.T :**

Le caractère simple de l'essai laisse à penser qu'il peut être réalisé dans n'importe quel terrain. Il faut noter que le battage d'une pointe dans un sol fin saturé se traduit par une forte résistance dynamique en pointe, due à l'absorption de la presque totalité de l'énergie de battage par l'eau interstitielle, ce qui fausse complètement l'interprétation de l'essai en donnant des valeurs fortement surestimées de la résistance en pointe.

Il est ainsi recommandé d'orienter l'utilisation de l'essai **D.P.T** vers les milieux perméables ou les milieux peu perméables non saturés.

Selon la norme française, l'arrêt de l'essai se fait lorsque la profondeur fixée a été atteinte où l'enfoncement sous 100 coups est inférieur ou égal à 20 cm ou lorsque le rebond du mouton est supérieur à 5cm. [21], [22].

**e) Présentation des résultats d'essais :**

Les résultats de l'essai sont en général reportés sur un graphique arithmétique ou semi-log donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges (figure 2.1) :

- 1) Le nombre de coups  $N_d$  correspondant à un enfoncement de 10, 20, 25, ou 30 cm (mesures).
- 2) la résistance de pointe au battage déduite couramment de la formule des Hollandais avec un coefficient de sécurité =1. (Après exploitation des mesures).

Cette résistance est souvent appelée « Résistance dynamique conventionnelle  $R_d$  » qui est calculé comme suit : [23].

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{A} \cdot \frac{1}{M + P_z} \cdot \frac{1}{e}$$

$R_d$  : Résistance dynamique de pointe en (daN / cm<sup>2</sup>),

$M$  : Poids du mouton en (daN),

$H$  : Hauteur de chute du mouton en (cm),

$P_z$  : Poids des tiges en (daN) à la profondeur ( $z$ ),

$A$  : Section de la pointe en (cm<sup>2</sup>),

$e$  : Refus (enfoncement par coup en cm).

**Remarque :**

On exprime ( $R_d$ ) en fonction de ( $z$ ) généralement avec un pas  $\Delta z = 0,50\text{m}$

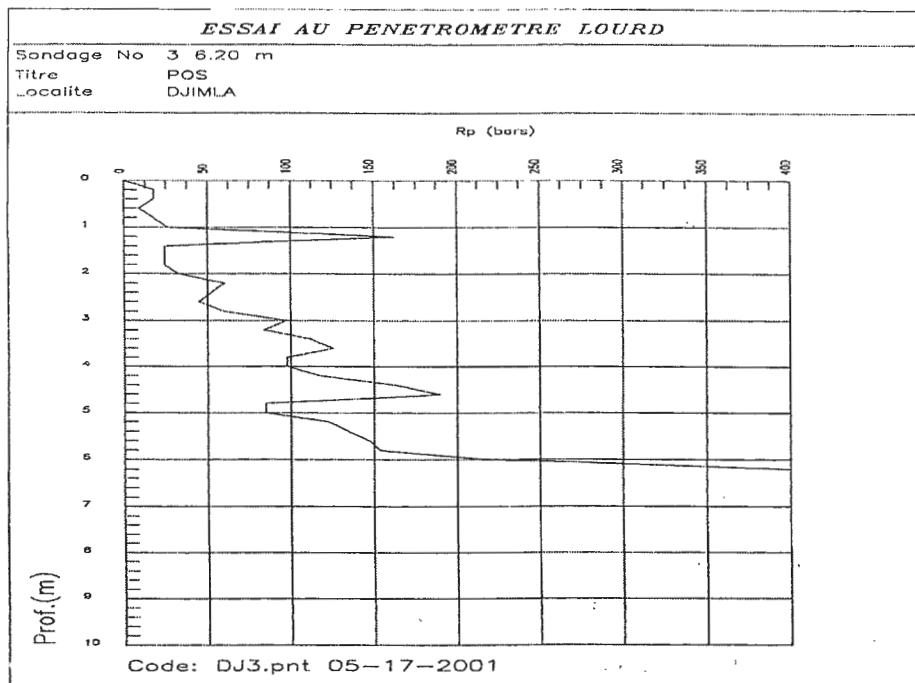


Figure 2.1 : Représentation graphique d'un essai pénétrométrique effectué au niveau du POS N°03 (Djimla)

#### f) Avantages et limites du pénétromètre dynamique :

A l'origine les pénétromètres dynamiques ont été conçus pour apprécier la compacité des sols sans cohésion ou à faible cohésion dans lesquels il est souvent difficile, sinon impossible, de prélever des échantillons intacts. Ces essais ne nécessitent pas d'eau. Ils sont intéressants pour les régions arides.

- L'appareillage utilisé est généralement léger et peu encombrant, il convient particulièrement à certains pays en voie de développement, dans les zones montagneuses et pour tous les lieux difficiles d'accès aux véhicules. [20].
- Mais les résultats obtenus peuvent être faussés par certains facteurs :
  - Le sol peut refluer autour de la pointe et se décompresser au dessus d'elle ;
  - La rapidité du fonçage fait que dans les sols peu perméables immergés, une part notable de l'énergie de battage peut se transmettre à l'eau interstitielle en augmentant instantanément la résistance.
  - Enfin, une proportion variable et inconnue du frottement latéral s'ajoute à la résistance de la pointe. Il n'est pratiquement pas possible de mesurer, séparément, au cours de ces essais, l'effort de pointe et le frottement latéral.

Il existe trois types principaux de pénétromètre dynamique : [20].



- 1) Les pénétromètres dans lesquels le fût et la pointe ont le même diamètre (ce type d'appareil est absolument à proscrire) ;
- 2) Les pénétromètres comportant une tige centrale d'un diamètre sensiblement inférieur à celui de la pointe ; (on peut pour certains appareils injecté une boue de forage, (figure 2.2).
- 3) Les pénétromètres comportant également une tige centrale, de diamètre inférieur à la pointe, mais équipés d'un tube creux de diamètre identique à celui de la pointe.

Seul, ce dernier type d'appareil devrait normalement être utilisé mais il est plus onéreux et d'un maniement plus difficile que les précédents.

- En effet, il n'est guère possible avec les deux autres types d'appareil de s'affranchir des effets du frottement latéral. Même dans le cas de sable pur à texture lâche, il peut arriver des éventuels éboulements ou serrage du matériau autour des tiges ce qui exerce ainsi un léger frottement latéral. Selon Sanglerat, ce frottement latéral est généralement négligeable devant la résistance en pointe. Selon Meyerhof, ceci est vrai pour les 10 premiers mètres du sondage pénétrométrique.

- En milieu cohérent, les deux premiers types de pénétromètre dynamique sont à proscrire absolument. En effet, le frottement latéral peut être considérable et rendre très difficile, sinon impossible, toute interprétation sérieuse des diagrammes de pénétration dynamique. [20].

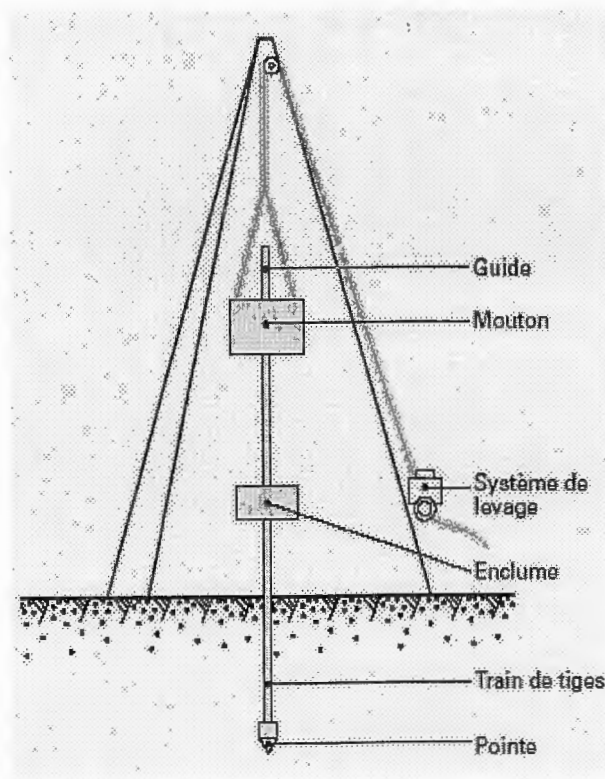


Figure.2.2- Schéma du pénétromètre dynamique

**g) Catégorie des pénétromètres dynamiques :**

Dans chacun des trois types de pénétromètre dynamique décrits ci-dessus, il existe quatre catégories :

- 1) Les pénétromètres légers (D.P.L),
- 2) Les pénétromètres moyens (D.P.M),
- 3) Les pénétromètres lourds (D.P.H).
- 4) Les pénétromètres super lourds (D.P.S.H).

Cette distinction est en rapport, quelquefois, avec le diamètre des tiges utilisées, mais surtout avec le poids du mouton et sa hauteur de chute ; autrement dit, les adjectifs lourd et légers correspondent à des énergies de battage importantes ou faibles.

Généralement, les pénétromètres dynamiques légers sont rapidement bloqués dans les milieux graveleux ou sableux serrés. En conséquence, il est toujours préférable de recourir aux pénétromètres dynamiques lourds dont l'énergie de battage (poids du mouton multiplié par la hauteur de chute), ne doit pas descendre en dessous de 1200 j [21], [22].

**h) L'essai D.P.T en Algérie :**

En Algérie, l'essai **D.P.T** est largement utilisé relativement aux autres essais in-situ à cause de sa facilité de réalisation, de sa simplicité mais aussi de sa capacité de couvrir une large gamme de sols étudiés. Les appareils les plus utilisés par les laboratoires géotechniques sont le BORRO-B2 et le SERMES.

Le pénétromètre utilisé dans la campagne de reconnaissance du présent projet est du type BORRO B2 dont les caractéristiques sont les suivantes : [21], [22].

- Masse du mouton.  $M = 63,5\text{kg}$ .
- Hauteur de chute.  $H = 50\text{cm}$ .
- Enfoncement de référence.  $e = 20\text{cm}$ .
- Diamètre des tiges.  $D = 45/32\text{mm}$
- Masse de tige.  $P_z = 1150\text{g}$
- Diamètre du cône.  $\varphi = 45\text{mm}$ .
- Masse du cône = 634g.
- Masse de goujon = 153g.
- Masse de la tête de frappe = 938g.
- Angle de sommet du cône = 90°

### i) Capacité portante des fondations superficielles à partir des résultats d'essai DPT :

En pratique, les méthodes de dimensionnement à partir de l'essai D.P.T sont purement empiriques, la littérature de mécanique des sols présente l'essai comme étant un outil de reconnaissance qualitative du terrain et il est recommandé lors du dimensionnement par le biais de cet essai de garder la plus grande prudence envers les résultats obtenus [21], [22].

Sanglerat a proposé une relation empirique pour l'évaluation de la contrainte admissible d'une fondation superficielle dans les sols pulvérulents ou purement cohérents à partir de la résistance à la pointe du pénétromètre dynamique d'où :

$$q_{ad} = R_d / 20$$

$q_{adm}$  : Contrainte admissible de la fondation superficielle, [ kN ]

$R_d$  : Résistance dynamique de pointe, [kN / m<sup>2</sup>]

La résistance dynamique étant déduite de la formule de battage des Hollandais.

Le coefficient de sécurité correspondant est de l'ordre de (4) [21], [22].

Selon Nuyens (1973) : Si la distance de la base de fondation par rapport au niveau de la nappe d'eau est au moins égale à B (largeur de fondation), il est recommandé d'estimer la contrainte admissible à :  $R_d / 20$ . [21], [22].

Filliat et Dubus (1981) : Ont recommandé d'utiliser la relation précédente, dans laquelle  $R_d$  est calculée à partir de la formule des Hollandais: D'après ces auteurs, il paraît que cette relation est confirmée par la pratique, mais elle doit être utilisée en parallèle avec d'autres outils de calcul de la capacité portante. [21], [22].

Selon Amar et Jézéquel (1994) :

La contrainte admissible sous une fondation est égale à :  $R_d / (15 \text{ à } 20)$

Sur le plan réglementaire, le document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles, stipule que pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur (B), de longueur (L) et d'encastrement (D), la valeur de la contrainte limite  $q_1$  peut être estimée à :

$$R_d / (5 \text{ à } 7). [21], [22]$$

Toutefois l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, Notamment dans les sols argileux. Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité égale à (3), la contrainte admissible sera entre :  $R_d / 15$  et  $R_d / 20$ . [21], [22].

En conclusion, dans notre étude et pour être dans le côté de la sécurité, on a adopté pour

$$q_{ad} = R_{d_{min}} / 20$$

### 2.2.1.2- Les sondages carottés :

Le carottier est un tube mince sans fond. Sa partie supérieure comporte une tige creuse dans laquelle coulisse un piston actionné soit par percussion soit par pression, c'est le mouvement du piston qui permet l'enfoncement du carottier dans le sol où il découpe un cylindre de terrain constituant la carotte. [29].

Les sondages carottés nous donnent des renseignements précis sur la nature du terrain, et nous permettent d'effectuer des prélèvements d'échantillons dans de bonnes conditions, cependant ils deviennent très coûteux quand la profondeur dépasse 7 à 8m.

Les sondages carottés représentent toujours une part importante du coût d'une campagne de reconnaissance. [29].

### 2.2.2- Essais de laboratoire :

#### 2.2.2.1 - essais physiques :

##### a) la teneur en eau $w$ :

C'est le rapport entre le poids de l'eau contenue dans le sol par rapport au poids sec du sol exprimée en pourcentage.

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_t - W_s}{W_s}$$

$W_w$  : le poids de l'eau.

La connaissance de ce paramètre est très importante car elle permet d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol et ainsi avoir une idée des travaux à entreprendre par la suite (drainage par exemple)

##### b) le degré de saturation $S_r$ :

C'est le rapport du volume de l'eau par rapport au volume des vides. [24].

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

$S_r$  : degré de saturation.

$V_w$  : volume de l'eau.

$V_v$  : volume de vides

**c) poids volumique du sol :**

Poids volumique du sol humide : c'est le rapport du poids total d'une quantité de sol par rapport à son volume. [24].

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t}$$

$W_t$ : le poids total du sol.

$V_t$ : le volume du sol

Poids volumique du sol sec : c'est la même chose que pour le sol humide mais pour le poids sec. Suivant cette valeur le sol sera classé très dense, dense, lâche ou très lâche.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s}$$

$V_s$  : volume des grains solides.

$W_s$  : poids des grains solides.

Poids volumique des grains : c'est le rapport du poids du matériau sec d'une certaine quantité de sol par rapport au volume des grains du sol.

**d) les limites d'Atterberg :**

Ces limites sont mesurées au laboratoire sur la fraction de sol qui passe au tamis de 400 $\mu$ m.

**-limites de liquidité :** pour déterminer cette limite on étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on imprime une rainure au moyen d'un couteau approprié. On soumet l'ensemble à un certain nombre de chocs identiques. La limite de liquidité  $W_L$  est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture de la rainure sur 1cm en 25chocs.

Pour des raisons de commodité on utilise souvent la relation expérimentale suivante :

$$W_L = w(N/25)^{0.121}$$

-W est la teneur en eau de mise en place

-N le nombre de chocs nécessaires pour obtenir la fermeture de la rainure sur 1 cm ( $15 < N < 35$ ).

**-limite de plasticité :** On la mesure en fabriquant de petits rouleaux. La limite de plasticité  $W_P$  est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en fractions de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3mm.

-**limite de retrait** : celle-ci,  $w_r$ , est la teneur en eau qui caractérise la disparition de l'eau adsorbée et s'accompagne d'une diminution de volume appelé retrait.

On peut ainsi caractériser par le graphique ci-dessous la consistance d'une argile en fonction de sa teneur en eau  $W$  (figure 2.3). [25].

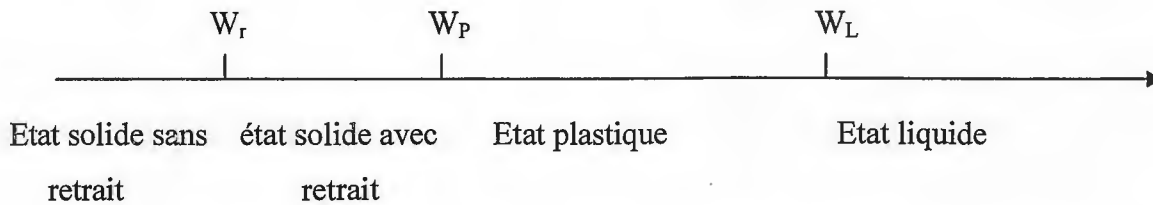


Figure2.3 : les limite d'Atterberg

-**Indice de plasticité** : L'indice de plasticité  $IP$  est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$IP = w_l - w_p .$$

On utilise aussi l'indice de consistance

$$IC = (W_L - W) / IP$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme le montre le tableau (2.1)

Tableau 2.1 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité [24].

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, le sol peut être classé par le biais de diagramme de plasticité suivant (figure2.4) :

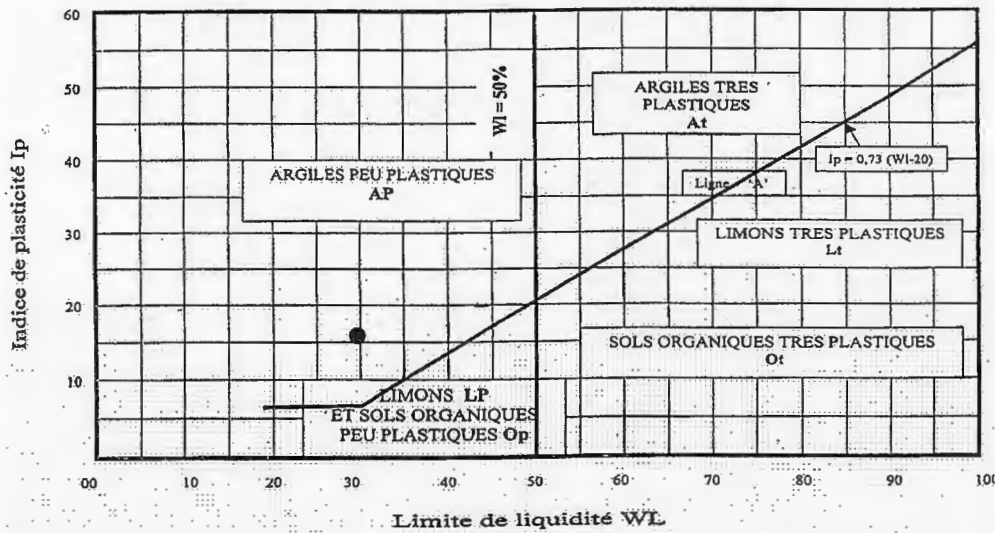


Figure 2.4 : le diagramme de plasticité

e) L'analyse granulométrique :

On appelle **analyse granulométrique** l'opération permettant de déterminer

- la **granulométrie** : c'est-à-dire la détermination de la grandeur des grains.
- la **granularité** : c'est-à-dire la répartition dimensionnelle des grains dans un granulat.

L'analyse granulométrique consiste à fractionner le matériau en différentes coupures au moyen de tamis. Les masses différents refus sont rapportés à la masse initiale sèche du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme de graphique (courbe d'analyse granulométrique) figure (2.5)

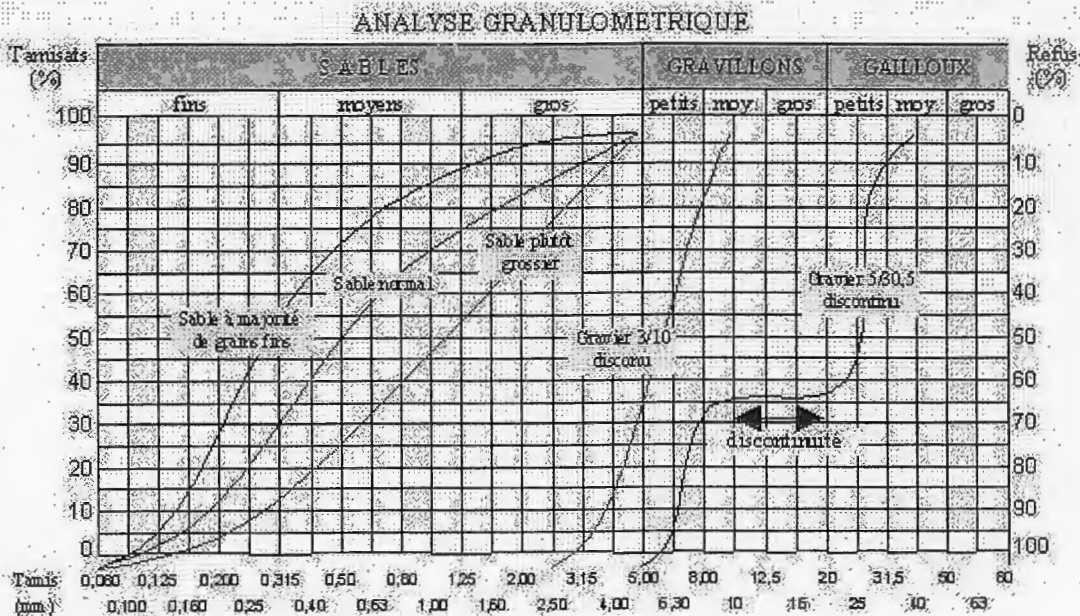


Figure 2.5 : Courbes granulométrique dans différents cas

-Coefficients de Hazen (d'uniformité) et courbure :

-Coefficient d'uniformité ou de Hazen :

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

-Coefficient de Courbure :

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

$D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$  représentent respectivement les diamètres des éléments correspondant à 10%, 30%, 60% de tamisât cumulé.

d'après Caquot et Kérisel :

-pour  $C_u < 2$  la granulométrie est dite uniforme

- pour  $C_u > 2$  la granulométrie est dite étalée.

### 2.2.2.2 Essais mécaniques

#### a) Les essais de cisaillement :

L'appareille est appelée la boîte de Casagrande, elle se compose d'un bâti d'une boîte supporté par se dernier. La boîte est constituée de deux moitiés séparées. L'une inférieure mobile, l'autre supérieure, rattachée au bâti par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique (figure 2.6).

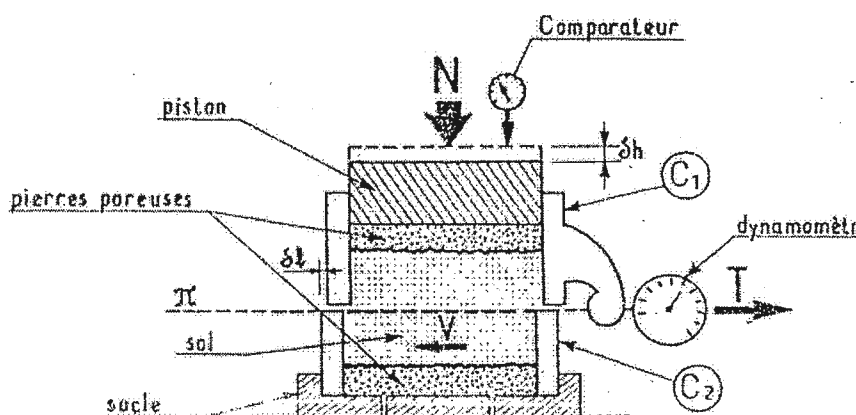


Figure 2.6 : Cisaillement Rectiligne à la boîte -Appareil de Casagrande.

-Un piston, qui coulisse dans la demi boîte supérieure, permet l'application d'un effort normal  $N$ , vertical. L'échantillon, placé entre deux pierres poreuses peut, le cas échéant, être drainé.



-Lors de l'essai. On communique à la boîte inférieure. Par l'intermédiaire d'un chariot mobile, une vitesse de déplacement constante.

-La variation de l'effort horizontal T .qui s'exerce sur la partie supérieure. On peu relever le déplacement du piston ainsi que celui du demi boîte inférieure

Le plan de séparation des deux demi boîtes traverse l'échantillon : la surface du glissement à la rupture est donc imposée.

Au cours du cisaillement, la surface S de l'échantillon varie.

Ceci entraîne les résultats suivants, [25].

- pour la contrainte normale :  $\sigma = N/S$
- pour la contrainte tangentielle:  $\tau = T/S$  (figure 2.7)

**Remarque :**

( $\sigma$ ) reste constante au cours de l'essai, et ( $\tau$ ) varie au cours de l'essai de 0 à  $\tau_{max}$

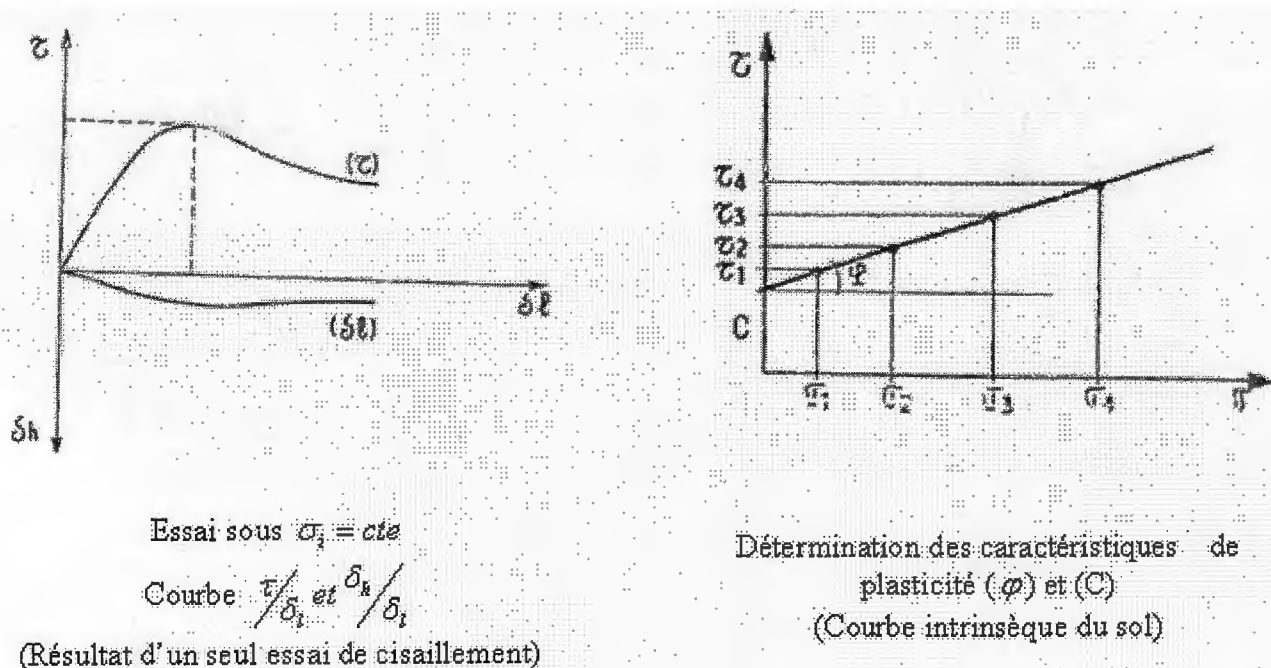


Figure 2.7 ; les courbes d'essai du cisaillement

Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  et  $\sigma_4$ , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de coulomb ( $\tau, \sigma$ ) les points correspondants aux contraintes maximales mesurés ( $\tau_1, \tau_2, \tau_3$  et  $\tau_4$ ) (Figure B) c'est-à-dire les couples

( $\sigma_i$ ,  $\tau_{i\max}$ ) de chaque essai. Les valeurs de ( $\phi$ ) et ( $c$ ) dépendent des conditions d'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré ou non, etc. ...)

En général, il nous faut 3 couples ( $\tau, \sigma$ ) pour tracer la courbe intrinsèque du sol étudié. [23].

### b) Principales caractéristiques mécaniques d'un sol :

Les valeurs de ( $C$ ) et de ( $\phi$ ) dépendent des conditions d'essais (drainage, vitesse de chargement, consolidation...), nous allons donc être amené à distinguer trois grandes familles de paramètres :

Essais non consolidés non drainés  $\phi_{uu}$  et  $C_{uu}$ .

Si le sol est saturé  $\phi_{uu}=0$ , on réservera donc ce type d'essais pour le calcul des ouvrages à court terme.

Essai consolidé non drainé  $\phi_{cu}$  et  $C_{cu}$  :

Ces essais sont rapides mais nécessitent la mesure de la pression interstitielle. Compte tenu du Postulat de Terzaghi on peut déterminer les propriétés des sols saturés en contraintes effectives.

Essais consolidés drainés ( $\phi_{cd}$ ) et ( $C_{cd}$ ) ou ( $C'$  et  $\phi'$ ) :

Se sont des essais lents (d'autant plus que la perméabilité est faible). Ils conviennent pour des sols saturés ou non, de perméabilité assez élevée [23].

### c) Essai de compressibilité à l'oedomètre :

Cet essai est une application directe de la théorie de la consolidation, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps.

#### c.1) description de l'appareil :

L'oedomètre comprend les éléments suivants :

- une cellule contenant l'échantillon.

Les organes essentiels de la cellule sont :

- Un cylindre en métal contenant l'échantillon.
  - Deux pierres poreuses assurant le drainage.
  - Un piston coulissant dans le cylindre et venant charge l'échantillon.
  - Des comparateurs pour la mesure de la déformation.
  - Une réserve d'eau en contact avec les pierres poreuses
- Un bâti de chargement : qui permet d'appliquer sur le piston des charges verticales (figure 2.8) [27].

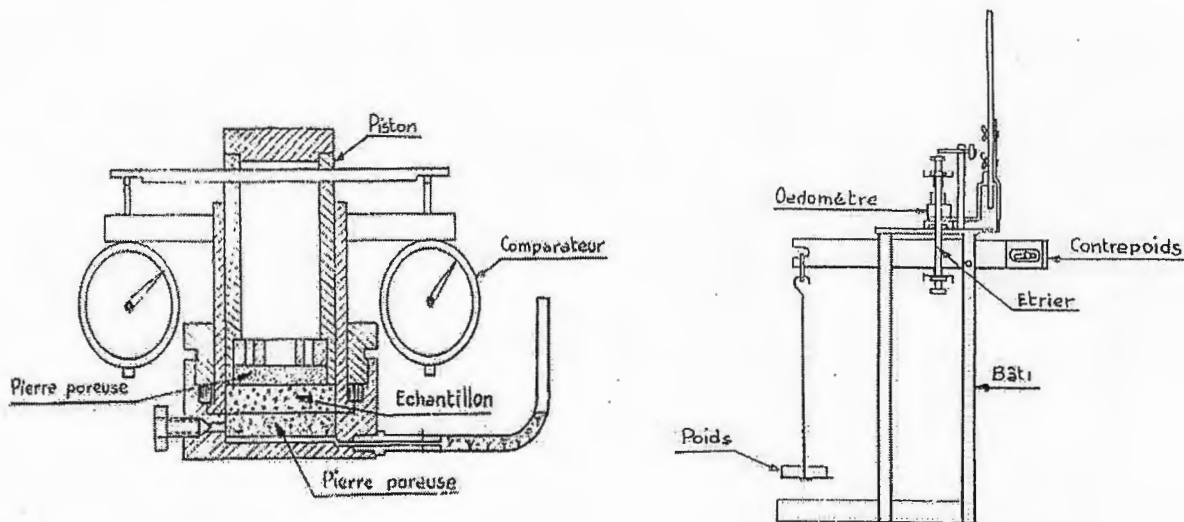


Figure 2.8: Schéma d'un appareil Oedométrique

### c.2) Procédure d'essai :

Cet appareil permet d'établir deux types de courbes :

- les courbes des compressibilité : indiquent le tassement total.
- les courbes de consolidation : dans le tassement de l'échantillon en fonctions du temp.

Ces courbes permettent la détermination expérimentale du coefficient  $C_v$ .

#### ▪ courbe de compressibilité :

On applique à l'échantillon, en présence d'eau, des contraintes normales successives croissantes qui sont généralement : 0,056 ; 0,2 ; 0,4 ; 0,8 ; 1,6 ; 3,2 ; 6,4 ; et 12 (en  $10^5$  Pa). Sous chaque palier de chargement, et après la quasi stabilisation du tassement, celui-ci mesuré.

Après avoir atteint la charge maximale on décharge, également par paliers successifs, en notant le gonflement du sol

Deux courbes formant une boucle (figure 2.9) sont ainsi obtenues

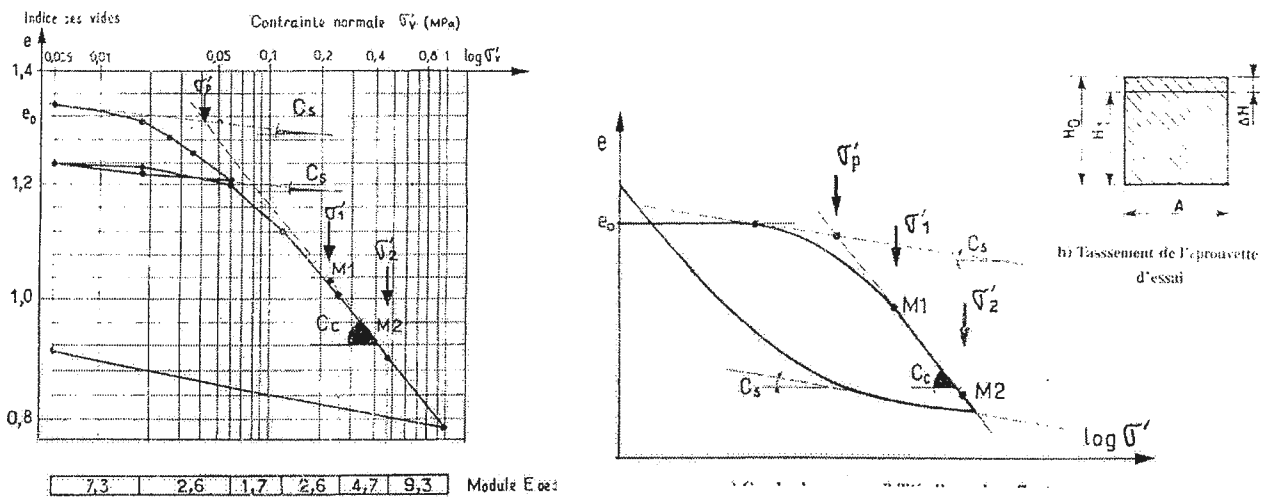
- la courbe de chargement,
- la courbe de déchargement.

Les résultats donnant les variations d'indice des vides du sol ( $e$ ) en fonction de ( $\text{Log } \sigma'$ ). En fait, celle-ci est liée au tassement relatif par la relation

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec :

- $H_0$  : épaisseur initiale de l'échantillon.
- $e_0$  : indice des vides initiale correspondant à  $H$ .



a / Courbe de compressibilité d'un sol non gonflant

b/ Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.

Figure 2.9 : Essais de compressibilité.

En effet (figure); la section A étant constante et les variations de volume ne résultant que des vides, il en découle que :

On a :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V_t}{V_t} = \frac{\Delta V_v}{V_v + V_s}$$

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\frac{\Delta V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + 1}$$

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \text{ et } \Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s}$$

Donc : 
$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Avec :

V<sub>v</sub> : Volume des vides.

V<sub>s</sub> : Volume des particules solides.

V<sub>t</sub> : Volume total de l'échantillon

▪ **Caractéristiques de compressibilité :**

L'allure des courbes de compressibilité donne des indications précieuses sur le remaniement éventuel de l'éprouvette d'essai, l'histoire du sol et son comportement sous charge. Plusieurs

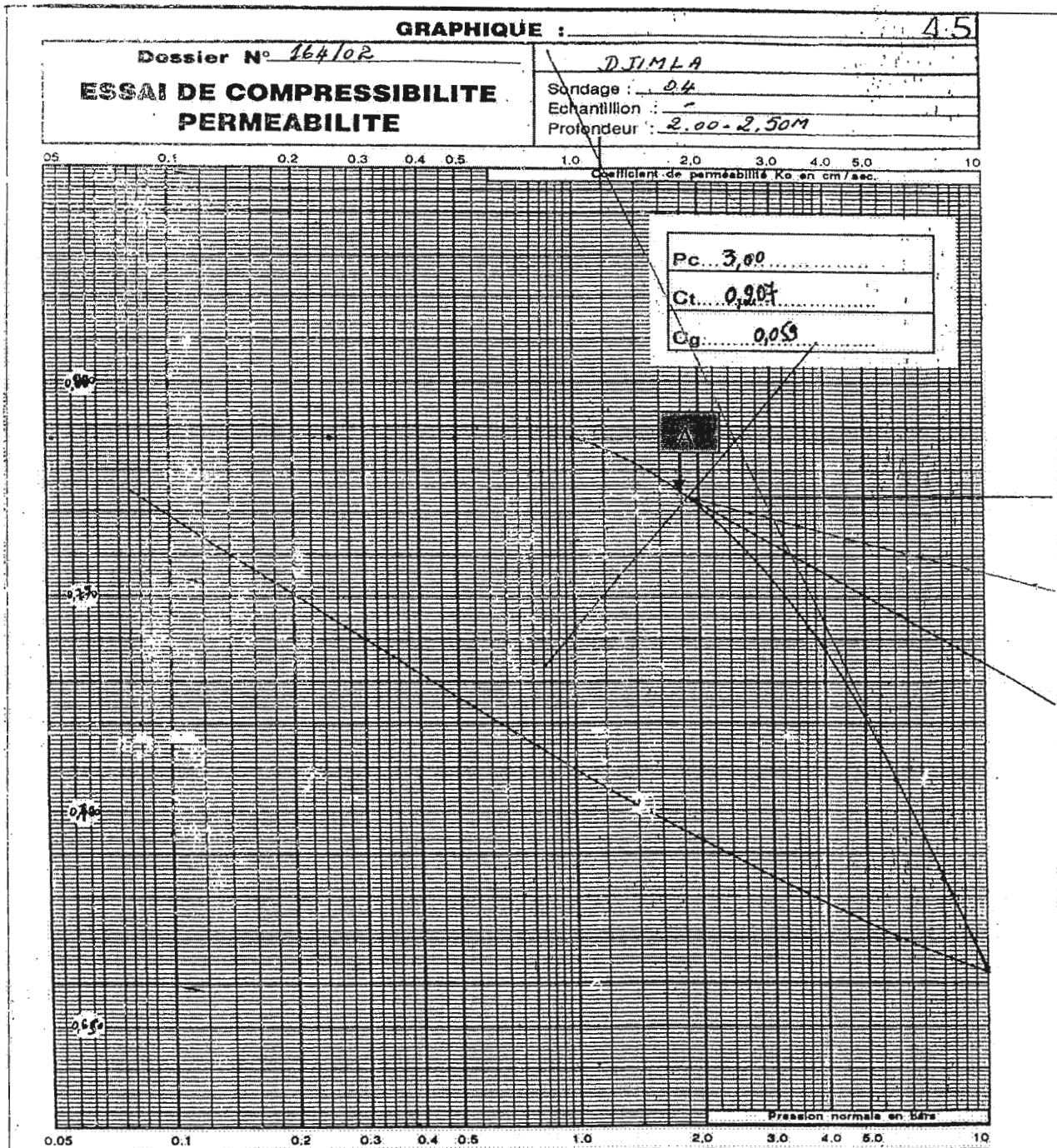


Figure 2.10 : Détermination graphique de la pression de préconsolidation.

▪ **Indice de compression Cc :** L'indice de compression qui par définition est la pente (au signe près) de la tangente à la courbe vierge, permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe.

On peut classer la compressibilité d'un sol, en fonction de Cc, comme suit :

$C_c < 0,020$ :	sol incompressible.
$0,020 < C_c < 0,050$	sol très peu compressible.
$0,050 < C_c < 0,100$	sol peu compressible.
$0,100 < C_c < 0,200$	sol moyennement compressible.
$0,200 < C_c < 0,300$	sol assez fortement compressible.
$0,300 < C_c < 0,500$	sol très compressible.
$C_c > 0,500$ :	sol extrêmement compressible.
Ou en fonction de $C_c / (1 + e_0)$ :	
$C_c / (1 + e_0) < 0,015$	sol incompressible.
$0,015 < C_c / (1 + e_0) < 0,05$	sol peu compressible.
$0,05 < C_c / (1 + e_0) < 0,20$	sol moyennement compressible.
$C_c / (1 + e_0) > 0,20$	sol très compressible.

▪ **Indice de gonflement  $C_s$**  : Cet indice traduit la déformabilité d'un échantillon non gonflant en deçà de la contrainte de consolidation au quelle il a été soumis.

▪ **Le coefficient de gonflement  $C_g$**  : c'est la pente de la courbe de déchargement (à ne pas confondre ce coefficient avec l'indice de gonflement ( $C_s$ )). [23].

On peut également classer le sol vis-à-vis le gonflement en fonction de ( $C_g$ ) comme suit :

$C_g < 0,005$  : sol non gonflant.

$C_g > 0,005$  : sol pouvant gonfler.

### 2.3- Compagne de reconnaissances géotechnique :

La compagne de reconnaissance géotechnique in situ a consistée en les travaux et essais suivants : [28]

- **Sept sondages en carottage** continu de profondeur d'investigation de **10.00m** chacun ont été réalisés dont les coupes lithologiques des sols sous-jacents sont représentées par l'annexe01.

- **Dix sept essais au pénétrromètre dynamique** PDL type lourd « BORRO » voire Annexe 02.

Remarque : nous constatons une insuffisance du nombre de Essais de reconnaissance et un mauvaise répartition sur la totalité de la surface du POS.

#### 2.3.1- Essais in situ :

##### 2.3.1.1- Sondage carotté :

Les sondages ont été implantés d'une manière à récolter le maximum d'information.

Nous avons également poussé les sondages à des grandes profondeurs dont le but est d'aller au-delà des zones influence des contraintes de sols.

Les carottes prélevées des sondages ont été analysées. Les informations que nous avons recueillies sont synthétisées par **l'annexe 01**.

Nous avons également exploité les données des deux sondages réalisés par le **LNHC**<sup>1</sup> dans le cadre d'une étude de stabilité à Djimla.

Les formations géologiques traversées par les sondages et que nous avons identifié sont en accord avec les données fournies par la feuille géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500000 et les différentes littératures géologiques concernant la région (figure1.1)

##### a) Quaternaire :

Le quaternaire est représenté par la couverture de terre végétale argilo-limoneuse notés (A) dont varie de 1.00 à 2.00m.

##### b) oligocène à miocène :

Ces formations sont très caractéristiques par leur faciès commun. Elles sont représentées par des termes lithologiques de teintes brun-jaunes.

Il s'agit d'argiles et souvent limono-sableuses par fois graveleuses et alternées et renferment localement des niveaux gréseux.

Les coupes géotechniques que nous avons établies donne une image assez claire de la géométrie des couches sous-jacentes et leur extension en plan et en profondeur, c'est un sous-sol Relativement homogène avec des passages lenticulaires gréseux et sableux (figure2.11, 2.12, 2.13)

---

<sup>1</sup> LNHC : Laboratoire national de l'habitat et de la construction.

Par les natures et la géométrie de ses formations géologiques le sous-sol en question présente un profil d'une bonne assise de fondation si les critères de stabilité sont vérifiés [28].



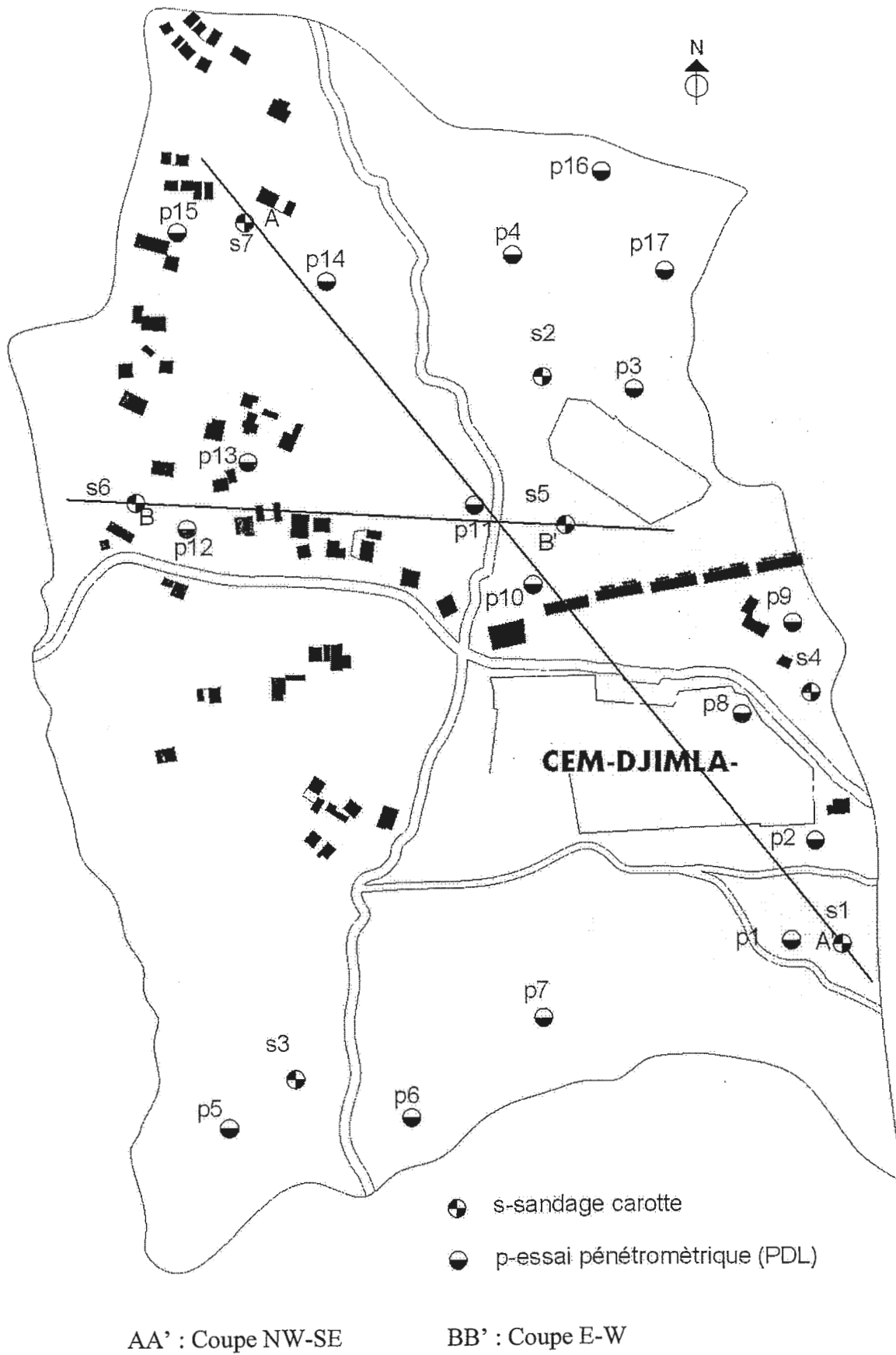


Figure 2.11 : Carte d'implantation des essais in situ et les coupes sur le site étudié

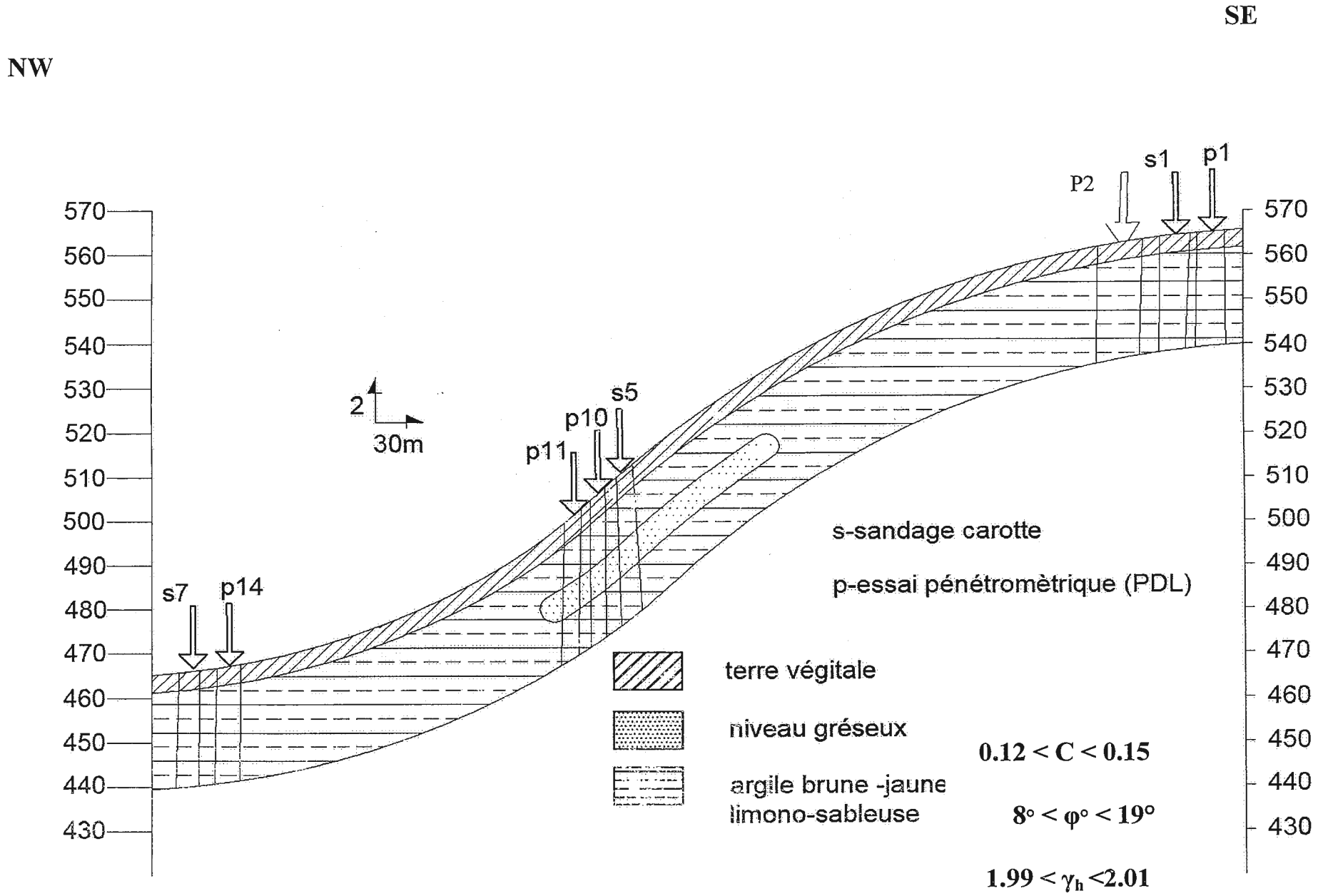


Figure 2.12 : Coupe géotechnique : NW-SE

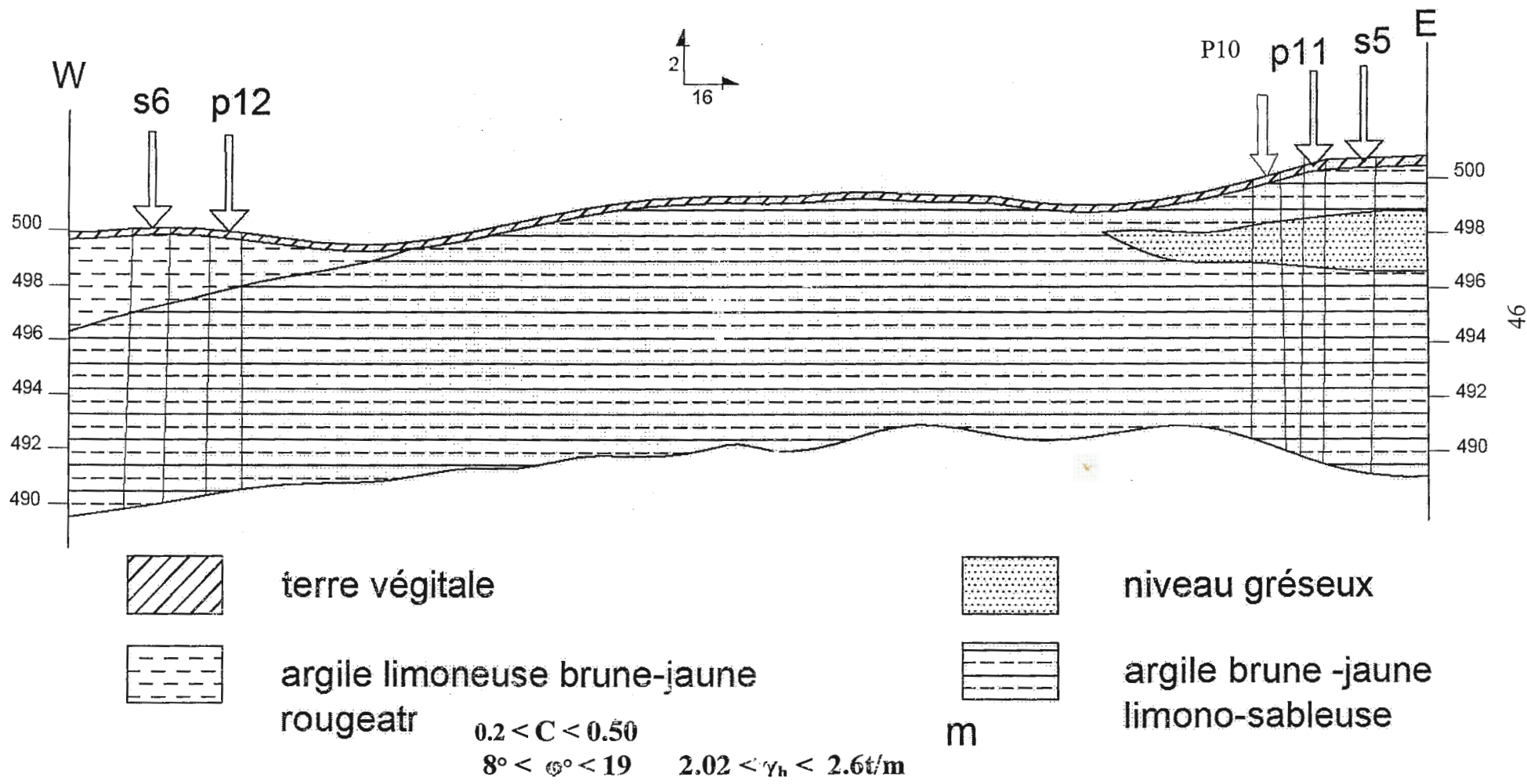


Figure 2.13 : Coupe géotechnique : E-W

### 2.3.1.2- Essais de pénétromètre dynamique :

Les essais au pénétromètre dynamique PDL type lourd 'BORRO' en nombre de 17'' ont été implantés d'une manière à être complémentarité avec les sondages carottés (figure 2.11)

#### · Résultats des essais :

Les résultats des essais sont représentés sous forme de courbes indiquant la résistance de pointe ( $R_p$ ) en fonction de la profondeur (annexe02).

L'analyse des pénétrogrammes obtenus montre que les contraintes admissibles sont variables, les refus sont peu profonds et par fois superficielle (faux refus).

Ces données sont corrélatives avec les colonnes lithologiques et qui dénotent un sous-sol relativement homogène.

Les refus superficiels sont dus à la présence des éléments grossiers blocs.

### 2.3.2- Travaux de laboratoire :

Les caractéristiques d'identification physique et de comportement mécaniques, les couches constituant le terrain ont été mesurés sur des échantillon intacts de sol prélevés à différentes profondeurs dans les sondages réalisés.

#### 2.3.2.1- Essais physiques :

Sur les échantillons prélevés, nous avons effectué des essais physiques qui ont consisté en :

##### a) Identification :

- Densité sèche  $\gamma_d$
- Densité humide  $\gamma_h$
- Teneur en eau W%
- Degré de saturation  $S_r\%$

Le tableau 2.2 présent les résultats d'identification

Tableau 2.2: valeurs des caractéristiques identificatrices

Sondage	1	2	3	4	5	6	7		
Prof.(m)	2,0-2,5	2,0-3,0	2,5-2,8	7,6-7,9	2,0-2,5	3,5-3,8	2,1-2,4	4,7-5,1	2,0-2,3
Densité sèche $\gamma_d$	1,57	*	1,74	1,68	1,60	*	1,68	1,74	1,63
Densité humide $\gamma_h$	1,99	*	2,09	2,06	1,97	*	2,02	2,02	2,01
Teneur en eau W%	26,18	*	19,49	26,65	22,37	*	19,82	18,05	24,19
Degré de saturation Sr%	98,18	*	95,78	97,64	88,6	*	87,78	89,55	94,49

Les sols rencontrés sont dans un état **mouillé à détrempe**. Les valeurs des densités indiquent que nous sommes en présence de sols à **densité moyenne à élevée**.

**b) limites d'Atterberg :**

Ces limites sont mesurées au laboratoire sur la fraction de sol qui passe au tamis de 400 $\mu$ m qui sont intéressés par la mesure de :

- limites de plasticité (LP) %
- limites de liquidité (LL) %.
- indice de plasticité (IP) %.

Les résultats sont représentés dans le tableau 2.3 :

Tableau 2.3: les valeurs des limites d'Atterberge

sondage	1	2	3	4	5	6	7		
Prof.(m)	2,0-2,5	2,0-2,3	2,5-2,8	7,6-7,9	2,0-2,5	3,5-3,8	2,1-2,4	4,7-5,1	2,0-2,3
(LP)%	17,47	25,22	21,67	*	*	24,65	*	*	*
(LL)%	33,50	58,00	67,00	*	*	52,00	*	*	*
(IP)%	16,03	32,78	45,33	*	*	27,35	*	*	*

L'abaque de plasticité range les sols en question dans la catégorie des argiles peu plastique, notés (Ap).

D'après Snethen qui d'après les valeurs de l'indice de plasticité le potentiel de gonflement est faible à moyen.

### c) Analyses granulométriques :

L'analyse granulométrique est traduite graphiquement par les (**annexe 03**) effectuées sur des échantillons prélevés respectivement des sondages N S.02 et S.05 dans des profondeurs (2.00-3.00m) et (3.50-3.80m). Les courbes sont peu étalées et reflètent la composition des sols en question il s'agit d'argiles limoneuse sableuse

#### 2.3.2.2- : Essais mécaniques :

##### a) essais de Cisaillement :

Pour la détermination des valeurs des caractéristiques mécaniques, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type « U.U » (non consolidé. Non drainé). La contrainte de cisaillement est définie par la relation suivante dite de **Coulomb**.

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi .$$

$(\varphi)^\circ$  ; angle de frottement interne.

**(C) bar** : valeur de cohésion.

Les résultats sont représentés dans le tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : valeurs d'essais de Cisaillement

sondage	1	2	3	4	5	6	7		
Prof.(m)	2,0-2,5	2,0-2,3	2,5-2,8	7,6-7,9	2,0-2,5	3,5-3,8	2,1-2,4	4,7-5,1	2,0-2,3
$(\varphi)^\circ$	8°	*	13°	*	*	*	*	*	19°
<b>(C) bar</b>	0.15	*	0.12	*	0.10	*	0.50	0.20	0.12

Les valeurs des cohésions (C) obtenues sont assez faibles. Elles varient de **0.00 à 0.50 bars**.

Quant aux angles de frottement intérieur sont élevées et sont en rapport avec l'état induré des sols.

Les valeurs extrêmes sont :

$$8^\circ < \varphi < 19$$

$$0.10 < C < 0.50$$

Ces résultats sont caractéristiques d'un sol **cohérent et ferme**.

**b) essais de Compressibilité :**

Pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, nous avons réalisé des essais de compressibilité à l'oedomètre (annexe 4).

Les résultats obtenus sont exprimés dans le tableau 2.5 :

**(Pc) bar** : pression de consolidation.

**(Cc) %** : coefficient de compressibilité.

**(Cg)%** : indice de gonflement.

Tableaux 2.5: valeurs d'essais de compressibilité.

sondage	1	2	3	4	5	6	7		
Prof.(m)	2,0-2,5	2,0-2,3	2,5-2,8	7,6-7,9	2,0-2,5	3,5-3,8	2,1-2,4	4,7-5,1	2,0-2,3
<b>(Pc) bar</b>	1,90	*	1,20	*	3,00	*	2,90	2,75	2,00
<b>(Cc) %</b>	13,80	*	11,50	*	20,70	*	14,00	12,80	19,60
<b>(Cg)%</b>	4,5	*	2,40	*	5,90	*	5,10	7,00	7,20

A Partir de tableau 2.5- on a :

La contrainte de pré consolidation varie :

$$1,20 < P_c < 3,00.$$

Moyennement compressible (Cc) %:

$$11,50 < C_c < 20,70.$$

Indice de gonflement (Cg) % :

$$2,40 < C_g < 7,20$$

Le sol est **faiblement** gonflant .

▪ calculs de la compressibilité :

Elle se calcule à partir des valeurs de  $C_c$  et  $e_0$ .

$$\text{SONDAGE N}^\circ :01(\text{profondeur } 2,00\text{-}2,50\text{m}) \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,138}{1+0,67} = 0,0826$$

$$\text{SONDAGE N}^\circ :03 (\text{profondeur } 2,50\text{-}2,80\text{m}) \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,115}{1+0,49} = 0,077$$

$$\text{SONDAGE N}^\circ :04 (\text{profondeur } 2,00\text{-}2,50\text{m}) \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,207}{1+0,787} = 0,115$$

$$\text{SONDAGE N}^\circ :06 \text{ (profondeur 2,20-2,40m)} \quad \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,140}{1+0,730} = 0,080$$

$$\text{SONDAGE N}^\circ :06 \text{ (profondeur 4,7-5,10m)} \quad \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,128}{1+0,593} = 0,080$$

$$\text{SONDAGE N}^\circ :07 \text{ (profondeur 2,00-3,00m)} \quad \frac{C_c}{1+e_0} = \frac{0,196}{1+0,698} = 0,115$$

Donc,  $0,05 < \frac{C_c}{1+e_0} < 0,2$  ce qui indique que le sol est moyennement compressible. [27].

### 2.3.2.3-Analyses chimiques :

Les analyses chimiques effectuées montrent que les sols de fondation sont d'agressivité **Nulle** d'après les normes NFP. Les résultats n'est représentée dans le tableau 2.6

Tableaux 2.6 Résultats des analyses chimiques faites sur le sol du site de Djimla

Sondage N° :	Profon.( m)	Sulfates SO4	Carbonates Ca CO3	Chlorures Cl	Agressivité
S.01	2,00-2,50	TRACES	0,16	0,14	NULLE
S.02	2,00-3,00	TRACES	0,16	0,14	NULLE
S.03	2,50-280	TRACES	0,16	0,18	NULLE
S.04	2,00-2,50	TRACES	0,16	0,80	NULLE
S.05	3,50-3,80	0.07	0,16	0,18	NULLE
S.06	2,10-2,40	0.07	0,08	0,21	NULLE
S.07	4,70-5,10	0.05	0,08	0,21	NULLE

## 2.4- Calcul des fondations superficielles :

### 2.4.1) Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage vers le sol. Le type de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol

Les fondations peuvent être de deux types. On distingue d'une part les fondations superficielles caractérisées par un rapport de la profondeur d'assise à la largeur de la fondation assez faible, typiquement inférieur à 3 ; d'autre part les fondations profondes pour lesquelles



ce rapport est généralement supérieur à 6. Entre ces deux catégories se trouvent les fondations semi profondes.

La différence entre ces deux types des fondations réside dans le fonctionnement mécanique et le mode de rupture qui sont différents d'un type de fondations à l'autre.

#### 2.4.2- les fondations superficielles

Appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface.

Une étude de fondation doit nécessairement commencer par une solution superficielle qui semble être relativement simple et plus économique. Lorsque les terrains superficiels sont de très mauvaise qualité (remblai, vase, tourbe, limon argileux ... etc.) ou de résistance insuffisante pour garantir la stabilité de l'ouvrage, on cherchera en profondeur une possibilité de résistance nécessaire.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur «  $D$  » du niveau de fondation par rapport au niveau de terrain naturel après terrassement est inférieure à 5 fois la largeur «  $B$  » du massif de fondation. (figure 2.14)

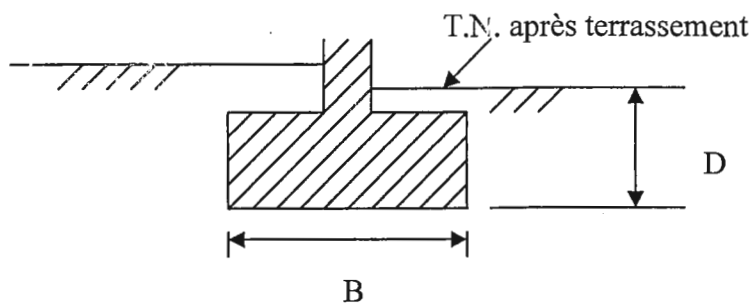


Figure 2.14 : Semelle isolée continue

#### 2.4.3-capacité portante des fondations superficielles :

##### 2.4.3.1-mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle :

La capacité portante d'une fondation superficielle est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité dans les méthodes de calcul, ces méthodes sont basées soit sur les essais de laboratoire soit sur les essais in situ. Dont les plus courantes sont :

Les expériences sur modèles réduits de fondations, on permis de mettre en évidence un mécanisme de rupture, schématiser à la figure 2.15.

Ce mécanisme est composé d'un coin du sol (I) en état actif et solidaire à la fondation, donc s'enfonçant avec la fondation, et deux zones latérales du sol (II et III) en état passif tendant à se déplacer vers la surface du sol.

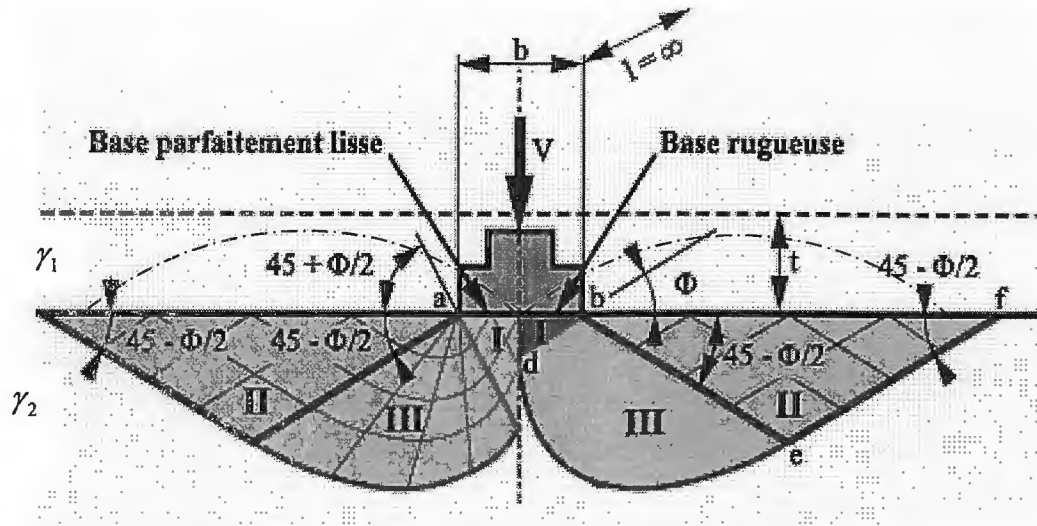


Figure 2.15: Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.

Ce mécanisme est formé d'un réseau de facettes de rupture (lignes de glissement) et le sol en dehors est supposé en état d'équilibre surabondant, donc ne participant pas à la résistance.

La figure 2.13 montre que la zone mobilisée par la résistance du sol dépend de la rugosité la surface de contact de la base de la fondation avec le sol.

Par capacité portante on entend la pression verticale " $q_l$ " au de la de laquelle la rupture se manifeste dans le sol sous la fondation.

En pratique, l'incertitude sur le problème de la capacité portante du sol fait intervenir le coefficient de sécurité (F) pris généralement entre 2 et 3, ce qui présente une contrainte

$$\text{admissible } Q_{ad} = q_l / F . [20]$$

#### 2.4.4- Contraintes admissibles du sol de fondation :

La contrainte admissible du sol a été déterminée par deux approches :

- La première consiste l'application des formules semi empiriques en utilisant les résultats des essais in situ.
- La deuxième, d'origine théorique et la plus ancienne, considère le sol comme un matériau obéissant aux critères de ruptures de Mohr Coulomb. Dans cette approche les paramètres principaux pour le calcul sont : C,  $\phi$  et  $\gamma$ .

#### 2.4.4.1- Capacité portante à partir de essais de pénétrations dynamiques

17 essais au pénétromètre dynamique type lourd (PDL) ont été implantés d'une manière à être complémentaire avec les sondages, carottés.

Avec ces essais et en application de la formule dite des hollandais nous pouvons déterminer la résistance en pointe ( $R_d$ ) comme suite :

$$R_d = \frac{NM^2}{L(P+M)A} h$$

Avec :

**M** : masse du mouton en Kg.

**H** : Hauteur de chute en cm

**P** : Masse de tige+ mandrin

**A** : Section da la pointe.

**L** : Enfoncement de référence en cm (L= 20cm)

**N** : Nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe de profondeur L

En corrélation avec les colonnes lithologiques et en application de la formule des hollandais nous estimons la capacité portante

La relation liant la capacité portante à la résistance de pointe est la suivant :

**Sanglerat** a proposé une relation empirique pour l'évaluation admissible d'une fondation superficielle dans les sols pulvérulents ou purement cohérent à partir de la résistance à la

pointe du pénétromètre dynamique d'où :  $q_{ad} = \frac{R_d}{20}$ .

$q_{ad}$  : Contrainte admissible de la fondation superficiel, (KN).

$R_d$  : résistance dynamique de pointe,(KN/m<sup>2</sup>).

Tableau 2.7 : Résultat des contraintes admissibles du sol de fondation à partir des résultats de l'essai de pénétration dynamique

ESSAI N°	Contrainte admissible (bars)			
	Profondeurs d'ancrage	1,50m	3,00m	6,00m
1		1,00	1,00	R
2		1,90	2,50	R
3		0,60	2,50	5,50
4		1,25	4,25	10,00
5		3,75	10,00	R
6		R	R	R
7		1,70	R	R
8		1,75	1,75	2,50
9		1,00	4,50	R
10		10,00	R	R
11		8,00	R	R
12		1,25	2,00	R
13		0,75	8,00	R
14		0,75	1,50	3,50
15		0,75	1,00	6,50
16		2,00	2,00	3,50
17		1,20	1,50	3,50

R : Refus superficiel.

#### 2.4.4.2- Comportement du sol et calcul réglementaire de capacité portante :

Le comportement du sol sous la fondation dépend de sa nature et des conditions de drainage.

- En cas d'un sol pulvérulent, le comportement est drainé et le calcul de la capacité portante fait intervenir les caractéristiques mécaniques ( $c'$ ) et ( $\phi'$ ).
- Dans le cas sol fin saturé, il y a lieu d'analyser le comportement à court terme faisant intervenir les caractéristiques mécaniques non drainés ( $c_u$ ) et ( $\phi_u$ ), ainsi que celui à long terme, après consolidation, et qui fait intervenir les caractéristiques effectives.

- En Algérie, le **DTU 13.12** est encore en vigueur.
- Dans notre cas d'étude, vu l'absence des caractéristiques mécaniques ( $c'$ ) et ( $\varphi'$ ) on va se limiter aux calculs de capacité portante à court terme, par l'application des formules suivantes :

- Semelles continues (filante) :

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) D + C \cdot N_c}{F} + \gamma_1 \cdot D$$

Avec :

$N_\gamma, N_q, N_c$  : Facteurs de portance qui dépendent de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ )

$N_\gamma$  : Facteur de portance du aux poids des terres.

$N_q$  : Facteur de portance du a la surcharge.

$N_c$  : Facteur de portance du à la cohésion

Le tableau 2.8 extrait du **DTU 13.12** regroupe les valeurs des facteurs de portances en fonction de ( $\varphi$ )

$\rho$  : Rayon moyen = surface semelle / périmètre semelle.

$$\Rightarrow \rho = \frac{0,5B}{1+B}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 3 à 4 (généralement  $F_s = 3$ ).

$\gamma_1$  : Le poids volumiques humide du sol au dessus de la base de la fondation et  $\gamma_2$  en dessous.

B : largeur de la semelle.

D : profondeur d'ancrage.

C : Cohésion du sol.

- Semelle isolées ( $L/B \leq 5$ ) :

$$Q_{ad} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + 1,3 \cdot C \cdot N_c}{F}$$

Tableau 2.8 : valeurs des facteur de portance en fonction de ( $\varphi$ ) [21].

$\varphi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\varphi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0,00	1,0	5.14	30	21.8	18.4	30.1
5	0,00	1.56	6.47	31	25.5	20.6	32.7
10	1,00	2.49	8.45	32	29.8	23.2	35.5
11	1,20	2.71	8.80	33	34.8	26.1	38.7
12	1,43	2.97	9.29	34	40.9	29.4	42.2
13	1,69	3.26	9.80	35	48.0	33.3	46.1
14	1,99	3.59	10.4	36	56.6	37.8	50.6
15	2,33	3.94	11.0	37	67.0	42.9	55.7
16	2,72	4.33	11.6	38	79.5	48.9	61.4
17	3,14	4.77	12.3	39	94.7	56.0	67.9
18	3,69	5.25	13.1	40	113.0	64.2	75.4
19	4,29	5.80	13.9	41	133.0	73.9	83.9
20	4,97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5,76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6,68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7,73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8,97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10,4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12,0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13,9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16,1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18,8	16.4	27.9				

**2.4.4.3- Exemple de calcul ( sondage N°03) :**

1) Pour une semelle carrée :

Si : B = L = 1,5m, D = 1,5m,  $F_s = 3$ 

$$\rho = \frac{0,5B}{1 + \frac{B}{L}} \quad \rho = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1} = 0,375$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma h = 2,09T/m^3$$

$$C = 0,12 \text{ bar} = 1,2T/m^2$$

$$\varphi = 13^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 1,69 \\ N_q = 3,26 \\ N_c = 9,80 \end{cases} ; \text{ du tableau 2.8}$$

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma h \cdot N_\gamma + \gamma h (N_q - 1) D + 1,3 C \cdot N_c}{F} + \gamma h \cdot D$$

$$Q_{ad} = \frac{0,375 \times 2,09 \times 1,69 + 2,09(3,26 - 1)1,5 + 1,3 \times 1,2 \times 9,80}{3} + 2,09 \times 1,5$$

$$Q_{ad} = 11,03 T/m^3$$

$$Q_{ad} = 1,10 \text{ bar}$$

## 2) Semelle filante :

$$Q_{ad} = \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 (N_q - 1) D + C \cdot N_c}{F} + \gamma_1 \cdot D$$

$$\text{Si : } B = 1,5m, D = 1,5m, F_s = 3$$

Pour une semelle filante on a :  $\frac{L}{B} > 5$ , on pose  $\frac{L}{B} = 10 \Rightarrow L = 15m$

$$\rho = \frac{0,5B}{1 + B/L} \quad \rho = \frac{0,5 \times 1,5}{1 + 1,5/15} = 0,68$$

$$Q_{ad} = 2,09 \times 1,5 + \frac{0,68 \times 2,09 \times 1,69 + 2,09 \times 1,5(3,26 - 1) + 9,80 \times 1,2}{3}$$

$$Q_{ad} = 10,21 T/m^3$$

$$Q_{ad} = 1,02 \text{ bars}$$

Les résultats obtenus pour des semelles carrées et filantes, ancrées à 1,5m et 3m de profondeur pour tous les sondages, sont reportés sur le tableau 2.9 :

Tableau2.9: Calcul des contraintes admissibles du sol sous fondation à partir des résultats des essais de laboratoire.

Sondage	Type de fondation (B=1,5m)	Ancrage (m)	Q <sub>ad</sub> (bars)
S <sub>2</sub>	Carrée	1.5	0,921
		3.0	01,33
	Filante	1.5	0,818
		3.0	01,22
S <sub>3</sub>	Carrée	1.5	01,10
		3.0	01,65
	Filante	1.5	01,02
		3.0	01,57
S <sub>4</sub>	Carrée	1.5	07,50
		3.0	11,40
	Filante	1.5	08,13
		3.0	12,05
S <sub>6</sub>	Carrée	1.5	10,98
		3.0	13,53
	Filante	1.5	09,82
		3.0	12,37
S <sub>7</sub>	Carrée	1.5	01,61
		3.0	02,39
	Filante	1.5	01,53
		3.0	02,31

Selon les résultats obtenues des travaux et essais in situ, nous proposons comme solution d'assise des fondations superficielles type **semelles isolées** de largeur minimale **1,50m**.

#### 2.4.5- Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte  $q$  appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq (pour une force ponctuelle appliquée en



surface d'un massif semi infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- Contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée, (figure 2.16)
- Contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée, (figure 2.17)
- Contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (figure 2.18)

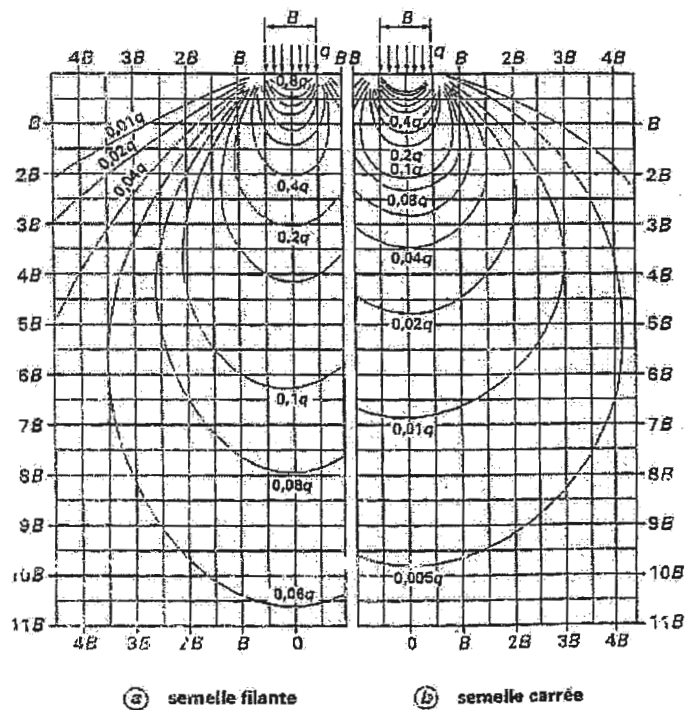


Figure 2.16 : Courbes d'égaies contraintes verticales  $\Delta\sigma_z$  sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi infini.

Les contraintes sont données en fonction de la pression  $q$  appliquée à la surface

Les distances à l'axe et les profondeurs sont données en fonction de la largeur  $B$  de la fondation.

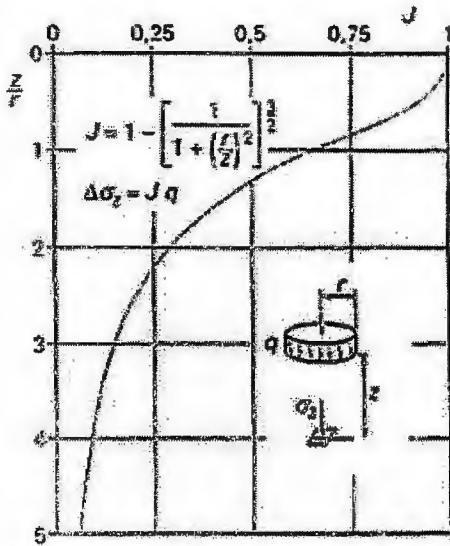


Figure 2.17 : Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ ).

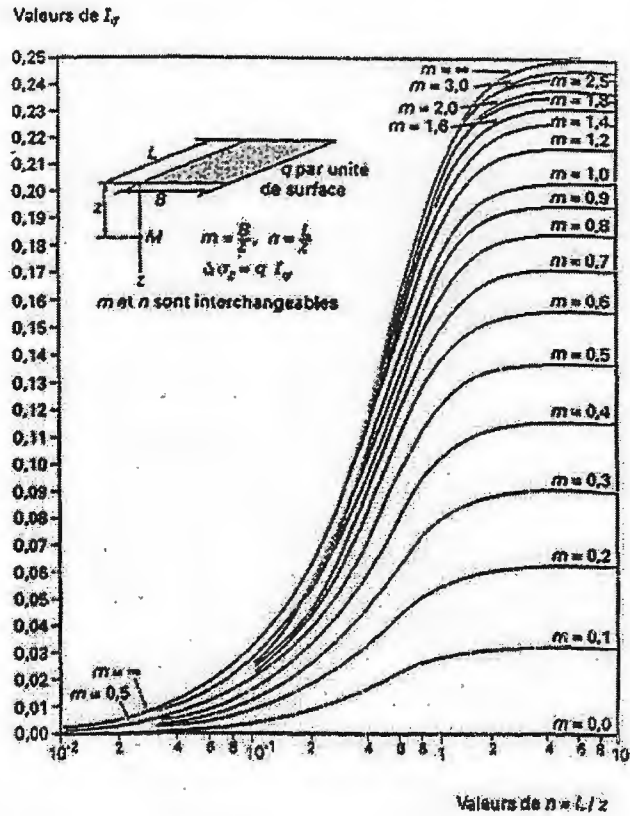


Figure 2.18 : Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ )

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte ( $q$ ) à 1 pour 2 avec la profondeur.

A la profondeur  $Z$  l'accroissement de la contrainte verticale ( $\Delta\sigma_z$ ) sous une semelle rectangulaire  $L \times B$  est alors de (figure 2.19) [29].

$$\Delta \sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z) \times (B + Z)}$$

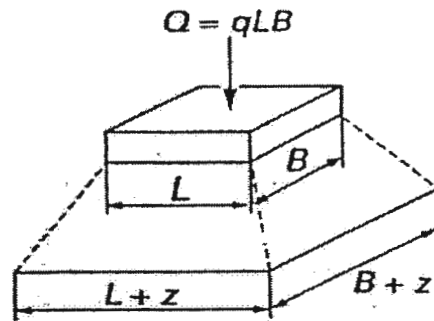


Figure 2.19: Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes dans un massif

#### 2.4.5.1- Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique :

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai oedométrique

Pour le calcul des tassements du sol étudié, nous avons utilisé la formule suivante :(05)

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} \text{ Avec :}$$

$\Delta H$  : tassement total.

H : hauteur de la couche concernée par le tassement.

$\Delta e$  : variation de l'indice des vides.

$e_0$  : indice des vides initial qui correspond à  $\sigma_0$ .

$e_f$  : indice des vides final qui correspond à  $\Delta\sigma_z + \sigma_{v0}$

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

$\sigma_{v0}$  : Contrainte verticale initiale a la profondeur (Z) corresponde au tassement moyen :

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$\Delta\sigma_z$  : accroissement de la contrainte verticale à la même profondeur (Z) :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot L \cdot B}{(L + Z)(B + Z)}$$

## 2.4.5.2-Exemple de calcul (sondage N°01) :

## 1) Semelle carrée (figure 2.20) :

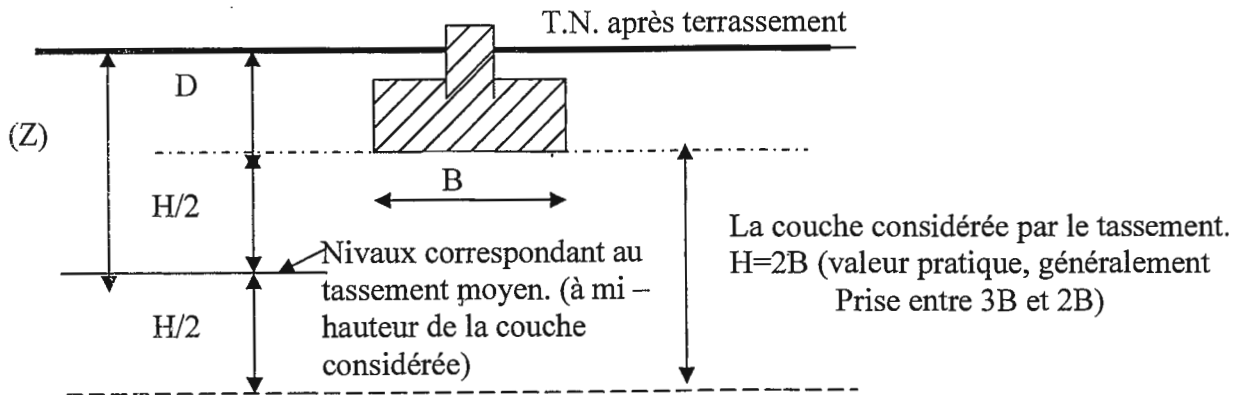


Figure 2.20 : calcul de tassement

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{Avec :}$$

$$B = 1,5\text{m}$$

$$H = 2B = 3\text{m}$$

$$D = 1,5\text{m}$$

$$Z = \frac{2B}{2} = 1,5\text{m}$$

$$\sigma_{v_0} = \sum \gamma_i h_i = 1,99 \times 1,5 = 2,985\text{T} / \text{m}^3$$

$$q = q_{ad} = 9,21\text{T} / \text{m}^2$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{qLB}{(Z+B)(L+Z)}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{9,21 \times 1,5 \times 1,5}{(1,5 + 1,5)(1,5 + 1,5)}$$

$$\Delta \sigma_z = 2,27\text{T} / \text{m}^3$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v_0} = 2,27 + 2,985 = 5,25\text{T} / \text{m}^3$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v_0} = 0,525\text{kg} / \text{cm}^2$$

De la courbe oedométrique on aura par projection:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{v_0} \Rightarrow e_0 = 0,670 \\ \sigma_{v_0} + \Delta \sigma_z \Rightarrow e_f = 0,661 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,009$$

$$\Delta H = \frac{0,009}{1,670} \times 3 \text{ m} = 0,016 \text{ m} = 1,61 \text{ cm}$$

## 2) pour une semelle filante :

$$\text{Si : } L = 15 \text{ m}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{8,18 \times 15 \times 1,5}{(15 + 1,5)(1,5 + 1,5)} = 3,68 \text{ T/m}^3$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v0} = 3,68 + 2,985 = 6,666 \text{ T/m}^3$$

$$\Delta \sigma_z + \sigma_{v0} = 0,666 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 \longrightarrow 0,670 \\ e_f \longrightarrow 0,657 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta e = 0,013$$

$$\Delta H = \frac{0,013}{1,670} \times 3 \text{ m} = 0,0233 \text{ m} = 2,33 \text{ cm}.$$

### 2.4.5.3- Tassements admissibles des structures:

Le tassement d'un bâtiment ne présente en général pas beaucoup de danger de danger quand il est uniforme. Seuls les tassements différentiels entre appuis peuvent avoir des conséquences dangereuses. [30]

L'expérience montre qu'une structure peut supporter des tassements différentiels de l'ordre 1/300 de la distance entre appuis.

Dans tous les cas, pour les bâtiments courants, il apparaît des fissures lorsque le tassement différentiel dépasse 5cm. [30]

Il convient d'être très prudent quand aux incertitudes dues au calcul des tassements néanmoins on peut énoncer les règles suivantes qu'il faut respecter pour l'élaboration d'un bon projet [30].

Tableau 2.10 : quelques valeurs des tassements admissibles.

<b>Tassement différentiel admissible</b>	1/500 de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier), et 1/1000 si l'on veut être très sur.
<b>Tassement différentiel admissible</b>	Sur argile ; 3 à 4 cm Sur sable ; 2 à 3 cm
<b>Tassement total</b>	- avec fondation isolé : argile : 6 cm sable : 4 cm - avec un radier : argile : 10 cm sable : 6 cm

Tableau 2.11: Valeurs des tassements en fonction de la charge transmise à la fondation.

Sondage	Type de fondation (B=1,5m)	Ancrage (m)	$\Delta H$ (cm)
S <sub>2</sub>	Carrée	1.5	01.61
		3.0	02.33
	Filante	1.5	02.33
		3.0	03.23
S <sub>3</sub>	Carrée	1.5	08.65
		3.0	09.66
	Filante	1.5	10.06
		3.0	11.87
S <sub>4</sub>	Carrée	1.5	02.68
		3.0	05.87
	Filante	1.5	05.70
		3.0	11.08
S <sub>6</sub>	Carrée	1.5	06.00
		3.0	06.09
	Filante	1.5	09.7
		3.0	10.76
S <sub>7</sub>	Carrée	1.5	02.82
		3.0	05.65
	Filante	1.5	04.24
		3.0	06.36

Remarque : nous suggérons une vérification de la taille du tassement admissible selon le type de la construction projetée puisque les valeurs des tassements calculés ne sont pas admissibles dans tous les sondages.

### 3.1- Conclusion:

La synthèse des résultats obtenue des travaux, essais in situ et des travaux de laboratoire ainsi que le calcul relative aux fondations, nous a permis de faire les conclusions suivantes :

#### 3.1.1) Lithologie :

L'interprétation des coupes lithologiques montre que le terrain est constitué généralement par :

- Terre végétale.
- Argile limono-sableuse contient par fois des lentilles gréseuses.

#### 3.1.2) Agressivité :

Selon la norme NFP, l'analyse chimique du sol présente une agressivité nulle vis-à-vis le béton.

#### 3.1.3) Stabilité :

Les coefficients de sécurité vis-à-vis de la stabilité varient de 1,1 à 1,30 .ces valeurs indiquent des conditions de stabilité limites. Les pentes sont variées de 5 % à 40 %.

#### 3.1.4) Caractéristiques géotechniques :

- Les densités sont moyennes à élevées.
- Les sols sont humides à détremés.
- Les sols sont peu plastiques (argiles brun-noirâtre).
- Moyennement compressible a compressibles.
- Faiblement à peu gonflement.
- Les cohésions sont faibles et les angles de frottement assez forts.

#### 3.1.5) Résistance à la pénétration :

Les essais au pénétromètre dynamique lourd type BORRO ont donné des valeurs de résistance dynamique de pointe assez élevées, les refus sont dus à la présence des élément grossiers.

### 3.2- Recommandations :

#### 3.2.1) Carte de zoning proposée :

A partir des travaux géologiques et géotechniques on peut subdiviser notre site d'étude en cinq zones pour un l'ancrage des fondations dans le sol de 1.5 à 3 m. Ce zoning est basé sur les paramètres suivants :

- Les conditions géomorphologiques, hydrologiques et hydrogéologiques qui influent sur la stabilité de ces zones

Selon les caractéristiques générales, dans l'optique de la constructibilité du site étudié, qui impliquera l'appréciation de l'aptitude des terrains aux fondations, donc leur capacité portante compatible avec les déformations (tassement) admissibles

**Zone 1:**

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux admissible estimé à 1 bars.

**Zone 2 :**

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux admissible estimé à  $1 \div 2$  bars.

**Zone 3 :**

Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux admissible estimé à  $1 \div 2.5$  bars.

**Zone 4 :**

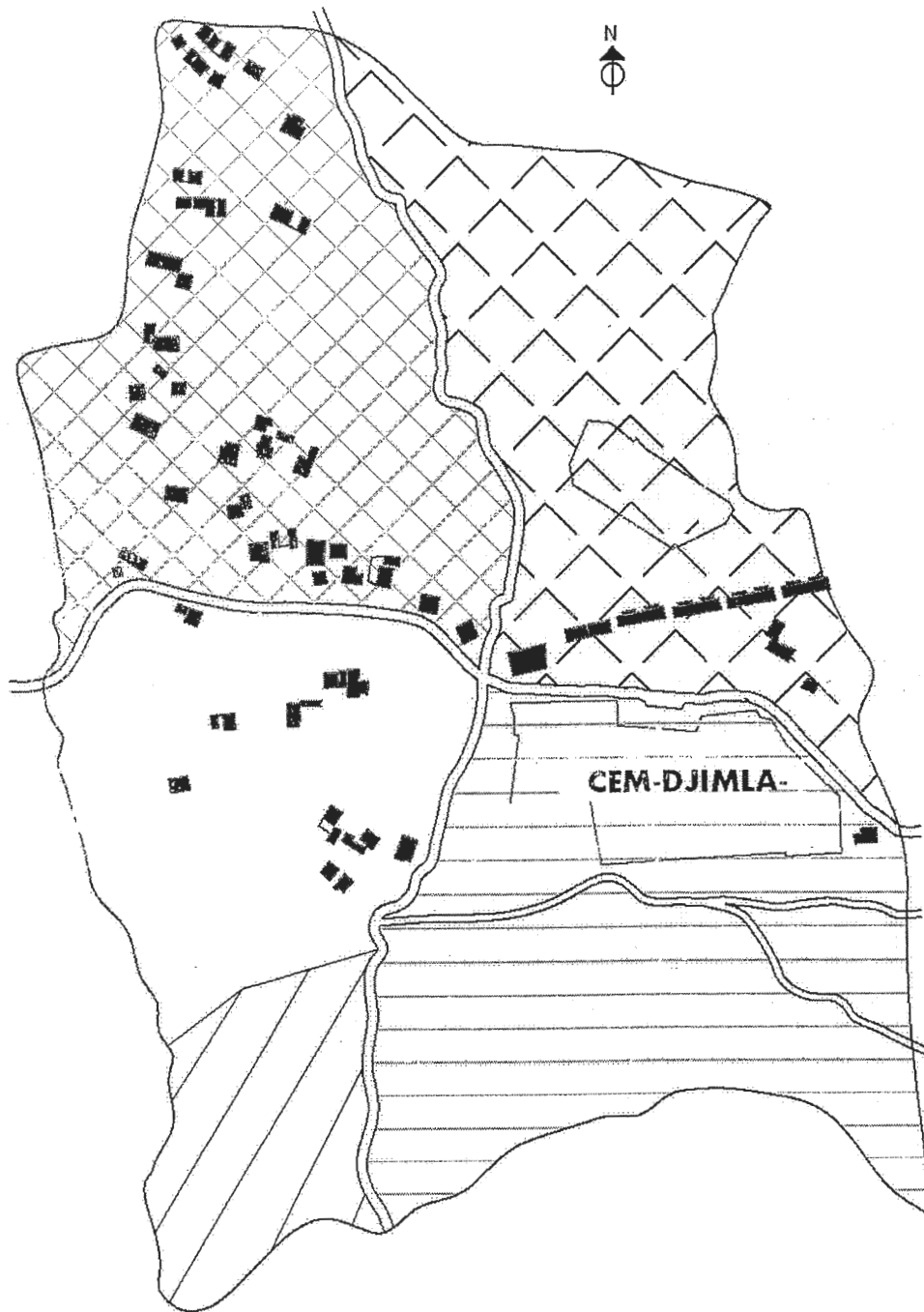
Partie constructible, fondations superficielles ancrées à une profondeur de 1,5 à 3m par rapport à la cote du terrain naturel et travaillant à un taux admissible estimé à  $1,5 \div 4,5$  bars.

**Zone 5:**

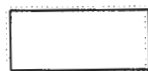
Dans la zone 5 aucune couverture par la campagne géotechnique

La figure 3-1 représente la carte de zoning du site étudié

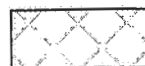




Zone V : non couverte par la  
Compaginé géotechnique



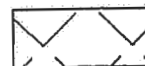
Zone I : 1 bar



Zone II : 1-2 bar



Zone III : 1-2.5 bar



Zone IV : 1.5-4.5 bar

Figure 3.1 : Carte de zoning pour un ancrage  $D = 1.5 \div 3$  m (POS N° 3 Djimla)-jijel.

### 3.2.2) Fondation sur sol en pente :

L'urbanisation du POS. Doit être orientée vers les zones à faibles pentes. La stabilité des terrains doit être vérifiée pour chaque étude de sols. Et la poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul de ces fondations.

C'est notamment le cas des terrains en pente où les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ce qui peut provoquer un glissement d'ensemble (figure 3.2 et 3.3)

Il est nécessaire tout d'abord de s'assurer de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, puis de vérifier la stabilité de la fondation vis-à-vis du glissement d'ensemble.

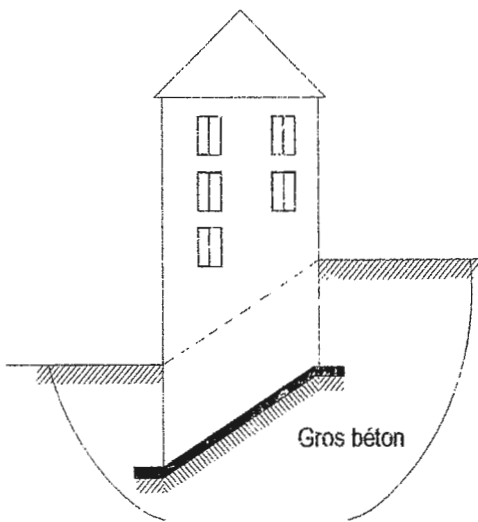


Figure 3-2 : ouvrage construit sur une pente

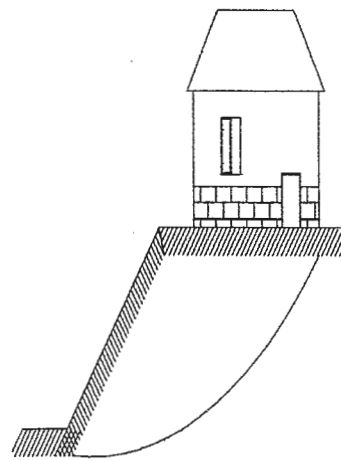


Figure 3.3 ouvrage construit en tête d'un talus

Dans les terrains en pente il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de  $\frac{2}{3}$  relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines (figure 3.4)

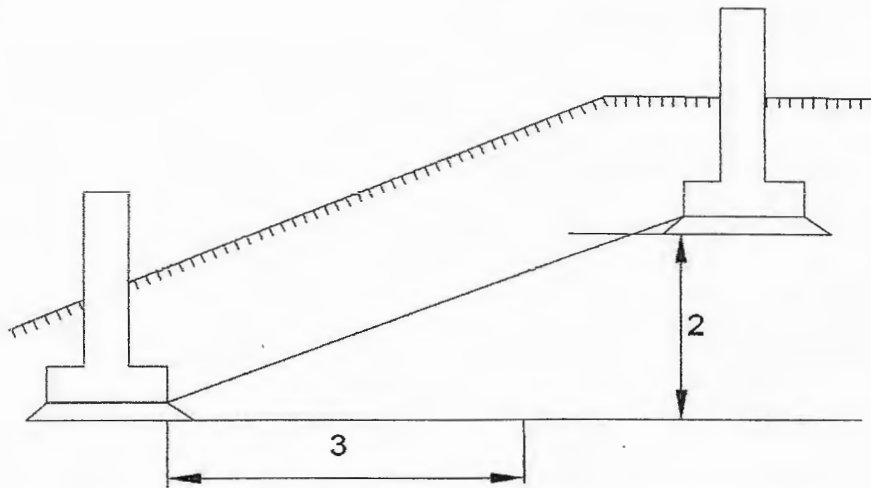


Figure 3.4 : disposition des niveaux des fondation dans un lieu à un glissement d'ensemble.

Cette condition ne peut être vérifiée, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter la décompression des terrains supérieurs, équilibrer les poussé (mur de soutènement, voiles en béton armé), et assurer l'évacuation des eaux (drainage figure 3.5).

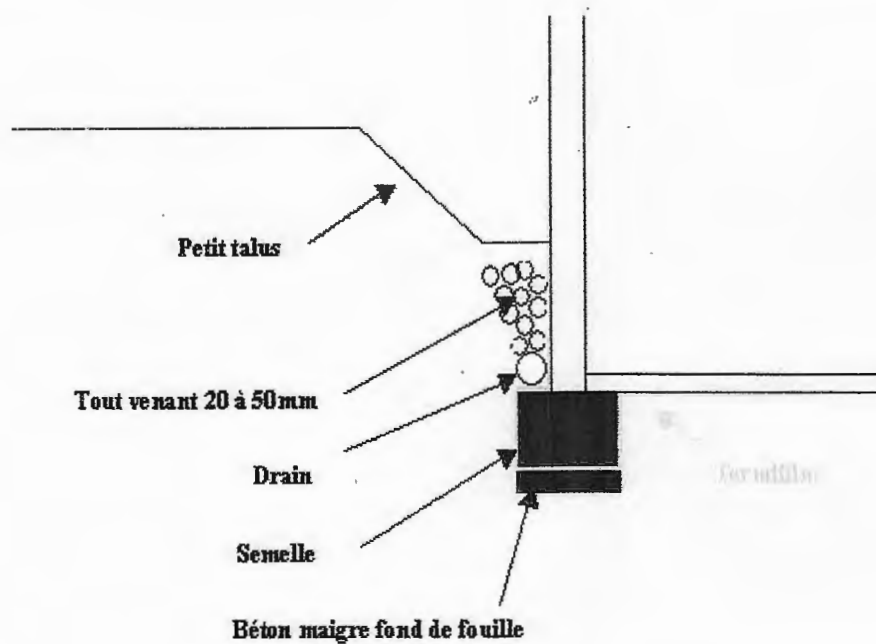
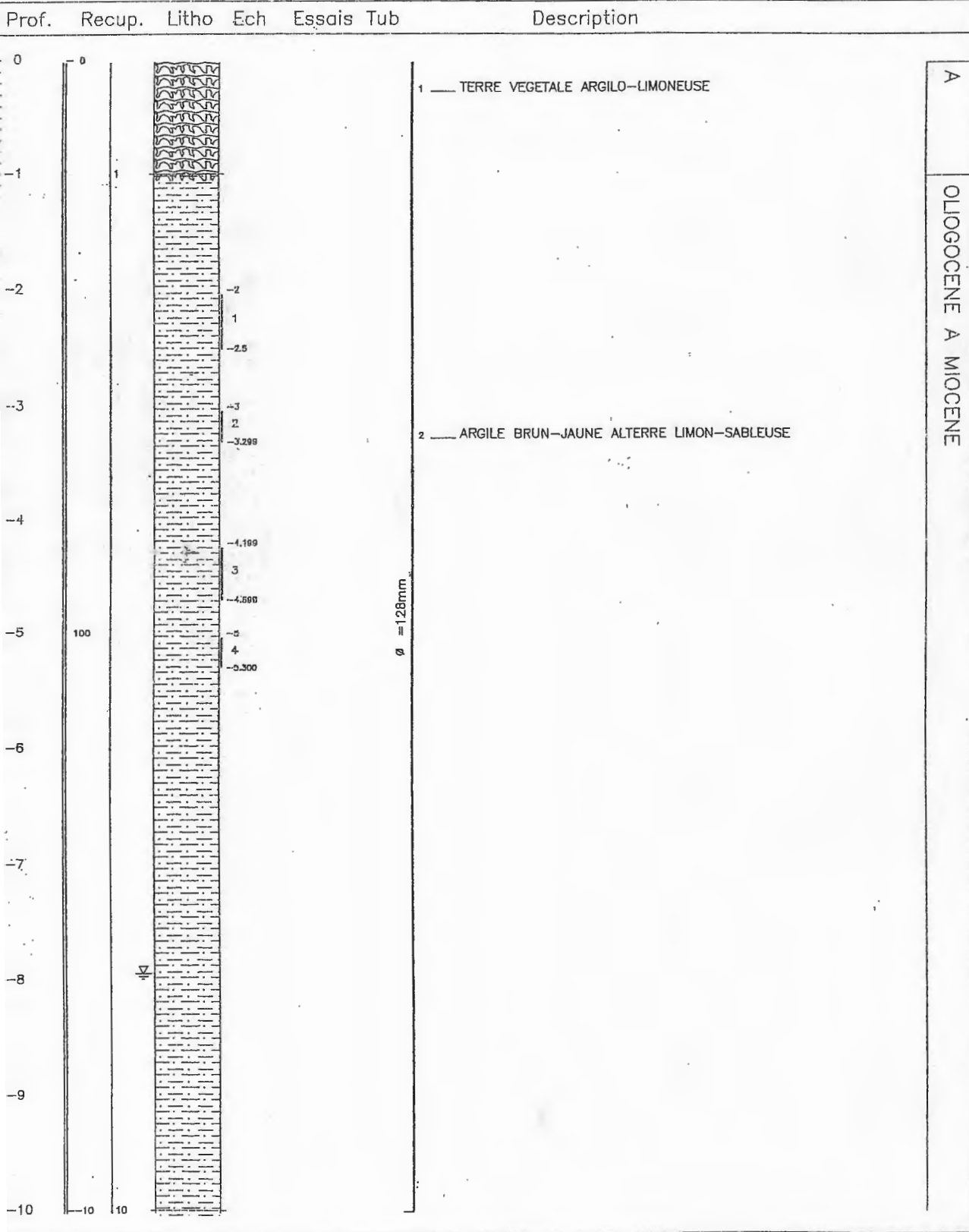


Figure 3.5: système de drainage schématisé.

# ANNEXES

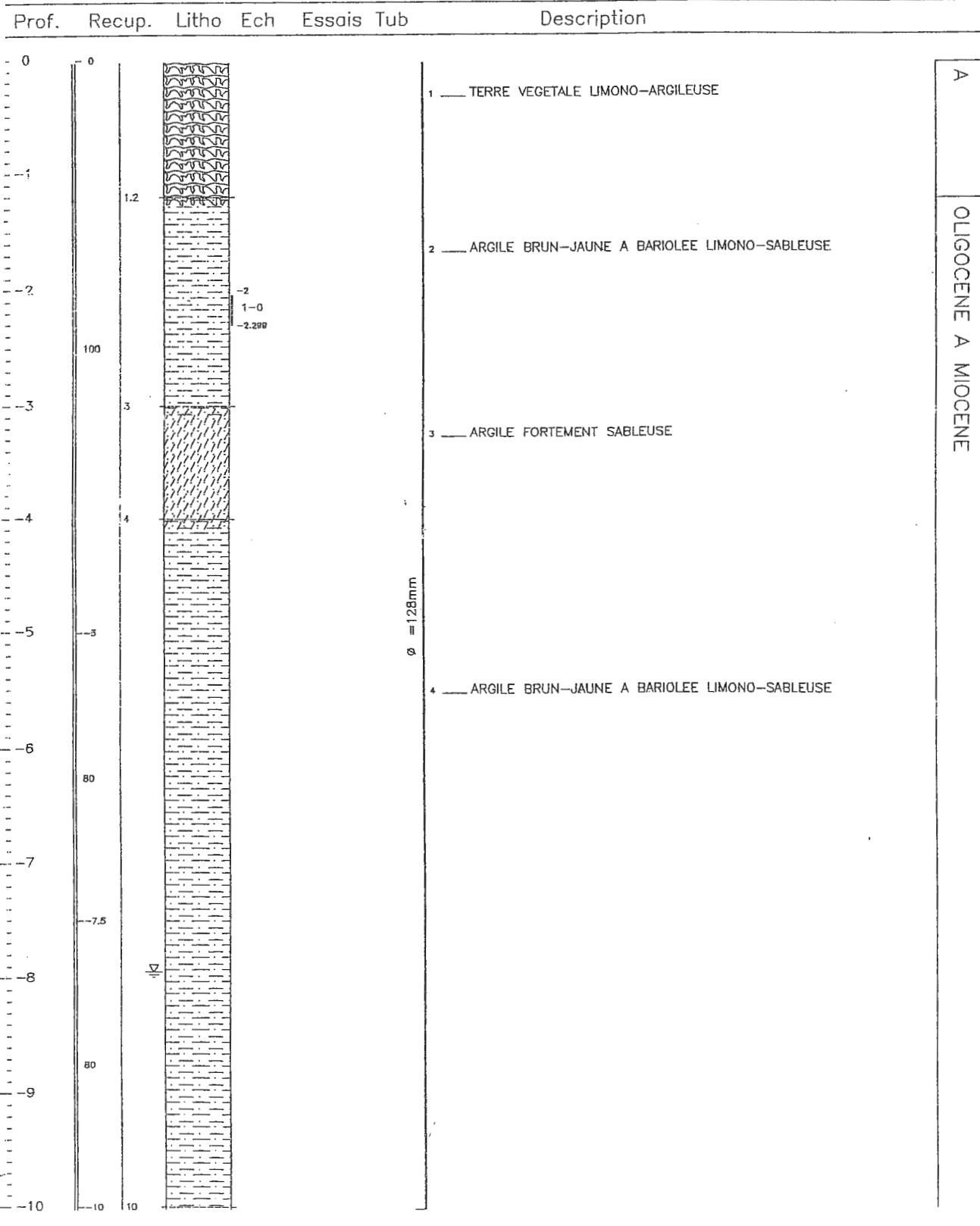
# ANNEXE 1

COUPE DU: S.01 Ech:1/ 50e 0  
Projet: POS  
Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



COUPE DU: S.02 Ech:1/ 50e 0

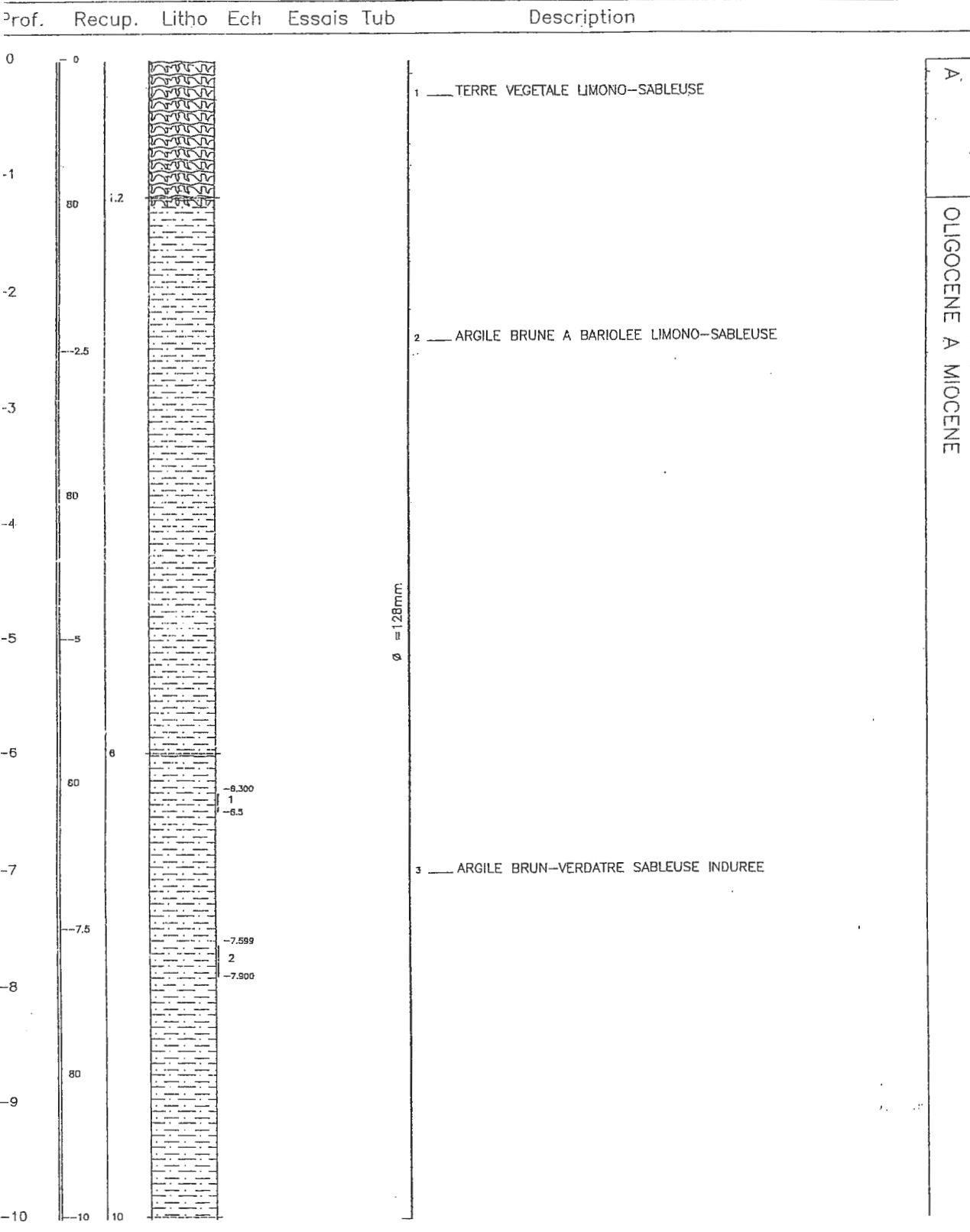
Projet: POS  
Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



COUPE DU: S.03 Ech:1/ 50e 0

Projet: POS

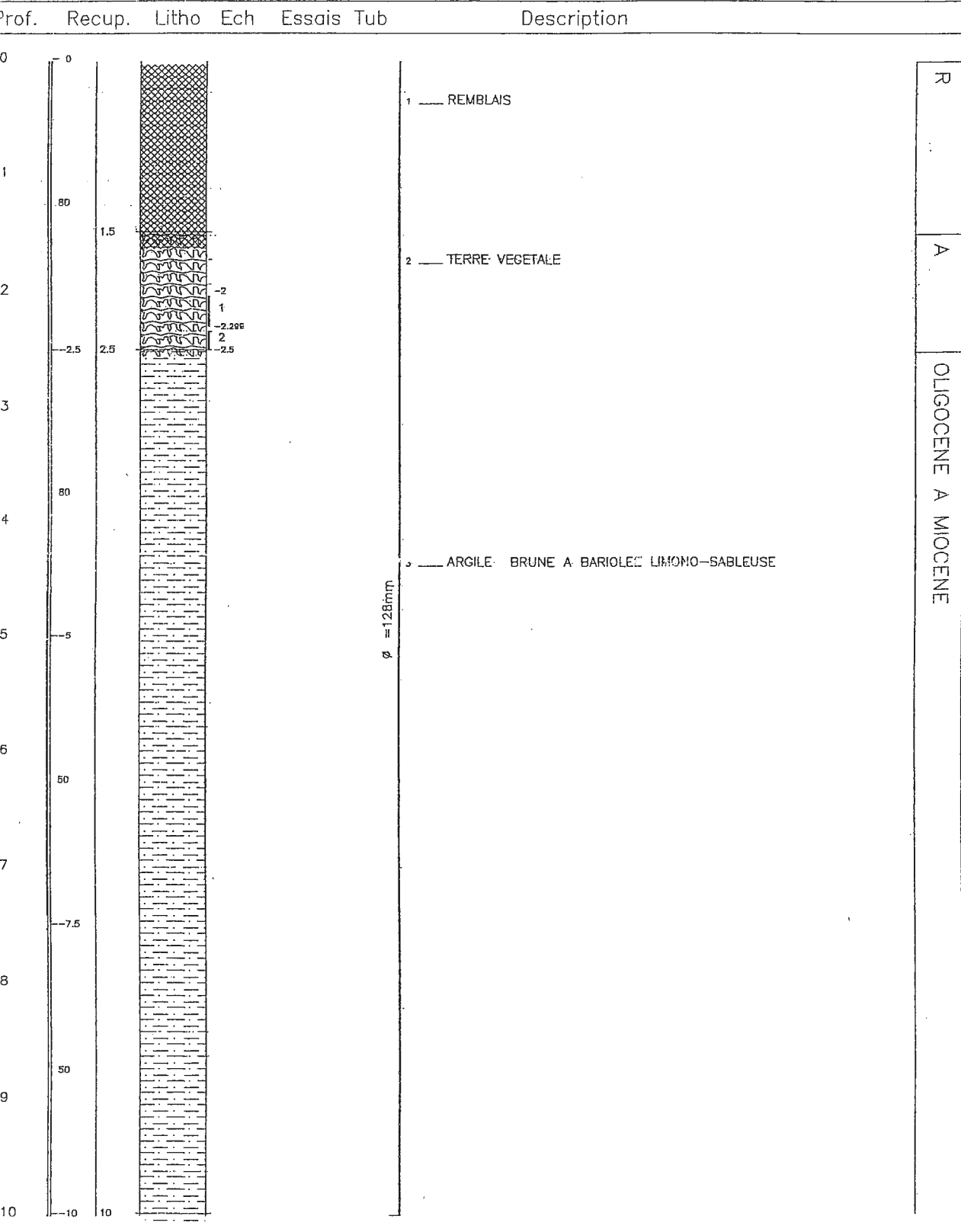
Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



A  
OLIGOCENE A MIOCENE

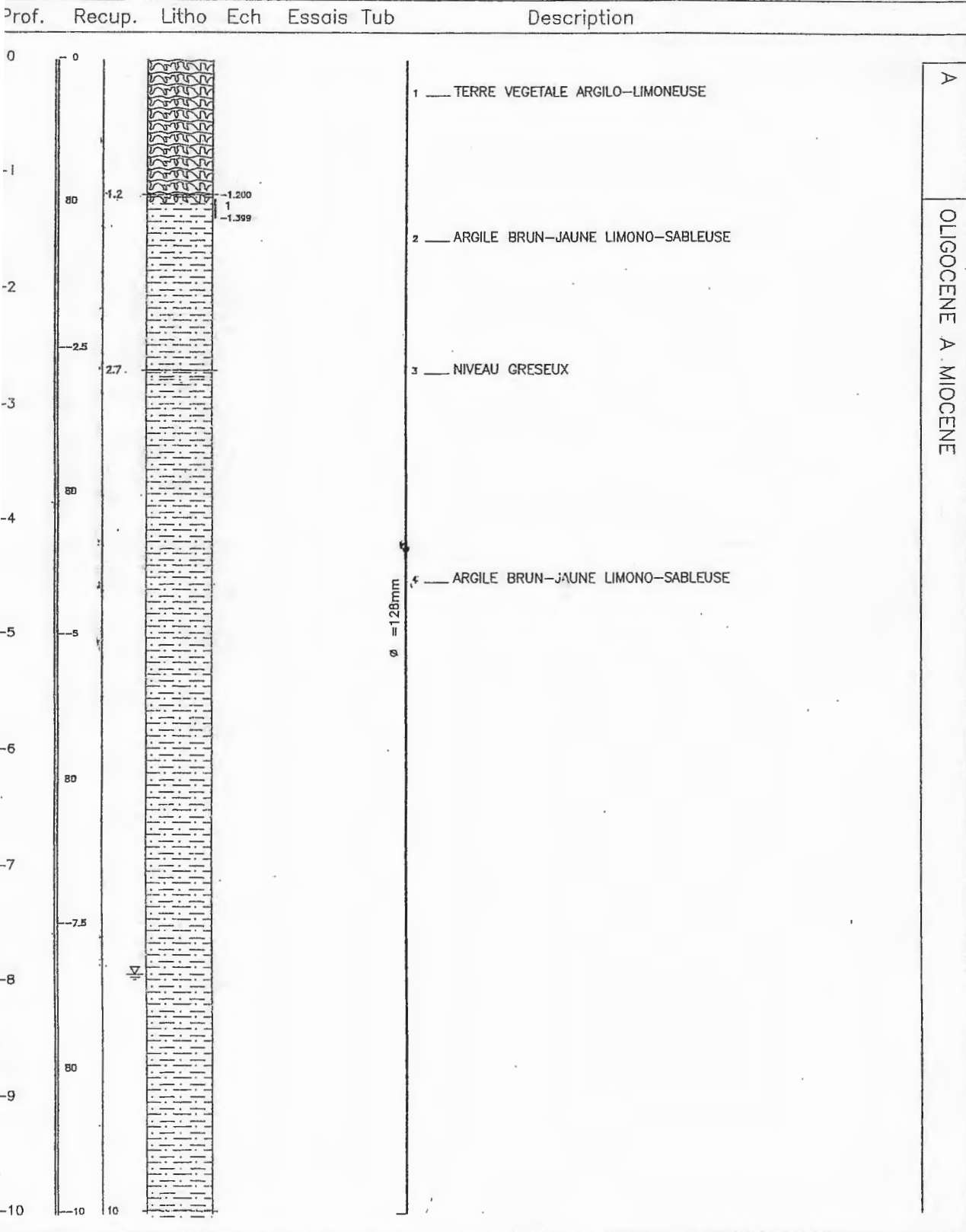


COUPE DU: S.04 Ech:1/ 50e 0  
 Projet: POS  
 Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



R  
 A  
 Oligocene à Miocene

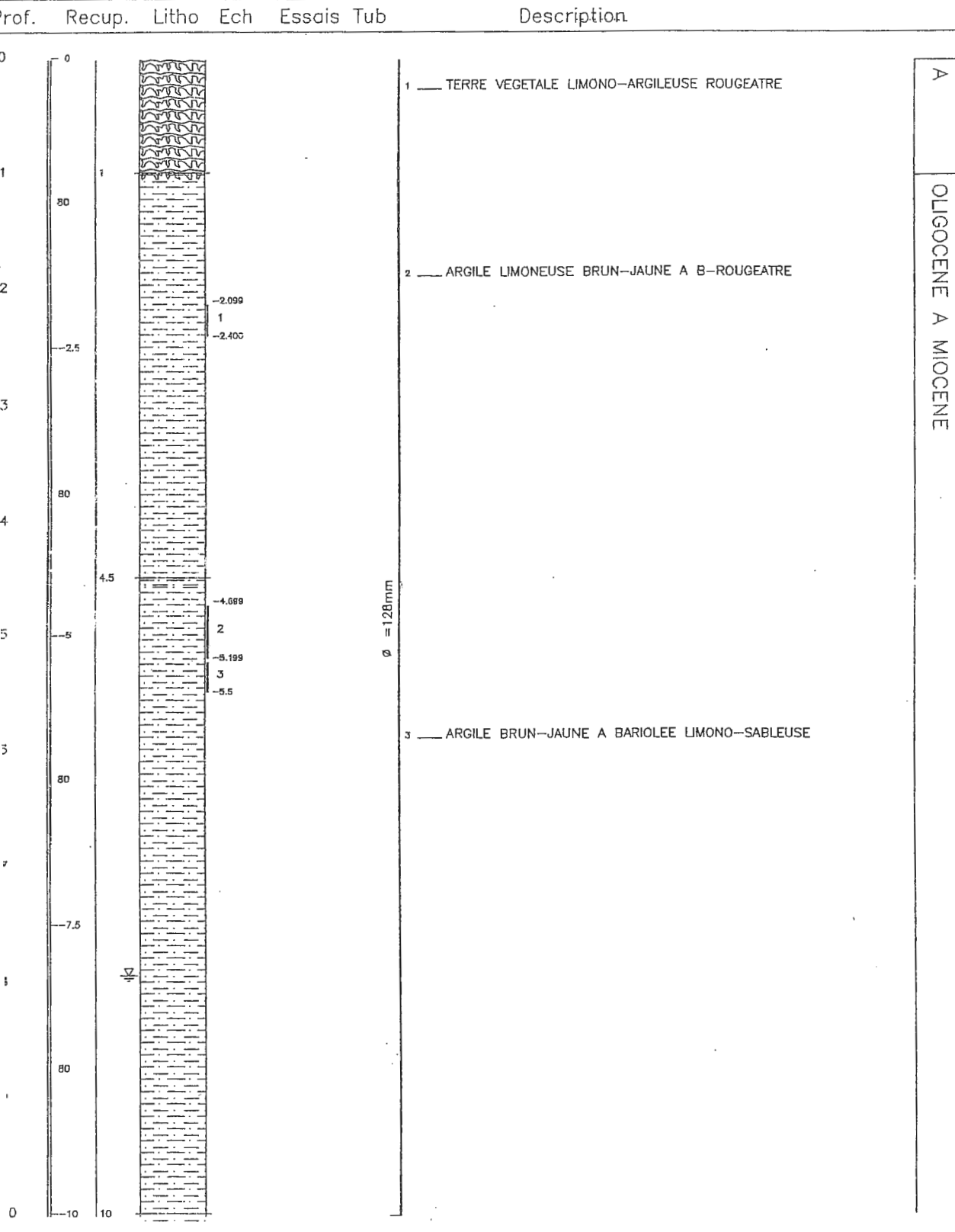
COUPE DU: S.05 Ech:1/ 50e 0  
 Projet: POS  
 Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



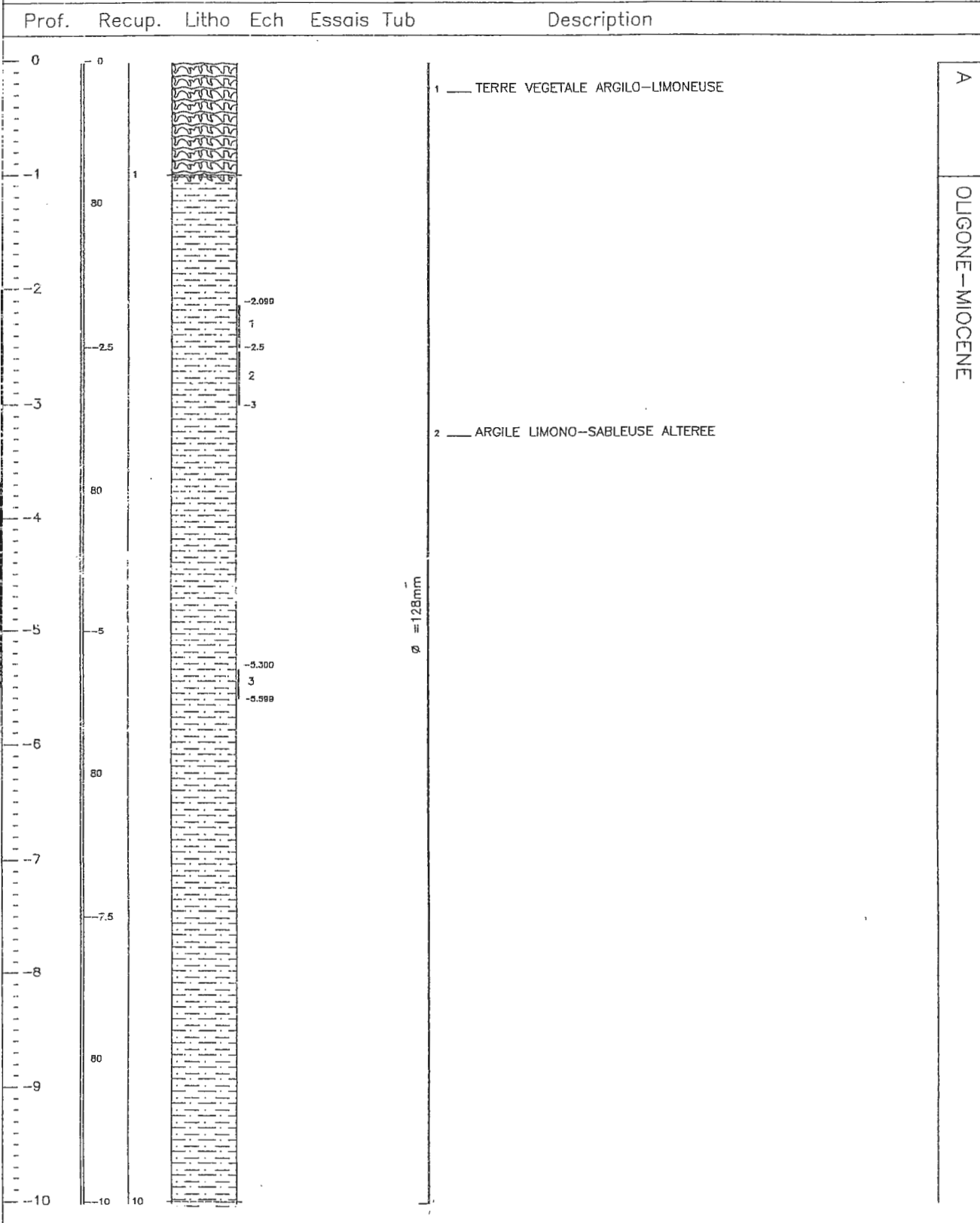
COUPE DU: S.06 Ech:1/ 50e 0

Projet: POS

Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



COUPE DU: S.07 Ech:1/ 50e 0  
 Projet: POS  
 Lieu: DJIMLA X= 0 Y= 0 Z= 0 In=dg.



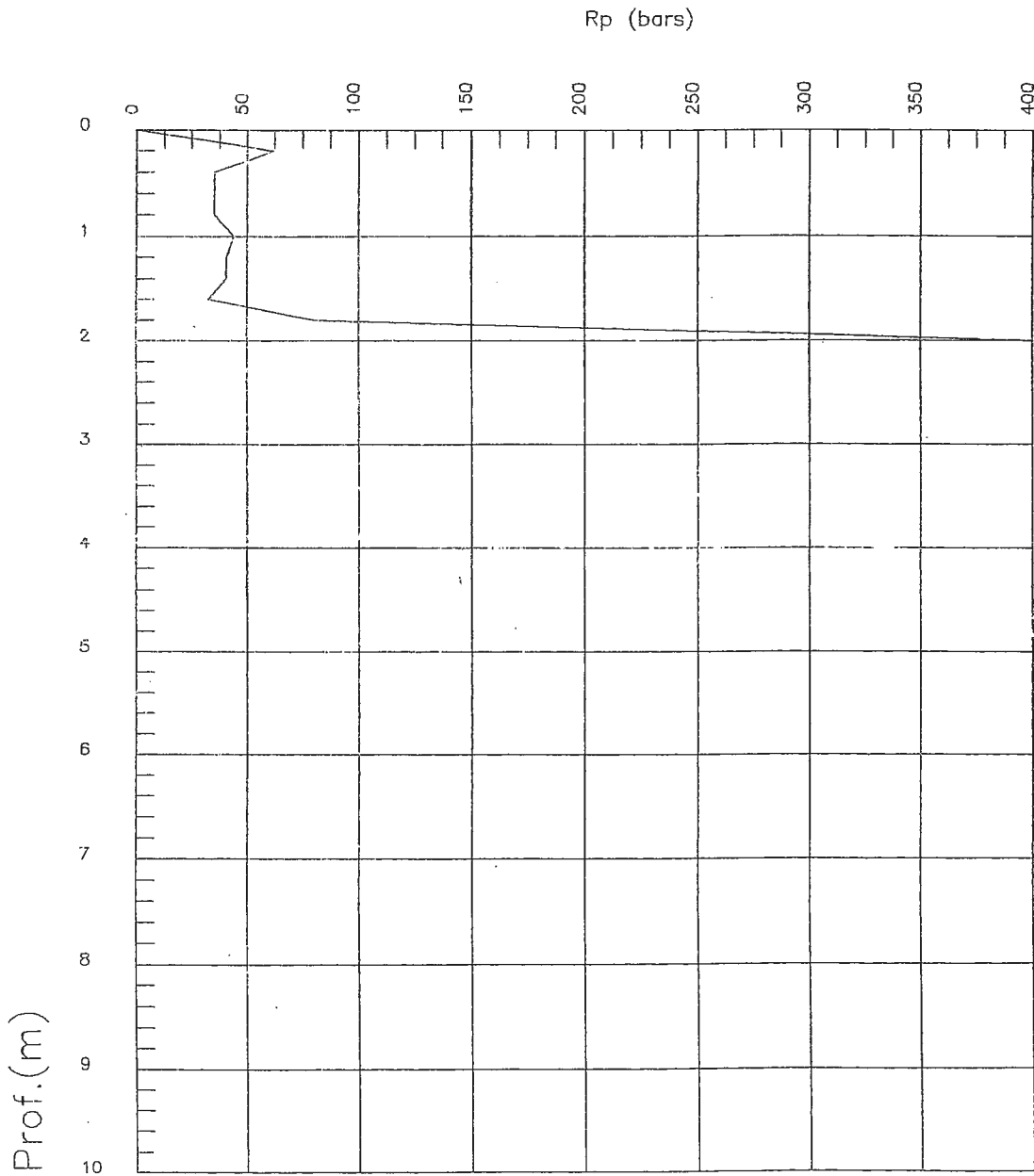
# ANNEXE 2

*ESSAI AU PENETROMETRE LOURD*

Sondage No 1 2.20 m

Titre POS

Localite DJIMLA



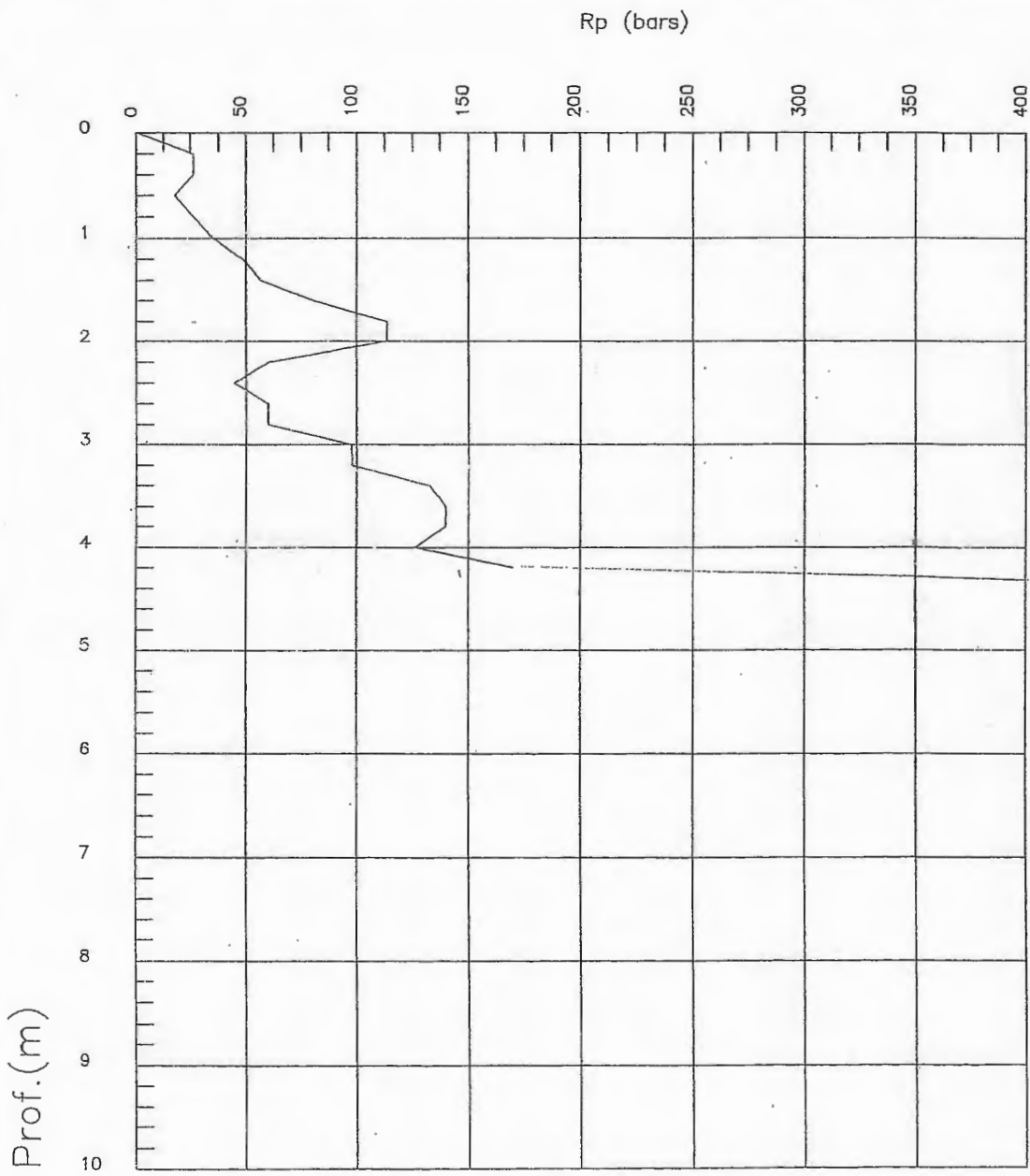
Code: dj1.pnt 05-17-2001

*ESSAI AU PENETROMETRE LOURD*

Sondage No 2 4.40 m

Titre POS

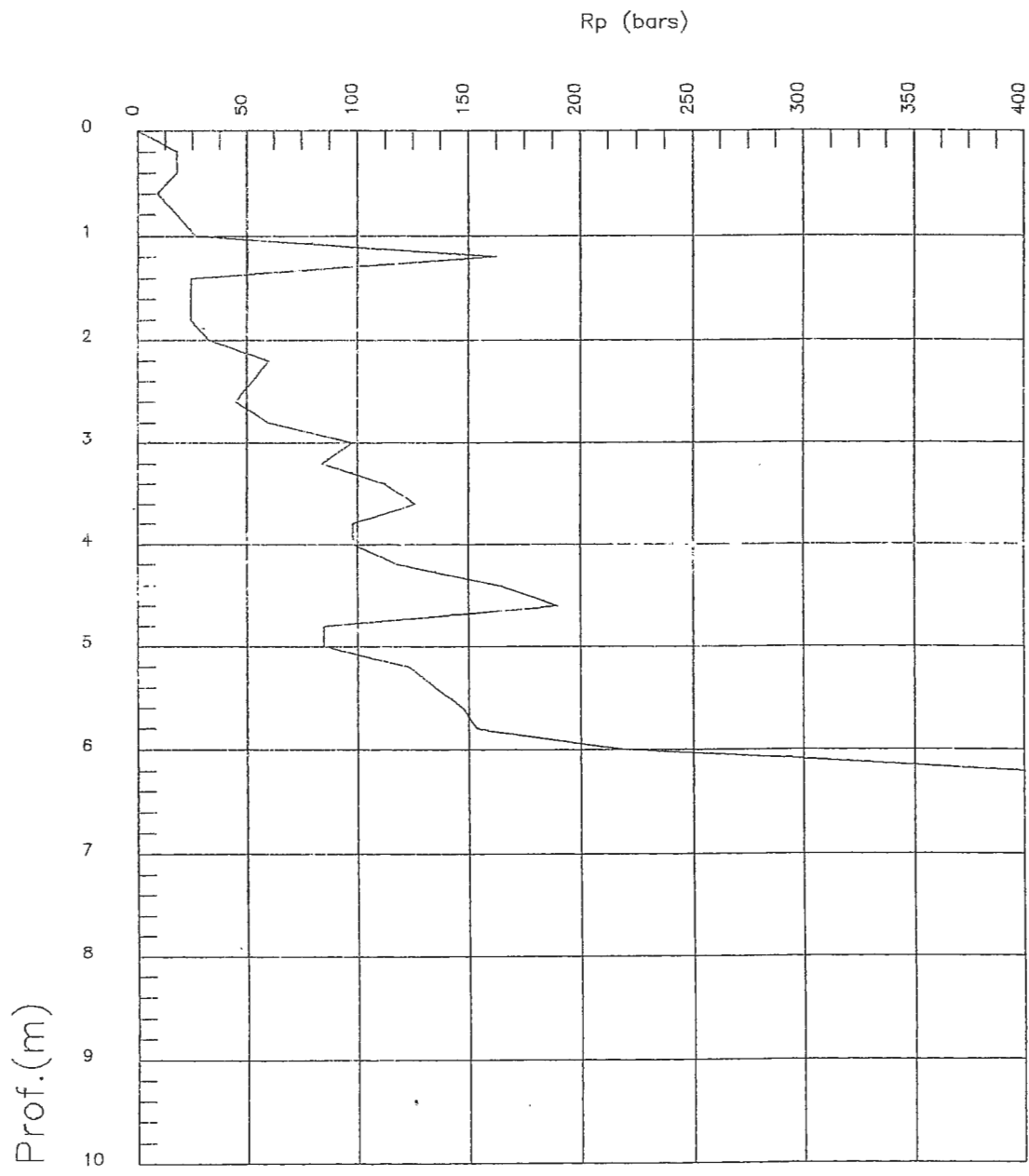
Localite DJIMLA



Code: DJ2.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 3 6.20 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA



Code: DJ3.pnt 05-17-2001

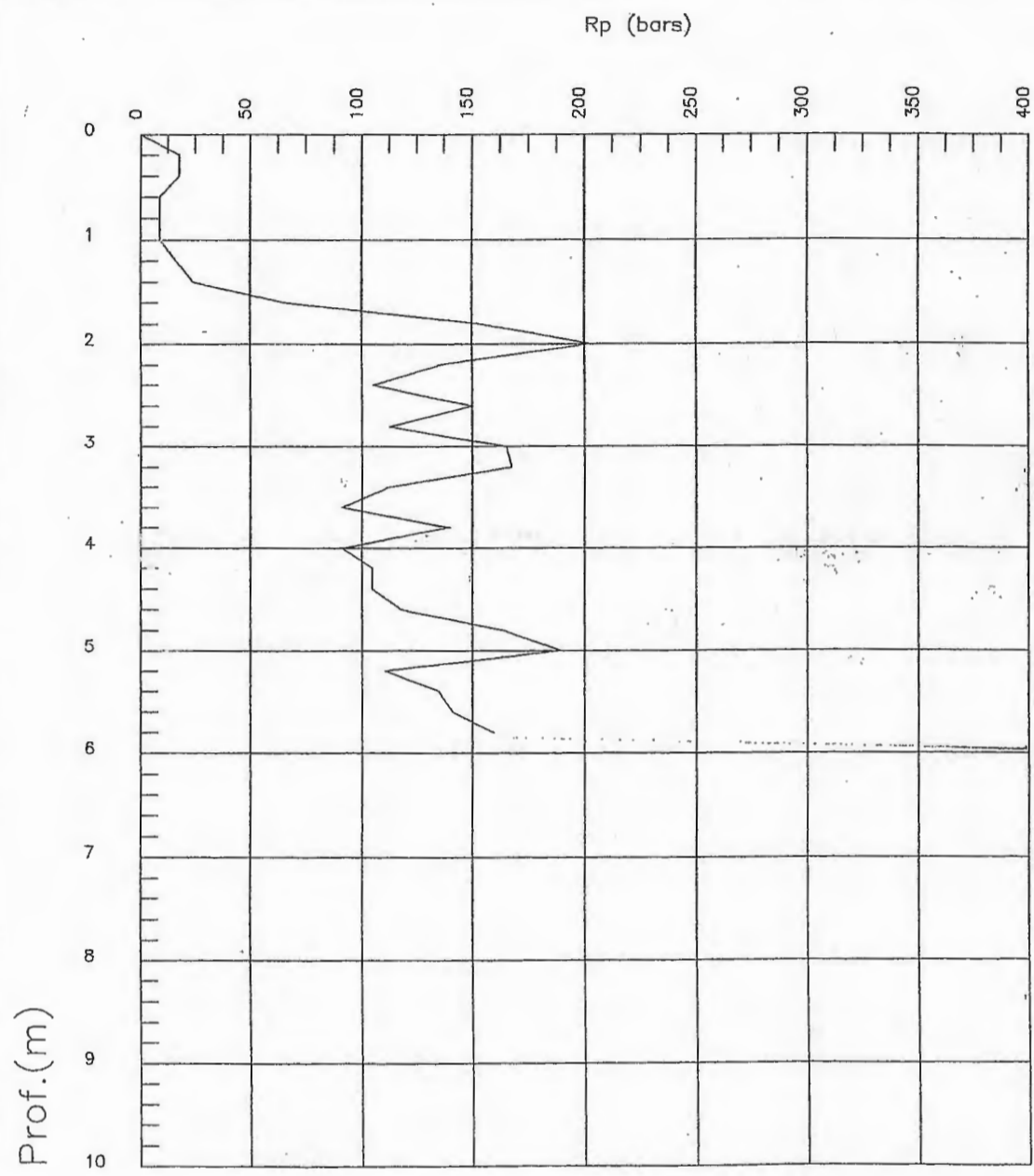


ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 4 6.00 m

Titre POS

Localite DJIMLA



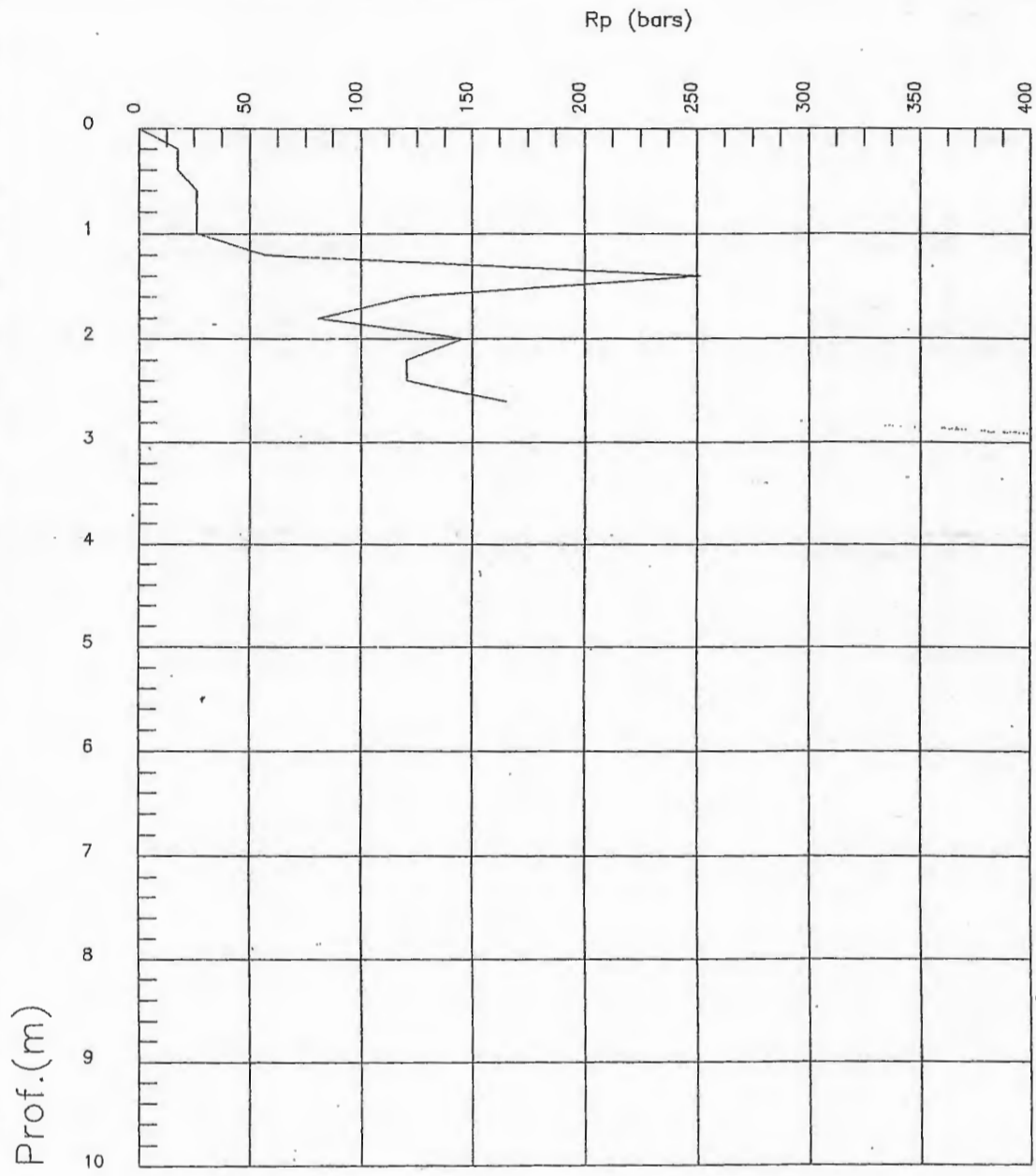
Code: DJ4.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 5 4.6 m

Titre POS

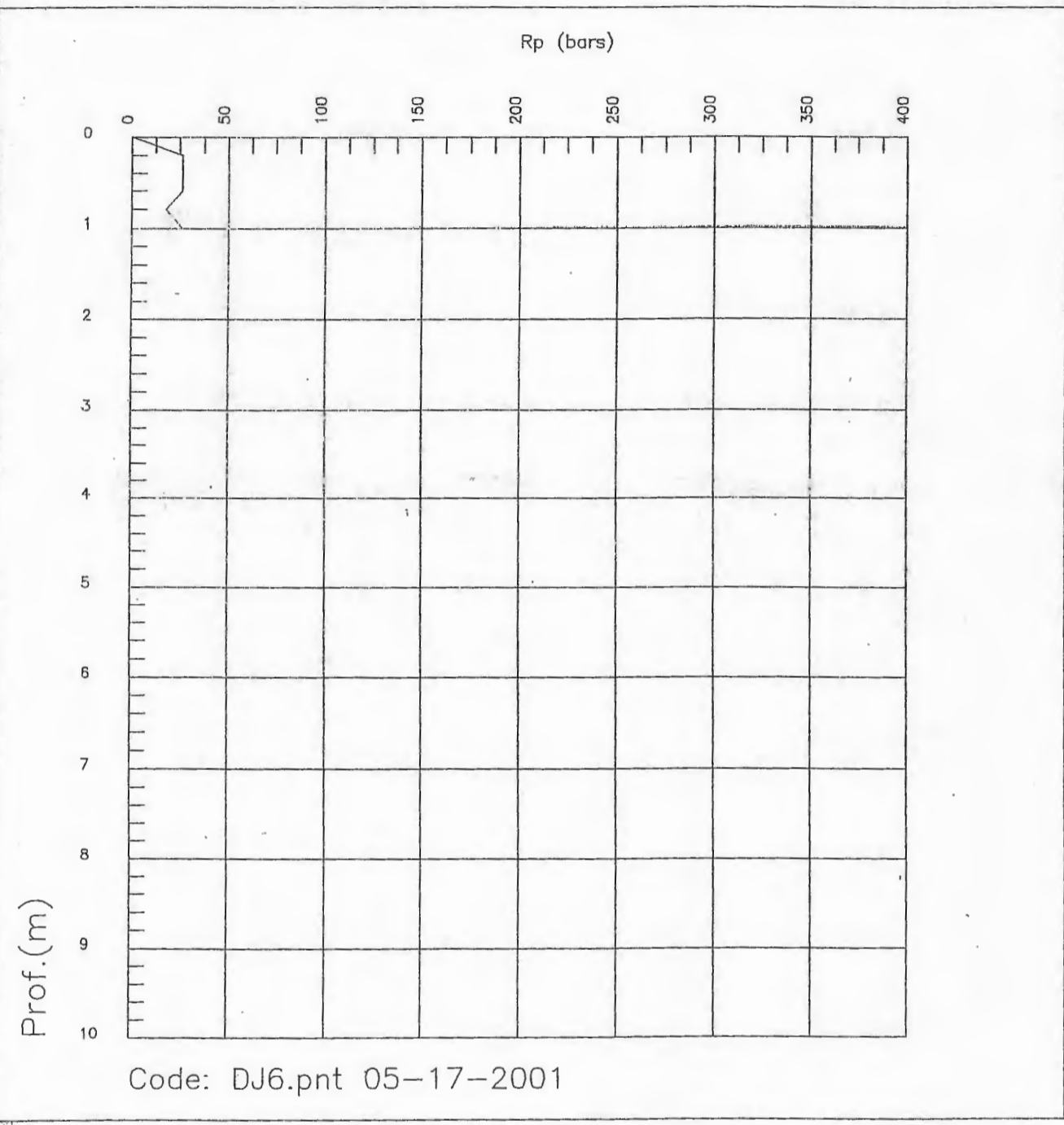
Localite DJIMLA



Code: DJ5.PNT 05-17-2001

*ESSAI AU PENETROMETRE LOURD*

Sondage No 6 1.00 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA

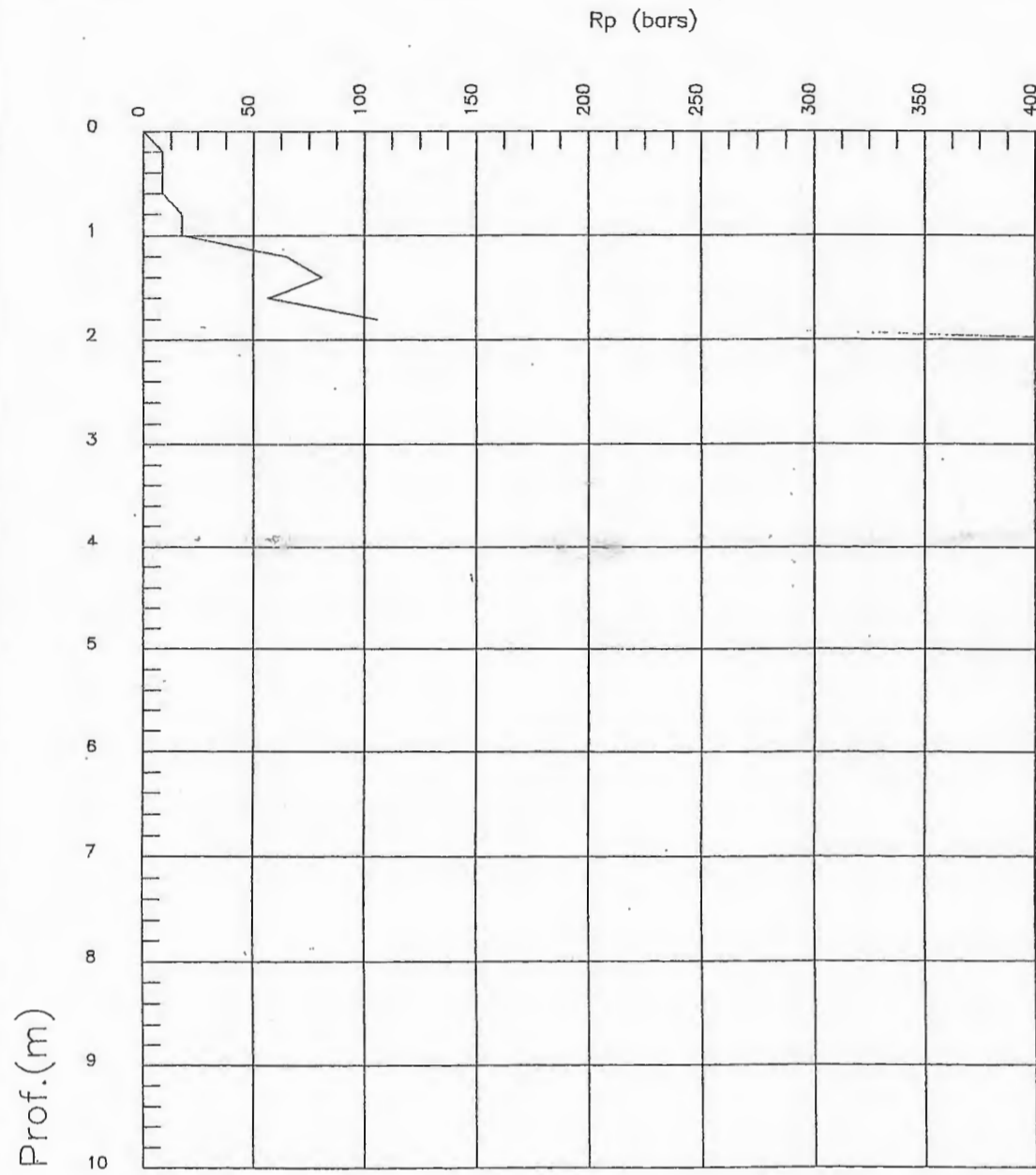


ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 7 2.2 m

Titre POS

Localite DJIMLA



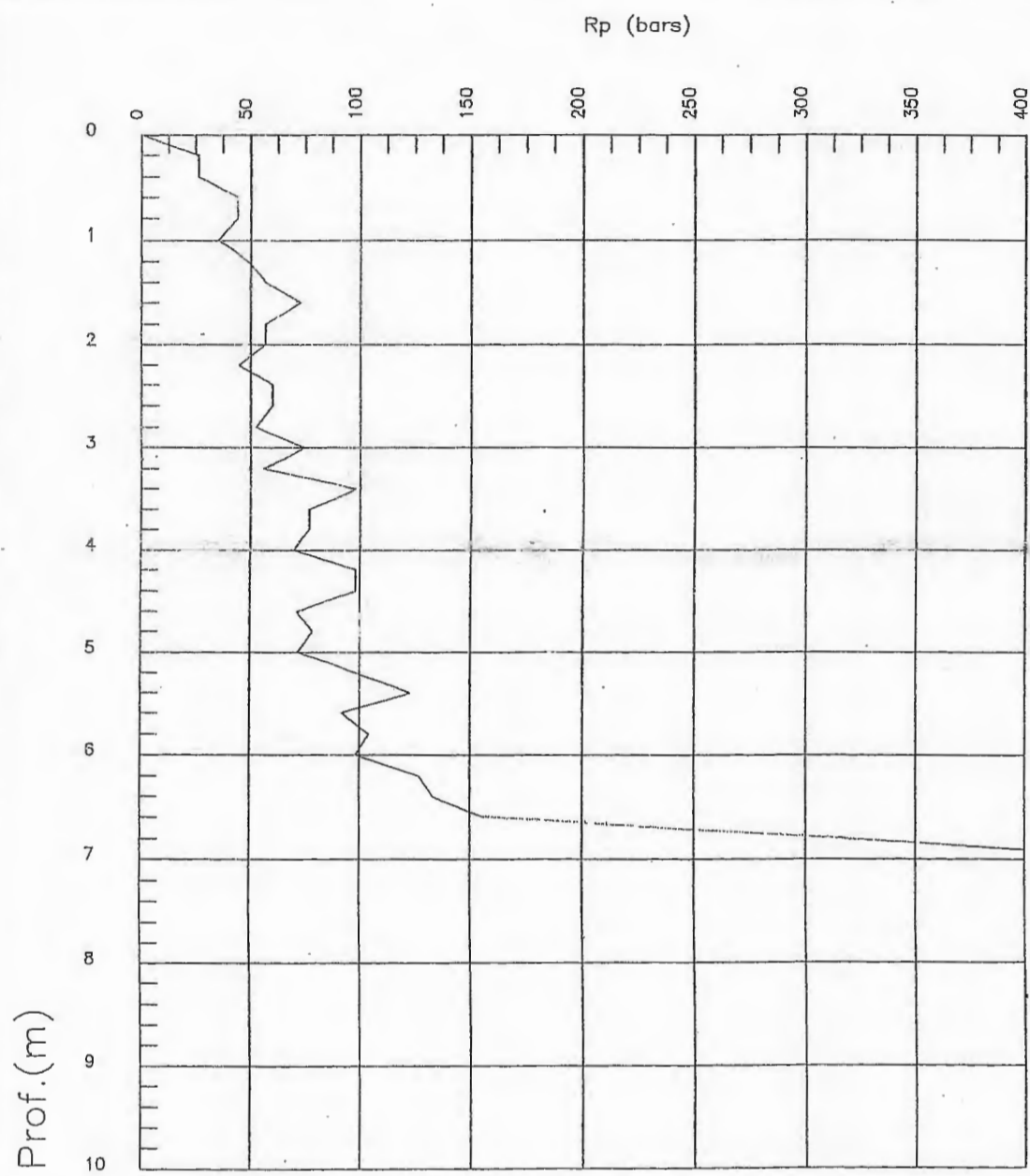
Code: DJ7.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 8 6.8 m

Titre POS

Localite DJIMLA



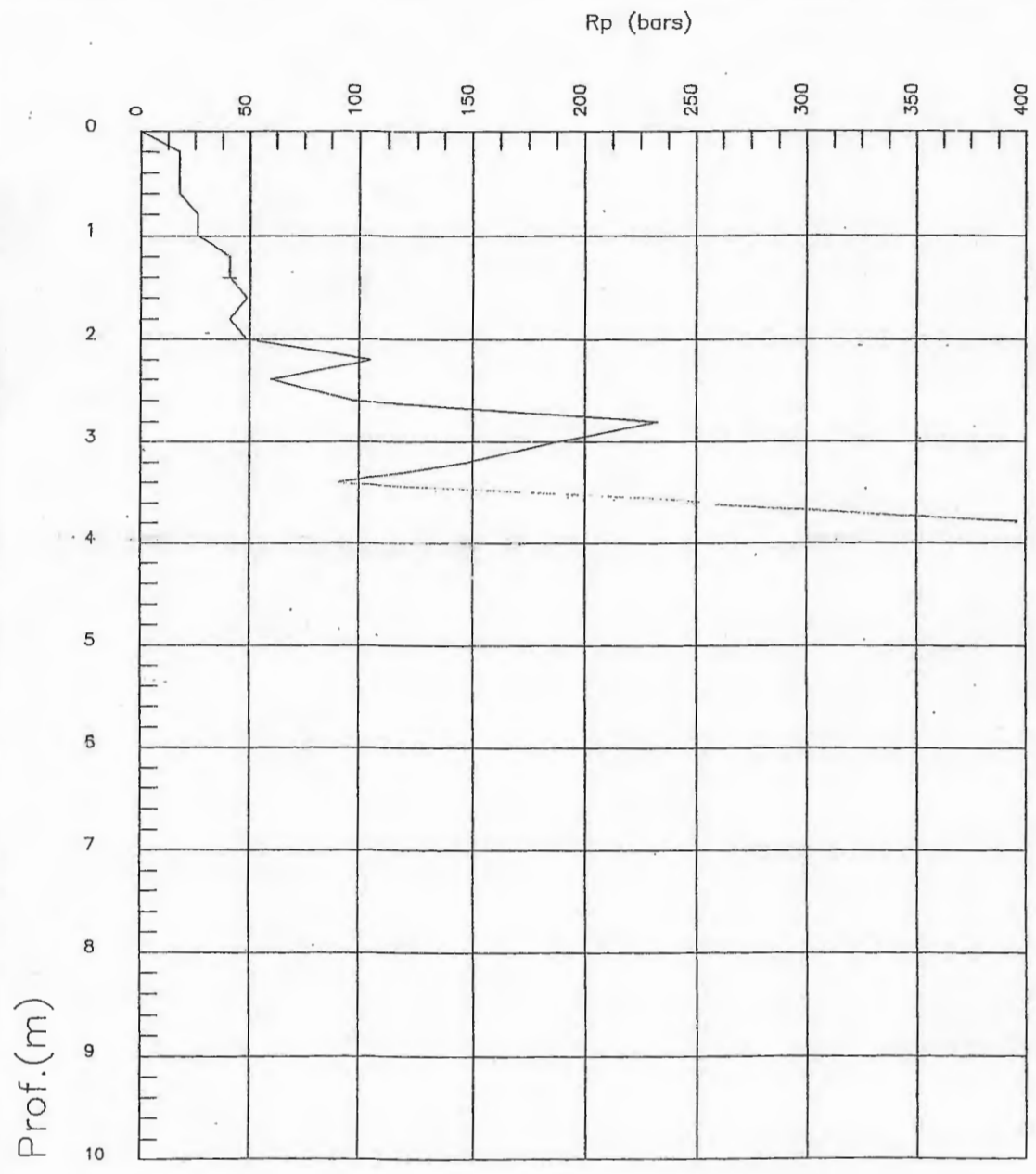
Code: DJ8.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 9 3.60 m

Titre POS

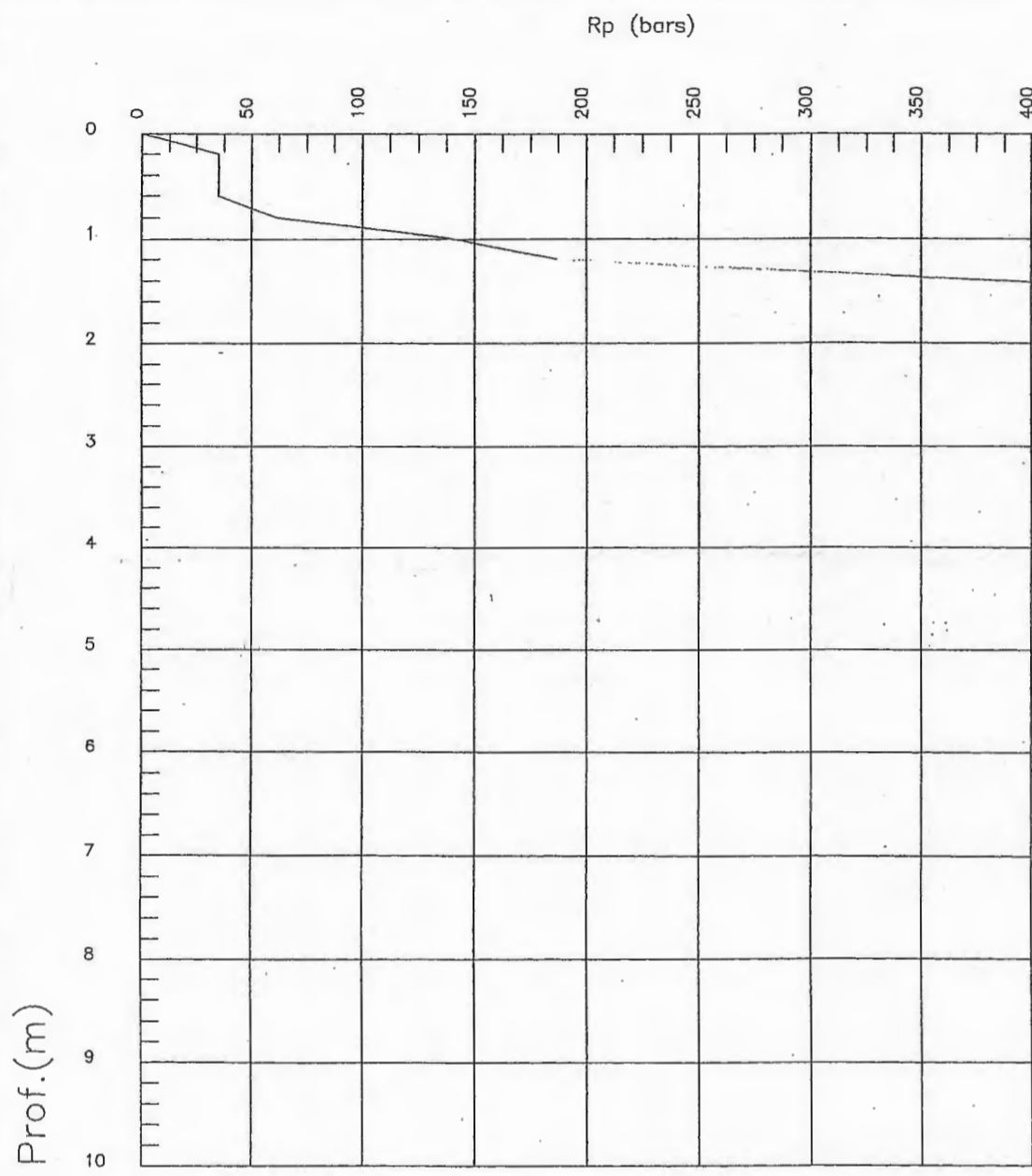
Localite DJIMLA



Code: DJ9.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 10 1.20 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA



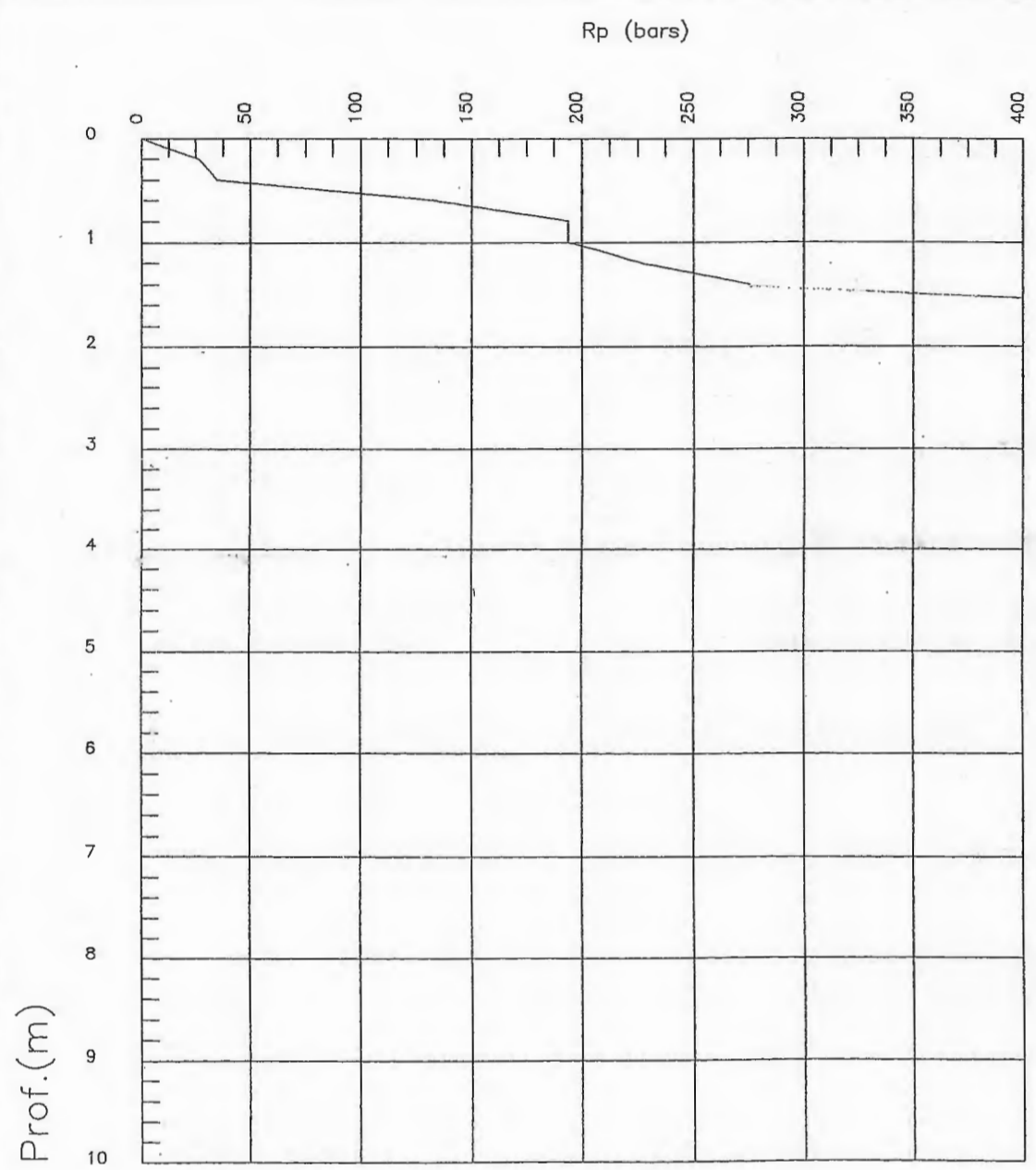
Code: DJ10.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 11 1.60 m

Titre POS

Localite DJIMLA



Code: DJ11.pnt 05-17-2001

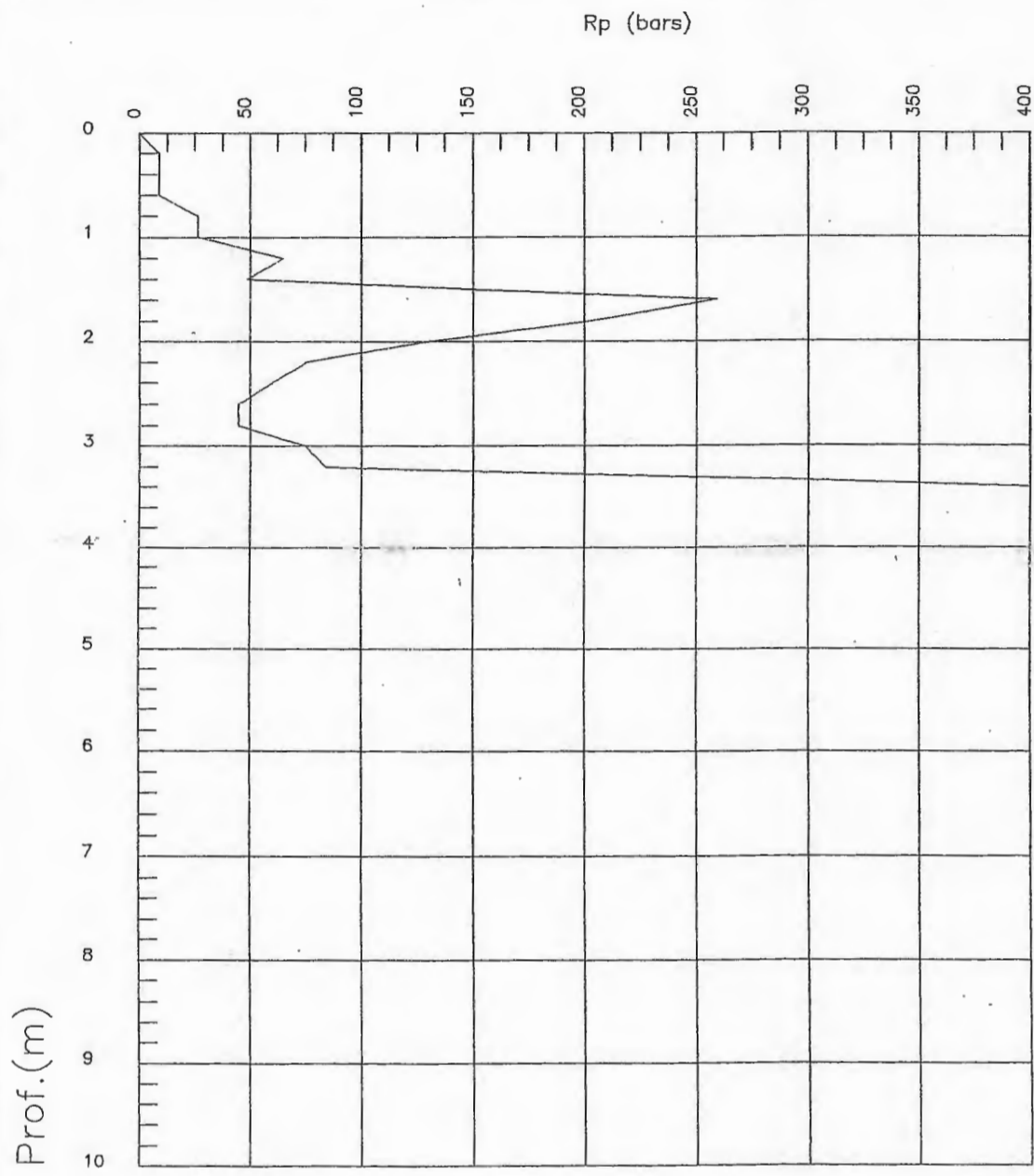


ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 12 3.8 m

Titre POS

Localite DJIMLA



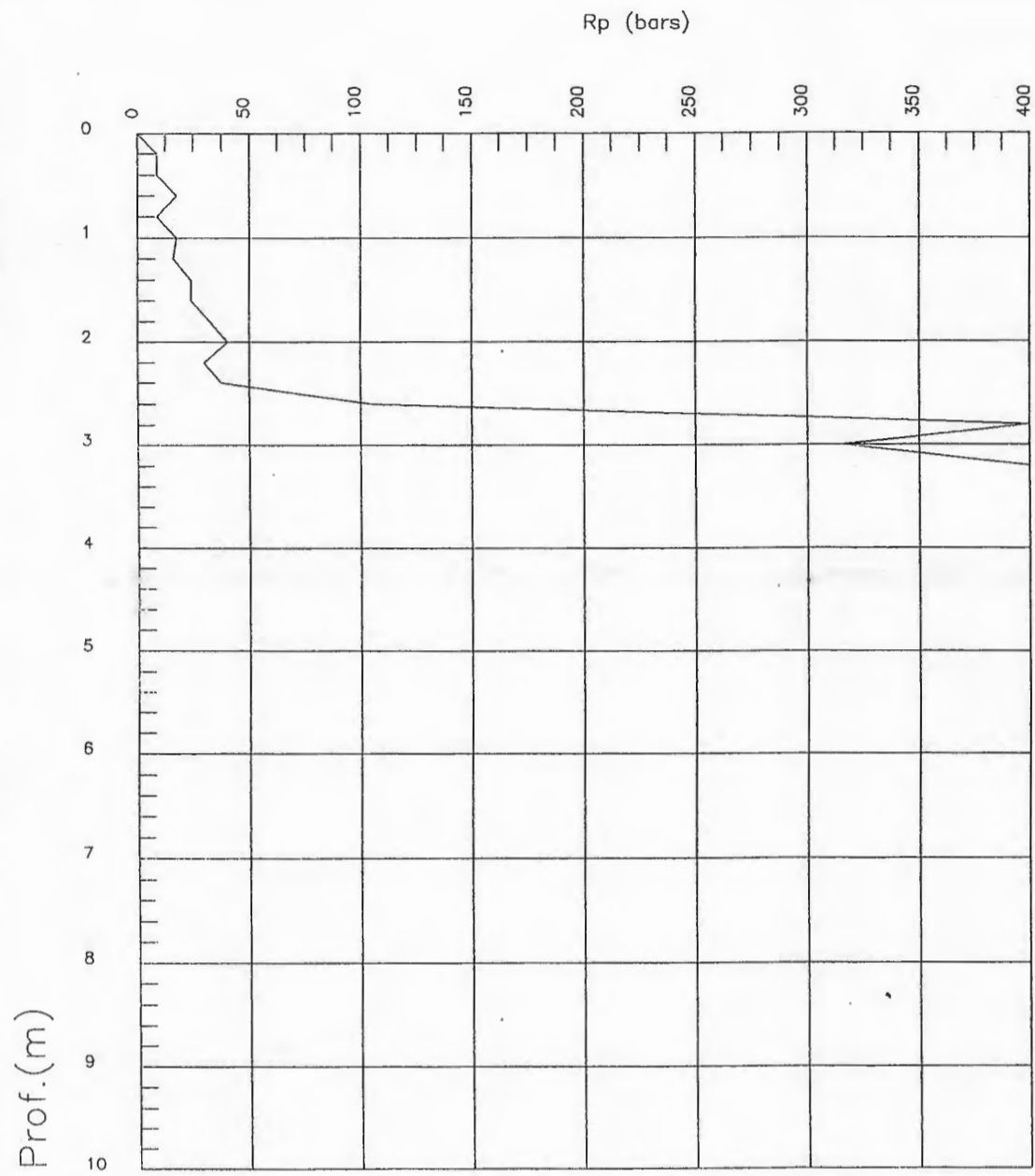
Code: DJ12.pnt 05-17-2001

*ESSAI AU PENETROMETRE LOURD*

Sondage No 13 3.2 m

Titre POS

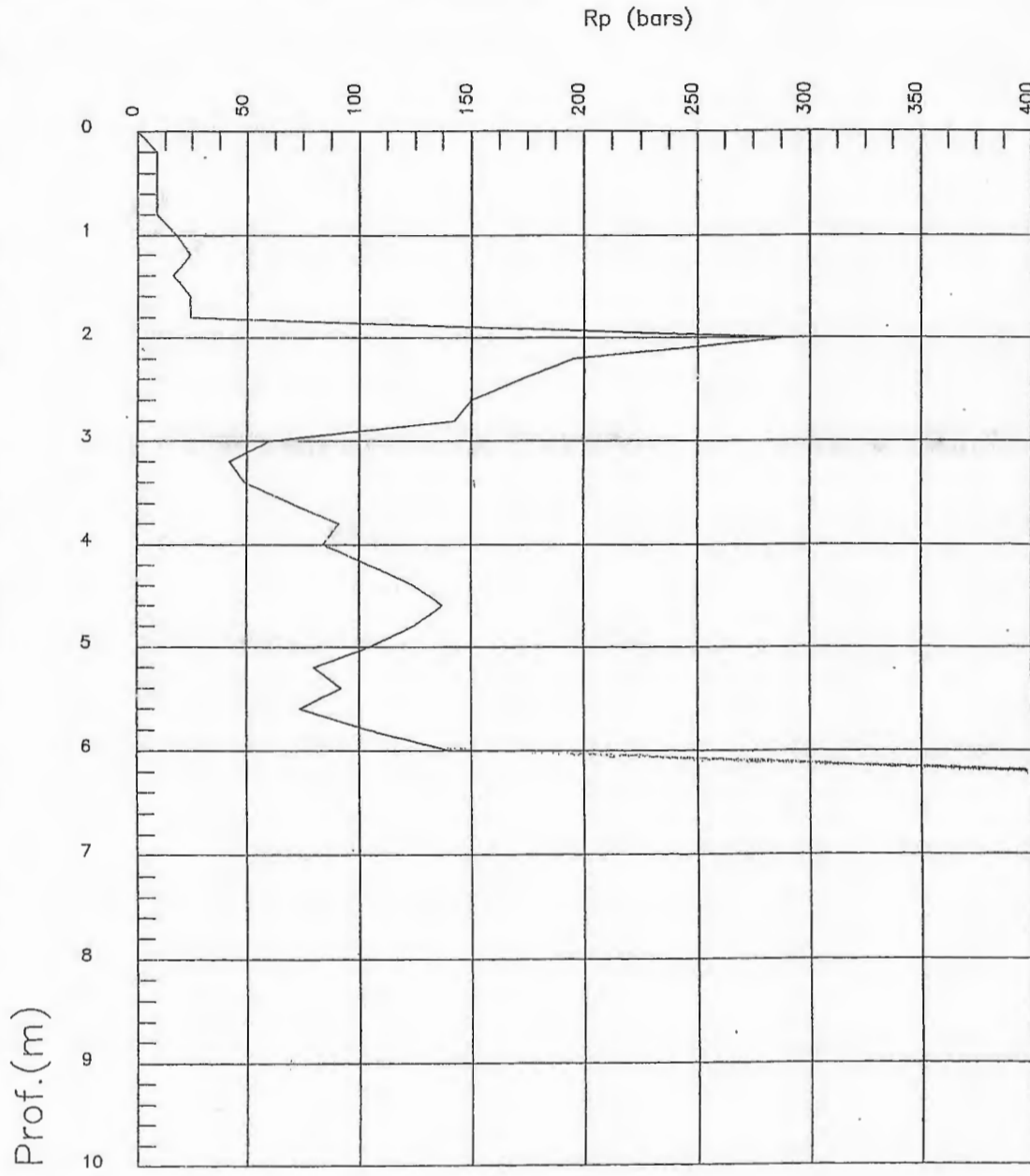
Localite DJIMLA



Code: DJ13.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

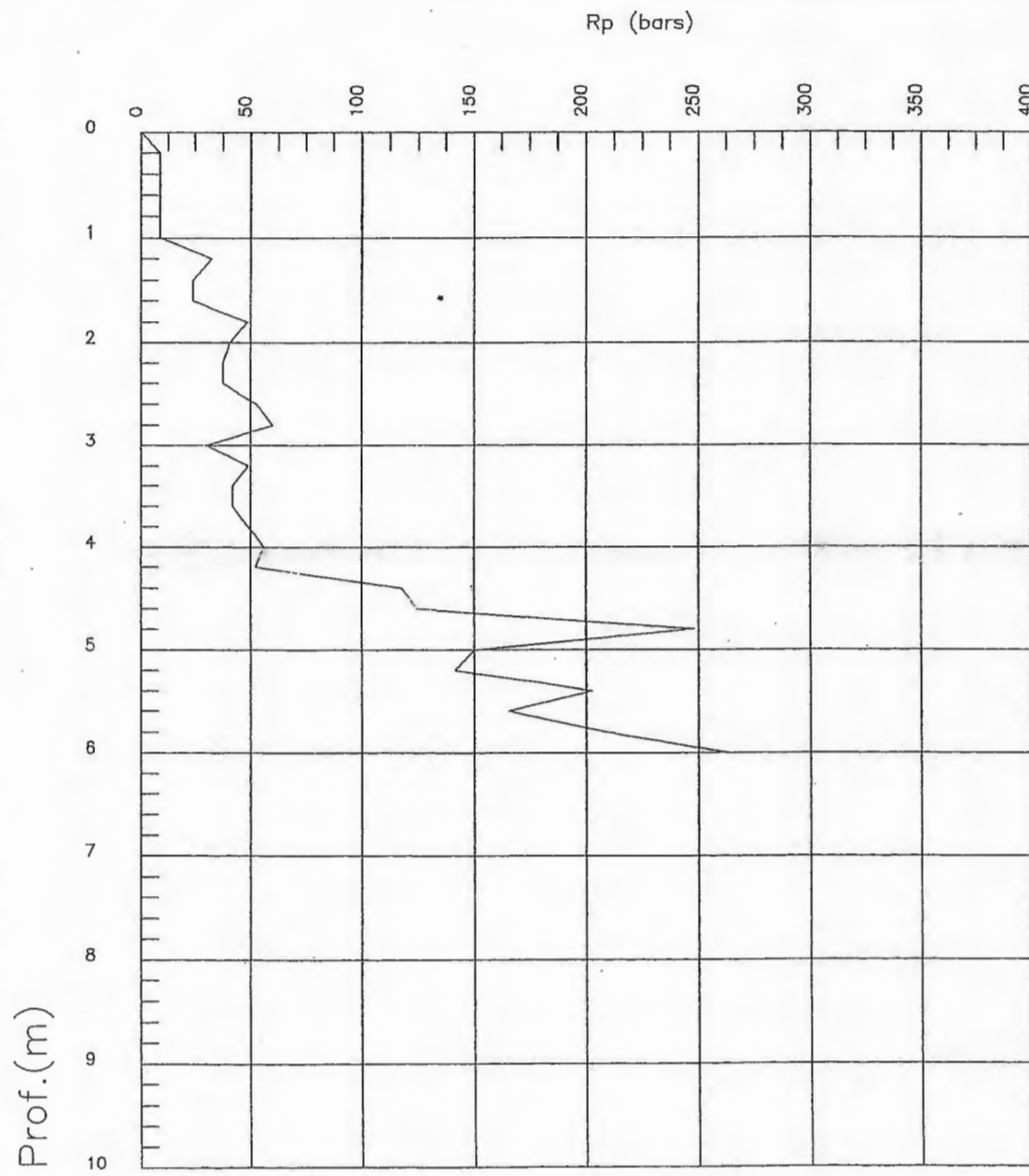
Sondage No 14 6.20 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA



Code: DJ14.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

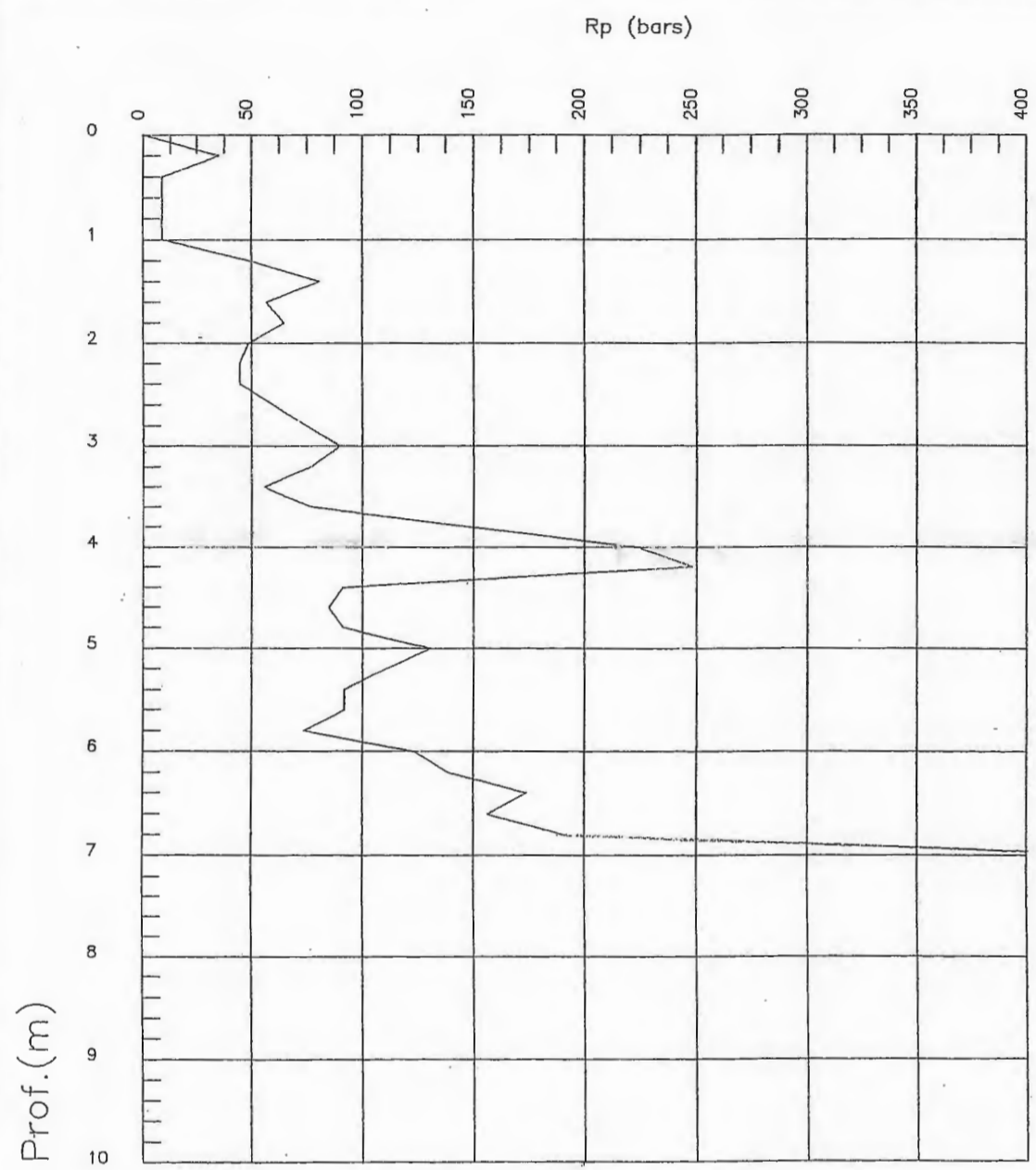
Sondage No 15 6.20 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA



Code: DJ15.pnt 05-17-2001

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

Sondage No 16 7.00 m  
Titre POS  
Localite DJIMLA



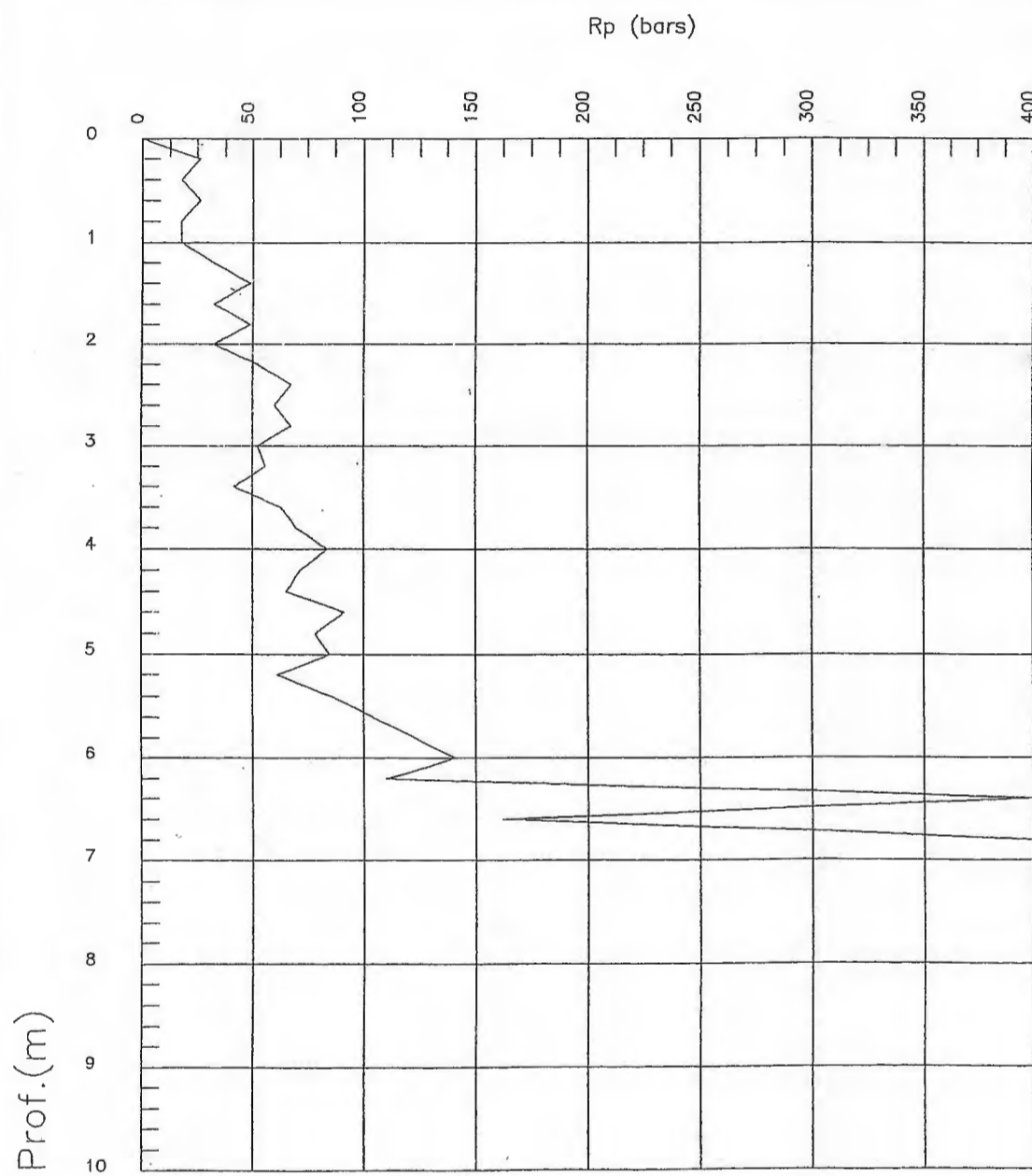
Code: DJ16.pnt 05-17-2001

*ESSAI AU PENETROMETRE LOURD*

Sondage No 17 6.6 m

Titre POS

Localite DJIMLA

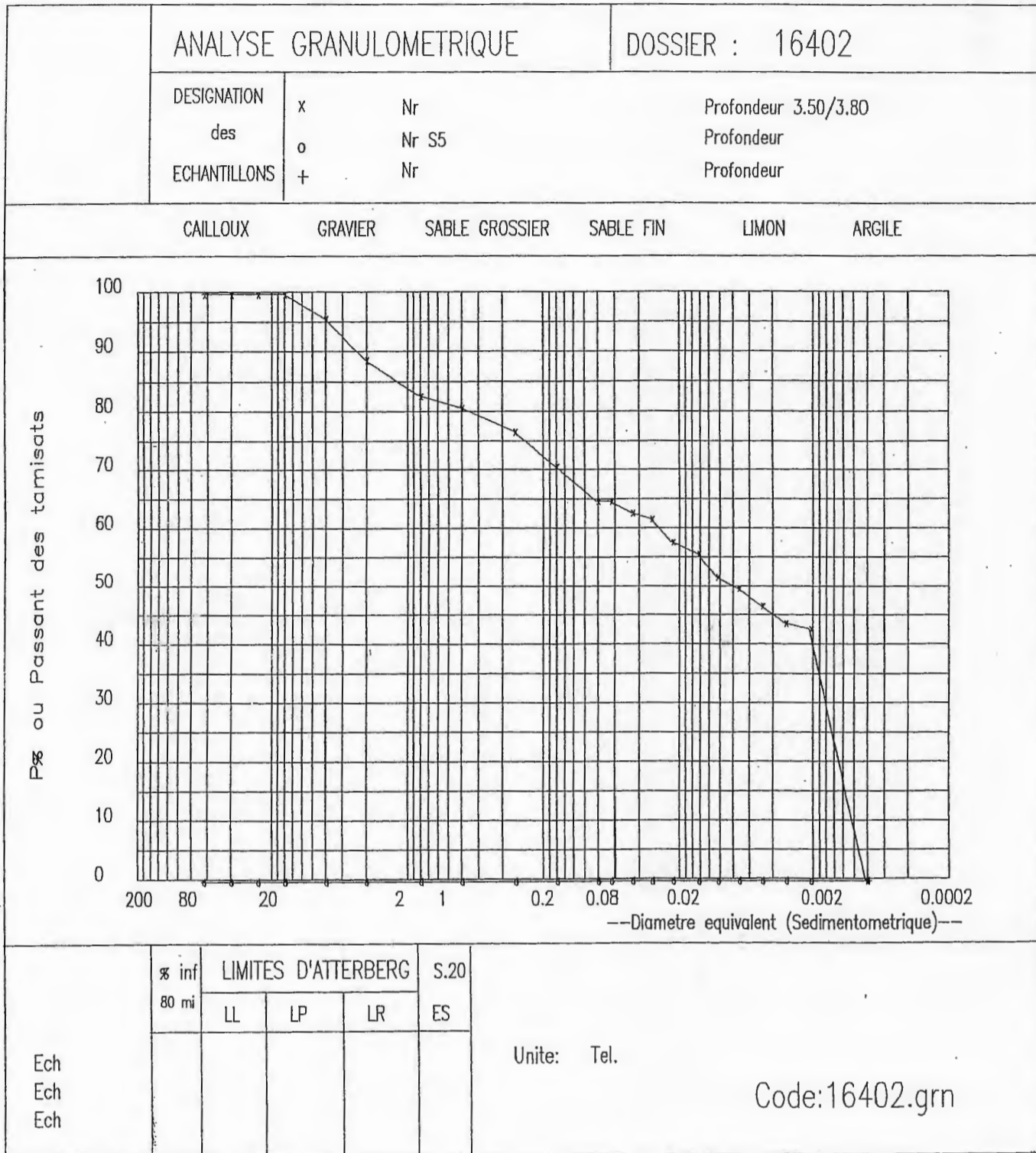


Code: DJ17.pnt 05-17-2001

# ANNEXE 3

ANALYSE GRANULOMETRIQUE		DOSSIER : 16402			
DESIGNATION	x	Nr S 2	Profondeur 2.00/3.00		
des	o	Nr	Profondeur		
ECHANTILLONS	+	Nr	Profondeur		
CAILLOUX		GRAVIER	SABLE GROSSIER		
		SABLE FIN	LIMON		
		ARGILE			
Ech Ech Ech	% inf 80 mi	LIMITES D'ATTERBERG			S.20
		LL	LP	LR	ES
Unite: Tel.					
Code:16402.grn					





# ANNEXE 4



Dossier N° 164/02

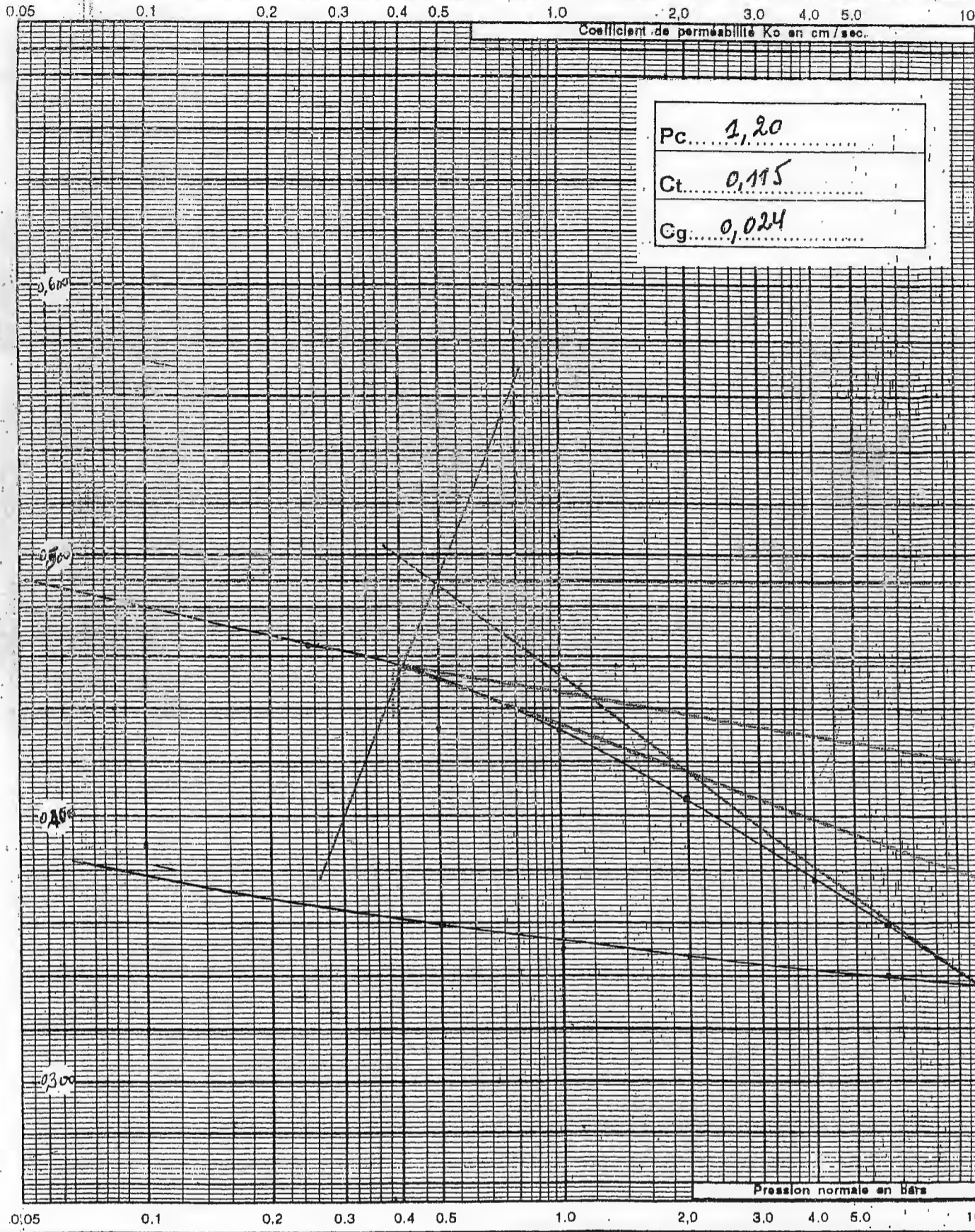
DJMLA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage : 03

Echantillon :

Profondeur : 2,50 - 2,80M



indice des vides e = Colonne des vides / Volume des grains



Dossier N° 164/02

DJIMLA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage : 06

Echantillon :

Profondeur : 2,20 - 2,40M

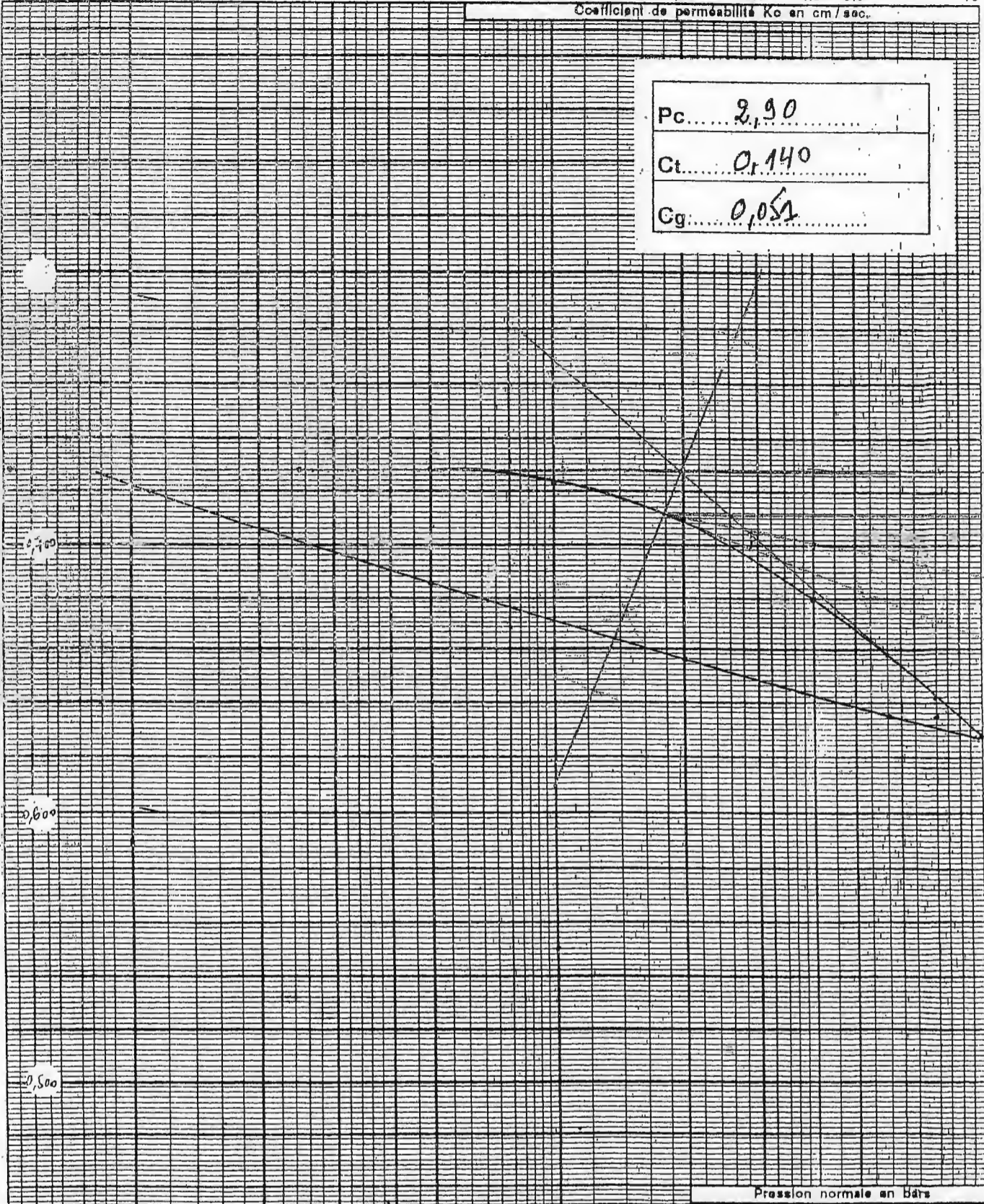
0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10  
Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.

Pc..... 2,90

Ct..... 0,140

Cg..... 0,051

Ces courbes ont été tracées à l'aide d'un logiciel de traitement des données.



0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10  
Pression normale en bars

GRAPHIQUE :

47

Dossier N° 164/02

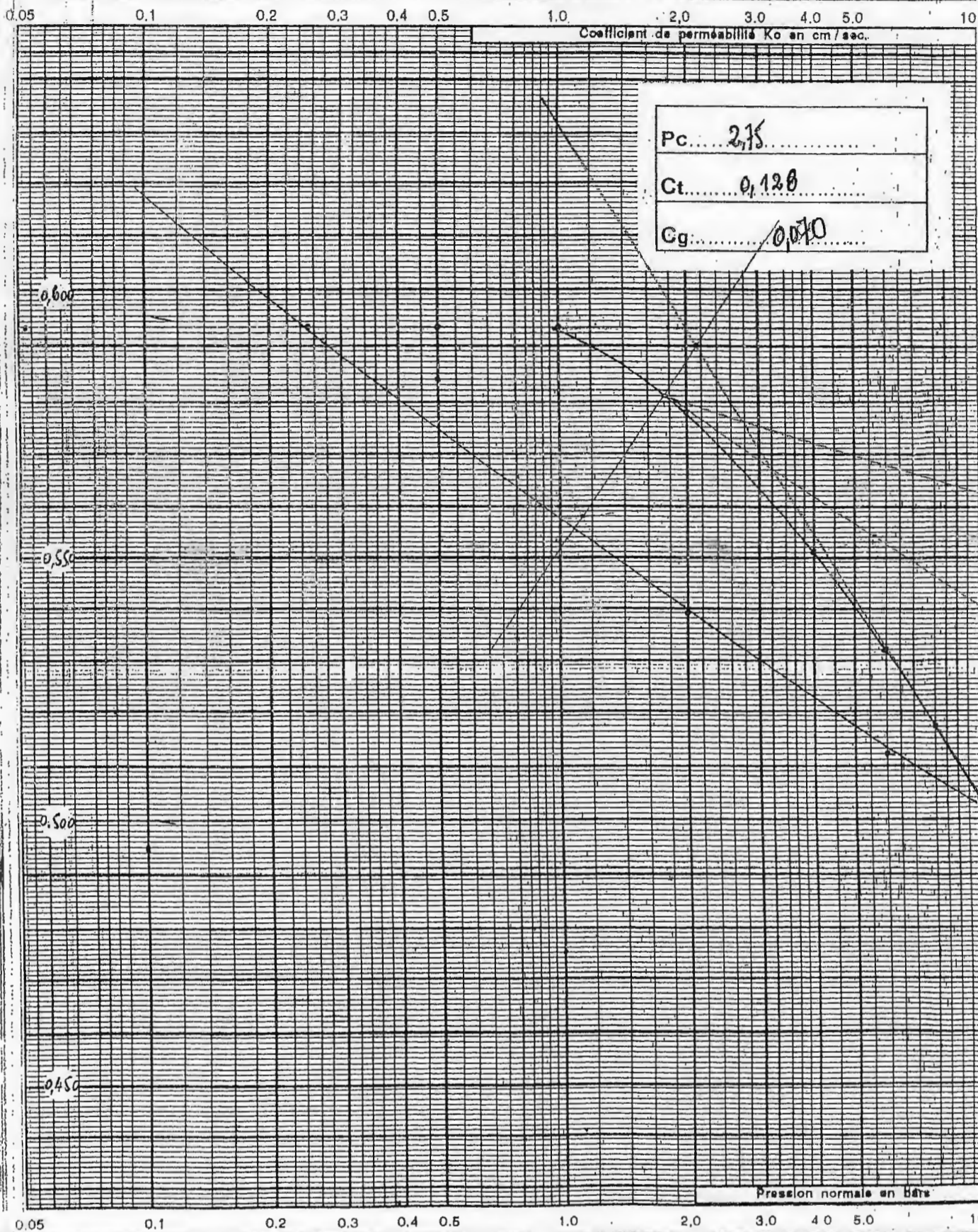
DJIMLA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage : 06

Echantillon :

Profondeur : 4,70 - 5,10 M



Dossier N° 164/02

DJMLA

ESSAI DE COMPRESSIBILITE  
PERMEABILITE

Sondage : 07

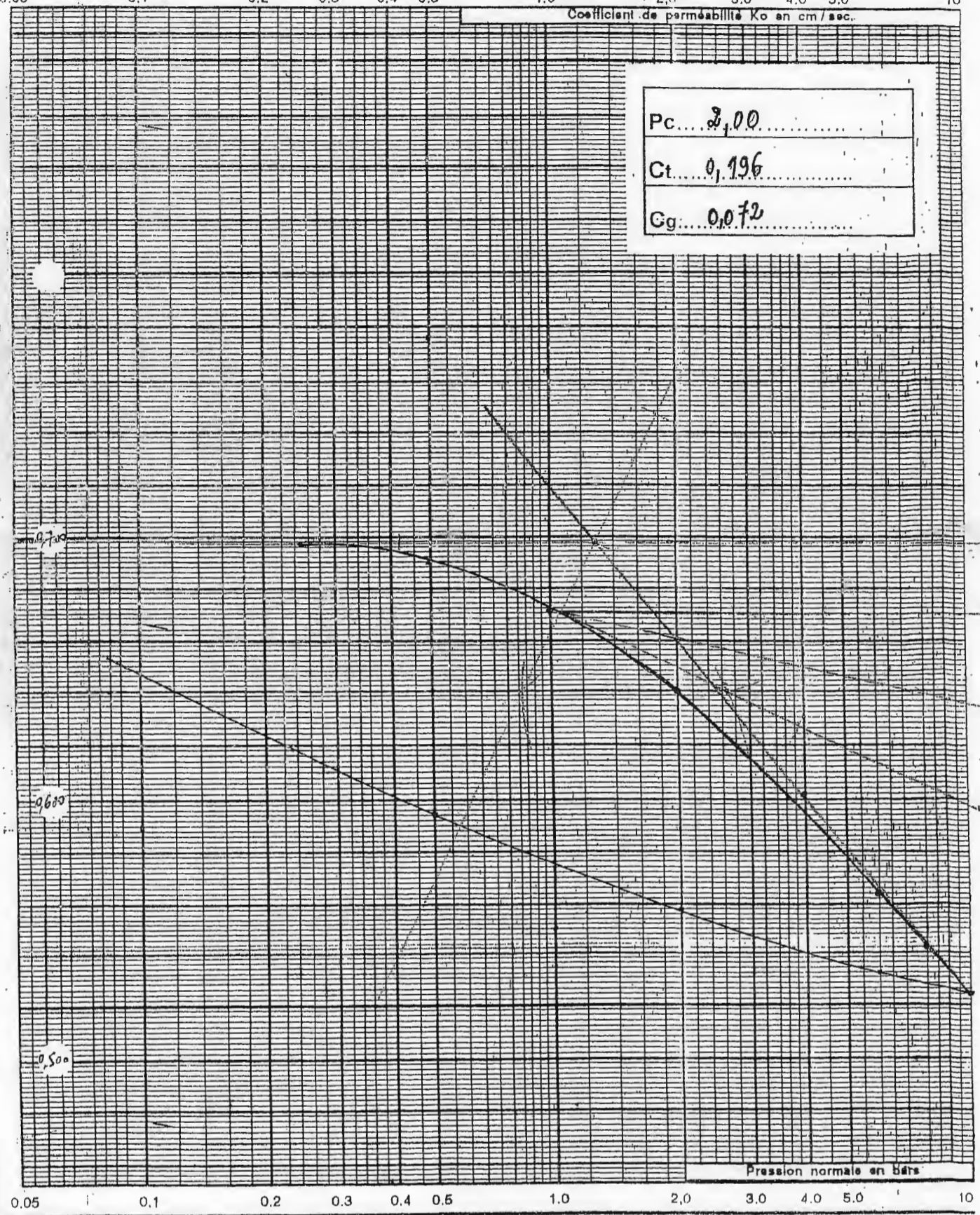
Echantillon :

Profondeur : 2.00 - 3.00 m

0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10  
Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.

Pc... 2.00  
Ct... 0.196  
Gg... 0.072

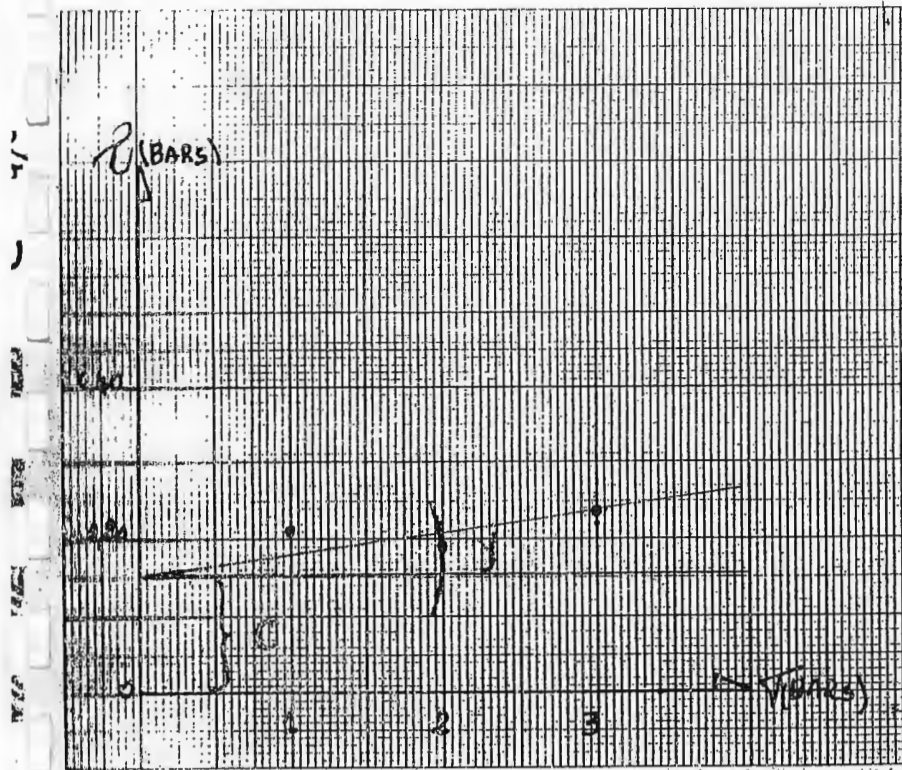
INDICE des vides e  
Columé des vides / Volume des grains.



0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10  
Pression normale en bars



# ANNEXE 5



ECHANTIER: 164/02

LOCALISATION: DJIMLA

SONDAGE: 01

PROFONDEUR: 2,00 - 2,50 M

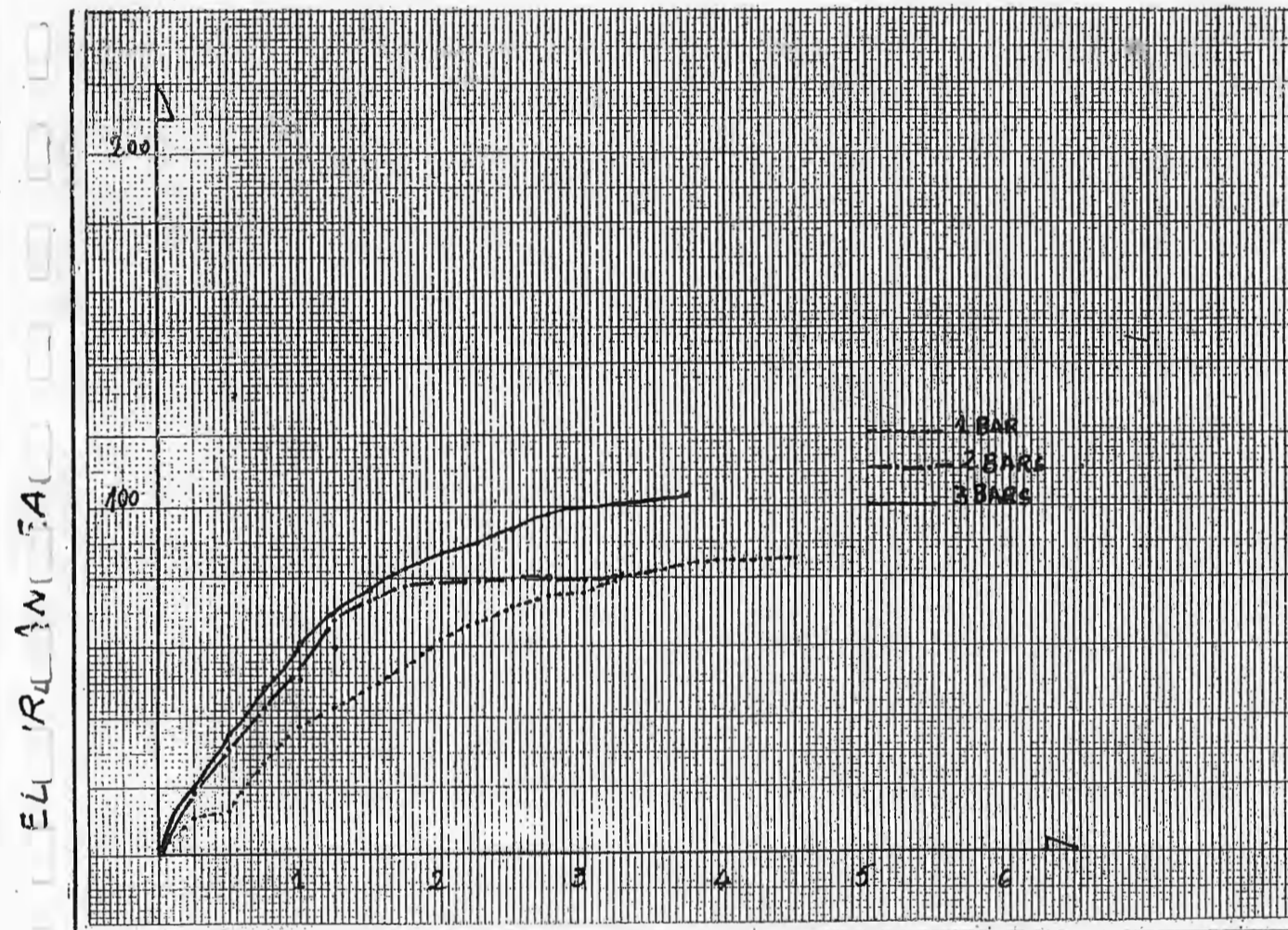
SECTION: 36cm<sup>2</sup> VITESSE: 0,90 mm/min

$\varphi$ : 8° c: 0,15 w%: 27,51

$\gamma$ : 1,99  $\gamma_d$ : 1,57 IP:

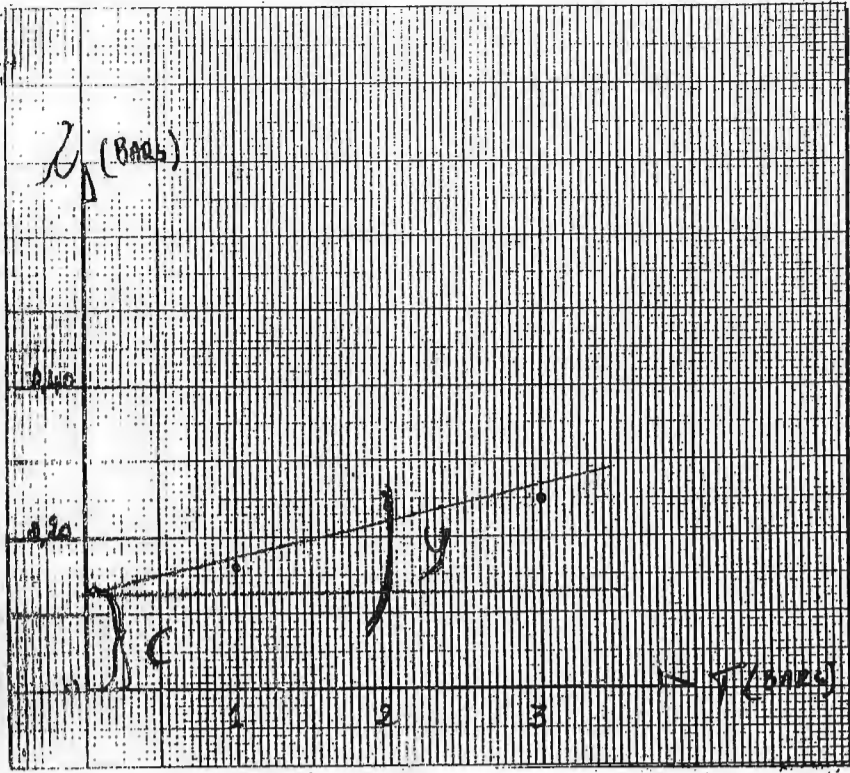
ANNEAU: 2,25KN

CONTRAINTES NORMALES  $\sigma$  (KG/CM<sup>2</sup>)



TEMPS DE DEFORMATION EN MN

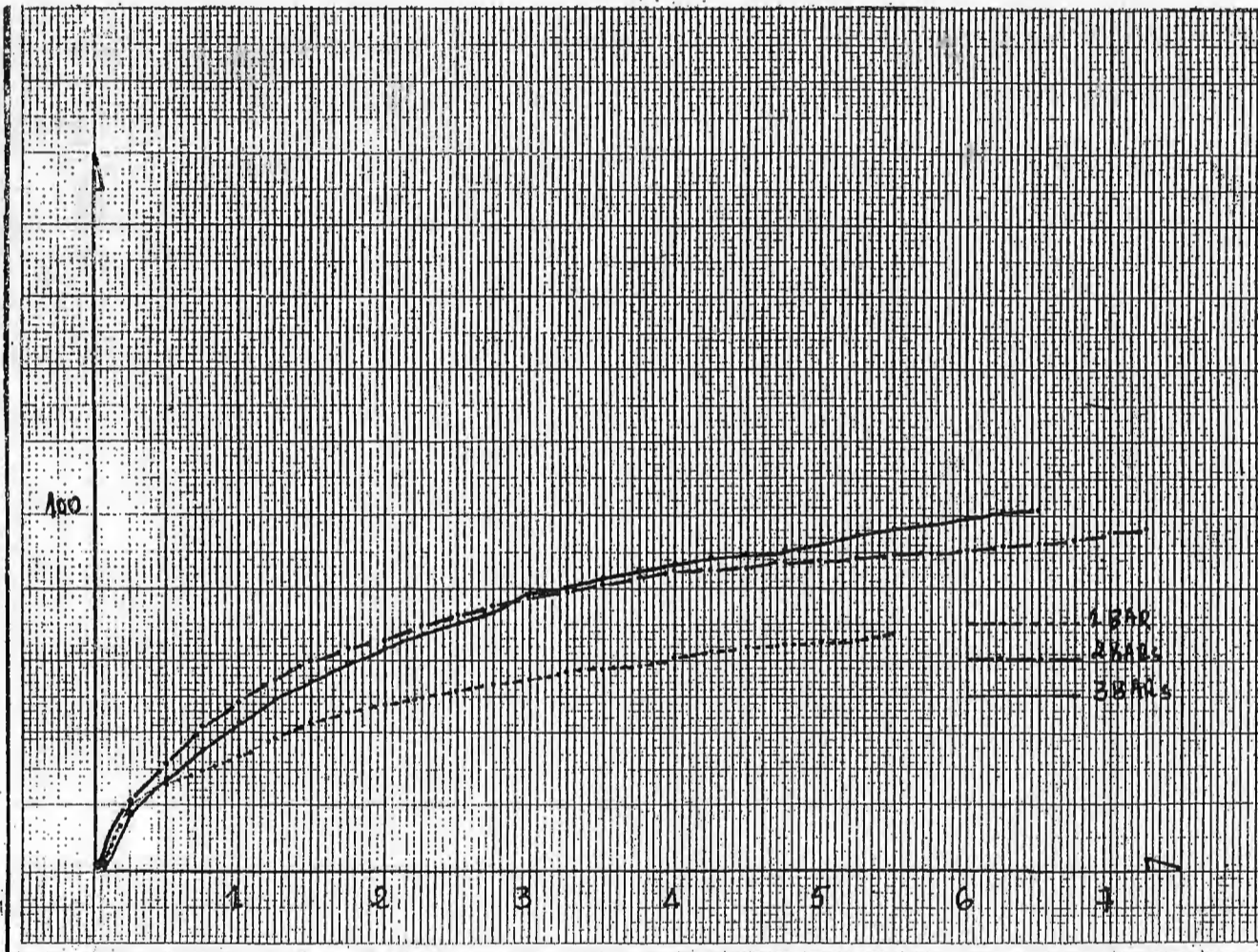
CISELLEMENT



CHANTIER: 104/02  
 LOCALISATION: DJIMLA  
 SONDAGE: 03  
 PROFONDEUR: 2,50 - 2,80M  
 SECTION: 36cm<sup>2</sup> VITESSE: 0,900mm/mm  
 phi: 13° C: 0,12 W% = 16,90  
 gamma: 2,09 gamma\_d: 1,74 IP:  
 ANNEAU: 2,25KN

CONTRAINTES NORMALES  $\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>)

CISELLEMENT ANNEAU



TEMPS DE DEFORMATION EN MN

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Bouillin J.P (1977) : Géologie Alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie).
- [2] : Vila J.M (1980) : La chaîne alpine d'Algérie orientale et des coufins algéro-tunisiens. thèse Paris 2 Vol
- [3] : Delgat.D (1955) : Etude géologique de l'Ouest de la chaîne nimidique.
- [4] : Raoult J.F (1974) : Géologie du centre de la chaîne numidique (nord du constantinois, Algérie) Thèse Paris. Mém. Soc. Géol., France, Nouv. Série, L III, N°21.
- [5] : Bouillin J. P ; Raoult J. F (1971) : Présence sur le socle du constantinois d'olistostrome lié au charriage des flyschs. Le Numédien peut – il entre un Noé – aughtone ? Bull. Soc. Géol France (7), XIII.
- [6] : Bouillin.J.P et Al (1970) : Définition d'un flysch Massylien et d'un flysch Maurétanien a sein des flysch allochtones de l'Algerie.C.R.A.CAD.Sc.Paris.T270.serie D.P.2249.2252.
- [7] : Wildi.W (1983) la chaîne Tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie, évolution du Trias au miocène REV. Géol. Dyn. Geographys ; 24.
- [8] : Mahdjoub Y. (1991) : Cinématique des déformations et évolution p.T. Auté-Alpine et Alpine de la petite kabylie (Algérie nord orientale). Un modèle d'évolution du Domaine Tellien interne, Thèse de science, Alger.
- [9] : Djellit, (1987) : Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place de nappes de flysch en petite kabylie occidentale (Algérie).Thèse doctorat d'Etat, université de Paris, centre d'Orsay (1987).
- [10] : Lahonder. J. C et Al (1979) : Datation des grés numidien d'Algérie orientale conséquences structurales. C. R. Acad. Sc. Paris
- [11] : Roubaut M., (1934 b) : La Kabylie de Collo, Etude géologique. Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, Alger, 2<sup>e</sup> série, N°10.
- [12] : Robin C. (1970) : Etude géodynamique du massif volcanique du Cap Cavallo, El aouana, Algérie, 2<sup>e</sup> série N°10.
- [13] : Semroud. B (1971) : Etude pétrographique du granite du Filfila (Skikda). Thèse de doct.3eme cycle, Univ, Alger.
- [14] : Fougnot. J. (1990) : Le magmatisme miocène du littoral Nord constantinois. Thèse. Docto INPL. Nancy.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Bouillin J.P (1977) : Géologie Alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie).
- [2] : Vila J.M (1980) : La chaîne alpine d'Algérie orientale et des coufins algéro-tunisiens. thèse Paris 2 Vol
- [3] : Delgat.D (1955) : Etude géologique de l'Ouest de la chaîne numidique.
- [4] : Raoult J.F (1974) : Géologie du centre de la chaîne numidique (nord du constantinois, Algérie) Thèse Paris. Mém. Soc. Géol., France, Nouv. Série, L III, N°21.
- [5] : Bouillin J. P ; Raoult J. F (1971) : Présence sur le socle du constantinois d'olistostrome lié au charriage des flyschs. Le Numédien peut – il entre un Noé – auchtone ?. Bull. Soc. Géol France (7), XIII.
- [6] : Bouillin.J.P et Al (1970) : Définition d'un flysch Massylien et d'un flysch Maurétanien a sein des flysch allochtones de l'Algerie.C.R.A.CAD.Sc.Paris.T270.serie D.P.2249.2252
- [7] : Wildi.W (1983) la chaîne Tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie) : structure, stratigraphie, évolution du Trias au miocène REV. Géol. Dyn. Geographys ; 24.
- [8] : Mahdjoub Y. (1991) : Cinématique des déformations et évolution p.T. Auté-Alpine et Alpine de la petite kabylie (Algérie nord orientale). Un modèle d'évolution du Domaine Tellien interne, Thèse de science, Alger
- [9] : Djellit, (1987) : Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place de nappes de flysch en petite kabylie occidentale (Algérie).Thèse doctorat d'Etat, université de Paris, centre d'Orsay (1987).
- [10] : Lahonder. J. C et Al (1979) : Datation des grés numidien d'Algérie orientale conséquences structurales. C. R. Acad. Sc. Paris
- [11] : Roubaut M., (1934 b) : La Kabylie de Collo, Etude géologique. Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, Alger, 2<sup>e</sup> série, N°10.
- [12] : Robin C. (1970) : Etude géodynamique du massif volcanique du Cap Cavallo, El aouana, Algérie, 2<sup>e</sup> série N°10.
- [13] : Semroud. B (1971) : Etude pétrographique du granite du Filfila (Skikda). Thèse de doct.3eme cycle, Univ, Alger.
- [14] : Fougnot. J. (1990) : Le magmatisme miocène du littoral Nord constantinois. Thèse. Docto INPL. Nancy.

- [15] : Ouabadi A. (1994) : Pétrologie, Géochimie et origine des granitoïdes peralumineux à cordiérite (Cap-Bougaroun, Beni-Touft et Filfila) Algérie Nord orientale. Thèse Doct. Univ Rennes I, France.
- [16] : Raoult J.F (1972) : précisions sur le flysch Massylien : séries stratigraphiques, variations de faciès, nature du matériel remanié ( nord du Constantinois, Algérie)  
Bull. Soc. Hist, nat, Afr, nord, Alger.
- [17] : Bouftouha. Y (2005) 1ere journée scientifique de science de la terre .Université de Jijel
- [18] : Mémoire Mezhoud Aicha, Moussouni Khalida (2005) : Synthèse géologique et Géotechnique du Site de L'université de Tassoust (Jijel)
- [19]: rapport Fondasoil.2003.
- [20] : Sanglerat .G – Olivari .G – Camboer .B (1983) : Problèmes pratiques de mécanique des Sols et de fondations / 2, Dunod, Paris.
- [21]: Bouafia.A (2003) : Introduction au calcul des fondations, Société Algérienne Boudaoud.
- [22] : Bouafia.A (2004) : Les essais in situ dans les projets de fondation. OPU.
- [23] : Philipponnat .G et Bertrand .H (2003) : Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles
- [24] : Samuel – Amar – Jean Pierre Magnan : Aide mémoire
- [25] : Daniel CORDARY (1995) : Mécanique des sols (2eme tirage corrigé), Paris
- [26] : Roger Frank (2003) : Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de L'ingénieur (TI), Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [27] : G. Philipponnat (1979) : Fondations, et ouvrages en terre (édition éroylls 1 979)
- [28] : Rapport d'étude d'urbanisation POS N°03 Djimla, 2003, LNHC, unité D'DOUM EL BOUAGHI
- [29] : Mémoire fin d'étude 2006 : chine houda- marouf dalal.
- [30] : CHAIB. Z - Mécanique des sols.