

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

UNIVERSITE DE JIJEL  
جامعة جيجل



FACULTE DES SCIENCES  
DEPARTEMENT DES SCIENCES  
DE LA TERRE



06.02/05

كلية العلوم  
دائرة علوم الأرض

01/02

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en GEOLOGIE  
Option : Géologie de l'Ingénieur



**Thème :**

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE TROIS SITES DIFFERENTS  
ET  
CALCUL DES FONDATIONS**

Membres de Jury :

Président : Dr .A. ZENNIR  
Examineur : Mr . R. BENZAID  
Encadreur : M<sup>me</sup>. F. ZEROUAL

Réalisé Par :

ZEBOUCHI HIND  
BOUHENOUNA AMEL



PROMOTION 2005



## **REMERCIEMENTS**

Nous tenons à remercier en premier lieu « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la volonté et la force pendant toutes ces années pour terminer nos études .

Nous remercions ensuite notre promotrice : mme **ZEROUAL fatima** pour son aide précieuse et ses orientations objectives, sans oublier les membres de jury :

**Dr. ZENNIR Abdelmalek.**

**Mr. BENZAID Riad.**

Nous remercions nos enseignants du département des sciences de la terre.

Nous remercions également nos amies (ies) qui nous ont aidé, ainsi tous ceux qui ont contribués de près ou de loin, matériellement ou moralement pour réaliser ce modeste travail.

En fin Un grand merci à l'équipe : « **OMAR, FOUAD et ZOFO** »

**HIND & AMEL**



# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère mère*

*A mon très cher père*

*A ma grand-mère «Mama»*

*A mes frères et sœurs « Mouna, Souad, Afaf, Hamza et Abdelhadi »*

*A toute ma grande famille*

*A tous mes amis (ies) et tous mes collègues.*

*Dédié par HIND*



# DEDICACE:

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère mère.*

*A mon très cher père.*

*A mes frères « NADJIB ; SOUFIANE ; FARES ; HAMZA ; BILAL ».*

*A ma petite sœur « RANIA ».*

*A tous ma grande famille.*

*A tous mes collègues « PROMOTION 2005 », et mes amis.*

*A tous ce qu'est m'aime.*

*Dédié par : AMEL*



# SOMMAIRE

Préambule.....	1
<b>PRESENTATION ET SITUATION DU PROJET</b>	
I/ Présentation du sujet .....	2
1/ But du projet.....	2
2/ Situation du Projet .....	2
II/ Aperçu sur la région .....	2
1/Topographie .....	2
2/Géologie Régionale .....	2
3/Hydrogéologie .....	3
<b>CHAPITRE I : ETUDE GEOTECHNIQUE DES TROIS SITES</b>	
I/ Définition de la Géotechnique .....	5
II/ Définition d'une reconnaissance des sols .....	5
1/ Définition générale .....	5
2/ But de la reconnaissance .....	5
III/ Méthodes de sondage par forages et prélèvements .....	8
1/ Exécution des forages .....	8
2/ Etablissement de la coupe de sondage .....	8
2-1/ Relevé des niveaux.....	8
2-2/ Identification des sols .....	8
2-3/ Prélèvement d'échantillons remaniés .....	8
2-4/ Prélèvements d'échantillons intacts .....	9
2-4-1/ Précautions à prendre avant prélèvement .....	9
2-4-2/ Renseignements à fournir lors du prélèvement .....	9
2-4-3/ Conservation et transport des échantillons .....	9
2-5/ Rapport de forage, présentations des coupes .....	10
<b>CHAPITRE II : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE EFFECTUEE ET CLASSIFICATION DES SOLS</b>	
I/ Essais in situ .....	11
1/ Définition .....	11
2/ Essai de pénétration statique .....	11
3/ Essai de pénétration dynamique .....	14
4/ Essai Pressiométrique .....	14
II/ Essais d'identification des paramètres physiques du sol .....	15
1/ Teneur en eau .....	15
2/ Densités .....	17



3/ Granulométrie.....	18
4/ Equivalent de sable .....	20
5/ Les limites d'atterberg .....	20
III/ Essais mécaniques .....	26
1/ Essai de cisaillement à la boîte .....	26
2/ Essai triaxial .....	27
3/ Essai oedométrique.....	29
IV/ Etablissement du profil géotechnique.....	33
V/ Etablissement de la coupe géologique .....	33

### **CHAPITRE III : CALCUL DES FONDATIONS**

I / Introduction au calcul des fondations.....	34
II/ Calcul des fondations .....	34
III/ Fondations superficielles .....	34
1/ Généralité.....	34
2/ Dimensionnement d'une fondation superficielle pour une charge verticale centrée .....	36
2-1/Capacité portante des fondations superficielles .....	37
2-1-1/ Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire .....	37
2-1-2/ calcul des fondations superficielles par la méthode pénétrométrique .....	40
3/Tassement des fondations superficielles .....	41
3-1/Calcul des tassements .....	41
3-2/ Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique .....	41
3-3/ Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique .....	42
IV/ Les fondations profondes.....	44
1/ Classification des pieux .....	44
2 / Calcul d'un pieu isolé .....	47
2-1/Méthode (Fond 72) .....	47

### **CHAPITRE IV : ETUDE DE L'OA5/1**

I/ Etude géotechnique de l'OA 5/1 .....	49
1/ But de l'ouvrage .....	49
2/ Campagne géotechnique relative à l'OA 5/1.....	49
3/ Résultats des reconnaissances avec commentaires .....	49
3-1/ Essais in situ .....	49
A/ Sondages carottés .....	49
B/ Sondage au pénétromètre statique .....	50
C/ Sondages pressiométriques .....	51
3-2/ Essais au laboratoire .....	51



Sondage 02.....	51
Sondage 03.....	62
Commentaires .....	71
Conclusion .....	72
Découpage retenu pour le sondage 02 .....	73
Découpage retenu pour le sondage 03 .....	74
Profil type retenu pour les calculs de l'OA 5/1 .....	75
II / Calcul des fondations de l'OA 5/1 .....	76
1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) .....	76
1-1/ Dimensionnement.....	76
1-2/ Calcul des tassements .....	77
1-2-1/ Par la méthode oedométrique .....	77
1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique.....	81
2/ Solution fondation profonde .....	83
2-1/ Calcul des pieux par la méthode du pénétromètre statique (FOND 72) .....	83
Commentaires .....	85
<b>CHAPITRE V : ETUDE DE L'OA 5/2</b>	
I/ Etude géotechnique de l'OA 5/2 .....	86
1/ But de l'ouvrage .....	86
2/ Campagne géotechnique relative à l'OA 5/2 .....	86
3/ Résultats des reconnaissances avec commentaires .....	86
3-1/ Essais in situ .....	86
A- Sondages carottés .....	86
B- Pénétromètres statiques .....	86
3-2/ Essais de laboratoire.....	87
Sondage 05 .....	87
Découpage retenu pour le sondage 05.....	93
Sondage 06.....	94
Découpage retenu pour le sondage 06.....	96
Profil type retenu pour l'OA 5/2.....	97
Commentaires .....	98
II/ Calcul des fondations de l'OA 5/2 .....	98
1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) .....	98
1-1/ Dimensionnement .....	98
1-2/ Calcul des tassements .....	99



1-2-1/ Par la méthode oedométrique .....	99
1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique .....	100
2/ Solution fondation semi-profonde .....	100
Conclusion .....	101
3/ Solution fondation profonde .....	101
3-1/ Calcul des pieux par la méthode fond 72 .....	101
Commentaire.....	101

#### **CHAPITRE VI : ETUDE DE L'OA 5/3**

I/ Etude géotechnique de L'OA 5/3 .....	102
1- But de l'ouvrage .....	102
2- Campagne géotechnique relative à L'OA 5/3 .....	102
3- Résultats des reconnaissances et commentaires .....	102
3-1/ Essais in situ .....	102
A- Sondages carottés .....	102
B- Pénétrètres statiques .....	102
C- Essais de laboratoire .....	103
Sondage 7.....	104
Découpage retenu pour le sondage 07.....	110
Sondage 9.....	110
Découpage retenu pour le sondage 09.....	115
Profil type retenu pour les calculs de L'OA 5/3.....	116
Commentaires .....	117
II/ Calcul des fondations de l'OA 5/3 .....	118
1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) .....	118
1-1/ Dimensionnement .....	118
1-2/ Calcul des tassements.....	119
1-2-1/ Par la méthode oedométrique .....	119
1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique .....	120
2/ Solution fondation profonde.....	120
2-1/ Calcul des pieux par la méthode pénétrométrique (FOND 72) .....	120
Commentaire .....	122
Conclusion et perspectives.....	123
Bibliographie	
ANNEXE	

**RESUME:**

Le sol est un milieu complexe, nécessite un traitement sérieux et une identification totale pour connaître les problèmes qui en découlent et par conséquent les solutions possibles qui évitent des désordres éventuels, une étude géotechnique détaillée de (03) sites différents situés dans la région de la radiale Oued Ouchaih a été effectuée selon l'ordre suivant :

- Interprétation des essais réalisés (essais in situ, essais au laboratoire).
- Classification du sol selon les différents paramètres.
- Détermination des profils synoptiques.
- Etablissement de la coupe géologique.
- Etablissement du profil géotechnique.
- Détermination de la nature du sol.
- Calcul des tassements engendrés par les ouvrages d'arts (ponts), à l'aide de deux méthodes (oedométrique et pénétrométrique).
- Détermination du type de fondation.
- Dimensionnement par la méthode pénétrométrique.

**MOTS CLES :**

Sol, complexe, identification, solutions, géotechnique, site, interprétation, in situ, de laboratoire, profil synoptique, géologique, ouvrage d'art, tassement, pénétrométrique, oedométrique, fondations, dimensionnement.



**Préambule :**

De manière générale, les sols proviennent de l'altération et la désagrégation des matériaux constituant l'écorce terrestre. Des éléments d'origine organique sont susceptibles de s'y ajouter.

Les sols peuvent donc être considérés comme formés de grains ou de particules dont la forme, la taille et l'arrangement diffèrent sensiblement d'un sol à l'autre.

Ils sont donc des matériaux complexes à la fois dans leur constitution et leur comportement mécanique sur lesquels se repose tout type de construction qui se compose de deux parties principales :  
« La superstructure et l'infrastructure ».

Pour connaître leur nature et leurs propriétés mécaniques. Il faut faire appel à des techniques délicates telles que forages, prélèvement d'échantillons, essais au laboratoire et essais in-situ.

# PRESENTATION ET SITUATION DU PROJET



## **I/ Présentation du sujet :**

### **1/ But du projet :**

Les ouvrages d'art sont surtout ceux entrant dans la construction d'une voie de communication ou de transport c'est à dire les ponts, les tunnels, les barrages et autres structures.

Le projet consiste à faire l'étude géotechnique complète de trois sites différents appartenants à la même région, ces sites sont destinés a recevoir des ouvrages d'art reliés par des remblais d'accès. Ces ouvrages d'art devant permettre à la radiale <<Oued Ouchaih>> :

- Le franchissement en passage supérieur de la RN38 et la voie ferrée par l'OA 5/1.
- Le franchissement en passage supérieur de la pénétrante de <<Ain-Nadja>> par l'OA5/2.
- Le franchissement en passage supérieur de Oued El-Harrach par l'OA 5/3. [4]

La géologie du site indique que le projet se situe dans une région où les sols s'avèrent de caractéristiques médiocres. Pour cela il faudra :

- Interpréter les résultats des différents essais réalisés.
- Tracer les profils synoptiques.
- Etablir la coupe géologique.
- Etablir le profil géotechnique.
- Déterminer la nature du sol.
- Estimer les tassements du sol.
- Proposer le type de fondation approprié à chaque site.
- Dimensionner ces fondations.

### **2/ Situation du Projet :**

La radiale Oued Ouchaich prend naissance de l'échangeur du carroulier, rencontre la rocade Sud non loin des quatre chemins de Kouba et aboutit à la RN1 aménagée aux alentours de Baba Ali.

## **II/ Aperçu sur la région :**

### **1/Topographie :**

Le terrain est sensiblement plat. : [4]

### **2/Géologie Régionale :**

Au point étudié, l'Oued El-Harrach coule sur la bordure occidentale de la Mitidja, pression comblée par plus de 100 m d'alluvions quaternaires.

Ces alluvions sont de nature très variée (galet, sable, argile) et peu étendues :

Ce qui explique les fréquentes variations latérales des alluvions.

Avec la carte géologique d'EL-ARBAA (carte n°22 à la 1/50.000 échelle), nous distinguons cependant les terrains suivants:

#### **A/ Les dépôts actuels :**

De nature limoneuse et correspondant aux crues récentes de l'Oued EL- Harrach. Leur épaisseur est de quelque mètre. Elles sont dénommées « Les terrasses alluviales ».

**B/ Les terrasses alluviales :**

Elles correspondent aux anciens dépôts de l'Oued El-Harrach ces dépôts sont à dominance argileuse. La topographie relativement plane a permis le dépôt des sédiments fins (argile limoneuse) dans le cours aval de l'Oued El-Harrach.

C'est dans ces formations que ce sont développées les lentilles et poches d'argile organique, de vase et tourbe.

**C/ Les marnes d'El-Harrach :**

Nous désignons sous ce terme les alluvions les plus anciennes de la Mitidja.

Ces marnes englobent réellement un ensemble alluvial composé de fréquentes passées sableuses et graveleuses ainsi que des argiles denses carbonatées.

Ces argiles sont bien connues à l'affleurement de part et d'autre de l'Oued El-Harrach. Elles renferment de nombreuses concrétions blanchâtres et sont de couleur ocre à jaunâtre. Ces marnes, sables et graviers ne semblent pas renfermer des passées organiques. Ces niveaux malgré leurs hétérogénéités peuvent être considérées comme substratum relatif pour les besoins des études géotechniques.

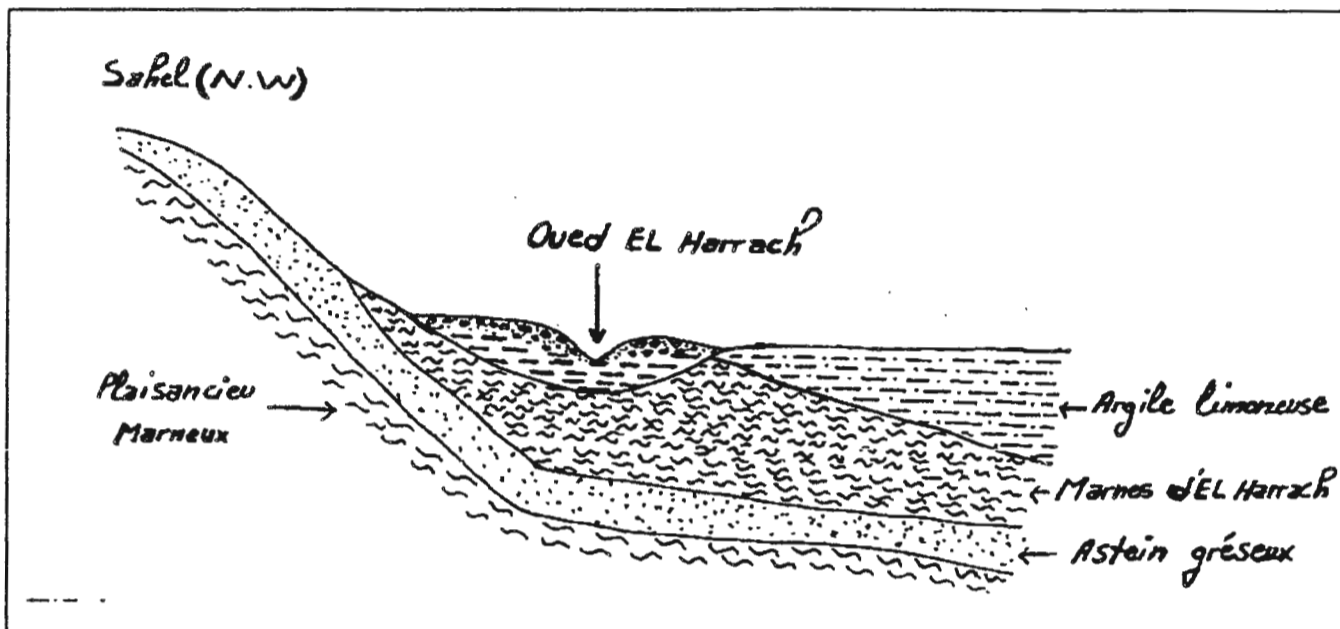
**D/Structure géologique d'ensemble :**

Fig 1 : Coupe géologique de l'ensemble

**3/ Hydrogéologie :**

La radiale Oued Ouchaich se trouve dans la plaine de la Mitidja, cette plaine est constituée d'alluvions récentes est bordée au Sud par l'Atlas Tellien, la limite Nord est constituée par les embouchures de l'Oued Hamiz et de l'Oued el Harrach.

Cette situation géographique confère à la zone du radiale Oued Ouchaih le mécanisme hydrologique suivant :



Au pied de l'Atlas, les terrains alluvionnaires sont partout perméables.

En temps normal, toutes les eaux de pluie et les petits filets d'eau des Oueds s'infiltrent immédiatement. Plus on s'éloigne de la montagne plus les dépôts alluvionnaires deviennent plus fins et par conséquent de moins en moins perméables.

Les pentes des nappes devraient augmenter pour assurer l'écoulement des eaux, mais simultanément, la pente du sol diminue. Il en résulte que ces nappes affleurent rapidement et qu'une partie notable de leur débit s'écoule par les Oueds qui recourent la basse plaine ou s'évapore par les marécages.

Les couches perméables profondes d'allure toujours plus ou moins lenticulaire se tiennent généralement des nappes artésiennes.

CHAPITRE I :  
ETUDE GEOTECHNIQUE  
DES TROIS SITES

**I/ Définition de la Géotechnique :**

La géotechnique est la discipline qui étudie le comportement de terrains en relation ou non avec des ouvrages. Pour cela on doit s'appuyer entre autre sur les différentes sciences de la terre suivantes : géologie, géographie, hydrologie, mécanique des roches et mécaniques des sols.

La géotechnique est la discipline qui tente la synthèse des informations nécessaires pour résoudre les problèmes appliqués que la pratique de la construction rencontre pour chaque nouveau site, pour chaque nouvelle structure, elle fait appel à la géologie pour établir le schéma géométrique le plus proche de la réalité du sol et pour la détermination des conditions aux limites du problème mécanique.

Elle fait appel à la mécanique des sols et à la mécanique des roches pour la définition du modèle de comportement des matériaux rencontrés. Le but final étant la résolution d'un problème d'équilibre statique de déformation sous charges ou de dynamique posé par nos structures ou par la nature comme dans le cas des glissements de terrains ou des séismes. [7]

**II/ Définition d'une Reconnaissance des sols :****1 / Définition générale :**

La reconnaissance d'un sol doit mettre en évidence la configuration des différentes couches de sol, de déterminer le dimensionnement des fondations afin de minimiser le coût global de l'ouvrage et ceci après les investigations réalisées sur le site. [2]

**2/ But de la reconnaissance :**

En générale, la reconnaissance des données de base qui sont fournies par le maître d'ouvrage concernant le site c'est à dire le lieu, l'adresse et éventuellement un plan de situation précis raccordé aux repères NGA ou à des repères existants (bornes kilométriques, habitation...), de l'ouvrage c'est-à-dire sa nature, sa description sommaire, le plan de masse et les descentes des charges, permettent de définir les investigations du sol. La reconnaissance doit mettre en évidence toute la structure du sol au voisinage de l'ouvrage.[2]

Dans le cas général, étudier un sol, c'est rechercher les propriétés physiques, chimiques et mécaniques en vue de fournir au projeteur les éléments dont il aura besoin pour dimensionner géométriquement, mécaniquement voir économiquement, les structures qu'il se propose d'édifier .cette étude doit être établi conjointement par deux ingénieurs : géologue et géotechnicien.

Le géologue doit renseigner le géotechnicien sur les points suivants :

- Nature et disposition des couches nécessaires.
- Continuité de ces couches.
- Présence ou absence des cavités souterraines.
- Présence et niveau de la nappe d'eau et ses fluctuations.

La recherche de ces paramètres permet à l'ingénieur géotechnicien de chiffrer le comportement des sols.

L'anatomie du bloc diagramme suivant fournit des renseignements précieux pour les ingénieurs chargé de l'étude, et leur indique les différents moyens de reconnaissance pour sa réalisation.[2]

(Tableau I)



Tableau I:

Moyens	Renseignements fournis	Observations
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Archives, photos aériennes.</li> <li>-Cartes géologiques et topographiques.</li> <li>-Levé superficiel.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Permet de rédiger le premier rapport.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Consultation indispensable orientant l'étude.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Puits et tranches de reconnaissance.</li> <li>-Tarière à main.</li> <li>-Tarière mécanique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Observation directe des couches.</li> <li>-Identification visuelle des sols.</li> <li>-Détermination du niveau d'eau.</li> <li>-Observation des différentes couches.</li> <li>-Prélèvement d'échantillons remaniés.</li> <li>-Niveau de la nappe.</li> <li>-Même que la tarière à main mais profondeur d'investigation plus grande, même dans les sols compacts.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Permet de faire des prélèvements intacts, et les essais en fond de fouille.</li> <li>-Inefficace dans les sols compacts.</li> <li>-Permet la mise en œuvre d'essai in situ (scissomètre pressiomètre).</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Prospection géologique électrique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Permet de définir la géométrie des couches.</li> <li>-Efficace dans les sols stratifiés horizontaux sur un substratum horizontal.</li> <li>-Permet de repérer les nappes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Inefficace si canalisation lignes haute tension.</li> </ul>

Sismique	-Permet de définir la géométrie des couches.	- Adaptée à la recherche des substratums résistants.
Pénétrromètre dynamique	-Observation de la qualité des couches. -Détection d'un substratum différencié des couches supérieures.	-Ne jamais utiliser comme seule reconnaissance dans les sols non identifiés -Inefficace en présence d'eau.
Pénétrromètre statique	-Reconnaissance rapide. -Résistance de pointe. -Frottement latéral local. -Recherches des hétérogénéités. -Détermination de l'épaisseur des différentes couches. -Estimation de la compressibilité.	- Reconnaissance utile dans les sols cohérents ou si l'on désire mettre en œuvre des pieux ou fondations profondes.
Pressiomètre	Ep (module pressiométrique) Lp (pression limite)	-Essai adapté à tous les calculs d'ouvrage d'après son constructeur. -Mise en œuvre délicate dans les forages réalisés.
Piézomètres	-Observations des variations des niveaux phréatiques.	-Peuvent se mettre en œuvre dans n'importe quel forage (tarière) à main, mécanique, carottage, pénétrations dynamiques, ou statiques assure que la protection des surfaces est de bonne qualité et les entretenir.
Sondages carottés	-Géométrie des couches. -Prélèvement intact. -Niveau d'eau. -Perméabilité en place des sols.	-Long à mettre en œuvre. -Technique délicate nécessitant un matériel approprié suivant les sols à prélever.

**III/ METHODES DE SONDAGE PAR FORAGES ET PRELEVEMENTS :****1/ Exécution des forages :**

Les forages peuvent être classés en deux catégories :

- Les forages de grande section, c'est-à-dire les puits et éventuellement les tranchées.
- Les forages de petite section.

Les premiers sont réalisés avec les moyens ordinaires de terrassement.

Ils permettent l'observation directe des sols traversés ainsi que le prélèvement d'échantillons.

Les seconds sont réalisés à l'aide d'appareils spéciaux de perforation qui ramènent à la surface des échantillons intacts ou remaniés des sols traversés.

Lors de l'exécution de forages sous une nappe, il peut être utile d'effectuer des prélèvements d'eau, en vue de rechercher l'existence d'une éventuelle agressivité vis-à-vis des ouvrages. [2]

**2/ Etablissement de la coupe de sondage :****2.1. Relevé des niveaux :**

Au cours du sondage, les niveaux de séparation des différentes couches ainsi que les niveaux haut et bas des vides éventuellement rencontrés, sont repérés par rapport au niveau du sol. Ils sont par la suite rattachés au nivellement général de l'Algérie ou à une base de nivellement couramment employé dans les régions correspondantes. [2]

**2.2. Identification des sols :**

Au fur et à mesure de la perforation, les sols extraits sont paraffinés soigneusement pour permettre une identification ultérieure. Les renseignements suivants sont cependant notés immédiatement : [2]

- Côte de prélèvement.
- Dénomination provisoire donnée au sol par le sondeur.
- Couleur et odeur.
- Consistance du sol.
- Pourcentage de carottage.

**2.3. Prélèvement d'échantillons remaniés :**

Les précautions à prendre avant tout prélèvement d'échantillons. Il est procédé au nettoyage de la surface sur laquelle le prélèvement est prévu. Les matériaux qui pourraient provenir d'autres couches ou qui auraient pu être broyés par les outils de perforation sont éliminés de façon à conserver la granulométrie du sol en place.

Les quantités d'échantillons prélevés doivent être suffisantes pour permettre l'exécution des essais prévus en laboratoires. [2]



**2.4. Prélèvements d'échantillons intacts :****2.4.1. Précautions à prendre avant prélèvement :**

Lorsque l'on prélève un échantillon intact dans un sondage, ce prélèvement doit être fait à un niveau inférieur à celui du fond du sondage.

La portion du sol remanié en fond de sondage doit être curée avec soin. [2]

**2.4.2. Renseignements à fournir lors du prélèvement :**

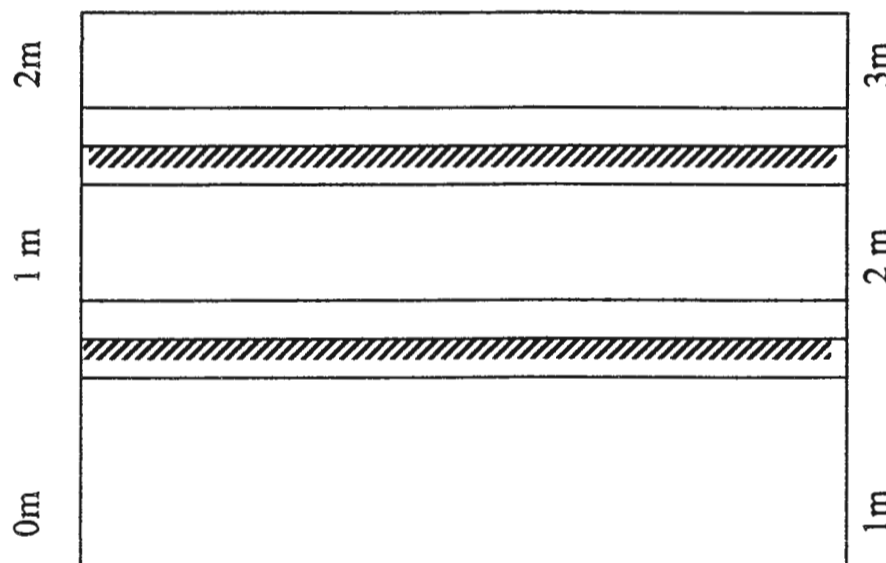
Pour chaque prélèvement, l'entrepreneur établit une fiche d'essai qu'il remet au maître de l'ouvrage après y avoir porté les indications suivantes :

- Référence du chantier.
- Entreprise chargée du prélèvement.
- Numéro de sondage.
- Date du prélèvement.
- Niveau de prélèvement.
- Type et caractéristiques de l'essai.
- Observations sur les difficultés rencontrées au cours des opérations de prélèvement et notamment précautions prises du fait de la présence d'eau dans les forages. [2]

**2.4.3. Conservation et transport des échantillons :**

L'ingénieur ou (l'entrepreneur) doit mentionner la partie haute et la partie basse de l'Echantillon (carotte)

On met les échantillons dans des caisses et on les ramène au laboratoire pour effectuer des essais d'identification et des essais mécaniques. [2]



**Fig 02 : Exemple sur l'une des caisses**

**2.5. Rapport de forage présentations des coupes :**

Pour chaque forage l'ingénieur établit un rapport qu'il remet au maître de l'ouvrage.  
Ce rapport mentionne en particulier :

- La désignation du chantier.
- Le nom de l'entreprise chargée de la reconnaissance.
- La situation du forage par rapport à un système de référence parfaitement défini et son inclinaison éventuelle par rapport à la verticale descendante.
- La date du début et de la fin du forage.
- La ou les méthodes de perforation avec leur zone d'utilisation.
- Le ou les diamètres du trou.
- Les mesures prises pour la protection du trou aux différents niveaux.
- Les niveaux entre lesquels les échantillons ont été prélevés.
- Le type d'appareil de prélèvement utilisé.
- La coupe de forage avec dénomination et représentation symbolique de la nature des sols traversés.
- Les observations concernant la position du ou des plans d'eau. [2]

CHAPITRE II :  
RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE  
EFFECTUEE ET CLASSIFICATION  
DES SOLS



## **I/ ESSAIS IN SITU :**

### **1/ Définition :**

Reconnaître un sol, c'est définir d'une part, sur une certaine profondeur la nature géologique des différentes couches qui le composent, et déceler la présence d'une nappe éventuelle, et déterminer d'autre part, les différents paramètres qui permettent de prévoir son comportement sous les charges qui lui seront apportées par l'ouvrage. [1]

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différents stades d'essais d'étude des ouvrages. Ils permettent d'obtenir à un coût raisonnable des renseignements sur le comportement mécanique des sols. [8]

Les sites favorables sont recherchés en premier lieu par l'examen des cartes des « photographies aériennes » et « des cartes géologiques » : [1]

- 1-Essai de pénétromètre statique.
- 2-Essai de pénétromètre dynamique.
- 3-Essai de pénétromètre normalisé (SPT).
- 4-Essai de pressiomètre.

### **2/Essai de pénétration statique :**

Les pénétromètres statiques sont des appareils en forme de pieu élancé qui permettent d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde). Des tiges de 30 à 100 mm de diamètre, finissant par une pointe conique, dans le sol étudié à l'aide d'un vérin.

Ils conçus pour mesurer séparément la réaction des couches traversées sous la pointe (Résistance à la pointe) et le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale [2][9].

On distingue en général deux catégories d'appareils de pénétromètre :

- pénétromètre à cône fixe.
- pénétromètre à cône mobile.

Le type de pénétromètre qu'il a été réalisé dans notre projet et cel à cône mobile en particulier le type GOUDA. Dans ce type d'appareil l'effort de pointe  $Q_p$  est mesuré en progressant le cône, alors que le fut qui reçoit l'effort de frottement latéral  $Q_f$  est reste constants, il permet donc de mesurer d'une façon discontinue et séparée les efforts de pointe et de frottement latéral.

Les caractéristiques de l'appareil GOUDA sont :  
- Pointe :  $\varnothing = 35.7\text{mm}$ , Angle  $60^\circ$ , Section  $10\text{ cm}^2$ .  
- Effort total maximal : 180 KN.  
- Résistance de pointe maximale : 60 bars. [9]

Les résultats sont représentés sur un diagramme qui donne, en fonction de la profondeur, la résistance de la pointe unitaire  $Q_c$  (bars) ainsi que le frottement latéral total cumulé entre la surface du sol et la profondeur considérée [1][15].

- La valeur du frottement latéral moyen  $F_s$  :

$$F_s = \frac{Q_f}{S_l} \quad [17] \quad \text{Où : } \begin{array}{l} Q_f : \text{l'effet de frottement} \\ S_l : \text{la surface latérale totale du tube extérieur} \end{array}$$

- La résistance du pointe  $Q_c$  ou  $R_p$  :

$$Q_c = R_p = \frac{Q_p}{S_p} \quad [17] \quad \text{Où : } \begin{array}{l} Q_p : \text{l'effort de pointe ou la charge appliquée sur la tige} \\ S_p : \text{la section maximum du cône.} \end{array}$$

- Détermination de la cohésion ( $C_u$ ) : [9]

$$C_u = R_p - \alpha Q_p / \alpha$$

$C_u$  : la cohésion.

$R_p$  : la résistance de pointe pour un pénétromètre dont le cône n'a pas de manchon solidaire.

$\alpha$  : facteur de cône liée aux caractéristiques du sol.



Une identification qualitative de la nature du sol basée sur la résistance de pointe et l'effort total donnée par [4] est représentée dans le tableau suivant :

Identification qualitative de la nature des sols à partir de la Résistance de pointe et de l'effort total :

	Rp	Nature	Résistance de pointe (Rp)	Effort total (Rt)	Observations
Sols fins peu consistants	Rp < 10 bars	Vase	Rp augmente peu avec la profondeur z	Rt varie peu	Nécessité de mesures précises Exple : Emploi d'une pointe électrique
		Tourbe		Rt croit très légèrement avec z	
		Argile molle		Rt croit avec z	
Sols fins consistants	10 < Rp < 30 b	Limon	Rp varie peu avec z	Rt croit très légèrement avec z	En présence de graviers ou cailloux Rp peut présenter une courbe en « dents de série »
		Argile	Rp croit légèrement avec z	Rt croit linéairement avec z	
Sols grenus	20 < Rp < 30b	Sable lâche	Rp croit légèrement avec z	Rt varie légèrement avec z	Rp et Rt peuvent présenter des variations dues à l'hétérogénéité ou à la variation de compacité du sable à la présence de graviers
		Sable compact	Rp pratiquement constant en fonction de z	Rt reste pratiquement constant	
Sols carbonatés	10 < Rp < 60b	Craie	Rp croit avec z	Rt varie peu avec z	Rp et Rt très fortement influencées par la présence de nodules dans les craies molles
		Marne	Rp croit avec z	Rt croit avec z	Rt sensible à l'augmentation de la compacité (forme parabolique)



**3/ Essai de pénétration dynamique :**

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à son enfoncement [17].

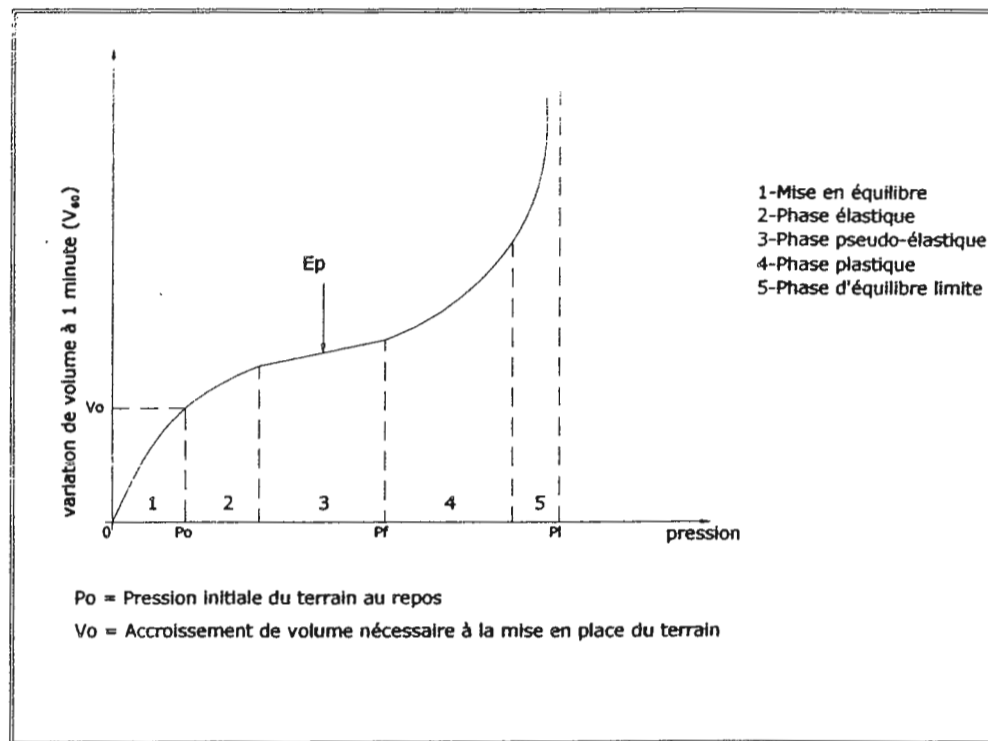
Pour une énergie de battage constante, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné S, et on reporte les résultats sur un « Pénétrogramme dynamique ». [17]

**4/ Essai Pressiométrique :**

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain grâce à une sonde descendue dans un avant-trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante.

On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule centrale.

On reporte les résultats des mesures sur un diagramme de chargement ou courbe pressiométrique. En abscisse figurent les pressions P lues au nanomètre et on ordonnée la variation de volume correspondante V.



Le module pressiométrique  $E_p$  correspond à la phase de déformation pseudo-élastique, il est donné par la formule suivante :

$$E_p = 2(1 + \nu) [V_s + (V_1 + V_0) / 2] (P_1 - P_0) / (V_1 - V_0)$$

$V_s$  : est le volume initial de la sonde ( $593\text{cm}^3$ ).

$\nu$  : est le coefficient de poisson.

$(P_0, V_0)$  et  $(P_1, V_1)$  sont respectivement les points de début et fin de la phase pseudo-élastique. [9]

L'essai permet aussi de déterminer : la pression de fluage  $P_f$  (ou limite élastique), le coefficient de fluage, et pression naturelle au repos.

**Classification des sols à partir d'essai presiométrique :**

L'étude permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté.

Les valeurs de  $E_p$  et de  $P_L$  donnent le type de sol.

Le rapport  $E_p/P_L$  est une caractéristique du type de sol étudié, le tableau ci-dessous indique les valeurs du rapport  $E_p/P_L$  :

Type	Nature	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier
Sur consolidé		>15	>14	>12	>10
Normalement consolidé		8-15	8-14	7-12	6-10
Sou consolidé		5-8	5-8	4-7	3-6
Altéré ou remanié		<5	<5	<4	<3

**II/ ESSAIS D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES PHYSIQUES DU SOL :**

**1/ TENEUR EN EAU :**

la teneur en eau d'un sol est le rapport entre le poids de la quantité d'eau contenue et le poids des grains solides contenus dans le même volume, on a donc : [1],[2]

$$W = \frac{\text{Poids eau } (W_w)}{\text{Poids sol sec } (W_s)} \times 100$$

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont la variation modifie toutes les propriétés physiques du sol.

La classification adoptée en fonction de ce paramètre est [4] :

W	Etat
01-25%	Légèrement humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	Détrempé
100 %	Saturé

On peut avoir l'état du sol connaissant la valeur de la teneur en eau :

Sable	2 à 15 %
Limon	10 à 30 %
Argile moyenne à raide	20 à 50 %
Argile molle	50 à 100 %
Vases et Tourbe	80 à 300 %

La connaissance de la teneur en eau avec d'autres caractéristiques, permet d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol, ces caractéristiques sont :

- **Degré de saturation  $S_R$  :**

C'est le rapport du volume d'eau sur le volume des vides d'un sol [7] :

$$S_R = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

- **La Porosité  $n$  [7] :**

$$n = \frac{V_v}{V} \text{ Sans dimension}$$

La porosité est comprise entre 0 et 1 ( $0 << n << 100\%$ )

- **Indice des vides [7] :**

$$e = \frac{V_v}{V_s} \text{ Sans dimension}$$

L'indice des vides donne en première approximation une idée de la structure, en indiquant la structure du sol, si cette dernière est lâche ou serrée. [15]

La classification des sols selon l'indice des vides est donnée comme suit : [15]

Sable	0.5 à 1
Limon	0.4 à 1
Argile Compacte	0.3 à 0.5
Argile moyenne	0.5 à 1
Argile molle, vase	1 à 4

On caractérise l'état de compacité d'un sol grenu par sa Densité Relative  $D_r$  définie par :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad [15][16]$$

Où :

$$D_r = \frac{\gamma_d \max}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_d \min}{\gamma_d \max - \gamma_d \min} \quad [15]$$

Avec :

$e_{\min}$  : indice des vides du sol dans l'état le plus serré.

$e_{\max}$  : indice des vides du sol dans l'état le plus lâche.

$e$  : indice des vides du sol en place.

$\gamma_d \min$  et  $\gamma_d \max$  : poids spécifiques secs minimum et maximum du sol mesurés à l'aide d'essais normalisés.

( $e_{\min}$  : indice des vides correspondant à  $\gamma_d \min$ ).

**2/ DENSITES :**

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente, densité déjaugée). [1][2]

• **La densité humide  $\gamma_h$  :**

Est le poids de l'unité de volume d'eau comprise :

$$\gamma_h = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a} \quad [2][10]$$

$\gamma_h$  : poids volumique humide .

$\gamma$  : Poids volumique du sol à l'état naturel.

Une classification des sols selon la densité humide est suivante : [15]

Sable	17 à 20 KN/M <sup>3</sup>
Argile	16 à 22 KN/M <sup>3</sup>
Tombe	13 à 17 KN/M <sup>3</sup>

• **La densité sèche  $\gamma_d$  :**

Est le poids de sol par l'unité de volume exempte d'eau interstitielle :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_w + V_a} \quad [2][10]$$

Une classification des sols selon la densité sèche est donnée par [15] :

Sable	14 à 18 KN/M <sup>3</sup>
Argile	10 à 20 KN/M <sup>3</sup>
Tourbe	03 à 10 KN/M <sup>3</sup>

$\gamma_h$  et  $\gamma_d$  sont des poids spécifiques apparents relier par la corrélation suivante :

$$\gamma_h = \gamma_d (1+w) \Rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w} \quad [2]$$

• **Le poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  :**

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad [10]$$

• **Le poids volumique de l'eau  $\gamma_w$  :**

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 9,81 \text{ KN/m}^3 \approx 10 \text{ KN/m}^3 \quad [10]$$



- Le poids volumique du sol à saturation  $\gamma_{sat}$  :

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} \quad [10]$$

Poids volumique humide quand  $S_r=100\%$  (il n'y a plus d'air dans les interstices du sol et  $V_w=V_v$ ).

- Le poids volumique déjaugé  $\gamma'$  :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad [10]$$

Le tableau ci-après donne e, W,  $\gamma_d$  et  $\gamma_h$  pour quelques sols type saturés : [16]

Type de sol	e	W	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )
1. Sable lâche (grains de même dimension)	0.85	32	14.3	18.9
2. Sable serré (grains de dimensions très différentes)	0.51	19	17.5	20.9
3. Sable lâche (grains de dimensions très différentes)	0.67	25	15.9	19.9
4. Sable serré (grains de même dimension)	0.43	16	18.6	21.6
5. Argile glaciaire molle	1.2	45	12.2	17.7
6. Argile glaciaire raide	0.6	22	17.0	20.7
7. Argile molle peut organique	1.9	70	9.3	15.8
8. Argile molle très organique	3.0	110	6.8	14.3
9. Argile montmorillonitique très molle (bentonite)	5.2	194	4.3	12.7

### 3/ GRANULOMETRIE :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. [7]

Elle comprend deux opérations :

- Le tamisage, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieur ou égale à 80  $\mu\text{m}$
- La sédimentométrie pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieur à 80  $\mu\text{m}$ . La sédimentométrie est basée sur la loi de « Stokes » qui donne la vitesse limite d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux.

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \mu} \cdot D^2 \qquad D = \sqrt{\frac{18 \mu}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot V} \quad [18]$$

Où :

- V : Est la vitesse de décantation de la particule en cm/s  
 $\gamma_s$  : Poids spécifique des grains solides (KN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$  : Poids spécifique de liquide (KN/m<sup>3</sup>)  
 $\mu$  : La viscosité du liquide (Pa/s)  
D : Diamètre équivalent (en cm)

L'analyse granulométrique se traduit par courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme : [7]

« Le coefficient d'uniformité :

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

« Le coefficient de courbure :

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

On désigne par  $D_n$  la dimension à laquelle sont inférieurs n% des grains, en poids.

$D_{10}$  : représente le diamètre tel que 10 % du poids des grains ont un diamètre plus petit que lui, il est appelé diamètre efficace.

$D_{30}$  et  $D_{60}$  sont définis d'une manière similaire.

Les classes granulométriques définies par Atterberg en 1905, les diamètres « d » des particules étant les suivants : [7]

Sol	Diamètre		
Cailloux	d	>	20 mm
Graviers	2 mm	<	d < 20 mm
Gros sable	0,2 mm	<	d < 2 mm
Sable fin	0,02 mm	<	d < 0,2 mm
Limon	0,002 mm	<	d < 0,02 mm
Argile	d	<	0,002 mm

D'après [6] on a :

Sol	Diamètre	
Argile	0	à 0,002 mm
Limon	0,002 mm	à 0,02 mm
Sable (fin et Grossier)	0,02 mm	à 2 mm
Gravier	2 mm	à 20 mm
Cailloux	20 mm	à 200 mm

**4/ EQUIVALENT DE SABLE :**

L'essai d'équivalent de sable est un essai empirique très simple permettant d'évaluer la proportion relative d'éléments fins et d'éléments grenus. Ou la partie de sable propre et vrai contenu dans un sol, Il se pratique sur les éléments de taille inférieure à 5mm.

Un échantillon de 120gr de matériau sec (<5mm) est placé dans une éprouvette contenant de l'eau et un défloculant. [10] [14]

On détermine deux ES:

A l'aide du piston:

$$ES_p = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

Et visuellement:

$$ES_v = \frac{h'_2}{h_1} \times 100$$

$h_1$  : hauteur du niveau supérieur du floculat par rapport à la base.

$h_2$  : hauteur de la partie sédimentée avec usage du piston par rapport à la base.

$h'_2$  : hauteur de la partie sédimentée sans usage du piston par rapport à la base.

On a toujours  $ES_p < ES_v$

La valeur prise en compte est la valeur moyenne des deux ES.

L'essai est interprété de la manière suivante : [10]

ES=0	Argile pure
ES=20	Sol plastique
ES=40	Sol non plastique
ES=100	Sable pure et propre

Ou encore : [14]

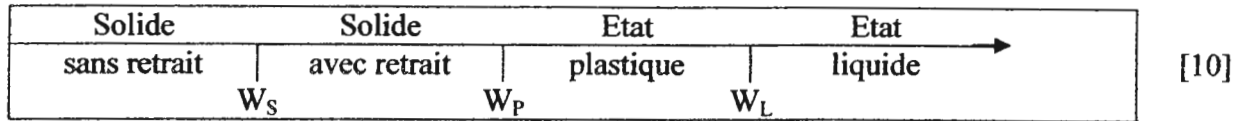
TYPE DE MATERIAUX	ES
Sable pur	100
Sable propre pour béton	>80
Grave pour couche de base	>35 à 40
Grave pour couche de fondation	< 30 à 35
Sable argileux	< 35
Argile	0

**5/ LES LIMITES D'ATTERBERG :**

Le sol fin pourra passer d'un état « solide » à un état « liquide », quand sa teneur en eau augmente ; le comportement intermédiaire est celui de l'état plastique.

La consistance d'un sol va donc varier en fonction de la teneur en eau. On définit des limites arbitraires pour qualifier ces différents états. Ces limites sont pour des teneurs en eau croissantes :

- La limite de plasticité  $W_p$  qui sépare l'état solide de l'état plastique ;
- La limite de liquidité  $W_L$  qui sépare l'état plastique de l'état liquide.
- La limite de retrait  $W_s$  entre un état solide sans retrait d'un état solide avec retrait.



▪ **La limite de liquidité  $W_L$  :**

La limite de liquidité  $W_L$  est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture en 25 chocs, elle est traduite par la relation suivante :

$$W_L = w \left( \frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

Où :  $W_L$  : la limite de liquidité.

- $w$  : Teneur en eau du mortier pris des deux lèvres au voisinage de la fermeture .
- $N$  : Nombre de coups correspondant à la fermeture sur 1 cm.

Elle est déterminée au laboratoire en utilisant la boîte de Casagrande qui contient une coupelle de section normalisée le  $N$  est compris entre 15 et 35. [10]

▪ **La limite de plasticité  $W_p$  :**

A partir d'une boulette d'échantillon qu'on roule sur un marbre à la main ou avec une plaque on forme un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm. Par convention la limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau soulevé par le milieu de 1 à 2 cm se fissure. [14]

Donc, par définition, la limite de plasticité d'un mortier est la teneur en eau exprimée en (%) du poids du matériau sec du rouleau qui se brise au moment où son diamètre atteint 3 mm. [3]

▪ **L'indice de plasticité  $I_p$  :**

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. [2] [6]

$$I_p = W_L - W_p$$

Il permet de définir le degré de plasticité d'un sol. [10]

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



▪ **L'indice de consistance  $I_c$  :**

L'indice de consistance, ou teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et la plasticité. Il donne une idée de la structure des argiles du sol. [6] [10]

$$I_c = \frac{W_L - w}{W_L - W_P}$$

Ou :

$$I_c = \frac{W_L - w}{I_p}$$

▪ **L'indice de liquidité  $I_L$  :**

L'indice de liquidité est le complément à 1 de l'indice de consistance :

$$I_L = \frac{w - W_P}{I_p} = 1 - I_c \quad [2][10]$$

▪ **L'activité des argiles  $A_c$  :**

Par définition l'activité des argiles est le rapport de l'indice de plasticité sur la teneur en argile en échantillon [18].

La teneur en argile est celle définie comme le pourcentage des éléments de dimension inférieure à 2  $\mu$ . [10]

$$A_c = \frac{I_p}{C} \quad [18]$$

Parmi les trois limites d'Atterberg, c'est la limite de liquidité qui varie le plus avec la nature du sol. Citons les ordres de grandeurs suivants [16] :

Sol	$W_L$
Sable argileux	15-40
Vase	30-100
Limon	50-100
Marne	40-90
Argile sableuse	50-150
Argile	80-180
Tourbe	120-150
Colloïdes	250-600

▪ **L'indice de plasticité  $I_p$  :**

LEONARD a donné la classification suivante : [4]

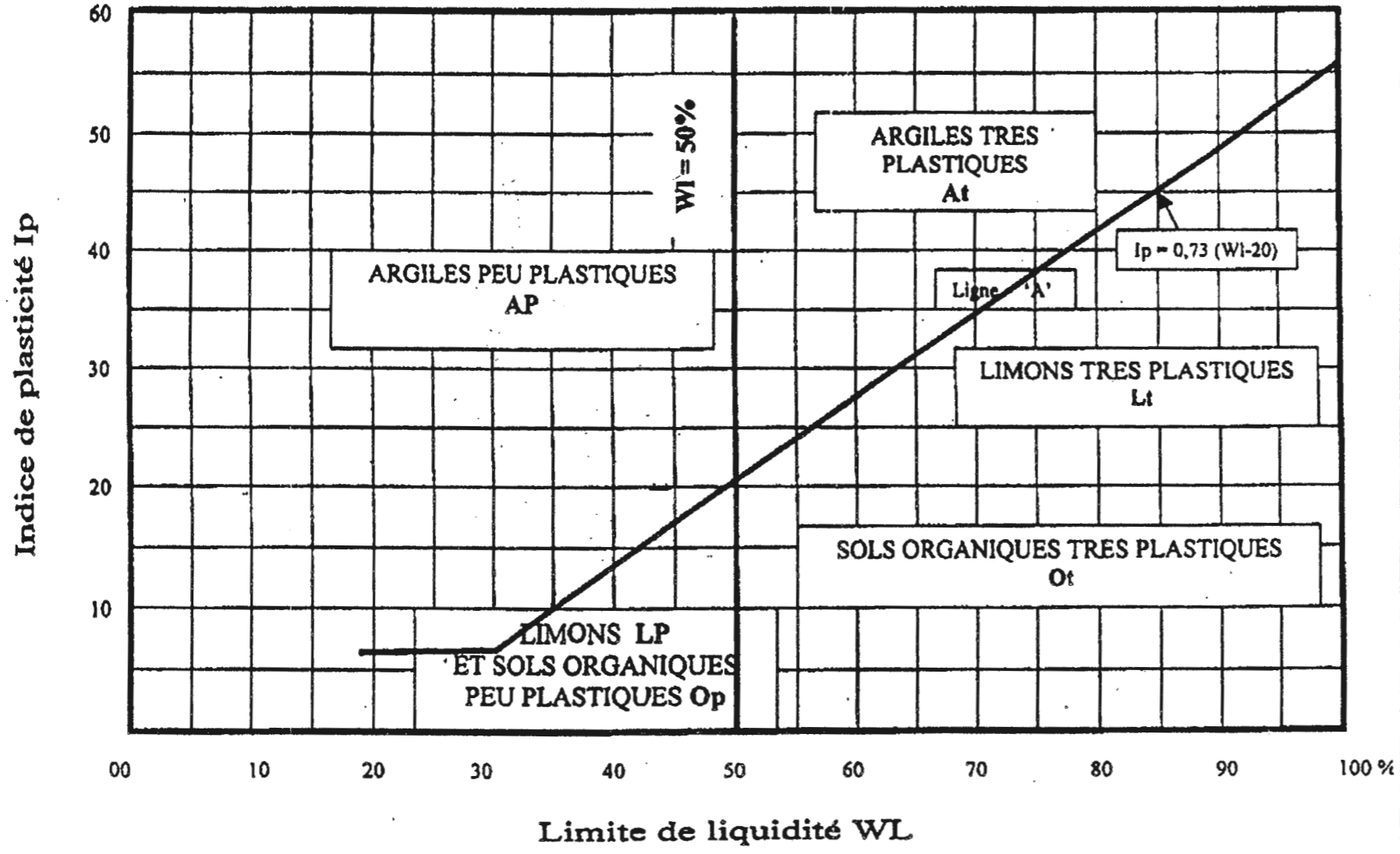
0 - 5	Sol non plastique
5 - 15	Sol moyennement plastique
15 - 40	Sol Plastique
> 40	Sol Très plastique

Les classifications les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC des sols grenus et le diagramme de plasticité (ou de Casagrande).

Tableau III : [16]

CLASSIFICATION L.P.C DES SOLS GRENUS (plus de 50 % des éléments > 0.08 mm)					
Définitions		Symboles	Conditions	Appellations	
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0.08 mm Ont un diamètre > 2 mm	Moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	Gb (Gw)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$  Et $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre bien graduée
			Gm (Gp)	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12 % des éléments < 0.08 mm	GL (GM)	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0.08 mm Ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	Sb (Sw)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$  Et $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
			Sm (Sp)	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12 % des éléments < 0.08 mm	SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux
Lorsque : 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole					

Classification de laboratoire des sols fin  
-Diagramme de plasticité-





**III/ESSAIS MECANIQUES :**

**1/ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE :**

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de la rupture. [3]

L'essai de cisaillement à la boîte est un essai rapide, non coûteux, destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol. C'est-à-dire la cohésion C et l'angle de frottement  $\phi$ . [18]

Sur un graphique représentant la courbe « Contrainte-déformation » cette courbe obtenue est approximativement une droite appelée : « Droite Intrinsèque », l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé  $\phi$  et l'ordonnée à l'origine est appelée C, l'équation de la droite est : [18]

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

Elle exprime la loi de Coulomb, dans le cas des sols pulvérulents ; C=0 et l'équation de Coulomb devient : [18]

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$$

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement.[18]

La demi boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte supérieure, et un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon..[18]

On distingue deux contraintes :

L'une normale :

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

A : Etant la section de l'éprouvette.

Et l'autre tangentielle (contrainte de cisaillement) notée  $\tau$  :

$$\tau = \frac{T}{A}$$

T : effort horizontal.

L'essai de cisaillement à la boîte ou rectiligne est très utilisé à cause de sa simplicité dans l'exécution, Le calcul et l'interprétation.

Ses inconvénients principaux sont :

- Le plan de rupture horizontal imposé.
- L'impossibilité de faire des mesures de la pression interstitielle U.
- La vitesse est constante.

Dans le cas des sols cohérents, on étudie en général des échantillons saturés, mais pour une étude de remblai, on peut avoir des échantillons non saturés, qu'il ne faut pas consolider donc on peut réaliser des essais (CD, CU, UU) [18]

Le type d'essai est choisi selon le type de sol, son utilisation à court ou à long terme.

## **2/ ESSAI TRIAXIAL :**

L'essai triaxial permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol, celle-ci s'exprime par la relation : [1] [2]

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

Où : C : est la cohésion.

$\varphi$  : est l'angle de frottement interne.

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, à un champ de contraintes uniforme qui a pour composantes :

- \*Une pression hydrostatique  $\sigma_3$ , appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule.
- \*Une contrainte axiale ou déviateur ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à faire croître le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique restant constante.

Trois types d'essai peuvent être effectués à l'appareil triaxial :

- \*Essai consolidé-drainé (CD).
- \*Essai consolidé-non drainé (CU).
- \*Essai non consolidé-non drainé (UU). [1] [2]

L'essai est plus complexe que le cisaillement rectiligne, donne des résultats plus précis, reflète plus la réalité et présente beaucoup d'avantages, la rupture est quelconque n'est pas imposée, il permet la réalisation de tous les types d'essais avec mesures de la pression interstitielle, la vitesse de drainage est contrôlée.

Ses inconvénients sont : le coût élevé et la réalisation un peu complexe.

### **A/ Essai Consolidé Drainé (CD) :**

L'essai donne des caractéristiques intergranulaires du sol, les paramètres  $C'$  et  $\varphi'$  permettent d'effectuer des études de stabilité à long terme.

La résistance au cisaillement du sol dépendra essentiellement des contraintes effectives, contraintes supportées uniquement par les grains solides.

Cette résistance au cisaillement aura pour expression : [2]

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

Où :  $C'$  et  $\varphi'$  sont des paramètres de cisaillement drainé se rapportant aux contraintes effectives.

Pour les sols pulvérulents, la droite intrinsèque passe par l'origine ( $C'=0$ ) donc : [2]

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

**B/ Essai Consolidé non drainé (CU) :**

Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression hydrostatique  $\sigma_3 = \sigma_c$ , puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé, sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol. En fonction de la pression de consolidation, à partir des caractéristiques  $C_{cu}$  et  $\varphi_{cu}$ . En outre, en mesurant la pression interstitielle.

On détermine en cours de cisaillement les caractéristiques intergranulaires ou effectives  $C'$  et  $\varphi'$  des sols saturés, sans avoir recours à l'essai consolidé drainé. Toujours très long lorsque le sol est peu perméable. [2]

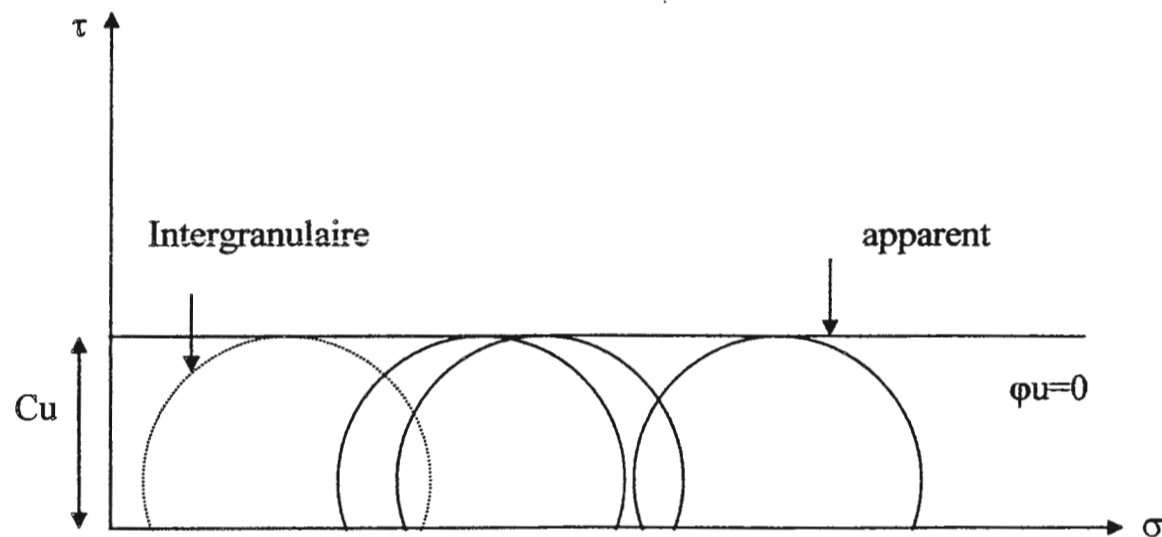
**C/ Essai non Consolidé non drainé (UU) :**

L'essai non consolidé non drainé correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression hydrostatique  $\sigma_3$  et le cisaillement sont effectués à drainage fermé.

La résistance au cisaillement est alors : [18]

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

Quand le sol est saturé, l'échantillon est consolidé dans la cellule triaxial sous la contrainte  $\sigma_c$ , c'est-à-dire qu'il est soumis à  $\sigma_3 = \sigma_c$ , tout drainage ouvert jusqu'à dissipation complète de la pression interstitielle. On ferme ensuite le drainage et on applique une augmentation de pression isotrope  $\Delta\sigma_3$  avant l'écrasement. [2]



**Fig 03 : Courbe intrinsèque d'essai non consolidé non drainé.**

La courbe intrinsèque apparente est donc une droite parallèle à l'axe des  $\sigma$ . Elle détermine une cohésion apparente  $C_u$ , tandis que  $\varphi_u = 0$ , on a donc :

$$\tau = C_u \quad [18]$$

3/ ESSAI OEDOMETRIQUE :

L'essai de compressibilité à l'Oedomètre ou essai Oedométrique a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. [18]

Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation. [18]

Pratiquement, cet essai permet de prévoir l'importance et la durée des tassements des sols sous une charge donnée. Sous réserve de nombreuses hypothèses dont il faut vérifier le bien fondé dans chaque cas, on obtient deux propriétés caractéristiques du sol en place :

- L'indice de compression ( $C_c$ ) qui définit la compressibilité du sol.
- Le coefficient de consolidation ( $C_v$ ) qui permet de déterminer les temps de tassement sous une charge donnée. [18]

Pour une charge donnée, la déformation totale se développe suivant (03) phases successives :

- Compression (tassement) initiale.
- Consolidation primaire.
- Consolidation secondaire (Fluage). [18]

A/ Calculs et Résultats :

Calcul de l'indice des vides :

Pour tracer la courbe Oedométrique ( $e, \log \sigma$ ) il est nécessaire de connaître l'indice des vides « e » après chaque charge.

L'indice des vides : [2]

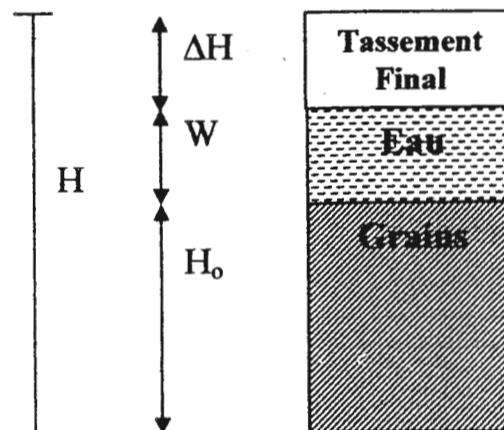
$$e = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volumen des pleins}}$$

\*L'indice des vides initial :

$$e = \frac{V \text{ des vides}}{V_s}$$

$$e_0 = \frac{\text{Section x hauteur initiale des vides}}{\text{Section x hauteur des pleins}} = \frac{S \times (H-H_0)}{S \times H_0}$$

$$e_0 = \frac{H-H_0}{H_0}$$





\*L'indice des vides Final  $e_1$  :

$$e_1 = \frac{H - H_0 - \Delta H}{H_0}$$

H : hauteur initiale de l'éprouvette en (cm).

$\Delta H$  : hauteur du tassement Final en (cm).

$$W : \text{hauteur d'eau en (cm)} = \frac{\text{Poids d'eau Final}}{\text{Section de l'éprouvette (S)}} \quad (\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3)$$

$$H_0 : \text{hauteur des pleins en (cm)} = \frac{\text{Poids sec de l'Echantillon}}{\gamma_s \times S} \quad (\gamma_s = 27 \text{ KN/m}^3)$$

#### **B/ Courbe de compressibilité :**

On trace la courbe représentative de la variation de l'indice des vides de l'échantillon en fonction de la pression appliquée : courbe de changement et de déchargement. La courbe est tracée sur papier semi-logarithmique. Donc on représente la variation des indices des vides « e » en fonction de  $(\log \sigma)$ , celle-ci sont liées au tassement relatif par la relation suivante : [1] [2]

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

H : hauteur initiale de l'échantillon

$e_0$  : indice des vides initial.

#### **C/ Calcul de coefficient de compressibilité (indice de compressibilité) ( $C_c$ ) :**

L'indice de compressibilité est la pente de la tangente à la courbe vierge permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe. [1] [2]

En considérant deux points quelconques  $M_1$  et  $M_2$  sur la tangente on aura :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1}$$

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma}$$

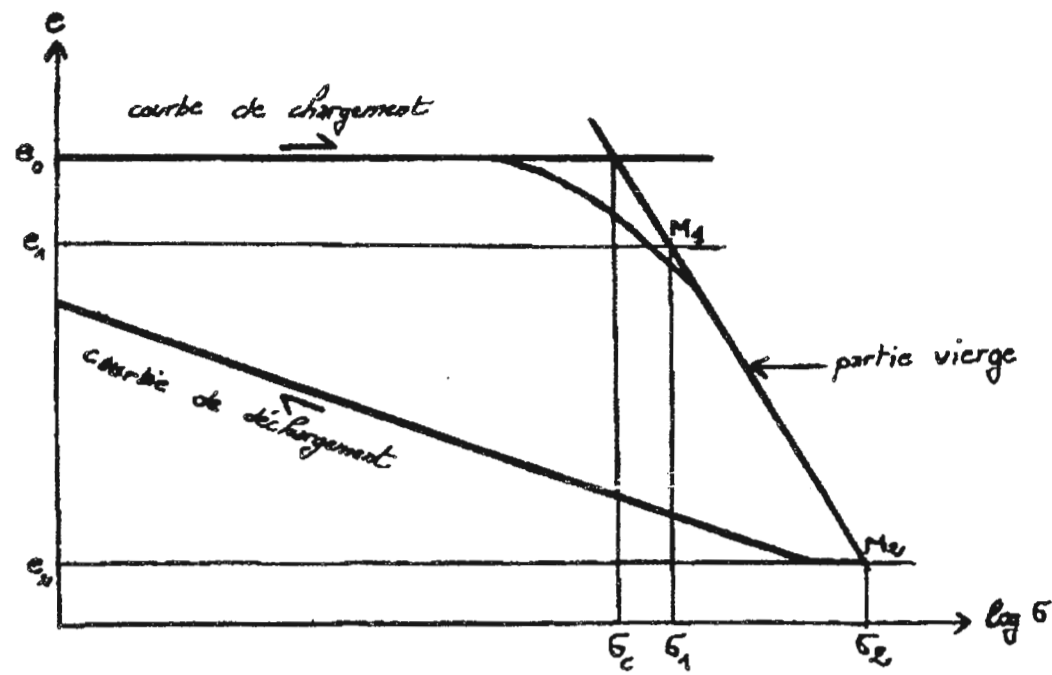


Fig 04 : Courbe oedométrique en coordonnées semi-logarithmiques

D'après SKEMPTON, on peut relier l'indice de compression aux propriétés physiques du Matériau :

$$C_c = 0.009 (W_L - 10)$$

Une classification assez grossière a été faite suivant  $C_c$  : [1] [2] [9]

- Sable  $0.01 < C_c < 0.10$
- Argile raide  $0.10 < C_c < 0.25$
- Argile moyenne  $0.25 < C_c < 0.80$
- Argile molle  $0.80 < C_c < 2.50$

Autre classification sur ( $C_c$ ) : [4] [15]

$C_c < 0.02$	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

Une autre classification a été faite suivant  $C_c / 1 + e_0$  :

- $C_c / 1 + e_0 < 0.015$   $\Rightarrow$  Sol incompressible.
- $0.015 < C_c / 1 + e_0 < 0.05$   $\Rightarrow$  Sol peu compressible.
- $0.05 < C_c / 1 + e_0 < 0.20$   $\Rightarrow$  Sol moyennement compressible.
- $C_c / 1 + e_0 > 0.20$   $\Rightarrow$  Sol très compressible.

**D/ Calcul de coefficient de gonflement (Cg) :**

C'est la pente de la tangente moyenne à la courbe obtenue après déchargement. [1] [2]

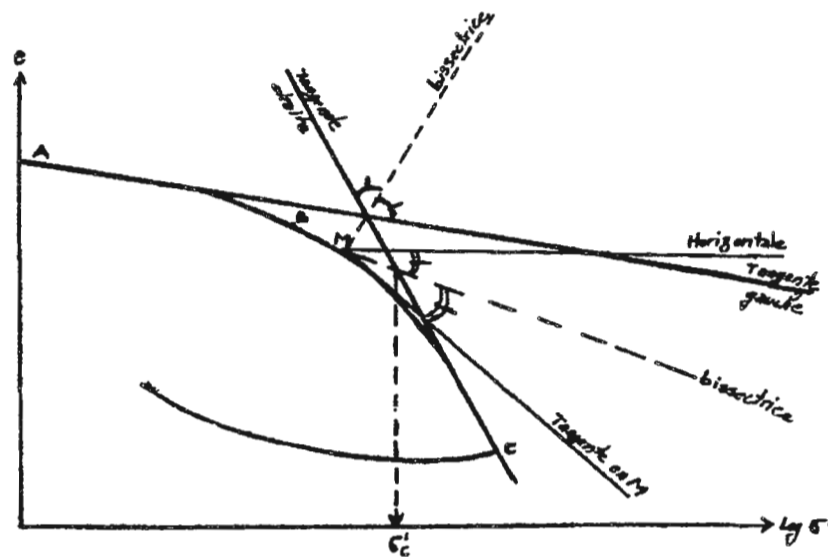
$$C_g = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad \begin{array}{l} C_g < 0.005 \rightarrow \text{Sol non gonflant} \\ C_g > 0.005 \rightarrow \text{Sol pouvant gonfler} \end{array}$$

**E/ Pression de consolidation ( $\sigma'_c$ ) :**

La pression de consolidation est la pression maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire.

Elle est déterminée graphiquement selon la méthode suivante (méthode de CASAGRANDE) :

- Sur la courbe de consolidation on trace les deux tangentes aux deux parties de la courbe AB et BC.
- On trace la bissectrice de l'angle formée par les deux Tangentes cette bissectrice coupe la courbe en un Point M.
- De M, on trace la tangente à la courbe et on mène une droite horizontale. Finalement on trace la bissectrice de l'angle formé par cette tangente et l'horizontale.
- La pression de consolidation est l'abscisse du point d'intersection de la bissectrice avec la tangente de la partie droite de la courbe. [1] [2]



**Fig 05 : Détermination graphique de pression de consolidation (Méthode de CASAGRANDE).**

**E/ Le coefficient de consolidation (Cv) :**

Le coefficient de consolidation Cv est défini à partir de la théorie de TERZAGHI en consolidation primaire par la relation :

$$C_v = \frac{T_v}{t} \times \frac{h^2}{H} \quad \begin{array}{l} 10^{-5} < C_v < 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{S} \text{ pour les sols} \\ \text{compressibles courants} \end{array}$$

Tv : facteur temps

t : temps nécessaire pour obtenir un pourcentage donné de consolidation en fonction de Tv.

h : hauteur de l'éprouvette. [1] [2]

**IV- ETABLISSEMENT DU PROFIL GEOTECHNIQUE:**

L'établissement du profil géotechnique consiste à relier les couches ayant sensiblement la même nature et les mêmes caractéristiques tant physiques que mécaniques. Et ceci en développant les parties suivantes :

- 1- Examiner individuellement les coupes géologiques des sondages.
- 2- Regrouper les résultats des essais de laboratoire et des essais en place.
- 3- Interpréter et classer les sols afin de bien définir les couches, confirmer et compléter, les coupes géologiques des sondages.
- 4- Examiner tous les paramètres caractérisants le sol, tracer leurs profils synoptiques.  
(Les changements importants doivent correspondre normalement à des changements de couches).
- 5- Estimer la dispersion des valeurs c'est à dire donner un intervalle de la variation de chaque caractéristique afin d'en tirer une moyenne représentative pour chacune des couches de sondage.
- 6- Utilisation de ces moyennes pour le calcul de stabilité et des tassements.
- 7- Les pénétrogrammes ont permis aussi de préciser les limites des couches et leurs résistances.
- 8- Rechercher les relations qui existent entre les paramètres des différents sondages afin d'obtenir une coupe géotechnique soit le profil en long.
- 9- S'assurer que les conditions d'eau souterraines rencontrées par les piézomètres sont logiques avec l'hydrologie de la région.

**V-ETABLISSEMENT DE LA COUPE GEOLOGIQUE :**

L'établissement de la coupe géologique du site où sont implantés les trois ouvrages est un document de base tout comme le profil géotechnique, les opérations à réaliser sont :

- Examiner chaque coupe de sondage seule.
- Choisir le plan selon lequel on veut travailler.
- Relier les couches de même nature géologique.
- Faire apparaître les passages particuliers existants dans chaque sondage.

# CHAPITRE III :

## CALCUL DES FONDATIONS



**I/ INTRODUCTION AU CALCUL DES FONDATIONS :**

Après l'interprétation des résultats des essais réalisés au laboratoire et in situ. L'établissement de la coupe géologique globale du site contenant l'ouvrage d'art, l'établissement du profil géotechnique type retenu pour l'ouvrage avec les caractéristiques physiques et mécaniques moyennes, Après ce-ci, une dernière étape qui s'impose d'elle-même et qui sans elle, l'étude géotechnique n'aura aucun sens, est celle de la détermination du type de fondation qui dépendra en premier lieu de la nature du sol et en deuxième position de la nature de l'ouvrage à fonder. [11]

**II/ CALCUL DES FONDATIONS :**

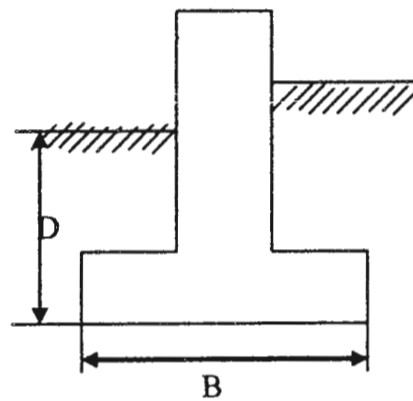
Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde. [11]

Sur le plan pratique et économique, 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, tassements importants, on cherchera en profondeur une possibilité de résistance nécessaire. [4]

**III/ FONDATIONS SUPERFICIELLES :****1/GENERALITE:**

La fondation superficielle repose sur le sol ou faiblement encadrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. [11]

Une fondation superficielle est caractérisée par les valeurs des rapports suivants :



**Fig 06 : Fondation superficielle.**

- $\frac{D}{B} < 4$  fondations superficielles (Semelles)
- $4 < \frac{D}{B} < 10$  fondations semi-profondes.
- $\frac{D}{B} > 10$  fondations profondes (pieux)

Une semelle isolée :  $\frac{L}{B} < 5$  ou  $\frac{L}{B} < 10$ . [4] [11] et [15]

Dès que B est grand on a un radier.

Une semelle continue ou filante :  $\frac{L}{B} > 5$  ou  $\frac{L}{B} > 10$ . [4] [11] et [15]

Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de calcul des fondations superficielles, Ces méthodes sont basées soit sur les essais de laboratoire soit sur les essais in situ.

Vue que les valeurs des caractéristiques obtenues à partir des essais de laboratoire et celles obtenues à partir des essais in situ, sont parfois différentes. Nous allons vérifier les calculs à partir des paramètres donnés par les deux types d'essais.

Avant cela, il est utile de donner cette analyse qualitative de la rupture, le comportement de la fondation fait ressortir différentes étapes pendant la phase de rupture on distingue trois zones principales :

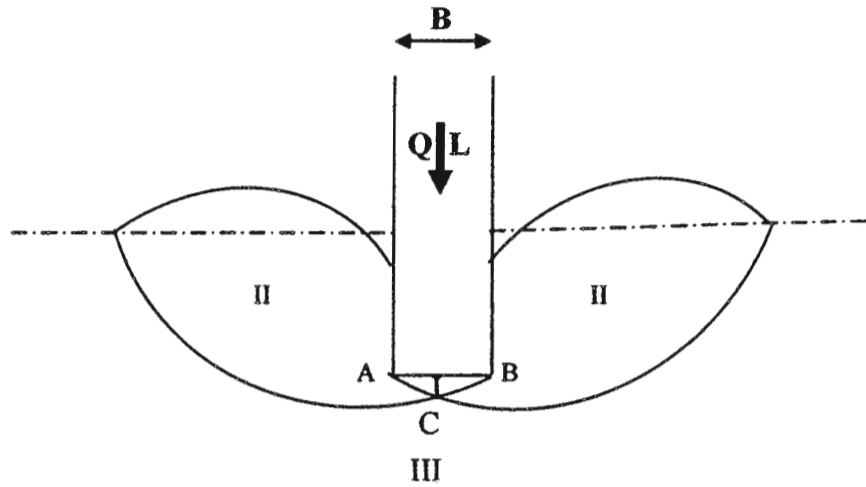


Fig 07 : Schéma de rupture d'une semelle

**Zone I** : limitée par les points A.B.C forment un coin ; elle est située directement sous la fondation. Le sol dans cette zone a le même comportement que la fondation.

**Zone II** : le sol est refoulé vers la surface, les déplacements et cisaillements sont très importants, il se produit une rupture généralisée dans cette zone.

**Zone III** : le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Dans les sols stratifiés, les charges n'étant pas centrées, il se produit généralement un poinçonnement par rupture dite localisée avec basculement de la fondation d'un côté ou de l'autre. [4] [15]

Pour la répartition des contraintes selon la théorie de **Boussinesq**, le type de fondation (souple ou rigide) la détermine en fonction de la profondeur.

On détermine par les calculs :

**La capacité portante et le tassement :**

Les tassements qui se produisent sous la semelle superficielle sont fonction de l'intensité de la charge appliquée.

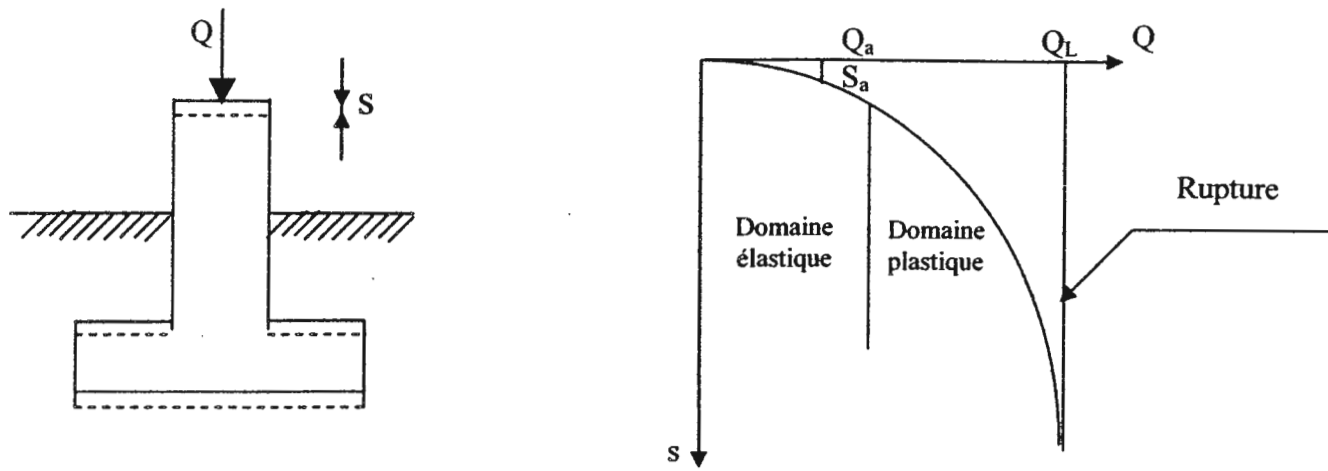


Fig 08 : Chargement d'une semelle superficielle : [15]

#### Charge limite QL :

La charge limite QL de la semelle est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture : [15]

$$QL = q_L \cdot A \quad \text{Avec } A : \text{aire de la semelle.}$$

$q_L$  : contrainte de rupture de la semelle.

#### Contrainte Admissible $q_a$ :

La contrainte admissible  $q_a$  ou taux de travail est la contrainte moyenne acceptable pour la semelle, elle permet de dimensionner les fondations. [15]

$$q_a \leq \frac{q_L}{F_s}$$

$F_s$  : coefficient de sécurité égal à 3.

## 2/ DIMENSIONNEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE POUR UNE CHARGE VERTICALE CENTREE:

Les deux critères de dimensionnement d'une fondation superficielle sont les suivants :

- critère de poinçonnement.
- critère de tassement.

Le dimensionnement s'opère comme suit :

- Détermination de la contrainte de rupture ( $q_L$ ) du sol sous la fondation.
- Détermination de la contrainte admissible ( $q_a$ ) par  $q_a = \frac{q_L}{F_s}$ .
- Détermination des dimensions de la fondation.
- Calcul du tassement de cette fondation sous charge permanente seule.
- Adaptation des dimensions de la fondation si le tassement calculé n'est pas compatible avec la structure.

**2-1/Capacité portante des fondations superficielles :**

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « C- $\varphi$  ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire de la résistance de pointe  $q_c$  ou  $R_p$  du pénétromètre statique. [11]

**2-1-1/ Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « C- $\varphi$  ») :****Semelle Filante :**

La contrainte de rupture  $q_L$  sous charge verticale centrée est donnée selon le principe de superposition de Terzaghi : [4] [15]

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma \beta N_\gamma + q_0 N_q + CN_C$$

La contrainte admissible  $q_a$  vaut :

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \gamma \beta N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + CN_C \right]$$

$\gamma$  : densité apparente du sol en place.

$C$  : cohésion du sol en place.

$q_0$  : pression verticale des terres.

$N_\gamma, N_q, N_C$  : sont des facteurs de capacité portante ne dépendant que de l'angle de frottement interne  $\varphi$ .

$N_\gamma$  : terme de surface.

$N_q$  : terme de profondeur.

$N_C$  : terme de cohésion.

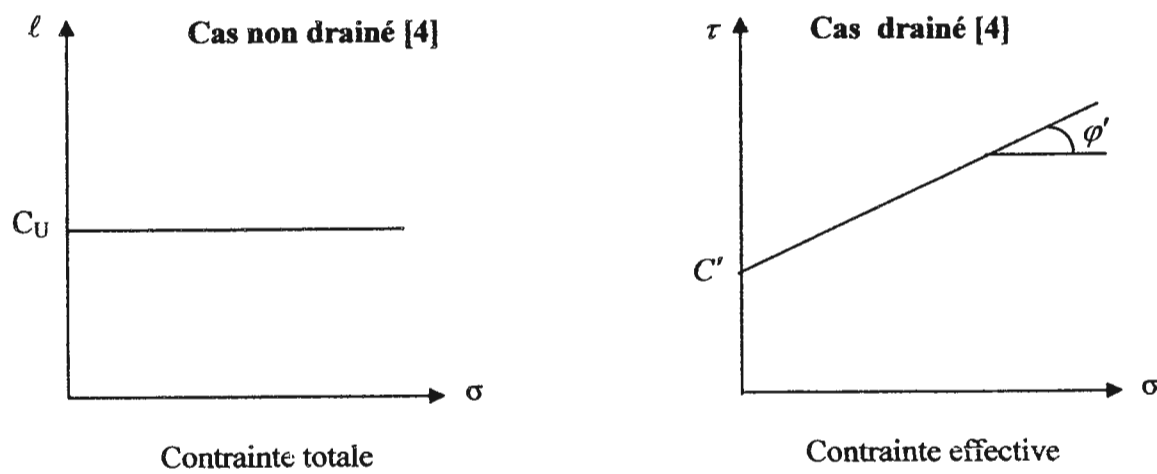
Les valeurs numériques de  $N_C, N_q$  et  $N_\gamma$  sont données dans le tableau ci-après :

Tableau VII : termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement (DTU 13-1)

Degrés sexagésimaux $\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	Degrés sexagésimaux $\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0		1,00	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5		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
22	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267
29	18,8	16,4	27,9				

Dans les conditions non drainées d'un sol cohérent saturé. Le calcul le plus défavorable se fait en contraintes totales c'est-à-dire à court terme. [11]

Dans les conditions drainées on fait le calcul avec les paramètres effectifs  $C'$  et  $\phi'$



Existence d'une nappe : [4]



➤ Sol pulvérulent : contraintes effectives :

$$q_L = \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma + q'_0 N_q$$

Et l'on déjauge la fondation dans sa partie immergée :

$$q_0 = \gamma'(D - D_1) + \gamma \cdot D_1$$

➤ Sol cohérent : contraintes totales, court terme:

$$q_L = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 N_q + C_U N_C$$

Et l'on ne déjauge pas le sol.

$$q_0 = \gamma \cdot D$$

➤ Cas particulier des semelles rectangulaires ou circulaires (semelles isolées) :

$$q_L = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C N_C$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C N_C \right]$$

Expressions d'une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L.

- Pour une semelle circulaire, il suffit de remplacer  $\frac{B}{L}$  par 1.
- Dans le cas des sols cohérents, pour une semelle rectangulaire :

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} C N_C$$

Avec :

$$N_C = 5 \left(1 + \frac{D}{5B}\right) \left(1 + \frac{B}{5L}\right)$$

Pour  $\frac{L}{B}$  et  $\frac{D}{B}$  limités à 2,5.

**Fondations sur sols hétérogènes :**

Pour ce type de sol, lorsque les caractéristiques géotechniques du sol sous jacent sont très variables, les méthodes de calcul précédentes deviennent inapplicables.

Dans la pratique, il suffira de considérer le sol comme homogène en tenant compte des conditions suivantes :

Le sol est homogène jusqu'à deux fois la largeur de la fondation sous la base de celle-ci.

Le tassement est calculé dans l'hypothèse de l'homogénéité en prenant les caractéristiques moyennes des couches existantes. [4]

### 2-1-2/ calcul des fondations superficielles par la méthode pénétrométrique : « pénétromètre statique »

#### ▪ Contrainte de rupture $q_L$ :

Le calcul de la contrainte de rupture sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétromètre statique donne :

$$q_L = q_0 + K_C \cdot q_{ce}$$

$q_0$  : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

$K_C$  : facteur de portance pénétrométrique.

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente.

La résistance à la rupture du sol est assimilée à la résistance de pointe sous une fondation de largeur B fondée à la largeur D est :

$$R_p = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c \quad [4]$$

#### ▪ Cas des sols pulvérulents: [4]

$$R_p = \gamma D N_q$$

$$\bar{q} = q_0 + \frac{R_p - \sigma'_0}{\lambda} \quad \text{Où : } \lambda = 8 \text{ à } 13.$$

#### ▪ Cas des sols cohérents :

Pour un milieu purement cohérent, la formule de  $R_p$  est : [4]

$$R_p = C_u \times N_c + \sigma'_0$$

$$\bar{q} = q_0 + \frac{R_p - \sigma'_0}{\lambda}$$

Où :  $\lambda = 6$ .

$\sigma'_0$  : contrainte effective initiale du sol.

- Les résultats de la méthode pénétrométrique paraissent optimistes par rapport aux résultats d'autres essais.

- Pour une semelle carrée ou circulaire on a de la même façon :

$$q_a = \frac{R_p - \sigma'_0}{6} \cdot 1,3 \neq \frac{R_p - \sigma'_0}{5}$$

**3/Tassement des fondations superficielles :****3-1/Calcul des tassements :**

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique ; surtout utilisé pour les sols fins cohérents
- Les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration statique, essai préssiométrique ...) très utilisées notamment pour les sols pulvérulents à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire. [11]

Le tassement total d'un sol est :

$$\Delta H = S_i + S_c + S_{lat} + S_{fl} \quad [4]$$

$$S_c = \mu S_{oed}$$

$S_i$  : tassement instantané.

$S_c$  : tassement secondaire (de consolidation).

$S_{oed}$  : tassement primaire (oedométrique).

$\mu$  : Coefficient correcteur de SKEMPTON

$S_{lat}$  : tassement latéral

$S_{fl}$  : tassement de fluage

**3-2/ Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique :**

L'essai oedométrique est l'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents. [11]

La couche compressible est décomposée en tranches des 1 à 2m d'épaisseur et les contraintes appliquées sont calculées dans le plan moyen des tranches. [4]

Le tassement de consolidation primaire est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$\Delta h_i = h_i \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_c} \quad [4] [11]$$

Avec :  $h_i$  : épaisseur de la couche de sol compressible.

$C_c$  : indice de compressibilité.

$e_0$  : Indice des vides initial avant consolidation.

$\sigma'_0$  : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche.

$\Delta \sigma_z$  : L'accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche.

$\sigma'_c$  : Pression de pré consolidation.

1/ si  $\sigma'_0 < \sigma'_c$  sols sur-consolidés :

On a deux cas :

$$\bullet \sigma'_0 + \Delta \sigma_z > \sigma'_c$$

$$\Delta hi = hi \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + hi \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_c} \quad [4]$$

Cs : Indice de gonflement.

$$\bullet \sigma'_0 + \Delta \sigma_z < \sigma'_c$$

$$\Delta hi = hi \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \quad [4]$$

2/ si  $\sigma'_0 = \sigma'_c$  sols normalement consolidés :

$$\bullet \sigma'_0 + \Delta \sigma_z > \sigma'_c \quad [4] \quad (\text{Le tassement est du au supplément de contrainte}).$$

$$\Delta hi = hi \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_c \text{ ou } \sigma'_0} \quad [4]$$

3/ si  $\sigma'_0 > \sigma'_c$  sols sous consolidés :

$$\bullet \sigma'_0 + \Delta \sigma_z > \sigma'_c \quad [4]$$

$$\Delta hi = hi \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_z}{\sigma'_0}$$

$$\Delta H = \sum \Delta hi$$

$\Delta H$  : Tassement total.

[ selon HSAI Yang Fang foundation engineering Hand book, second edition, 1990, champion and Hall ]

### 3-3/ Calcul des tassement par les résultats de l'essai de pénétration statique :

Les essais de pénétration permettent d'apprécier facilement le comportement mécanique des sols grâce aux mesures séparées de la résistance de pointe et du frottement latéral. On peut les appliquer pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles qui a pu être reliée à la résistance de pointe  $q_c$  ou  $R_p$  et à la relation entre la compressibilité des sols et la résistance de pointe  $q_c$  ou  $R_p$  du pénétromètre. La formule de tassement s'exprime par : [4]

$$\Delta hi = \frac{hi \cdot \Delta \sigma_z}{R_p \cdot \alpha}$$

$\alpha$  : dépend de la nature du sol.

Les valeurs de  $\alpha$  qui seront adoptées sont celles données par Sanglerat :

- Sables  $\alpha = 1.5$
- Sables argileux et argiles compactes  $\alpha = 2 \text{ à } 5$  avec  $15 < R_p < 30$  bars.
- Argiles molles  $\alpha = 5 \text{ à } 10$  avec :  $R_p < 10$  bars.

La contrainte admissible nette  $\Delta\sigma_{net}$  est égale à :

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - \gamma D$$

Le cas le plus défavorable étant le court terme. Le  $\gamma$  sera le  $\gamma$  non déjaugé de la partie immergée.

Ainsi le calcul est fait en contraintes totales on prend  $C_u$  et  $\Phi_u$ .

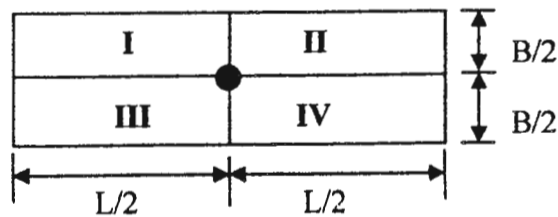
$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

I : étant le coefficient d'influence globale déterminé à partir de tableau de boussinesq

**Tableau VIII: Tableau de Boussinesq :**

L/B \ Z/B	1.0	1.25	1.5	2	3,0	5,0	10,0	$\omega$
0,00	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,25	0,247	0,248	0,248	0,248	0,248	0,249	0,249	0,249
0,5	0,233	0,236	0,238	0,239	0,240	0,240	0,240	0,240
0,75	0,206	0,214	0,218	0,222	0,224	0,224	0,224	0,224
1,00	0,175	0,187	0,194	0,200	0,203	0,204	0,205	0,205
1,50	0,121	0,153	0,145	0,156	0,164	0,167	0,167	0,167
2,00	0,084	0,097	0,107	0,120	0,132	0,136	0,137	0,137
2,50	0,059	0,071	0,080	0,093	0,104	0,113	0,114	0,115
3,00	0,045	0,054	0,061	0,073	0,086	0,096	0,099	0,099
4,00	0,027	0,033	0,038	0,048	0,060	0,071	0,076	0,076
6,00	0,013	0,016	0,019	0,024	0,032	0,043	0,051	0,052
8,00	0,007	0,009	0,011	0,014	0,020	0,028	0,037	0,039
10,00	0,005	0,006	0,007	0,009	0,013	0,020	0,028	0,032
12,00	0,003	0,004	0,005	0,007	0,009	0,015	0,022	0,026
15,00	0,002	0,004	0,003	0,004	0,006	0,010	0,016	0,021
18,00	0,002	0,002	0,002	0,003	0,004	0,007	0,012	0,018
20,00	0,001	0,001	0,002	0,002	0,004	0,006	0,010	0,016

I calculé au centre de la semelle





$$I = 4I$$

I : coefficient d'influence de chaque petit rectangle.

#### IV/ Les fondations profondes :

Si :  $4 < \frac{D}{B} < 10$ , on a des fondations semi profondes.

Si :  $\frac{D}{B} > 10$ , on a des fondations profondes.

Avec D : fiche totale de la fondation dans le sol. [10] [15]

Les fondations profondes appelées généralement "Pieux", sont utilisées quand la résistance des couches des terrains superficiels n'est pas suffisante pour supporter les charges transmises par une fondation superficielle ou que les tassements induits par ce type de fondation sont trop importants. [10]

Donc, les fondations profondes sont finalement utilisées pour traverser les mauvais terrains, argiles molles ou vases. [5]

#### 1/Classification des pieux :

Les pieux doivent répondre aux exigences suivantes : [4]

- La capacité portante doit être bonne et la stabilité vis-à-vis de rupture du sol vérifiée.
- Leurs tassements et leurs déformations doivent être sous charges appliquées acceptables.
- Les efforts horizontaux sont repris éventuellement par des pieux inclinés.
- Des efforts parasites, tels que les frottements négatifs qui apparaissent avec le temps.

Compte tenu de l'élanement du pieu, sa portance est conditionnée par : [4]

- ✓ Résistance du terrain sous la base (terme de pointe  $q_c$  ou  $R_p$ ).
- ✓ Le frottement latéral exercé par les terrains ambiants sur la paroi du pieu.

Pour cela, on distingue trois classes de pieu :

#### A. Pieu travaillant uniquement en pointe :

C'est le cas d'un pieu ancré dans une couche résistante à une certaine profondeur d'épaisseur suffisante. [4]

#### B. Pieu flottant :

Lorsque le sol ne présente pas de couche résistante, pieux ne doivent alors leur portance qu'à l'action de frottement latéral des terrains s'exerçant sur leurs fûts.

(Exemple: Argile plastique, sable peu compact, limons ou alternances de ces divers formations médiocres), c'est ce qu'on appelle pieux flottants. [4]

#### C. Pieu travaillant à la fois à la pointe et au frottement latéral:

C'est le cas intermédiaire le plus couramment rencontré, les deux termes intervenant dans le calcul de la portance du pieu doivent être bien définis pour que l'équilibre soit assuré après chargement.

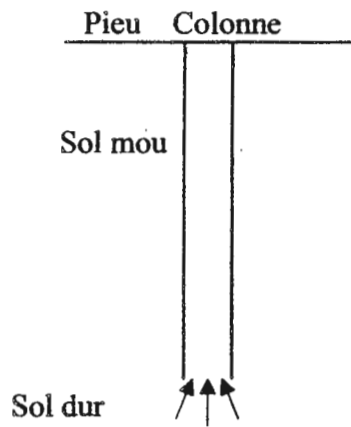
Selon la nature du matériaux, le mode d'exécution et d'après le D.T.U (document technique unifié ), on distingue plusieurs types des pieux , nous citerons le cas approprié à notre sol. [4]

**Les Pieux forés simples:**

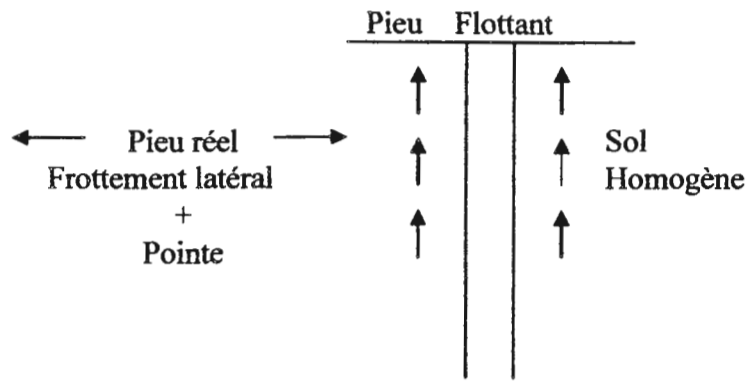
Utilisés pour les sols cohérents, la section du pieu est circulaire ou de forme quelconque (barrettes). Les forages sont faits suivants la longueur et le diamètre des pieux les plus importants.

L'utilisation de ce procédé est strictement interdite si la longueur des pieux exige la traversée ou l'approche d'une couche peut être le siège de circulation d'eau. [15]

Les pieux sont parfois classés en fonction de leur mode de transmission des charges au sol : [10]



**Fig 09 : Pieu travaille en pointe.**



**Fig 10 : Pieu travaille surtout en frottement latéral.**

Comme pour des fondations superficielles, nous allons donner les notions de départ qu'il faut connaître pour un pieu avant de donner les méthodes de calculs. [2]

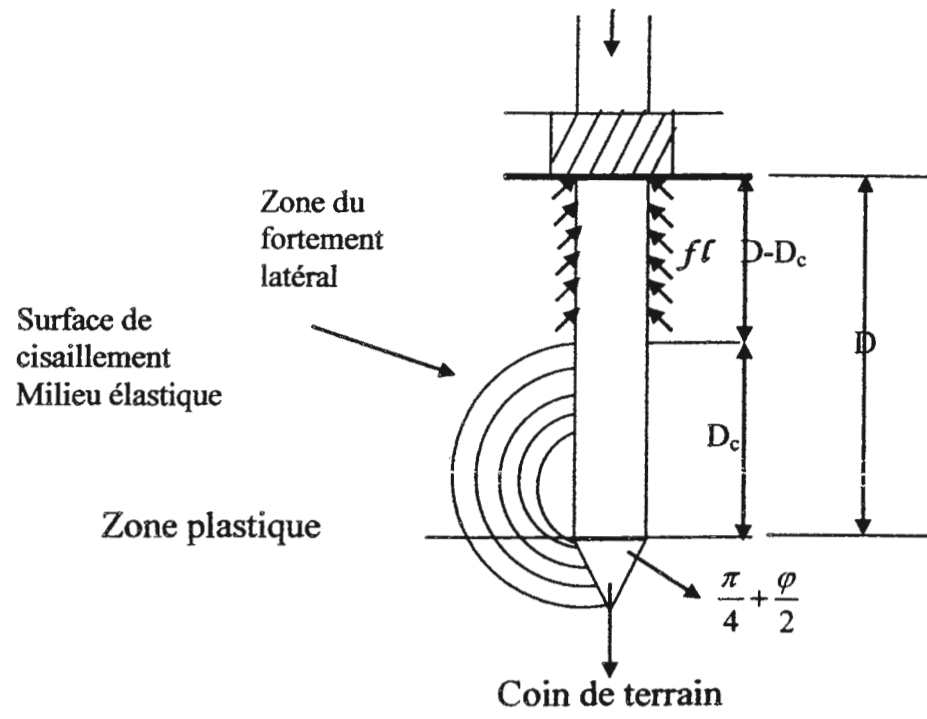


Fig 11 : Détermination d'un pieu.

Au delà de la zone plastique, le milieu est supposé rigide.

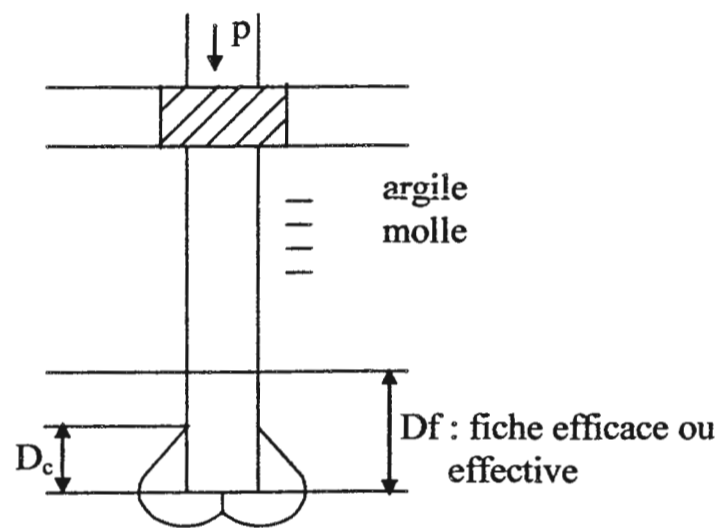


Fig 12 : Rôle de la fiche et profondeur critique.

**2/Calcul d'un pieu isolé :**

Les calculs des pieux sont utilisés depuis longtemps, qui compte un grand nombre des méthodes données par plusieurs auteurs : LCPC, G. Philliponat et le dossier fondation 72 cette dernière méthode est la plus utilisée. [4]

**2-1/Méthode (Fond 72) :**

La charge de rupture d'une fondation profonde est donnée par :

$$Q_L = Q_P + Q_F$$

La charge nominale  $Q_N$  est :

$$Q_N = \frac{Q_P}{Fs_1} + \frac{Q_F}{Fs_2} = \frac{A}{Fs_1} q_L + \frac{Q_F}{Fs_2}$$

A : aire de la section du pieu.

$q_L$  : résistance de pointe à la rupture.

$Q_F$  : frottement latéral mobilisable le long du fût à la rupture.

$Fs_1$  : coefficient de sécurité sur le terme de pointe = 3.

$Fs_2$  : coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral = 2.

Le terme de pointe considéré dans les calculs est une moyenne qui tient compte de la profondeur critique d'encastrement.

La valeur de  $R_p$  à prendre en compte est celle donnée par Vau Der Vau :

C'est la valeur moyenne des résistances en pointe obtenues au pénétromètre statique sur une hauteur a  $\phi$  au-dessus de la pointe et b  $\phi$  au-dessous. [4]

$$a = 3,5 \quad b = 1.$$

$$R_{p,moyen} = \frac{1}{(a+b)\phi} \int_{-b\phi}^{a\phi} (R_p) z dz$$

**Résistance de pointe à la rupture du pieu :**

$$q_L = K \cdot R_{p,moy}$$

$K = 1$  pour les argiles et marnes.

$K = 0,9$  pour les limons, argiles sableuses et sable lâche.

$K = 0,8$  pour les sables moyennement compacts.

$K = 0,7$  pour les sables compacts. [4]

**Calcul du frottement latéral :**

$$Q_f = p \sum \tau_i h_i$$

P: périmètre du pieu ( $\Pi\phi$ ).

$h_i$  : hauteur de la couche

$\tau_i$  : frottement latéral à la rupture sol-pieu de la couche i d'épaisseur  $h_i$ .

DINESHMOM propose pour pieux en béton, les valeurs suivantes de  $\tau_i$  : [4]

Argile	----->	$\tau_i = \frac{Rp}{50}$
Limon et sol intermédiaires	----->	$\tau_i = \frac{Rp}{60}$
Argile sableuse	----->	$\tau_i = \frac{Rp}{30}$
Sables et sables moyennement compacts	----->	$\tau_i = \frac{Rp}{100}$



# CHAPITRE IV :

## ETUDE DE L'OA5/1



**I/ ETUDE GEOTECHNIQUE DE L'OA 5/1:****1/But de l'ouvrage :**

L'OA 5/1 est le premier ouvrage de la radiale Oued Ouchaih 4<sup>ème</sup> tranche, il devra permettre à la zone de franchir en passage supérieur la RN 38 et la voie ferrée.[4]

**2/ Campagne géotechnique relative à l'OA 5/1:**

Vue la géologie du site qui a fait apparaître à priori un sol compressible de mauvaise qualité, la campagne de reconnaissance a comporté plusieurs sondages carottés, essais in situ et au laboratoire:

La campagne de reconnaissance in situ constitue :

- Deux sondages carottés SC 2 et SC 3 :

Le SC 2 a été réalisé sous la culée Nord au (PK5 +138).

Le SC 3 a été réalisé sous la première pile au (PK5+147).

- Les sondages pénétrométriques notés PE1, PE2, PE3 ont été réalisés respectivement sous la culée Nord, 1<sup>er</sup> pile et culée Sud.

- Un essai pressiométrique SP1 réalisé sur l'axe sous la 2<sup>ème</sup> pile.

Sur les échantillons paraffinés et prélevés par sondage, il a été effectué une série d'essais en laboratoire, les résultats de ces derniers seront donnés sous forme de tableau récapitulatif par sondage dans l'annexe qui contiendra les coupes de sondages et les feuilles d'essais.

Le sondage 3 a été muni d'un tube piézométrique relevant le niveau de la nappe a - 2m après la saison des crues.

**3/ Résultats des reconnaissances avec commentaires :****3.1/ Essais in situ :****A/ Sondages carottés :**

Les deux sondages carottés réalisés pour cet ouvrage a savoir le SC 2 et le SC 3 ont été poussés respectivement à 45 m et à 20m, les deux sondages ont recoupé grossièrement les mêmes formations.

Les sondages ont rencontrés un remblai de sable limoneux à galets avec une épaisseur de 6,5 m dans le SC 2 et de 2,10 m au SC 3.

Un complexe argileux formé de passages d'argile limoneuse, de sable et galets et quelque fois de passages tourbeux, l'épaisseur de ces couches est variable d'un sondage à un autre et ne sont pas toujours situées à la même profondeur. La couche d'argile molle tourbeuse de ce complexe argileux est située entre 6,5 et 17 m dans le SC2 et de 15,6 à 20m pour le SC3.

Le sondage 2 présente une couche sableuse qui se trouve entre 20,5 à 33 m. Dans les premiers mètres on est en présence d'un sable grossier à galets, puis argileux jusqu'à 24,2 m devenant un sable grossier à galets puis argileux jusqu'à 24,2m devenant un sable limoneux moyen pour devenir fin à nombreux gravier jusqu'à 33m.

De 33 à 40 m on rencontre une argile à aspect marneux altérée au début de couleur jaune grise à beige. La dernière formation recoupée par ce sondage (SC2) étant représentée par un matériau de nature cohérente il s'agit d'une couche d'argile limoneuse grise.

Le sondage 3 comprend entre 13 et 15 m une couche sableuse carbonatée légèrement cohérente puis argile limoneuse à passages tourbeux jusqu'à 20 m

Cette description n'est que visuelle et qui pourra être rectifiée s'il est nécessaire par la suite à l'aide des granulométries et des limites d'Atterberg.

#### **B/ Sondage au pénétromètre statique :**

Les trois essais pénétrométriques relatifs à l'OA 5/1 :  
PE1, PE2 ont été poussés jusqu'aux refus totaux enregistrés respectivement à 22m et 27,6 m.

#### **Le PE1 (sous culée Nord) :**

Le PE1 a été réalisé symétriquement au sondage 2 son prénetrogramme a montré une variation de  $R_p$  de 7,5 bars à 45 bars mettant en évidence les différentes couches.

La couche superficielle de 4 m correspond à un remblai de faible résistance de pointe  $R_p = 7,5$  bars. la résistance varie de 10 à 20 bars entre 4 m et 17.80 m et présente quelque fois des pics pouvant correspondre à des changements de couches ou à l'existence d'un galet.

A partir de 17,8 m avec une allure de courbe en (dents de série) indiquant la présence de graviers ou cailloux, de plus l'effort total croit avec la profondeur  $z$  on peut dire qu'on est en présence d'une argile plus ou moins limoneuse, quelque fois molle tourbeuse quelque fois peu plastique.

Pour les calculs on peut retenir les grandeurs de  $R_p$  moyennes suivantes :

0 - 4 m	$R_p = 7,5$ bars	
4 - 6 m	$R_p = 25$ bars	
6 - 18 m	$R_p = 15$ bars	
18 - 22 m	$R_p = 45$ bars	Refus à la pointe à 22 m.

#### **Le PE2 (sous pile 1) :**

Celui ci été réaliser symétriquement au SC 3 sous la première pile se situant à 25 m environ du SC2 dans le sens longitudinal.

La variation de la résistance de pointe et de l'effort total est très proche de celle du PE1 sauf le refus total a été observé à 27,6m. En plus la couche de sable à galet peu argileux rencontrée dans le PE1 débutant à 17,8 m, celle ci se trouve a partir de 21 m dans le PE2.

Ceci nous indique que cette couche tend à s'étaler en profondeur et dans le sens longitudinal vers le Sud du projet.

Résistances moyennes de  $R_p$  :

0 – 5 m	$R_p = 20$ bars	
5 - 7,5 m	$R_p = 5$ bars	
7,5 – 10 m	$R_p = 18$ bars	
10 – 21 m	$R_p = 16$ bars	
21 - 27,6 m	$R_p = 40$ bars	Refus à la pointe à 27,6m.

### C/ Sondages pressiométriques :

Un essai pressiométrique a été réalisé sur l'axe de l'ouvrage sous la 2<sup>ème</sup> pile de l'OA 5/1.  
Les essais ont été réalisés tous les mètres, la profondeur atteinte étant 10 m.

Sur les deux premiers mètres les pressions limites  $P_L$  et les modules de déformations, montrent que cette couche est composée d'un sable argileux.

A partir de 4m et sur 2m de profondeur, on est en présence d'une argile limoneuse plastique à molle.  
A partir de là et jusqu'à 10m, les valeurs de  $P_L$  varient de 4,5 à 6,7bars et les modules pressiométriques de 34,4 à 73,2 bars mettant en évidence une argile plastique, jusqu'a cette profondeur la coupe géologique du préssiomètre correspond bien à celle donnée a partir de la résistance de pointe de pénétromètre.

Profondeur (m)	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Module pressiométrique E bars	19.5	29.82	58.2	12.1	34.4	73.2	69	48.7	38.79
Pression limite $P_L$ bars	2	3.3	5.2	1.9	4.5	6.7	6.1	6.6	6.2
Pression de fluage $P_f$ bars	3.3	2.5	3.6	1	3	3.8	3.8	4.3	5.6

### 3-2/ Essais au laboratoire :

La classification et interprétation des résultats seront faites selon les méthodes déjà données dans la partie théorique.

On donnera en plus le calcul des  $\sigma'_v$  (contrainte verticale effective) et le calcul de la cohésion non drainée  $C_U$  en fonction de  $R_p$  et  $\alpha$ .

#### Sondage 02

#### Couche 01 :

#### Profondeur 0.00 à 6.50 m :

- Les limites d' Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 36.7\% \\ I_p = 18.47\% \end{cases}$$

Une classification basée sur le diagramme de CASAGRANDE et la plus utilisable en laboratoire des sols fins.

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L, I_p$ ) se situe au dessus de la droite  $I_p = 0,73 (w_L - 20)$ , on est en présence d'une argile minérale peu plastique ( $A_p$ ) . [7]

- Analyse granulométrique :

Les passants à  $80\mu = 43\% < 50\%$  (sols grenus).  
 Les passants à  $2\text{mm} = 69\%$  (7% de cailloux et 24 % de graviers).  
 Les passants à  $80\mu = 43\%$  (25% de gros sable).  
 Les passants à  $20\mu = 31\%$  (13% de sable fin).  
 Les passants à  $3\mu = 19\%$  (12% de limon).

D'après la classification L.P.C des sols grenus. [7]

Plus de 50% (57%) d'éléments supérieurs à  $80\mu$ .  
 Plus de 50% (69%) d'éléments inférieurs à  $2\mu$ .  
 Plus de 12% (43%) d'éléments inférieurs à  $80\mu$ .

Les limites d'Atterberg au dessus de la ligne A c'est donc un sable argileux (SA).

#### Couche 02 :

##### Profondeur 12,20 à 13,20 m :

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 51.5\% \\ I_p = 21.8\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L, I_p$ ) se situe sur la ligne A on est en présence d'une argile limoneuse très plastique ( $A_t, L_t$ ). [7]

- La teneur en matière organique T.M.O :  
T.M.O = 5.17%.

D'après la classification donnée par J.P. MAGNAN (Remblais et Fondation sur Sol Compressibles).  
 $3\% < \text{T.M.O.} < 10\% \Rightarrow$  Argile faiblement organique (fo). [4]

- Compressibilité à l'œdomètre:

$$C_c = 0.275. \quad 0.200 < C_c < 0.300 \Rightarrow \text{Sol assez frottement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0.072. \quad C_g > 0.005 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1][2]}$$

$$\begin{array}{l} C_{v1} = 1.02 \times 10^{-4} \text{ à } 0.2.300 \text{ bars} \\ C_{v2} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ à } 4.700 \text{ bars} \end{array} \quad 10^{-5} < C_v < 10^{-2} \Rightarrow \text{Sol compressible courant. [4]}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,15 \quad \text{d'après J.P MAGNAN} \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible.}$$

**Profondeur 13,60 à 14,40 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 32,95 \% \quad 20 < w < 50\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$25 < w < 50\% \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Le degré de saturation :

$$S_r = 97,28 \% \Rightarrow \text{Argile proche de la saturation. [4]}$$

- Poids volumique humide :

$$\gamma_h = 1,87 \text{ t/m}^3 \quad 1,6 < \gamma_h < 2,2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1,41 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_d: 1,0 \text{ à } 2,0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0,9124 \quad e: 0,5 \text{ à } 1 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 48,2\% \\ I_p = 25,62\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L, I_p$ ) se situe au-dessus de la ligne A qu'il s'agit de des argiles peu plastique ( $A_p$ ). [7]

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0,6$$

$$0,5 < I_c < 0,75 \Rightarrow \text{Mi- raide. [4]}$$

- La teneur en matière organique :

T.M.O = 4,22 %, d'après la classification donnée par J.P MAGNAN (Remblais et Fondation sur Sols Compressibles) :

$$3\% < \text{T.M.O} < 10\% \Rightarrow \text{Argile faiblement organique (fo).}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_U = 0,450 \text{ bars} \Rightarrow \text{Moyennement consistante. [4]}$$

**Profondeur 15,20 à 16,80 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 62,25\% \quad 50 < w < 100\% \Rightarrow \text{Argile molle. [15]}$$

$$50 < w < 75\% \Rightarrow \text{Argiles mouillée. [4]}$$



- Degré de saturation :

$$S_r = 98.32\% \Rightarrow \text{Argile proche de la saturation. [4]}$$

- Poids volumique apparent :

$$\gamma_h = 1.83 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1.13 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ T/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 45.5\% \\ I_p = 25.76\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au-dessus de la droite A  $I_p = 0.73 (w_L - 20)$ , donc il s'agit d'une argile peu plastique (Ap). [7]

- Cisaillement triaxial :

$$C_U = 0.800 \text{ bars} \Rightarrow \text{Argile raide. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0.266$$

$$0.200 < C_c < 0.300 \Rightarrow \text{Sol assez frottement compressible. [4] [15]}$$

$$C_g = 0.038$$

$$C_g > 0.005 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1][2]}$$

$$C_{v1} = 5.47 \times 10^{-4} \text{ à } 2.145 \text{ bars}$$

$$C_{v2} = 4.32 \times 10^{-4} \text{ à } 4.950 \text{ bars} \quad 10^{-5} < C_v < 10^{-2} \Rightarrow \text{Sol compressible courants.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.143 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4]}$$

### Couche 03

Profondeur 17,80 à 18,40 m :

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 55,8\% \\ I_p = 34,97\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la droite A on est en présence d'une argile très plastique ( $At$ ). [7]

- La teneur en matière organique :

T.M.O = 8,25% d'après la classification donnée par JP MAGNAN (Remblais et Fondation sur Sol Compressibles).

$3\% < T.M.O < 10\%$   $\Rightarrow$  Sol faiblement organique (fo).

- Analyse granulométrique :

La granulométrie donne les passants à  $80 \mu = 75\% > 50\%$   $\Rightarrow$  Sols fins.

Les passants à 2 mm = 91% (9%graviers)

Les passants à  $80 \mu$  = 75% (16% gros sable)

Les passants à  $80 \mu$  = 55% (20% sable fin)

Les passants à  $3 \mu$  = 40% (15% limon)

C'est une argile peu limoneuse sableuse très plastique. [4]

#### Profondeur 18,70 à 20,30 m :

- La teneur en eau :

$w_{\text{moy}} = 22,63\%$

$20 < w < 50\%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]

$1 < w < 25\%$   $\Rightarrow$  Sol légèrement humide. [4]

- Degré de saturation :

$Sr_{\text{moy}} = 107,025\%$   $\Rightarrow$  Argile saturée. [4]

- Poids volumique humide :

$\gamma_{\text{h moy}} = 2,1 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{\text{h}} : 1,6 \text{ à } 2,2 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Argile. [15]

- Poids volumique sec :

$\gamma_{\text{d moy}} = 1,71 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{\text{d moy}} : 1,0 \text{ à } 2,0 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Argile. [15]

- Les limites d'Atterberg :

$\left\{ \begin{array}{l} W_L = 58,3\% \\ I_p = 32,1\% \end{array} \right.$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la ligne A

$I_p = 0,73 (w_L - 20)$ , il s'agit d'une argile très plastique ( $At$ ). [7]

- Analyse granulométrique :

Les passants à 80 $\mu$  = 77% > 50% => Sols fins.  
 Les passants à 2 mm = 96% (4%graviers).  
 Les passants à 80 $\mu$  = 77% (19% gros sable).  
 Les passants à 20 $\mu$  = 57% (20% de sable fin).  
 Les passants à 3 $\mu$  = 41% (16% limon).  
 C'est une argile sableuse peu limoneuse très plastique. [4]

- Compressibilité à l'oedomètre :

$C_c = 0,055$ .  
 $0,050 < C_c < 0,100$  => Sol peu compressible. [4] [15]  
 $0,01 < C_c < 0,10$  => Sable. [1] [2]  
 $C_g = 0,011$  => Sol non gonflant. [4]  
 $\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,037$  => Sol faiblement compressible. [4]

- L'indice des vides :

$e_{\text{moy}} = 0,568$   
 $e : 0,5 \text{ à } 1$  => Sable , argile moyenne (argile sableuse ).[15]

**Profondeur 20,50 à 22 m :**

- Analyse granulométrique :

Les passants à 80 $\mu$  = 18% < 50 % => Sols grenus.  
 Les passants à 2 mm = 31% (69 %graviers).  
 Les passants à 80 $\mu$  = 18% (13% gros sable).  
 Les passants à 20 $\mu$  = 14% (4 % de sable fin).  
 Les passants à 3 $\mu$  = 9% (5% limon).

D'après la classification du laboratoire des sols grenus

Plus de 50% d'éléments supérieurs à 80  $\mu$  (82%)

Plus de 50% d'éléments supérieurs à 2 mm (69%)

Plus de 12 % d'éléments supérieurs à 80  $\mu$  (18%)

Pas de limites d'Atterberg, donc on est soit en présence d'un grave limoneuse (GL), soit en présence d'une grave argileuse (GA). [7]

**Profondeur 22,00 à 23,00 m :**

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 52.8\% \\ I_p = 32.19\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la ligne A on est en présence d'une argile très plastique (At). [7]

- L'indice des vides:

$$e = 0,2919.$$

$e : 0,3 \text{ à } 0,5 \Rightarrow$  Argile compacte. [15]

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 41,5\% \\ I_p = 23,84\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ), se situe au dessus de la ligne A on donc des argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

- L'indice de consistance :

$$I_c = 1,03$$

$I_c > 1 \Rightarrow$  Sol très raide. [2][4]

- Cisaillement triaxial :

$C_u = 1,65 \text{ bars} \Rightarrow$  Sol raide. [4]

- Compressibilité à l'oedométre :

$$C_c = 0,152.$$

$0,100 < C_c < 0,200 \Rightarrow$  Sol moyennement compressible. [4] [15]

$0,10 < C_c < 0,25 \Rightarrow$  Argile raide. [1] [2]

$$C_g = 0,04.$$

$C_g > 0,005 \Rightarrow$  Sol pouvant gonfler. [1][2]

$$C_{v1} = 1,33 \times 10^{-4} \text{ à } 2,145 \text{ bars}$$

$C_{v2} = 1,48 \times 10^{-4} \text{ à } 4,950 \text{ bars} \Rightarrow$  Sols compressibles. [4]

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,095 \Rightarrow \text{Sol faiblement compressible.}$$

#### Profondeur 37,00 à 40,00 m :

- La teneur en eau :

$$w = 20,30\%$$

$20 < w < 50\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]

$1 < w < 25\% \Rightarrow$  Sol légèrement humide. [4]

- Degré de saturation :

$S_r = 109,9\% \Rightarrow$  Sol saturé. [4]

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_h = 2,14 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_h : 1,6 \text{ à } 2,2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1,78 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_d : 1,0 \text{ à } 2,0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0,5178.$$

$$e : 0,5 \text{ à } 1,0 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 53\% \\ I_p = 31,72\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple (  $w_L, I_p$  ) se situe au dessus de la droite A  $I_p = 0,73 (w_L - 20)$ , on est en présence d'une argile très plastique ( At ). [4]

- L'indice de consistance:

$$I_c = 1,03.$$

$$I_c > 1 \Rightarrow \text{Sol très raide. [2] [4]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_u = 1,75 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0,118.$$

$$0,100 < C_c < 0,200 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0,044.$$

$$C_g > 0,005 \Rightarrow \text{Sol gonflant. [1][2]}$$

$$C_{v1} = 3,72 \times 10^{-4} \text{ à } 2,145 \text{ bars.}$$

$$C_{v2} = 4,42 \times 10^{-4} \text{ à } 4,950 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,075 \Rightarrow \text{Sol compressible. [4]}$$

#### Profondeur 40,00 à 45,00 m :

- La teneur en eau :

$$w = 21,88 \%$$

$$20 < w < 50 \% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$01 < w < 25 \% \Rightarrow \text{Sol légèrement humide. [4]}$$

- Degré de saturation :

$$S_r = 105,3 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- Le poids volumique apparent :

$$\gamma_h = 2,11 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1,6 \text{ à } 2,2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1,73 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1,0 \text{ à } 2,0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0,5612.$$

$$e : 0,5 \text{ à } 1,0 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 47\% \\ I_p = 25,37\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ), se situe au dessus de la droite  $I_p = 0,73(w_L - 20)$ , on est en présence d'une argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0,99.$$

$$0,75 > I_c > 1,00 \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_u = 1,1 \text{ bars.} \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0,064.$$

$$0,05 < C_c < 0,100 \Rightarrow \text{Sol peu compressible. [4] [15]}$$

$$C_g = 0,023.$$

$$C_g > 0,005 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1] [2]}$$

$$C_{v1} = 5,77 \times 10^{-4} \text{ à } 2,145 \text{ bars.}$$

$$C_{v2} = 1,08 \times 10^{-3} \text{ à } 4,950 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,041 \Rightarrow \text{Sol faiblement compressible.}$$

**Calcul de la contrainte verticale initiale  $\sigma'_0$  :**

Celle ci ont été calculée au milieu des couches (nappe à - 2m):

0 à 15 m	$\sigma'_0 = 0.85$ bars	$< \sigma'_c = 1.3$ bars	$\Rightarrow$ sur consolidé.
15 à 20 m	$\sigma'_0 = 1.72$ bars	$< \sigma'_c = 2.10$ bars	$\Rightarrow$ sur consolidé.
20 à 33 m	$\sigma'_0 = 2.58$ bars	$> \sigma'_c = 1.2$ bars	$\Rightarrow$ sous consolidé.
33 à 37 m	$\sigma'_0 = 3.43$ bars	$> \sigma'_c = 1.9$ bars	$\Rightarrow$ sous consolidé.
37 à 40 m	$\sigma'_0 = 3.78$ bars	$> \sigma'_c = 1.73$ bars	$\Rightarrow$ sous consolidé.
40 à 45 m	$\sigma'_0 = 4.18$ bars	$> \sigma'_c = 1.8$ bars	$\Rightarrow$ sous consolidé.

**Calcul de  $C_u$  (cohésion non drainée) par la méthode pénétrométrique :**

$$C_U = \frac{Rp - \sigma'_0}{\alpha} \quad , \text{ pour la couche de surface } C_U = \frac{Rp}{\alpha}$$

Les valeurs de  $\alpha$  données par SANGLERAT surestiment les cohésions non drainées, pour se mettre du coté de la sécurité on prend des valeurs  $15 < \alpha < 20$  selon les cas extrêmes :

**PE1 :**

0 à 4 m	$C_U = \frac{7.5}{17} = 0.44$ bars.
4 à 6 m	$C_U = \frac{25 - 0.85}{17} = 1.42$ bars.
6 à 18 m	$C_U = \frac{15 - 1.72}{19} = 0.70$ bars.
18 à 22 m	$C_U = \frac{45 - 2.58}{18} = 2.35$ bars.

Nous donnerons pour ce sondage les résultats sur un tableau récapitulatif avec les profils synoptiques qui nous permettent d'apprécier facilement la variation de chaque paramètre en fonction de la profondeur.



**Sondage 03****Couche 01****Profondeur 0,00 à 2,10m :**

## ▪ Analyse granulométrique :

Les passants à 80 $\mu$  = 0,00 % (100% sols grenus).  
 Les passants à 2 mm = 23% (32% de cailloux ,45% de graviers).  
 Les passants à 80 $\mu$  = 00% (17% de sable grossier).  
 Les passants à 20 $\mu$  = 00% (6 % de sable fin).  
 Plus de 50% d'éléments supérieures à 80  $\mu$  (100%).  
 Plus de 50% d'éléments supérieures à 80  $\mu$  ont un diamètre supérieur à 2 mm (77%).  
 Moins de 5 % éléments inférieurs à 80 $\mu$  (00%).  
 Graves caillouteuses sableuses (G M). [7]

**Couche 02****Profondeur 2,10 à 3,70 m :**

## ▪ Les limites d'atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 55.00\% \\ I_p = 27.30\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la droite  $I_p = 0.73(w_L - 20)$ , on est en présence d'une argile très plastique (At) . [7]

## ▪ Analyse granulométrique :

Les passants à 80  $\mu$  = 79% >50%  $\Rightarrow$  Sols fins.  
 Les passants à 2 mm = 84% (4% de cailloux et 12 % de graviers).  
 Les passants à 80 $\mu$  = 79% (5% gros sable).  
 Les passants à 20 $\mu$  = 68% (11% sable fin).  
 Les passants à 3 $\mu$  = 50% (18% limon)  
 Argile limoneuse graveleuse très plastique. [7]

**Profondeur 3,70 à 4,30 m:**

## ▪ La teneur en eau :

$w = 22,89\%$ .  
 $20 < w < 50\%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne a raide. [15]  
 $1 < w < 25\%$   $\Rightarrow$  Sol légèrement humide. [4]

## ▪ Le poids volumique humide :

$\gamma_h = 2,30 \text{ t/m}^3$ .  $\gamma_h : 1,6 \text{ à } 2,2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  Argile. [15]

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1,65 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Degré de saturation :

$$S_r = 96.6 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- L'indice de consistance :

$$I_c = 1.17.$$

$$I_c > 1 \Rightarrow \text{Sol très raide. [4]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0.64.$$

$$e : 0.5 \text{ à } 1.0 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0,195.$$

$$0.100 < C_c < 0.200 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0.03.$$

$$C_g > 0.005 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1][2]}$$

$$C_{v1} = 2.75 \times 10^{-4} \text{ à } 2.145 \text{ bars}$$

$$C_{v2} = 3.79 \times 10^{-4} \text{ à } 4.950 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \text{Sol compressible. [4]}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.112 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4]}$$

#### Profondeur 4.30 à 5.20 m :

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 33.6\% \\ I_p = 14.7\% \end{cases}$$

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la droite  $I_p = 0.73 (w_L - 20)$ , on est en présence d'une argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

- Analyse granulométrique :

Les passants à 80  $\mu$  = 94% > 50%  $\Rightarrow$  Sols fins.

Les passants à 2 mm = 100% (0% de cailloux et 0 % de graviers).

Les passants à 80  $\mu$  = 94% (6% gros sable).

Les passants à 20  $\mu$  = 61% (33% sable fin).

Les passants à 3  $\mu$  = 32% (32% limon).

Argile sableuse, limoneuse peu – plastique ( $A_p$ ). [7]

**Profondeur 5,20 à 5,60 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 25,1 \%$$

$$10 < w < 30 \% \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

$$25 < w < 50 \% \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Degré de saturation :

$$S_r = 98,3 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0,95.$$

$$0,75 < I_c < 1 \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_h = 1,99 \text{ t/m}^3.$$

$$1,6 < \gamma_h < 2,2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1,59 \text{ t/m}^3.$$

$$1,0 < \gamma_d < 2,0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0,68.$$

$$e : 0,4 \text{ à } 1 \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

- Cisaillement à la boîte :

$$C_U = 1,05 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0,198.$$

$$0,100 < C_c < 0,200 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0,05.$$

$$C_g > 0,005 \Rightarrow \text{Sol peu gonflant. [1][2]}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,10 \Rightarrow \text{Compressible élevée. [4]}$$

**Profondeur 5,60 à 6,20 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 25.3\%$$

$$20 < w < 50 \% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$25 < w < 50 \% \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Degré de saturation :

$$S_r = 98.7 \% \Rightarrow \text{Sol saturé.}$$

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_h = 1.99 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1.59 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0.68.$$

$$0.5 < e < 1 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 39.8\% \\ I_p = 15.4\% \end{cases}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) situe au dessus de la droite  $I_p = 0.73 (w_L - 20)$ , il s'agit d'une argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0.95.$$

$$0.75 < I_c < 1 \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Analyse granulométrique :

$$\text{Les passants à } 80 \mu = 97\% > 50\% \Rightarrow \text{Sols fins.}$$

$$\text{Les passants à } 2 \text{ mm} = 100\% \text{ (0\% de cailloux, 0\% de gravier).}$$

$$\text{Les passants à } 80 \mu = 97\% \text{ (3\% gros sable).}$$

$$\text{Les passants à } 20 \mu = 83\% \text{ (14\% sable fin).}$$

$$\text{Les passants à } 3 \mu = 51\% \text{ (32\% limon). [7]}$$

**Profondeur 7.80 à 9.60 m :**

- La teneur en eau :

$$w_{\text{moy}} = 25.85\%.$$

$$20 < w < 50\% \quad \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$25 < w < 50\% \quad \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Le degré de saturation :

$$S_{r_{\text{moy}}} = 100,45\% \quad \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_{h_{\text{moy}}} = 2 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_{d_{\text{moy}}} = 1.60 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0.718.$$

$$0.5 < e < 1 \quad \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_{cu} = 0.7 \text{ bars.}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 16.4\% = 0.164.$$

$$0.200 < C_c < 0.300 \quad \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0.036.$$

$$C_g > 0.005 \quad \Rightarrow \text{Sol peu gonflant. [1][2]}$$

$$C_{v1} = 3.81 \times 10^{-4} \text{ à } 2.145 \text{ bars.} \quad \Rightarrow \text{Sol compressible. [4]}$$

$$C_{v2} = 3.56 \times 10^{-4} \text{ à } 4.950 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.100 \quad \Rightarrow \text{Compressibilité élevée. [4]}$$

**Profondeur 10,40 à 10,80 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 25.7\%$$

$$10 < w < 30 \% \Rightarrow \text{Argile limon. [15]}$$

$$25 < w < 50 \% \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Le degré de saturation :

$$S_r = 104 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_h = 2.05 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1.63 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 0.672.$$

$$0.4 < e < 1.0 \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0.18.$$

$$0.100 < C_c < 0.200 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0.033.$$

$$C_g > 0.005 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1][2]}$$

$$C_v = 2.02 \times 10^{-4} \text{ à } 2.045 \text{ bars.}$$

**Profondeur 12,60 à 13,10 m :**

- La teneur en eau :

$$w = 21.3\%$$

$$10 < w < 30 \% \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

$$1 < w < 25 \% \Rightarrow \text{Sol légalement humide. [4]}$$

- Le degré de saturation :

$$S_r = 94.2 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0.44.$$

$$0.25 < I_c < 0.50 \quad \Rightarrow \text{Sol molle. [4]}$$

- Le poids volumique humide :

$$\gamma_h = 2.04 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1.68 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d : 1.0 \text{ à } 2.0 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_{cu} = 0.9 \text{ bars.}$$

### Couche 03

#### Profondeur 13.10 à 14 m :

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 25.8\% \\ I_p = 10.3\% \end{cases} \Rightarrow \text{Sable. [8][16]}$$

D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situe au dessus de la ligne A, il s'agit d'une argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

⇒ Donc le sol est un sable peu -argileux.

- Analyse granulométrique :

$$\text{Les passants à } 80 \mu = 32\% < 50\% \quad \Rightarrow \text{Sols grenus.}$$

$$\text{Les passants à } 2 \text{ mm} = 100\% \text{ (0\% gravier).}$$

$$\text{Les passants à } 80\mu = 32\% \text{ (68\% gros sable).}$$

$$\text{Les passants à } 20\mu = 25\% \text{ (7\% sable fin).}$$

$$\text{Les passants à } 3\mu = 15\% \text{ (10\% limon).}$$

Argile sableuse, limoneux peu - plastique ( $A_p$ ). [7]

⇒ Sable grossier peu -argileux.

#### Profondeur 14.00 à 14.40 m :

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 26\% \\ I_p = 9.7\% \end{cases} \Rightarrow \text{Sable. [8] [16]}$$



D'après le diagramme de CASAGRANDE, le couple ( $w_L$ ,  $I_p$ ) situe au dessus de la ligne A

=> Argile peu plastique ( $A_p$ ). [7]

⇨ Le sol est un sable peu -argileux.

- Analyse granulométrique :

Les passants à 80  $\mu$  = 54% > 50% (sols fins).

Les passants à 2 mm = 100% (0% gravier).

Les passants à 80  $\mu$  = 54% (46% gros sable).

Les passants à 20  $\mu$  = 42% (12% sable fin).

Les passants à 3  $\mu$  = 23 (19% limon). [7]

Sable grossier à fin limoneux.

**Profondeur 14.40 à 17.20 m :**

- La teneur en eau :

$w = 38.9\%$ .

$20 < w < 50\%$  => Argile moyenne à raide. [15]

$25 < w < 50\%$  => Sol humide. [4]

- Le degré de saturation :

$S_r = 90.9\%$  => Sol saturé. [4]

- Le poids volumique humide :

$\gamma_h = 1.77 \text{ t/m}^3$ .

$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3$  => Argile. [15]

- Le poids volumique sec :

$\gamma_d = 1.28 \text{ t/m}^3$ .

$1.0 < \gamma_d < 2.0 \text{ t/m}^3$  => Argile. [15]

- L'indice des vides :

$e = 1.21$ .

$1 < e < 4$  => Argile molle, vase. [15]

- Les limites d'Atterberg :

$$\begin{cases} W_L = 39.80\% \text{ à } 63\% \\ I_p = 15.4\% \text{ à } 29.3\% \end{cases}$$

Selon le diagramme de CASAGRANDE, les deux couples ( $w_L$ ,  $I_p$ ) se situent au dessus de la ligne  $I_p = 0.73 (w_L - 20)$ , il s'agit d'une argile très plastique At et un limon très plastique Lt. [7]

- L'indice de consistance :

$$I_c = 0.56.$$

$$0.50 < I_c < 0.75 \quad \Rightarrow \text{Sol mi-raide. [4]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_u = 0.1 \text{ bars} \quad \Rightarrow \text{Sol molle. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0.249.$$

$$0.200 < C_c < 0.300 \quad \Rightarrow \text{Sol assez fortement compressible. [4]][15]$$

$$C_g = 0.062.$$

$$C_g > 0.005 \quad \Rightarrow \text{Sol gonflant. [1]][2]$$

$$C_{v1} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ à } 2.149 \text{ bars.} \quad \Rightarrow \text{Sol compressible. [4]}$$

$$C_{v2} = 1.58 \times 10^{-4} \text{ à } 4.950 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,128 \quad \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4]}$$

#### Profondeur 17.20 à 20,00 m :

- La teneur en eau :

$$w = 38.2\%.$$

$$20 < w < 50 \% \quad \Rightarrow \text{Argile moyennes à raide. [15]}$$

$$25 < w < 50 \% \quad \Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

- Le degré de saturation :

$$S_r = 108.3 \% \quad \Rightarrow \text{Sol saturé. [4]}$$

- Le poids volumique apparent :

$$\gamma_h = 2.00 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_h : 1.6 \text{ à } 2.2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- Le poids volumique sec :

$$\gamma_d = 1.45 \text{ t/m}^3.$$

$$1.0 < \gamma_d < 2.0 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

- L'indice des vides :

$$e = 1.046.$$

$$1 < e < 4 \quad \Rightarrow \text{Argile molle, vase. [15]}$$

- Cisaillement triaxial :

$$C_U = 0.7 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

- Compressibilité à l'oedomètre :

$$C_c = 0.106.$$

$$0.100 < C_c < 0.200 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0.011.$$

$$C_g < 0.005 \Rightarrow \text{Sol gonflant. [1][2]}$$

$$C_v = 1.97 \times 10^{-4} \text{ à } 2.950 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.069 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible.}$$

- La teneur en matière organique :

$$\text{T.M.O} = 0.84\%. [4]$$

#### Calcul de $\sigma'_0$ :

0 à 5 m	$\sigma'_0 = 0.46 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 1.75 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sur consolidé.
5 à 7 m	$\sigma'_0 = 0.83 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 1.00 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sur consolidé.
7 à 10 m	$\sigma'_0 = 1.08 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 1.5 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sur consolidé.
10 à 15 m	$\sigma'_0 = 1.49 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 1.75 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sur consolidé.
15 à 18 m	$\sigma'_0 = 1.94 \text{ bars}$	$> \sigma'_c = 1.60 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sous consolidé.
18 à 20 m	$\sigma'_0 = 2.32 \text{ bars}$	$> \sigma'_c = 0.92 \text{ bars}$	$\Rightarrow$ sous consolidé.

#### Calcul de la cohésion non drainée à partir du PE2 :

$$0 \text{ à } 5 \text{ m : } R_p = 20 \text{ bars, } \alpha = 19, \text{ pas de } \sigma'_0 \Rightarrow C_U = \frac{R_p}{\alpha} = \frac{20}{19} = 1.05 \text{ bars.}$$

$$5 \text{ à } 7.5 \text{ m : } R_p = 5 \text{ bars, } \sigma'_0 = 0.83 \text{ bars, } \alpha = 18 \Rightarrow C_U = \frac{R_p - \sigma'_0}{\alpha} = 0.23 \text{ bars.}$$

$$7.5 \text{ à } 10 \text{ m : } R_p = 18 \text{ bars, } \sigma'_0 = 1.08 \text{ bars, } \alpha = 18 \Rightarrow C_U = 0.94 \text{ bars.}$$

$$10 \text{ à } 21 \text{ m : } R_p = 16 \text{ bars, } \sigma'_0 = 1.91 \text{ bars, } \alpha = 17 \Rightarrow C_U = 0.82 \text{ bars.}$$

$$21 \text{ à } 27.6 \text{ m : } R_p = 40 \text{ bars, } \sigma'_0 = 3.005 \text{ bars, } \alpha = 19 \Rightarrow C_U = 1.94 \text{ bars.}$$

Nous donnerons pour ce sondage les résultats sur un tableau récapitulatif avec les profils synoptiques.

#### Commentaires :

Au terme de cette étude synthétique des essais propres à L'OA5/1. On est parvenu à partir des interprétations des résultats d'essais à relever quelques anomalies et à faire quelques comparaisons intéressantes.

En premier lieu, la classification des sols à partir de la granulométrie et des limites d'atterberg n'a pas toujours confirmé la géologie visuelle des sondages.

Il nous apparaît que les teneurs en eau sont trop faibles comparées à certaines limites plus importantes trouvées, et à certaines densités du poids sec ( $\gamma_d$ ) qui sont faibles, de telles caractéristiques supposant une teneur en eau importante, cette anomalie peut s'expliquer du fait qu'il y a eu un dessèchement des échantillons où bien que les autres essais sont faussés.

Il est important de signaler à ce stade que les résultats de laboratoire obtenus pour le sondage 2 entre 33m et 40m sont logiques, car les marnes peuvent se trouver à l'état naturel dur et consistant comme l'indiquent les indices de consistance et les cohésions non drainées.

Le nombre d'essais de teneur en matière organique est insuffisant et non représentatif de toute une couche, on peut dire que le sol est peu organique et peu tourbeux. Nous notons que la tourbe peut présenter une assez bonne résistance au cisaillement due à sa morphologie, cette résistance diminue latéralement, de plus un sol tourbeux se trouvant dans un milieu saturé a une grande aptitude à absorber l'eau, il réagit comme une éponge, ainsi les teneurs en eau peuvent atteindre 100%.

Les densités sont très faibles de l'ordre de  $1.08$  à  $1.88t/m^3$  pour les poids volumiques du sol sec ( $\gamma_d$ ).

Les indices de consistance ( $I_c$ ) situent le sol entre mi-raide à raide.

Les cohésions non drainées ( $C_U$ ) trouvées à la boîte de casagrande et l'essai triaxial sont confirmées par celles obtenues à partir des essais in situ et notamment le pénétromètre statique, mais à part quelques valeurs faibles trouvées par ce dernier.

En ce qui concerne les résultats des essais oedométriques, les indices de compressibilité ( $C_c$ ) et les coefficients de consolidation ( $C_U$ ) montrent que le sol est moyennement compressible à compressible leur représentativité peut être mise en doute à cause de l'imprécision des essais de laboratoire et de remaniement des carottes lors des prélèvements.

Le calcul des contraintes effectives comparées aux pressions de préconsolidation indique que les premières couches sont sur consolidées, et en profondeur sous consolidées, ceci suppose que les couches tassent sous leur propre poids, cela ne peut être envisagé du fait des poids des terres qu'elles supportent déjà.

La seule explication possible est que le sol a été remanié, ce remaniement est dû à la difficulté d'extraction des sols intacts, à partir de certaines profondeurs c'est à dire qu'on a une mauvaise récupération des échantillons. de plus pour avoir des essais oedométriques représentatifs d'une couche, il faudrait effectuer les essais sur des échantillons prélevés au milieu de ces dernières.

On ce qui concerne les essais in situ ; il y a eu une mauvaise distribution de ces derniers, ainsi après avoir donné un aperçu sur toutes les difficultés que posent un sol on a été dans l'obligation d'extrapoler certains résultats pour des couches où aucun essai n'a été réalisé, calculer des moyennes en tenant compte des dispersions des valeurs et de la nature des sols, à fin de procéder à une délimitation des couches.

Les pénétromètres statiques réalisés symétriquement aux sondages ont été rapportés à ces derniers.

En ce qui concerne la sous consolidation nous la ramènerons dans la suite des calculs à normalement consolider.

#### **Conclusion :**

Tout ce qui a précédé a été fait dans le but d'aboutir à la connaissance des mêmes familles de couches, de les délimiter, de tracer les profils synoptiques qui nous permettent d'apprécier la variation de chaque paramètre physique ou mécanique en fonction de la profondeur et enfin tirer des caractéristiques moyennes ainsi nous sommes parvenus aux découpages suivants :

**Découpage retenu pour le sondage 02 :****0,00 – 6,5m :**

$W_L = 36,7\%$   
 $I_p = 18,47\%$   
 $\gamma_h = 2,00 \text{ t/m}^3$   
 $C_C = 0,213$   
 $C_U = 1,05 \text{ bars}$

**33,00 – 45,00m :**

$w = 19,68\%$   
 $S_r = 118,5\%$   
 $\gamma_r = 2,15 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_d = 1,80 \text{ t/m}^3$   
 $W_L = 47,16\%$   
 $I_p = 26,97\%$   
 $I_C = 1,016\%$   
 $e = 0,456$   
 $C_U = 1,15 \text{ bars}$   
 $C_C = 0,111$   
 $C_g = 0,035$   
 $\frac{C_c}{1+e_o} = 0,070$

**6,5 – 16,8m:**

$w = 47,6\%$   
 $S_r = 97,28\%$   
 $\gamma_h = 1,87 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_d = 1,27 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_s = 3,33 \text{ t/m}^3$   
 $e = 0,9142$   
 $W_L = 50\%$   
 $I_p = 23,71\%$   
 $I_C = 0,60$   
 $C_U = 0,625 \text{ bars}$   
 $C_C = 0,270$   
 $C_g = 0,055$   
 $\frac{C_c}{1+e_o} = 0,146$   
 $T.M.O = 4,69\%$

**16,8 – 33 m :**

$w = 22,63\%$   
 $S_r = 107,025\%$   
 $\gamma_h = 2,10 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_d = 1,71 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_s = 2,69 \text{ t/m}^3$   
 $\gamma_{sat} = 2,10 \text{ t/m}^3$   
 $e = 0,568$   
 $W_L = 55,63\%$   
 $I_p = 33,08\%$   
 $C_C = 0,055$   
 $C_g = 0,011$   
 $\frac{C_c}{1+e_o} = 0,037$   
 $T.M.O = 8,25\%$

**Découpage retenu pour le sondage 03 :**

<b>0,00 – 2,10 m :</b>	<b>2,10 – 13,10m :</b>	<b>13,10-20,00 m :</b>
$W_L = 37\%$	$w = 24,35\%$	$w = 38,55\%$
$I_p = 18,4\%$	$S_r = 98,70\%$	$\gamma_h = 1,88 \text{ t/m}^3$
$\gamma_h = 2,00 \text{ t/m}^3$	$\gamma_h = 2,01 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1,36 \text{ t/m}^3$
$C_U = 1,15 \text{ bars}$	$\gamma_d = 1,62 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,89 \text{ t/m}^3$
	$\gamma_s = 2,69 \text{ t/m}^3$	$\gamma_{sat} = 1,95 \text{ t/m}^3$
	$\gamma_{sat} = 2,03 \text{ t/m}^3$	$W_L = 42,57\%$
	$W_L = 42,8\%$	$I_p = 19,7\%$
	$I_p = 19,13\%$	$I_C = 0,56\%$
	$I_C = 0,877\%$	$C_C = 0,177$
	$C_U = 0,925 \text{ bars}$	$C_g = 0,036$
	$C_C = 0,184$	$C_U = 0,4 \text{ bars}$
	$C_g = 0,037$	$\frac{C_c}{1+e_o} = 0,098$
	$\frac{C_c}{1+e_o} = 0,104$	$T.M.O = 0,84\%$

## Profil type retenu pour les calculs de l' OA 5/1 :

## 0 – 5m :

$w = 22,89\%$	$C_U = 1,05bars$	$e_0 = 74,6\%$
$S_r = 96,60\%$	$\varphi_U = 0^\circ$	$\sigma_0^i = 0,46bars$
$\gamma_h = 2,03 t/m^3$	$C_c = 0,196$	$\sigma_c^1 = 1,376bars$
$\gamma_d = 1,65 t/m^3$	$C_g = 0,04$	$C_v = 3,27 \times 10^{-4} cm^2/s$
		$R_p = 18,125bars$

## 5 – 20m:

$w = 31,39\%$	$C_u = 0,62bars$	$e_0 = 75,62\%$
$S_r = 99,84\%$	$\varphi_u = 1^\circ$	$\sigma_0^1 = 1,46bars$
$\gamma_h = 1,96 t/m^3$	$C_c = 0,20$	$\sigma_c^1 = 1,45bars$
$\gamma_d = 1,51 t/m^3$	$C_g = 0,27$	$C_v = 2,64 \times 10^{-4} cm^2/s$
		$R_p = 13,93bars$

## 20 – 33m:

$w = 16,86\%$	$C_u = 1,65bars$	$e_0 = 59,7\%$
$S_r = 140,29\%$	$\varphi_u = 0^\circ$	$\sigma_0^1 = 3,43bars$
$\gamma_h = 2,2 t/m^3$	$C_c = 0,152$	$\sigma_c^1 = 1,9bars$
$\gamma_d = 1,88 t/m^3$	$C_g = 0,04$	$C_v = 1,39 \times 10^{-4} cm^2/s$
		$R_p = 36,5bars$

## 33 – 45m:

$w = 21,09\%$	$C_u = 1,075bars$	$e_0 = 56\%$
$S_r = 107,6\%$	$\varphi_u = 0^\circ$	$\sigma_0^1 = 3,98bars$
$\gamma_h = 2,125 t/m^3$	$C_c = 0,091$	$\sigma_c^1 = 1,765bars$
$\gamma_d = 1,755 t/m^3$	$C_g = 0,0335$	$C_v = 3,50 \times 10^{-4} cm^2/s$



## II / CALCUL DES FONDATIONS DE L'OA 5 / 1 :

## 1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) :

La première couche correspond à un remblai de 5 m de profondeur, il est impossible d'ancrer une fondation dans un remblai existant, donc l'ancrage de la fondation superficielle doit être important au-dessous de 5m.

$$\frac{D}{B} > 4 \quad \text{Fondations superficielles. [4] [15]}$$

$$D = 7\text{m} \quad , B = 2\text{m} \quad . \quad L = 18.75\text{m} :$$

$$\frac{L}{B} = \frac{18,75}{2} = 9,375 > 5 \quad \Rightarrow \text{Semelle filante. [4] [15]}$$

$$\frac{D}{B} = \frac{7}{2} = 3,5 < 4 \quad \Rightarrow \text{Semelle superficielle. [4] [15]}$$

## 1-1/ Dimensionnement:

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma \beta N_\gamma + q_0 N_q + CN_c.$$

$$Cu = 0,62 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 1^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1,11 \\ N_c = 5,40 \end{cases}$$

Calcul de  $q_0$  :

La nappe d'eau se trouve à 2m de profondeur ( $h = 2\text{m}$ ).

$$q_0 = \gamma_a h + \gamma'(D - h)$$

$$\gamma' : \text{Poids volumique déjaugé } (\gamma' = \gamma_h - \gamma_w)$$

$$q_0 = 1,65 \times 2 + (2,03 - 1) \times 3 + (1,96 - 1) \times 2$$

$$q_0 = 8,31 \text{ t/m}^2 = 0,831 \text{ bars}$$

Calcul de la contrainte admissible  $q_a$  :

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \gamma \beta N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right]$$

$$q_a = q_0 \frac{1}{F_s} [q_0 (N_q - 1) + CN_c]$$

$$q_a = 0,831 + \frac{1}{3} [0,831(1,11 - 1) + 0,62 \times 5,40]$$

$$q_a = 1,97 \text{ bars} = 19,7 \text{ t/m}^2$$

**Calcul de la section réelle S :**

La charge ramenée par l'ouvrage à vide :

$$Q_v = 2021 t$$

$$S = \frac{Q_v}{q_a} = \frac{2021t}{19,7t/m^2} = 102,58m^2$$

$$B = \frac{S}{L} = \frac{102,58}{18,75} = 5,47m$$

on prendra

$$B = 5,47m \quad . \quad S = 102,58m^2 \quad . \quad q_a = 1,97bars$$

**1-2/ Calcul des tassements :****1-2-1/ Par la méthode oedométrique :**

→ (0-5m):

On a les paramètres suivants :

$$h_i = 5m$$

$$z = 2,5m$$

$$L/z = 7,5$$

$$B/z = 2,18$$

**Calcul de:**

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 0,45 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 0,240$$

$$C_c = 0,196$$

$$C_g = 0,04$$

$$e_0 = 0,746$$

**Calcul de  $\Delta\sigma_z$  :**

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \beta \gamma N_r + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right]$$

$$C_u = 1,05bars$$

$$\varphi_u = 0^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_r = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = 5,14 \end{cases}$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} [CN_c]$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0 = \frac{1}{F_s} [CN_c]$$

$$\Delta\sigma_{net} = \frac{1}{3} [1,05 \times 5,14]$$

$$\Delta\sigma_{net} = 1,799 \approx 1,8 \text{ bars.}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I = 1,8 \times 0,96$$

$$\Delta\sigma_z = 1,728 \text{ bars}$$

On a:

$$\sigma'_c = 1,367 \text{ bars} > \sigma'_0 = 0,46 \text{ bars} \Rightarrow \text{sol sur consolidé}$$

$$\sigma'_F = \sigma'_0 + \Delta\sigma_{zz} = 2,188 \text{ bars} > \sigma'_c$$

$$\Delta hi = hi \frac{c_g}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + hi \frac{Cc}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_F}{\sigma'_c}$$

$$\Delta hi = 0,167 \text{ m} = 16,7 \text{ cm}$$

$$\rightarrow (5-20)$$

ona:

$$hi = 15 \text{ m}$$

$$z = 12,5 \text{ m}$$

$$B/z = 0,43$$

$$L/z = 1,5$$

Calcul de I

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 2,28 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 0,132$$

$$I - 4I = 0,528$$

$$C_c = 0,20$$

$$C_g = 0,27$$

$$e_0 = 0,756$$

Calcul de  $\Delta\sigma_z$ :

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \delta \gamma N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right]$$

$$C_u = 0,62 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 1^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\delta = 0 \\ N_q = 1,11 \\ N_c = 5,40 \end{cases}$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} [q_0(N_q - 1) + CN_c]$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0 = \frac{1}{F_s} [q_0(N_q - 1) + CN_c]$$

$$\Delta\sigma_{net} = \frac{1}{3} [0,831(1,11 - 1) + 0,62 \times 5,40]$$

$$\Delta\sigma_{net} = 1,146 \text{ bars}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_z = 1,146 \times 0,528$$

$$\Delta\sigma_z = 0,60 \text{ bars}$$

On a:

$$\sigma'_c = 1,45 \text{ bars} < \sigma'_0 = 1,46 \text{ bars} \Rightarrow \text{sol sous consolidé}$$

$$\sigma'_F = 2,06 \text{ bars} > \sigma'_c$$

$$\Delta hi = hi \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_F}{\sigma'_c}$$

$$\Delta hi = 0,255 \text{ m} = 25,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow (20 - 33)$$

$$hi = 13 \text{ m}$$

$$z = 26,5 \text{ m}$$

$$L/z = 0,70$$

$$B/z = 0,20$$

$$C_c = 0,152$$

$$C_g = 0,04$$

$$e_0 = 0,597$$

#### Calcul de I

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 4,84 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 0,05$$

$$I = 4I = 0,2$$

#### Calcul de $\Delta\sigma_z$ :

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} [CN_c] \text{ avec } : C_u = 1,65 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 0^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\delta = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = 5,14 \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0 = \frac{1}{F_s} [CN_c].$$

$$\Delta\sigma_{net} = \frac{1}{3} [1,65 \times 5,14]$$

$$\Delta\sigma_{net} = 2,82 \text{ bars}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$= 2,82 \times 0,2$$

$$\Delta\sigma_z = 0,56 \text{ bars}$$

$$\sigma_c^1 3,43 \text{ bars} > \sigma_0^1 = 1,9 \text{ bars} \Rightarrow \text{sol sur consolidé}$$

$$\sigma_F' = \sigma_0' + \Delta\sigma_z = 3,99 \text{ bars} \approx 4 \text{ bars}$$

$$\sigma_F' > \sigma_c'$$

$$\Delta hi = hi \frac{Cc}{1+e_0} \log \frac{\sigma_F'}{\sigma_c'}$$

$$\Delta hi = 0,082 \text{ m} = 8,2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow (33 - 45)$$

$$hi = 12 \text{ m}$$

$$z = 39 \text{ m}$$

$$L/z = 0,48$$

$$B/z = 0,14$$

$$C_c = 0,091$$

$$C_g = 0,033$$

$$e_0 = 0,56$$

**Calcul de I :**

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 7,12 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 0,02$$

$$I = 4I = 0,08$$

**Calcul de  $\Delta\sigma_z$  :**

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} [CN_c] \text{ avec } : C_u = 1,075 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 0^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_s = 0 \\ N_q = 1 \\ N_c = 5,14 \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0 = \frac{1}{F_s} [CN_c].$$

$$\Delta\sigma_{net} = \frac{1}{3}[1,075 \times 5,14]$$

$$\Delta\sigma_{net} = 1,84bars$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$= 1,84 \times 0,08$$

$$\Delta\sigma_z = 0,147bars$$

On a:

$$\sigma_c = 1,765bars > \sigma'_0 = 3,98bars \Rightarrow \text{sol sur consolidé}$$

$$\sigma'_F = \sigma'_0 + \Delta\sigma_z = 4,12bars$$

$$\Delta hi = hi \frac{Cc}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_F}{\sigma'_c}$$

$$\Delta hi = 0,0105m = 1,05cm$$

$$\Delta H = \sum \Delta hi$$

oedomètre	hi (m)	z (m)	L/z	B/z	4I	Cc	Cg	e <sub>0</sub>	Δσz bars	σ' <sub>c</sub> bars	σ' <sub>0</sub> bars	σ' <sub>F</sub> bars	Δhi cm
0-5m	5	2,5	7,5	2,18	0,96	0,196	0,04	0,746	1,728	1,376	0,46	2,188	16,7
5-20m	15	12,5	1,5	0,43	0,528	0,20	0,27	0,756	0,60	1,45	1,46	2,06	25,5
20-33m	13	26,5	0,70	0,20	0,2	0,152	0,04	0,597	0,56	1,9	3,43	4,0	8,20
33-45m	12	39	0,48	0,14	0,08	0,091	0,033	0,56	0,147	1,765	3,98	4,12	1,05
													Σ5145cm

1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique « PE1 et PE2 » :

$$\Delta hi = \frac{hi \cdot \Delta\sigma_z}{\alpha \cdot Rp}$$

→ (0-5m):

$$Rp = 18,125bars, \alpha = 2 \text{ à } 5 \quad hi = 5m$$

Calcul de Δσz :

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I$$

$$\Delta\sigma_{net} = q_a - q_0$$

$$q_a = q_0 + \frac{Rp - \sigma'_0}{\lambda} \quad (q_0 = 0,831bars, \lambda = 6 \text{ "sol cohérent" } \sigma'_0 = 0,46b)$$

$$\Delta\sigma_{net} = \frac{Rp - \sigma'_0}{\lambda}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{net} \times I = \frac{Rp - \sigma'_0}{\lambda} \times I \quad (I = 0,96)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{18,125 - 0,46}{6} \times 0,96$$

$$\Delta\sigma_z = 2,82 \text{ bars}$$

$$\Delta hi_{max} = \frac{5 \times 2,82}{2 \times 18,125} = 0,388 \text{ m} = 38,8 \text{ cm}$$

$$\Delta hi_{min} = \frac{5 \times 2,82}{5 \times 18,125} = 0,155 \text{ m} = 15,5 \text{ cm}$$

$$\Delta hi_{moy} = 27,15 \text{ cm}$$

→ (5 - 20m):

$$Rp = 13,93 \text{ bars} \quad , \alpha = 5 \text{ à } 10 \quad hi = 15 \text{ m}$$

**Calcul de  $\Delta\sigma_z$ :**

$$\Delta\sigma_z = \frac{Rp - \sigma'_0}{\lambda} \times I \quad (\sigma'_0 = 1,46 \text{ bars} \cdot I = 0,528, \lambda = 6)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{13,93 - 1,46}{6} \times 0,528$$

$$\Delta\sigma_z = 1,09 \text{ bars}$$

$$\Delta hi_{max} = \frac{15 \times 1,09}{5 \times 13,93} = 0,234 \text{ m} = 23,4 \text{ cm}$$

$$\Delta hi_{min} = \frac{15 \times 1,09}{10 \times 13,93} = 0,117 \text{ m} = 11,7 \text{ cm}$$

$$\Delta hi_{moy} = 17,55 \text{ cm}$$

→ (20 - 21m):

$$Rp = 36,5 \text{ bars} \quad , \alpha = 1,5 \quad hi = 1 \text{ m}$$

**Calcul de  $\Delta\sigma_z$ :**

$$\Delta\sigma_z = \frac{Rp - \sigma'_0}{\lambda} \quad (\sigma'_0 = 3,431 \text{ bars} \cdot \lambda = 8 \text{ à } 13 \text{ pour sol pulvérulent on prend } \lambda = 10)$$

**Calcul de I**

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 3,74 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 0,062$$

$$\left. \begin{array}{l} L/B = 3,42 \\ z/B = 3,74 \end{array} \right\} \Rightarrow I = 4I = 0,248$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{36,5 - 3,43}{10} \times 0,248$$

$$\Delta\sigma_z = 0,82 \text{ bars}$$

$$\Delta h_i = \frac{1 \times 0,82}{1,5 \times 36,5} = 0,234 \text{ m} = 23,4 \text{ cm}$$

$$\Delta h_i = 1,5 \text{ cm}$$

$$\Delta H = \sum \Delta h_i$$

$$\Delta H = 46,2 \text{ cm}$$

couche	hi (m)	z (m)	L/z	B/z	4I	$\Delta\sigma_z$ bars	Rp (bars)	$\alpha$	$\Delta h_i$ (cm) min	$\Delta h_i$ (cm) max	$\Delta h_i$ moy (cm)
0-5m	5	2,5	7,5	2,18	0,96	2,82	18,125	2à5	15,5	38,8	27,15
5-20m	15	12,5	1,5	0,43	0,528	1,09	13,93	5à10	11,7	23,45	17,5
20-21m	1	20,5	0,90	0,26	0,248	0,82	36,5	1,5			1,5
											$\sum 46,2 \text{ cm}$

### Conclusion :

En définitive vu les tassements importants engendrés sous fondations superficielles dépassants les tassements admissibles donnés pour ce genre d'ouvrage, la solution fondation superficielle est à rejeter.

### 2/ Solution fondation profonde :

Avant d'entamer tout calcul des pieux, il y a lieu de justifier certaines hypothèses de calcul et certaine considération prise valables pour les 03 ouvrages :

1. Notre choix s'est porté sur le calcul des pieux forés car dans la zone où se situe notre projet, des pieux battus risquent de perturber la zone environnante.
2. Nous avons jugé plus intéressant de faire nos calculs avec un seul diamètre égal à 1,20m, celui-ci étant le plus utilisé et le plus répandu en Algérie.
3. Vu que les essais in situ sont les plus faibles pour le calcul des fondations profondes la méthode de laboratoire étant douteuse.

Le manque de valeurs nécessaires et la non fiabilité de celles-ci  $c$ ,  $\phi$  et  $\gamma$  essentiellement, tout ceci nous a conduit à ne pas considérer la méthode  $c - \phi$  pour le calcul des pieux.

#### 2-1/Calcul des pieux par la méthode du pénétromètre statique (FOND 72) :

Pieux foré	$\phi = 1,20 \text{ m}$
Section du pieu	$A = 1,13 \text{ m}^2$
Périmètre du pieu	$p = 3,77 \text{ m}$



**A/Longueur**  $L=15m$ .  $\phi=1,20m$  :

$$Q_N = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_F}{F_{S2}} \quad (F_{s1} = 3 \cdot F_{S2} = 2)$$

**1- Terme de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = A \cdot q_L$$

$$q_L = K \cdot R_{p_{moy}}$$

$$Q_p = A \cdot K \cdot R_{p_{moy}}$$

$K=0,9$  (limons, argiles sableuses et sables lâches)

$R_{p_{moy}}$  entre  $a \phi = 3,5\phi$  et  $b\phi = 1\phi$

$$R_{p_{moy}} = 13,93 \text{ bars} = 139,3 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = 1,13 \cdot 0,9 \cdot 139,3$$

$$Q_p = 141,66t$$

**2-Terme de frottement latéral  $Q_F$  :**

$$Q_F = p \sum \tau_i h_i$$

$$0-5m \quad R_{p_{moy}} = 181,25 \text{ t/m}^2 \cdot \tau_i = \frac{R_p}{60} = \frac{181,25}{60} = 3,02 \text{ t/m}^2$$

$$5-15m \quad R_{p_{moy}} = 139,3 \text{ t/m}^2 \cdot \tau_i = \frac{R_p}{50} = \frac{181,25}{50} = 2,78 \text{ t/m}^2$$

$$Q_F = 3,77[3,02 \times 5 + 2,78 \times 10]$$

$$Q_F = 161,73t$$

$$Q_N = \frac{141,66}{3} + \frac{161,73}{2} = 128t$$

**3-Vérification de la contrainte du béton :**

$$\frac{Q_N}{A} = \frac{128}{1,13} = 113,27 \text{ t/m}^2 = 11,327 \text{ bars}$$

$$\frac{Q_N}{A} = 11,327 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{béton}} = 50 \text{ bars}$$

**B/Longueur**  $L=20m$  .  $\phi=1,20m$  :

**1-Terme de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = A \cdot K \cdot R_{p_{moy}}$$

$K=0,8$  (sable moyennement compact)

$$R_{p_{moy}} = 25,21 \text{ bars} = 252,1 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = 1,13 \cdot 0,8 \cdot 252,1$$

$$Q_p = 227,89t$$

**2-Terme de forttement latéral  $Q_F$  :**

$$Q_F = p \sum \tau_i h_i$$

$$0-5m \quad R_{p_{moy}} = 181,25 \text{ t/m}^2 \cdot \tau_i = \frac{R_p}{60} = \frac{181,25}{60} = 3,02 \text{ t/m}^2$$

$$5-20m \quad R_{p_{moy}} = 139,3 \text{ t/m}^2 \cdot \tau_i = \frac{R_p}{50} = \frac{139,3}{50} = 2,78 \text{ t/m}^2$$

$$Q_F = 3,77 [3,02 \times 5 + 2,78 \times 15]$$

$$Q_F = 214,13t$$

$$Q_N = \frac{227,89}{3} + \frac{114,13}{2} = 128t$$

$$Q_N = 183,02t$$

**3-Vérification de la contrainte du béton :**

$$\frac{Q_N}{A} = \frac{183,02}{1,13} = 161,96 \text{ t/m}^2 = 16,196bars$$

$$\frac{Q_N}{A} = 16,196bars < \bar{\sigma}'_{béton} = 50bars$$

**Commentaires :**

Le calcul de pieu par la méthode FOND72 donne des valeurs de  $Q_N$  comprises entre 128 t et 183,02 t, qui s'augmentent en profondeur et des termes de forttement latéral prépondérants, ce qui donne des pieux flottants pour les différentes longueurs prises.

Plusieurs auteurs préconisent de prendre des valeurs de  $Q_N$  les plus faibles pour des pieux traversants des limons et des matériaux cohérents, car la mise en place de l'ensemble n'améliore pas la qualité du terrain à la seule condition que les pieux ne soient pas trop rapprochés. Pour rester du côté de la sécurité en gardant les charges nominales les plus faibles.

# CHAPITRE V :

## ETUDE DE L'OA5/2

**I/ ETUDE GEOTECHNIQUE DE L'OA 5/2 :****1/ But de l'ouvrage :**

L'OA 5/2 projeté permettra à la radiale Oued Ouchaih le franchissement de la pénétrante Ain –Nadja.

**2/ Campagne géotechnique relative à L'OA5/2 :**

Campagne de reconnaissance de l'OA 5/2 a comporté :

- Deux sondages carottés notés SC5 et SC6 :

Le sondage 5 se trouvant du côté Nord de l'ouvrage à été réalisé sous sa première culée.

Le sondage 6 était prévu au début sous la deuxième culée de l'ouvrage, mais il à été déplacé vers son côté Sud pour un bon accord d'accès.

- Trois pénétromètres statiques notés PE4, PE5, et PE6 :

Le PE4 réalise sous la première culée, le PE5 sous la pile, et le PE6 réalisé non loin de la deuxième culée de l'ouvrage.

Plusieurs essais d'identification physique et mécanique au laboratoire ont été réalisés pour les deux sondages, les résultats seront donnés pour chacun des deux sondages dans des tableaux récapitulatifs.

**3/ Résultats des reconnaissances avec commentaires :****3-1/ Essais in situ :****A-Sondages carottés :**

Les deux sondages réalisés à savoir le SC5 et le SC6, ont été poussés respectivement à 44,00m et 46,00 m de profondeur.

Les légendes géotechniques pour chacun des deux sondages seront présentées sur des feuilles de sondage, avec une description visuelle et classification géotechnique.

**B- Pénétromètres statiques :**

Les pénétromètre PE4, PE5, et PE6 se trouvent sur la même diagonale de l'OA 5/2, vue l'allure des courbes de la résistance de pointe du frottement latéral et la résistance totale qui est identique. On a jugé inutile de les séparer (ANNEXE).

Les valeurs moyennes des résistances de pointe retenues pour chaque pénétromètre sont les suivantes :

**PE4 :**

0 à 5 m	—————>	Rp = 19 bars
5 à 11 m	—————>	Rp = 11 bars
11 à 19m	—————>	Rp = 15 bars
19 à 28 m	—————>	Rp = 7 bars
28 à 35 m	—————>	Rp = 15 bars

**PE5**

0 à 3 m	————→	Rp = 25 bars.
3 à 10 m	————→	Rp = 13 bars.
10 à 15 m	————→	Rp = 15 bars.
15 à 28 m	————→	Rp = 13 bars.

**PE6 :**

0 à 8 m	————→	Rp = 26 bars.
8 à 15 m	————→	Rp = 7 bars.
15 à 20 m	————→	Rp = 13 bars.
20 à 29 m	————→	Rp = 8 bars.
29 à 35 m	————→	Rp = 19 bars.

**3-2/ Essais de laboratoire :**

Les classifications et les interprétations des résultats des essais ont été faites selon les méthodes déjà données dans la partie théorique pour cela nous donnerons seulement les résultats définitifs pour chaque sondage avec les profils synoptiques des différentes paramètres.

**Sondage 05****Couche 01 :****Profondeur 0,00m à 1,70 m :**

$$\begin{cases} W_L = 42\% \\ I_p = 15\% \end{cases} \Rightarrow \text{Argile limoneuse organique peu plastique (Ap, Lp). [7]}$$

L'indice de consistance :

$$I_c = 1,49 \Rightarrow \text{Sol très raide. [2] [4]}$$

Les passants à 80  $\mu$  = 57% > 50%  $\Rightarrow$  Sol fin.

Les passants à 2 mm = 62% (24% de cailloux et 14 % de graviers).

Les passants à 80 $\mu$  = 57% (5 % gros sables).

Les passants à 20 $\mu$  = 48% (9% sable fin).

$\Rightarrow$  Limon graveleux peu plastique. [7]

$$C_c = 0,132 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

**Profondeur 1,70m à 3,00 m :**

$$w = 19,65\% \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Le sol est légèrement humide. [4]}$$

$$\gamma_h = 2,04 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Une argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,71 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Une argile. [15]}$$

$$e = 0,58 \Rightarrow \text{Un limon. [15]}$$

$$S_r = 91,35\% \Rightarrow \text{Sol saturé. [7]}$$

**Couche 02:****Profondeur 3,00m à 6,80 m :**

$$\begin{cases} W_L = 37\% \\ I_p = 16\% \end{cases} \quad \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

L'indice de consistance :

$$I_c = 0,89 \Rightarrow \text{Sol raide. [2] [4]}$$

$$\text{Les passants à } 80 \mu = 98\% > 50\% \Rightarrow \text{Sol fin.}$$

$$\text{Les passants à } 2 \text{ mm} = 100\% \text{ (0\% de graviers).}$$

$$\text{Les passants à } 80\mu = 98\% \text{ (2\% gros sable).}$$

$$\text{Les passants à } 20\mu = 77\% \text{ (21\% sable fin).}$$

$$\text{Les passants à } 20\mu = 29\% \text{ (30\% de limon).}$$

$\Rightarrow$  Argile limoneuse peu sableuse peu plastique faiblement organique. [7]

$$C_c = 21,6 \Rightarrow \text{Sol compressible. [4][15]}$$

**Profondeur 6.80 à 11.00 m :**

$$w = 22,65\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Le sol est légèrement humide. [4]}$$

$$S_r = 91,35\% \Rightarrow \text{Sol saturé. [7]}$$

$$\gamma_h = 2,02 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Une argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,65 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Une argile. [15]}$$

$$e = 0,64 \Rightarrow \text{Une argile moyenne. [15]}$$

$$\gamma_{sat} = 2,00 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3.$$

$$T.M.O = 6,84\% \Rightarrow \text{Sol faiblement organique. [4]}$$

$$C_u = 0,55 \text{ bars.} \quad \varphi_u = 6^\circ.$$

$$C_c = 0,132 \Rightarrow \text{sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0,04 \Rightarrow \text{sol gonflant. [4]}$$

$$C_{v1} = 8,25 \times 10^{-4} \text{ à } 2,922 \text{ bars.}$$

$$C_{v2} = 2 \times 10^{-4} \text{ à } 4,482 \text{ bars.}$$

Sol compressible. [4]

**Couche 03****Profondeur 11,00m à 18,00m :**

$$w = 26,62\% \Rightarrow \text{Limon. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

$S_r = 97,78 \%$   $\Rightarrow$  Sol saturé. [7]

$\gamma_h = 1,96 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Argile. [15]

$\gamma_d = 0,609 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Argile. [15]

$e = 0,4$   $\Rightarrow$  Limon. [15]

$\begin{cases} W_L = 33\% \\ I_p = 11,8\% \end{cases} \Rightarrow$  Argile peu plastique (Ap). [7]

$I_c = 0,55 \Rightarrow$  sol mi- raide. [4]

La granulométrie donne un limon peu argileux sableux.

$C_u = 0,45 \text{ bars.}$   $\varphi_u = 10^\circ.$   $\Rightarrow$  Sol moyennement consistant. [4]

$C_c = 16,8$   $\Rightarrow$  Sol moyennement compressible. [4][15]

$C_g = 0,028$   $\Rightarrow$  Sol gonflant [4]

$C_{v1} = 6,49 \times 10^{-4}$  à  $2,145 \text{ bars.}$

Sol compressible. [4]

$C_{v2} = 1,04 \times 10^{-3}$  à  $4,95 \text{ bars.}$

T.M.O = 17,30%  $\Rightarrow$  Sol moyennement organique. [4]

#### Couche 04 :

**Profondeur (18.00 à 22.00 m) :**

$\begin{cases} W_L = 64,5\% \\ I_p = 36,83\% \end{cases} \Rightarrow$  Argile très plastique (At). [7]

$I_c = 0,40 \Rightarrow$  Sol molle. [4]

Granulométrie étalée.

Plus de 50% des éléments  $< 80 \mu$  (92,85%)  $\Rightarrow$  Sol fin. [4]

$\gamma_h = 1,58 \text{ t/m}^3.$   $\Rightarrow$  Tourbe. [15]

$\gamma_{sat} = 1,66 \text{ t/m}^3.$

T.M.O = 13,25 %  $\Rightarrow$  Sol moyennement organique. [4]

$C_c = 46,35 \Rightarrow$  Sol très compressible. [4]

**Profondeur 22,00 à 22,60 m :**

$w = 49,66 \%$   $\Rightarrow$  Argile molle. [15]

$\Rightarrow$  Sol humide. [4]

$S_r = 86,5 \%$   $\Rightarrow$  Sol saturé. [15]

$\gamma_h = 1,58 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Tourbe. [15]

$\gamma_d = 1,06 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Argile. [15]

$e = 1.50 \Rightarrow$  Argile molle, vase. [15]  
 $C_u = 0.65 \text{ bars}$      $\phi_u = 5^\circ \Rightarrow$  Sol consistant. [4]  
 $C_c = 59.5\% \Rightarrow$  Sol extrêmement compressible. [4][15]  
 $C_g = 0.05 \Rightarrow$  Sol gonflant. [4]  
 $C_{v1} = 37 \times 10^{-5}$  à 2,145 bars.                      Sol compressible. [4]  
 $C_{v2} = 5,35 \times 10^{-5}$  à 4,95 bars.

**Profondeur 24,80m à 25,40 m :**

$w = 38,4\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol humide. [4]  
 $S_r = 87,2\% \Rightarrow$  Sol saturé. [7]  
 $\gamma_h = 1,70 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  Tourbe. [15]  
 $\gamma_d = 1,23 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  Argile. [15]  
 $e = 1,15 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  Argile molle, vase. [15]  
 $\left. \begin{array}{l} W_L = 59\% \\ I_p = 30\% \end{array} \right\} \Rightarrow$  Argile très plastique (At). [7]  
 $I_c = 0,68 \Rightarrow$  Sol mi-raide. [4]  
 $C_c = 41,4\% \Rightarrow$  Sol très compressible. [4][15]  
 T.M.O = 12,44%  $\Rightarrow$  Sol moyennement organique. [4]

**Profondeur 26,60m à 30,00 m :**

$w_{\text{moy}} = 35,44\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol humide. [4]  
 $S_r = 85,37\% \Rightarrow$  Sol saturé. [15]  
 $\gamma_h \text{ moy} = 1,72 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  sable. [15]  
 $\gamma_{d\text{moy}} = 1,275 \text{ t/m}^3 \Rightarrow$  Argile. [15]  
 $e_{\text{moy}} = 1,175 \Rightarrow$  Argile molle, vase. [15]  
 $\left. \begin{array}{l} W_L = 44\% \\ I_p = 23\% \end{array} \right\} \Rightarrow$  Argile peu plastique (Ap). [7]  
 $I_c \text{ moy} = 0,37 \Rightarrow$  Sol molle. [4]  
 $C_u = 0,75 \text{ bars}$                        $\phi_u = 7^\circ \Rightarrow$  Sol consistant. [4]  
 $C_c = 28,8\%$   
 $C_g = 0,052$   
 $C_{v1} = 6,76 \times 10^{-5}$  à 2,3 bars.                      Sol compressible. [4]  
 $C_{v2} = 6,85 \times 10^{-5}$  à 4,7 bars.



T.M.O = 11,27 % => Sol moyennement organique. [4]

### Couche 05

Profondeur 30,00 m à 37,00m :

$w_{\text{moy}} = 28,27\%$  => Argile moyenne à raide. [15]  
=> Sol humide. [4]

$Sr_{\text{moy}} = 82,50\%$  => Sol saturé. [7]  
 $\gamma_{h\text{moy}} = 1,795 \text{ t/m}^3$  => Argile. [15]

$\gamma_{d\text{moy}} = 1,40 \text{ t/m}^3$  => Argile. [15]  
 $e_{\text{moy}} = 0,925$  => Argile moyenne. [15]

$W_L = 54\%$  }  
 $I_p = 28,9\%$  } => Argile très plastique (At). [7]  
 $I_c = 0,91$  => sol raide. [4]

La granulométrie étalée, donne une argile limoneuse, sableuse très plastique moyennement organique.

$C_u = 0,55 \text{ bars}$        $\phi_u = 8^\circ$       => sol consistant. [4]  
 $C_{c\text{moy}} = 32,46$       => sol très compressible. [4][15]  
 $C_{g\text{moy}} = 0,077$       => sol gonflant. [4]

$C_{v1} = 3,38 \times 10^{-5}$  à 2,3 bars.      Sol compressible [4]  
 $C_{v2} = 5,84 \times 10^{-5}$  à 4,7 bars.

T.M.O = 16,13 % => Sol moyennement organique. [4]

### Couche 06

Profondeur 38,00m à 40,50m :

$w = 36,58\%$       => Argile molle à raide. [15]  
=> Sol humide. [4]

$Sr = 90,5\%$       => Sol saturé. [7]  
 $\gamma_h = 1,76 \text{ t/m}^3$       => Argile. [15]

$\gamma_d = 1,29 \text{ t/m}^3$       => Argile. [15]  
 $e = 1,048$       => Argile molle, vase. [15]

$w_l = 41,5\%$  }  
 $I_p = 20\%$  }      => Argile peu plastique (Ap). [7]  
 $I_c = 0,25$       => Sol moile à très molle. [4]

$C_c = 25,65\%$       => Sol compressible. [4][15]

T.M.O = 9,96 %  $\Rightarrow$  Sol faiblement organique. [4]

### Couche 07

Profondeur 40,50m à 44,00m :

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 40\% \\ I_p = 19,62\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

Granulométrie étalée :

Plus de 50% des éléments  $> 80\mu$  (81,96%)  $\Rightarrow$  Sol grenu.

Plus de 50% des éléments  $> 80\mu$  ont un diamètre  $> 2\text{ mm}$  (67,21%).  $\Rightarrow$  C'est un grave.

Plus de 12 % d'éléments  $< 80\mu$  (18,03%)  $\Rightarrow$  Grave non propre. [7]

Les limites d'Atterberg au dessus de la ligne A  $\Rightarrow$  Grave argileuse (GA).

Cc = 24,3%  $\Rightarrow$  Sol compressible. [4][15]

### Calcul de $\sigma'_0$ et $\sigma'_c$ :

les valeurs des  $\sigma'_0$  et  $\sigma'_c$  pour ce sondage ont été calculés au niveau des oedomètres réalisés et avec le niveau de la nappe d'eau à deux mètre à partir du terrain naturel :

Couche 0 à 3 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 0,26$ bars, pas de $\sigma'_c$ .
Couche 3 à 11 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 0,92$ bars $>$ $\sigma'_c = 0,8$ bars $\Rightarrow$ Sol sous consolidé.
Couche 11 à 18 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 1,66$ bars $>$ $\sigma'_c = 0,825$ bars $\Rightarrow$ Sol sous consolidé.
Couche 18 à 30 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 2,54$ bars $>$ $\sigma'_c = 0,765$ bars $\Rightarrow$ Sol sous consolidé.
Couche 30 à 37 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 3,745$ bars $>$ $\sigma'_c = 1,362$ bars $\Rightarrow$ sol sous consolidé.
Couche 38 à 40,5 m	$\longrightarrow$	$\sigma'_0 = 4,06$ bars $>$ pas de $\sigma'_c$ .
Couche 40,5 à 44 m,		pas de $\sigma'_0$ pas de $\sigma'_c$ .

### Calcul de $C_u$ à partir du PE 4 :

Couche 0 à 5m :	Rp = 19bars	, $\alpha = 17$	, $C_u = \frac{Rp}{\alpha} = 1,12$ bars.
Couches 5 à 11m :	$\sigma'_0 = 0,92$ bars	Rp = 11bars	$\alpha = 18$ $C_u = \frac{Rp + \sigma'_0}{\alpha} = 0,56$ bars.
Couches 11 à 19m :	$\sigma'_0 = 1,66$ bars	Rp = 15bars	$\alpha = 18$ $C_u = \frac{Rp + \sigma'_0}{\alpha} = 0,74$ bars.
Couches 19 à 24m :	$\sigma'_0 = 2,13$ bars	Rp = 7 bars	$\alpha = 17$ $C_u = \frac{Rp + \sigma'_0}{\alpha} = 0,28$ bars.
Couches 24 à 28m :	$\sigma'_0 = 2,95$ bars	Rp = 12bars	$\alpha = 17$ $C_u = \frac{Rp + \sigma'_0}{\alpha} = 0,53$ bars.
Couches 28 à 35m :	$\sigma'_0 = 3,57$ bars	Rp = 16bars	$\alpha = 18$ $C_u = \frac{Rp + \sigma'_0}{\alpha} = 0,69$ bars.

Nous donnerons pour ce sondage les résultats sur un tableau récapitulatif et les profils synoptiques.

## Découpage retenu pour le sondage 05 :

0m à 3m :	11m à 18m:	30m à 37 m:	40,5m à 44 m :
w = 19,65%.	w = 26,62%.	w = 28,27%.	w = 40 %.
Sr = 91,35%.	Sr = 97,78%.	Sr = 82,50%.	Ip = 19,62 %.
$\gamma_h = 2,04 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_h = 1,96 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_h = 1,795 \text{ t/m}^3$ .	Cc = 24,3 %.
$\gamma_d = 1,71 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_d = 1,55 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_d = 1,40 \text{ t/m}^3$ .	
e = 0,58.	e = 0,609.	e = 0,925.	
W <sub>L</sub> = 42%.	W <sub>L</sub> = 33 %.	$\gamma_{\text{sat}} = 54 \text{ t/m}^3$ .	
Ip = 15%.	Ip = 11, 8%.	W <sub>L</sub> = 54 %.	
Ic = 1, 49.	Ic = 0, 55.	Ic = 0,91.	
Cc = 0,132.	C <sub>u</sub> = 0, 45 bars.	C <sub>u</sub> = 0,55 bars.	
	$\varphi_u = 10^0$ .	$\varphi_u = 8^0$ .	
	K = 2,4 x 10 <sup>-8</sup> à	Cc = 32,46%.	
	2,57 bars.	Cg = 0,077.	
	Cc = 0,168.	T.M.O = 16, 13 %.	
	Cg = 0,028.		
	T.M.O = 17, 30 %.		
3m à 11m :	18m à 30 m:	37m à 40,5 m :	
w = 22,65%.	w = 41,16%.	w = 36,58%.	
Sr = 96,76%.	Sr = 86,35%.	Sr = 90,5%.	
$\gamma_h = 2,02 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_h = 1,645 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_h = 1,76 \text{ t/m}^3$ .	
$\gamma_d = 1,65 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_d = 1,188 \text{ t/m}^3$ .	$\gamma_d = 1,29 \text{ t/m}^3$ .	
e = 0,64.	e = 1,275.	e = 1,048.	
W <sub>L</sub> = 37 %.	$\gamma_{\text{sat}} = 1,66 \text{ t/m}^3$ .	W <sub>L</sub> = 41,5%.	
Ip = 16%.	W <sub>L</sub> = 55,83 %.	Ip = 20 %.	
$\gamma_s = 2,70 \text{ t/m}^3$ .	Ip = 29,94%.	Ic = 0, 25.	
$\gamma_{\text{sat}} = 2,00 \text{ t/m}^3$ .	Ic = 0,48.	Cc = 25,65.	
Ic = 0,89.	C <sub>u</sub> = 0,7 bars.	T.M.O = 9,96 %.	
C <sub>u</sub> = 0,55 bars.	$\varphi_u = 6^0$ .		
$\varphi_u = 6$ .	Cc = 44, 0125 %.		
Cc = 0,174.	Cg = 0,051.		
Cg = 0,04.	T.M.O = 12, 32 %.		

**Sondage 06****Couche 01 :****Profondeur 0,00m à 3,50m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 39\% \\ I_p = 15,8\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

$$\gamma_h = 1,96 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,7 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

Plus de 50% des éléments < 80 $\mu$  (81%)  $\Rightarrow$  Sol fin.  
Et la granulométrie donne un sable limoneux argileux.

**Couche 02 :****Profondeur 3,50m à 13,50m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 24\% \\ I_p = 7\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

$$I_c = 0,27 \Rightarrow \text{Sol molle. [4]}$$

$$\gamma_h = 1,7 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Sable. [15]}$$

$$E_s = 12,30 \% \Rightarrow \text{Sable argileux. [14]}$$

Plus de 50% des éléments < 80 $\mu$  (66%)  $\Rightarrow$  Sol grenus.

Plus de 50% des éléments > 80 $\mu$  ont un diamètre < 2mm (55,9%)

$\Rightarrow$  Sable

Plus de 12% (33%) des éléments < 80 $\mu$   $\Rightarrow$  Sable non propre.

Les limites d'Atterberg au dessus de la ligne A  $\Rightarrow$  Sable argileux (SA).

$$C_c = 17,4\% \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4][15]}$$

$$C_g = 0,044 \Rightarrow \text{Sol gonflant. [4]}$$

$$C_v = 3,45 \times 10^{-4} \text{ à } 2,57 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol compressible.}$$

**Couche 03 :****Profondeur 13,50m à 37,20m :**

$$w = 22,06 \% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol légèrement humide. [4]}$$

$$S_r = 91,5 \% \Rightarrow \text{Sol saturé. [7]}$$

$$\gamma_h = 1,985 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,63 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 37,5\% \\ I_p = 18,5\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

$$I_c = 0,83 \quad \Rightarrow \text{Sol raide. [4]}$$

$$\text{T.M.O} = 2,87\% \quad \Rightarrow \text{Sol faiblement organique. [4]}$$

**Profondeur 37,20m à 41,00m :**

Galets à 38,00 m.

Episodes sableux de 38,00 à 41,00 m.

**Couche 04 :**

**Profondeur 41,00m à 46,00m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 38\% \\ I_p = 18,5\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

$$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,3 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

La granulométrie donne une argile peu plastique peu limoneuse et sableux.

$$\text{CaCo}_3 = 27,5\% \quad \Rightarrow \text{Sol marneuse. [4]}$$

**Calcul de  $\sigma'_o$  et  $\sigma'_c$  :**

Le calcul de  $\sigma'_o$  été faite pour ce sondage au niveau des oedomètres réalisés et avec le niveau de la nappe d'eau à -2m à partir du terrain naturel :

$$\text{Couche 1 : 00 à 3,5 m} \longrightarrow \sigma'_o = 0,9 \text{ bars} > \sigma'_c = 0,8 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol sous consolidé.}$$

$$\text{Couche 2 : 3,5 à 13,5 m} \longrightarrow \sigma'_o = 1,145 \text{ bars} < \sigma'_c = 3,7 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol sur consolidé.}$$

$$\text{Couche 3 : 13,5 à 41 m} \longrightarrow \sigma'_o = 1,001 \text{ bars} < \sigma'_c = 1,06 \text{ bars} \Rightarrow \text{Sol sur consolidé.}$$

$$\text{Couche 4 : 41 à 46 m} \longrightarrow \sigma'_o = 4,12 \text{ bars, pas de } \sigma'_c.$$

**Calcul de  $C_u$  :**

Les calculs des  $C_u$  pour ce sondage ont été faits suivant le découpage retenu d'après les valeurs moyennes des  $R_p$  du PE6 :

$$\text{Couche 0 à 2m : } R_p = 40 \text{ bars} \quad \alpha = 17 \quad C_u = \frac{R_p}{\alpha} = 2,35 \text{ bars.}$$

$$\text{Couches 2 à 8m : } \sigma'_o = 1,02 \text{ bars} \quad R_p = 21 \text{ bars} \quad \alpha = 16 \quad C_u = \frac{R_p - \sigma'_o}{\alpha} = 1,24 \text{ bars.}$$

Couches 8 à 15m : $\sigma'_{o} = 2,07$ bars	Rp=8 bars	$\alpha=16$	$C_u = 0,37$ bars.
Couches 15 à 20m : $\sigma'_{o} = 3,001$ bars	Rp=13 bars	$\alpha=18$	$C_u = 0,55$ bars.
Couches 20 à 29m : $\sigma'_{o} = 3,001$ bars	Rp=10 bars	$\alpha=16$	$C_u = 0,43$ bars.
Couches 29m à 35m : $\sigma'_{o} = 3,001$ bars	Rp=15bars	$\alpha=19$	$C_u = 0,63$ bars.

Nous donnerons pour ce sondage les résultats sur un tableau récapitulatif et les profils synoptiques.

#### Découpage retenu pour le sondage 06

##### 00 m à 3,5m :

$$\begin{aligned} W_L &= 39 \% \\ I_p &= 15,8\% \\ \gamma_h &= 1,96 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_d &= 1,7 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1,97 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

##### 13,5m à 41,00m :

$$\begin{aligned} w &= 22,06 \% \\ S_r &= 91,5 \% \\ \gamma_h &= 1,985 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_d &= 1,63 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_s &= 2,68 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 2,00 \text{ t/m}^3 \\ W_L &= 37,5 \% \\ I_p &= 18,5 \% \\ I_c &= 0,83 \\ \text{T.M.O} &= 2,87 \% \end{aligned}$$

##### 3,5m à 13,5 m :

$$\begin{aligned} W_L &= 24 \% \\ I_p &= 7 \% \\ I_c &= 0,27 \\ \gamma_h &= 1,7 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1,77 \text{ t/m}^3 \\ \text{ES} &= 12,30 \% \\ C_c &= 17,4\% \\ C_g &= 0,044 \end{aligned}$$

##### 41,00m à 46,00m :

$$\begin{aligned} W_L &= 38 \% \\ I_p &= 18,5 \% \\ \gamma_h &= 2,00 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_d &= 1,30 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{sat}} &= 1,80 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

## Profil type retenu pour les calculs de l' OA 5/2 :

**0 – 3m:**

$w = 19.65\%$	$C_u = 0.56bars$	$e_0 = 58\%$
$S_r = 91.35\%$	$\varphi_u = 6^\circ$	$\sigma_0^1 = 0.26bars$
$\gamma_h = 2.04T / m^3$	$C_c = 0.195$	$\sigma_c^1 = 0.8bars$
$\gamma_d = 1.71T / m^3$	$C_g = 0.04$	$C_v = 5 \times 10^{-4} cm^2 / s$
	$\alpha = 2a5$	$R_p = 23.33bars$

**3 – 18m:**

$w = 25.29\%$	$C_u = 0.5bars$	$e_0 = 63.65\%$
$S_r = 97.45\%$	$\varphi_u = 8^\circ$	$\sigma_0^1 = 1.29bars$
$\gamma_h = 1.97 T / m^3$	$C_c = 0.144$	$\sigma_c^1 = 0.81bars$
$\gamma_d = 1.58 T / m^3$	$C_g = 0.034$	$C_v = 6.78 \times 10^{-4} cm^2 / s$
	$\alpha = 5a 10$	$R_p = 14.66bars$

**18 – 37m:**

$w = 34.82\%$	$C_u = 0.65bars$	$e_0 = 115.025\%$
$S_r = 84.56\%$	$\varphi_u = 6.66^\circ$	$\sigma_0^1 = 3.14bars$
$\gamma_h = 1.75T / m^3$	$C_c = 0.372$	$\sigma_c^1 = 1.06bars$
$\gamma_d = 1.3 T / m^3$	$C_g = 0.064$	$C_v = 5.31 \times 10^{-5} cm^2 / s$
	$\alpha = 1.5$	$R_p = 13.33bars$

**37 – 44m:**

$w = 36.58\%$	$C_{cu} = 0.5bars$	$e_0 = 102.5\%$
$S_r = 90.5\%$	$\varphi_{cu} = 7^\circ$	$\sigma_0^1 = 4.06bars$
$\gamma_h = 1.76T / m^3$	$C_c = 0.25$	$\sigma_c^1 =$
$\gamma_d = 1.29 T / m^3$	$C_g = 0.067$	$C_v =$

**Commentaires :**

Après l'interprétation des résultats selon les classifications choisies, nous remarquons d'abord que le nombre d'essais réalisés pour le sondage 6 est insuffisant vu les profondeurs importantes des deux sondages et l'inexistence de certaines caractéristiques importantes pour les calculs, pour cela on a été obligé de compléter le sondage 6 par des valeurs tirées du sondage 5. Vu la ressemblance et le rapprochement des deux.

Donc vu l'hétérogénéité du sol qui a été révélé par la géologie et les résultats des différents essais, nous allons essayer de réduire le nombre des couches en regroupant celles qui présentent des caractéristiques voisines ce que donnera en fin le profil géotechnique de l'OA5/2 et qui sera donné en fonction des critères cités dans la partie théorique pour l'établissement d'un profil géotechnique.

**III/ Calcul des fondations de l'OA 5/2 :****1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) :**

Le remblai existant de cet ouvrage qui s'étend sur les trois premiers mètres ne sera pas considéré dans les calculs :

La largeur de la moitié du pont :  $L = 18,75$  m.

Ancrage de la fondation :  $D = 4$  m.

La largeur de la fondation :  $B = 3$  m.

La nappe d'eau est à  $-2$  m.

$L/B = 18,75 / 3 = 6,25 > 5 \longrightarrow$  Semelle filante. [4][15]

$D/B = 4 / 3 = 1,33 < 4 \longrightarrow$  Semelle superficielle. [4][15]

**1-1/Dimensionnement :**

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma' N_\gamma + q_0 N_q + C N_c$$

$$C = 0,56 \text{ bars.} \quad \varphi = 6^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 0,2 \\ N_q = 1,746 \\ N_c = 6,866 \end{cases}$$

**Calcul de  $q_0$  :**

$$q_0 = \gamma h + \gamma (D - h)$$

$h$  : la profondeur où se trouve la nappe ( $h = 2$  m).

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé ( $\gamma' = \gamma_h - \gamma_w$ ).

$$q_0 = 6,16 \text{ t/m}^2 = 0,616 \text{ bars.}$$

$$q_0 = 0,616 \text{ bars.}$$

**Calcul de  $q_L$  :**

$$q_L = 5,53 \text{ bars.}$$



**Calcul de  $q_a$ :**

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + C N_c \right].$$

$$q_a = 022.5 \text{ t/m} = 2.258 \text{ bars}$$

**Calcul de S:**

La charge ramenée par l'ouvrage a vide :  $Q_v = 1543,5 \text{ t}$

$$S = Q_v / q_a \Rightarrow S = 68,6 \text{ m}^2.$$

$$S = L \times B \Rightarrow B = S/L = 3,65 \text{ m}.$$

On prendra :

$$S = 68,6 \text{ m}^2 \quad B = 3,65 \text{ m} \quad q_a = 2,25 \text{ bars}.$$

**1- 2/ Calcul des tassements :****1-2-1/ Par la méthode oedométrique :****Couche 01 :**

$$\sigma'_c > \sigma'_0 \Rightarrow \text{Sols sur consolidés.}$$

$$\sigma'_c < \sigma'_f$$

$$\Delta h_i = h_i \frac{C_g}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_c}.$$

**Couche 02 :**

$$\sigma'_c < \sigma'_0 \Rightarrow \text{Sols sous consolidés.}$$

$$\Delta h_i = h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}.$$

**Couche 03 :**

$$\sigma'_c > \sigma'_0 \Rightarrow \text{Sols sur consolidés (même formule que 02).}$$

**Couche 04 :**

Pas de  $\sigma'_c$ :

Essai oedométrique													
Couche	hi(m)	Z(m)	$\frac{B}{z} = m$	$\frac{L}{z} = n$	I*4	Cc	Cg	$\sigma'_{0}$ bars	$\sigma'_c$ bars	$\sigma'_f$ bars	$\Delta\sigma_z$ bars	$e_0$ %	$\Delta hi$ (cm)
0-3	5	2.5	1.46	7.5	0.908	0.196	0.04	0.26	0.8	1.74	1.48	58	27.0
3-18	15	10.5	0.34	1.78	0.506	0.144	0.034	1.29	0.81	2.41	1.25	63.65	35.9
18-37	19	27.5	0.13	0.68	0.817	0.372	0.064	3.14	1.06	3.59	0.45	115.02	19
37-44	7	40.5	0.09	0.46	0.07	0.25	0.06	4.06		4.187	0.127	102.5	

$$\Delta H = \sum \Delta hi = 81,95 \text{ cm.}$$

1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique :

$$\Delta hi = \frac{hi \Delta\sigma_z}{\alpha.Rp}$$

	hi(m)	Rp bars	I*4	$\Delta\sigma_{net}$	$\Delta\sigma_z$	$\lambda$	$\alpha$	$\Delta hi$ MIN cm	$\Delta hi$ MAX cm	$\Delta hi$ MOY cm
0-3m	3	23.33	0.908	3.84	3.49	6	2 à 5	22.43	8.97	15.7
3-18m	15	14.66	0.506	2.22	1.127	6	5 à 10	23	11.23	17.25
18 - 35m	17	13.33	0.217	1.018	0.22	10	1.5			18.7
$\Delta H = \sum \Delta hi$								45.43cm	20.47cm	51.65cm

Le tassement du sol sous cette fondation est de 81,95 cm (méthode oedométrique) et de valeur moyen de 51,65 cm (méthode pénétrométrique).

Si on prend un tassement moyen des tassements donnés par des deux méthodes on aura  $\Delta H = 66,8$  cm cette valeur dépasse de très loin le tassement admissible sous une fondation d'ouvrage d'art, qui est de l'ordre de 8 à 10 cm.

2/ Solution fondation semi profonde :

La couche d'argile molle qui s'étend sur plusieurs mètres dans les sondages 5 et 6, puis la couche de sable ont données pour des ancrage supérieurs à 4m et pour des largeurs variables allant de 1 à 4 m. Des tassement plus importants que ceux obtenus pour les fondations superficielles car la fondation semi profonde est ancrée en pleine couche d'argile molle ou du sable ceci d'un coté, d'un autre coté l'excavation des matériaux et surtout de l'argile molle sur plusieurs mètre n'est pas du tout économique et n'est facile à réaliser.

**Conclusion :**

Nous dirons que les fondations superficielle et semi profonde sont à éliminer pour cet ouvrage il faudrait rechercher une autre solution.

**3/ Solution fondation profonde :****3-1/ Calcul des pieux par la méthode fond 72 :**

Pieux forés  $\varphi = 1,2$  m.  
 Section du pieu  $A = 1,13$  m<sup>2</sup>  
 Périmètre du pieu  $P = 3,77$  m.  
 La profondeur critique proposée est :  $L = 30$  m.

$$Q_N = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

**1/ Terme de pointe  $Q_p$  :**

$$Q_p = A \times q_L$$

$$q_L = K \times R_{p_{moy}} \Rightarrow Q_p = A \times k \times R_{p_{moy}}$$

$A = 1,13$  m<sup>2</sup>.  
 $k = 0,9$  (limons, argiles sableuses et sable tache).  
 $R_{p_{moy}}$  entre :  $a\varphi = 3,5\Phi$  et  $b\varphi = 1\Phi$  (entre 26,045 et 31,13 m).  
 $R_{p_{moy}} = 12,83$  bars  $\Rightarrow Q_p = 13,048$  t.

**2/ Terme de frottement latéral  $Q_f$  :**

$$Q_f = P \sum \tau_i \times h_i \quad P = 3,77 \text{ m.}$$

$$0 \text{ m à } 3 \text{ m} \longrightarrow R_{p_{moy}} = 233,3 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{60} = 3,88 \text{ t/m}^2.$$

$$3 \text{ m à } 18 \text{ m} \longrightarrow R_{p_{moy}} = 146,6 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{50} = 2,93 \text{ t/m}^2.$$

$$18 \text{ m à } 35 \text{ m} \longrightarrow R_{p_{moy}} = 133,3 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{100} = 1,33 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_f = 294,81 \text{ t}$$

$$Q_N = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

$$F_{s1} = 3. \quad F_{s2} = 2.$$

$$Q_N = 151,75 \text{ t.}$$

**Commentaire :**

Pour cet ouvrage et avec les pénétromètres dépassant 30 m de profondeur et les coupes de sondage, on a pu effectuer les calculs jusqu'à 40 m de profondeur.

# CHAPITRE VI :

## ETUDE DE L'OA5/3

**I/ETUDE GEOTECHNIQUE DE L'OA 5/3 :****1-But de l'ouvrage :**

L'OA 5/3 projeté, est l'ouvrage le plus important, il permettra le franchissement de Oued El-Harrach.

**2-Campagne géotechnique relative à L'OA 5/3 :**

La campagne de reconnaissance de L'OA 5/3 a comporté :

- Trois sondages carottés notés : SC7, SC8 et SC 9.  
Sondage 8 était prévu sous une pile dans le lit de l'oued, seulement il n'a pas été réalisé jusqu'à maintenant, vu que l'accessibilité à l'oued est impossible.  
Sondage 7 a été réalisé sous la culée trouvant du côté nord de l'ouvrage sur sa première berge.  
Sondage 9 a été réalisé sous la culée se trouvant sur la 2<sup>ème</sup> berge de l'oued du côté sud de l'ouvrage.
- Cinq pénétromètres statiques notés : PE 7, PE 9, PE 10 et PE 11.  
Le PE9 prévus au milieu de la 3<sup>ème</sup> pile n'ont pas été réalisés pour les mêmes raisons que le sondage 8.  
Le PE7 réalisé sur la 1<sup>ère</sup> culée.  
Le PE10 sous la 4<sup>ème</sup> culée et le PE11 sous la 2<sup>ème</sup> culée.
- Des essais d'identification et des essais mécaniques ont été réalisés pour les deux sondages, les résultats seront donnés dans un tableau récapitulatif.

**3- Résultats des reconnaissances et commentaires :****3-1/ Essais in situ :****A. Sondages carottés :**

Les deux sondages réalisés ont été poussés respectivement à 42,00m et 45,00m.  
On rencontre des alternances des couches d'épaisseur variables de limon sableux argileux, sable grossier graveleux et de gaïlets moyens de diamètre (le maximum 5 cm) dans le sondage 9 seulement à partir de 33m, les argiles deviennent verdâtres compactes sableuses et caillouteuses surtout à la base (voir feuille de sondage).

**B. Pénétromètres statiques :****PE 7 :**

L'analyse du pénétrogramme, nous donne une variation de la résistance de pointe «  $R_p$  » sur toute la profondeur de 8 bars à 60 bars. Les valeurs de  $R_p$  supérieures à 20 bars montrent bien la présence de sable et de gravillon et les valeurs inférieures à 15 bars montrent la présence d'argile molle organique.

**PE10/PE11 :**

La variation des résistances du pointe donnée par les deux pénétrogrammes est de 8 à 80 bars, toujours d'après les valeurs de  $R_P$ , la variation des courbes du frottement latéral et de l'effort total on peut dire qu'elles confirment la présence d'argile molle, sable fin et surtout le sable grossier et le gravillon.

Les valeurs moyennes de  $R_P$  retenues pour chaque pénétromètre sont les suivantes :

**PE7 :**

0 – 5m →  $R_P = 25bars$

5 – 8m →  $R_P = 10bars$

8 – 11,5m →  $R_P = 30bars$

11,5 – 27m →  $R_P = 8bars$

27 – 34,5m →  $R_P = 60bars$

34,5 – 38,4m →  $R_P = 14bars$

Le refus au total a été obtenu à 38,4m.

**EP10 :**

0 – 2,10m →  $R_P = 22bars$

2,10 – 10m →  $R_P = 80bars$

10 – 18m →  $R_P = 50bars$

18 – 35 →  $R_P = 10bars$

Le refus est indéterminé à 35m.

**EP11 :**

0 – 11,2m →  $R_P = 40bars$

11,2 – 20m →  $R_P = 8bars$

20 – 30m →  $R_P = 14bars$

30 – 32,6m →  $R_P = 60bars$

Le refus à la pointe a été obtenu à 32,6m.

**C. Essais de laboratoire :**

Les interprétations des essais et la classification des sols ont été faites d'après les méthodes données en annexe.

Les résultats seront donnés sous forme de tableau récapitulatif.

**Sondage 7****Couche 1****Profondeur 0,00 à 2,60 m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 28,2\% \\ I_p = 9,4\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

L'abaque de plasticité avec l'analyse granulométrique ont données  $\Rightarrow$  une argile sableuse peu limoneuse peu plastique Ap. [7]

**Couche 02****Profondeur 2,60 à 3,20 m :**

$$w = 27,7\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

$$\gamma_h = 1,977 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\gamma_d = 1,54 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$S_r = 99,3\% \Rightarrow \text{Sol saturé. [7]}$$

$$I_c = 0,05 \Rightarrow \text{Sol très molle. [4]}$$

$$C_u = 0,5 \text{ bars.}$$

$$\varphi_u = 3,5^\circ.$$

**Profondeur 3,20 à 4,90 m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 36\% \\ I_p = 13,8\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu plastique (Ap). [7]}$$

L'abaque de plasticité avec l'analyse granulométrique ont données  $\Rightarrow$  une argile sableuse peu limoneuse peu plastique Ap. [7]

$$w_{\text{moy}} = 22,45\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol légèrement humide. [4]}$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = 2,005 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = 1,64 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$S_{r \text{ moy}} = 93,9\% \Rightarrow \text{Sol saturé [7]}$$

$$I_c = 0,97 \Rightarrow \text{Sol raide [4]}$$

$$C_c = 0,141 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible. [4] [15]}$$

$$C_g = 0,056 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler. [1][2]}$$

$$C_{v1} = 2,6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 \text{ à } 2,3 \text{ bars.}$$

$$C_{v2} = 6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 \text{ à } 4,76 \text{ bars.}$$

Sol compressible [4].

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,085$$

$e = 0,681 \Rightarrow$  Argile moyenne, sable, limon. [15]

### Couche 3

**Profondeur 11,00 à 12,70m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 31,8\% \\ I_p = 12,8\% \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Argile peu- plastique. [7]} \\ \text{Sable. [8] [16]} \end{array} \right.$$

L'abaque de plasticité avec l'analyse granulométrique a donné  $\Rightarrow$  un sable limoneux peu plastique SAP.

$$w_{\text{moy}} = 22,57\% \Rightarrow \text{Limon. [15]} \\ \Rightarrow \text{Légèrement humide. [4]}$$

$$\gamma_{h_{\text{moy}}} = 2,00 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Sable [15]}$$

$$\gamma_{d_{\text{moy}}} = 1,64 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Sable [15]}$$

$$S_{r_{\text{moy}}} = 95,05\%$$

$$I_C = 0,62 \Rightarrow \text{Mi - raide [4]}$$

$$C_C = 0,161 \Rightarrow \text{Moyennement compréssible [4]}$$

$$C_g = 0,02 \Rightarrow \text{Non gonflant [4]}$$

$$C_{V_1} = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / 5 \text{ à } 2,145 \text{ bars.}$$

$$C_{V_2} = 1,9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / 5 \text{ à } 4,95 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,09$$

$$e = 0,6398 \Rightarrow \text{Sable [15]}$$

$$C_{cu} = 1,1 \text{ bars.}$$

$$\varphi_{cu} = 14^\circ$$

### Couche 4

**Profondeur 14,60 à 16,20m:**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 61\% \\ I_p = 28,4\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile limoneuse très plastique : At - Lt. [7]}$$

La granulométrie a donné une argile sableuse limoneuse très plastique. [7]



$w_{\text{moy}} = 27,26\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Humide. [4]

$\gamma_h = 1,93t/m^3 \Rightarrow$  Argile.[15]

$\gamma_d = 1,52t/m^3 \Rightarrow$  Argile.[15]

$S_r = 94,65\%$

$I_c = 0,95 \Rightarrow$  Sol raide.[4]

$C_c = 0,166 \Rightarrow$  Sol moyennement compréssible.[4]

$C_g = 0,038 \Rightarrow$  Sol gonflant.[4]

$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,1 \Rightarrow$  Sol moyennement compréssible.[4]

$e = 0,7665 \Rightarrow$  Argile moyenne sable.[15]

$C_u = 0,5\text{bars.}$

$\varphi_u = 7^\circ.$

#### Profondeur 16,20 à 16,80m:

$w = 46,65\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol Humide. [4]

$\gamma_h = 1,64t/m^3 \Rightarrow$  Argile.[15]

$\gamma_d = 1,12t/m^3 \Rightarrow$  Argile.[15]

$S_r = 94,98\% \Rightarrow$  Sol sature.[15]

$C_c = 0,115 \Rightarrow$  Sol extrémement compréssible.[4]

$C_g = 0,14 \Rightarrow$  Sol gonflant.[4]

$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,2.$

$C_{v1} = 3,1 \times 10^{-5} \text{cm}^2/5 \text{ à } 2,145\text{bars.}$

$e = 1,14 \Rightarrow$  Argile molle. vase[15]

$C_{v2} = 4 \times 10^{-5} \text{cm}^2/5 \text{ à } 4,95\text{bars.}$

#### Couche 5

##### Profondeur 19,50 à 21,00m :

$w_{\text{moy}} = 40,33\% \Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol humide. [4]

$$\gamma_{h_{moy}} = 1,73t/m^3.$$

$$\gamma_{d_{moy}} = 1,25t/m^3 \Rightarrow \text{Argile.}[15]$$

$$S_{r_{moy}} = 93,1\%$$

$$I_{C_{moy}} = 0,21 \Rightarrow \text{sol très molle.}[15]$$

$$C_C = 0,328 \Rightarrow \text{sol très compressible.}[4][15]$$

$$C_g = 0,072$$

$$C_V = 5,9 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s à } 4,95 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_C}{1+e_0} = 0,115.$$

$$e = 1,30 \Rightarrow \text{Argile molle vase.}[4][15]$$

$$C_u = 0,1 \text{ bars.}$$

$$\varphi_{cu} = 0^\circ.$$

**Profondeur 23,00 à 25,60m:**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 40,5\% \\ I_P = 17,3\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu- plastique } A_P \text{ ou limon peu .plastique } L_P \text{ et sols organiques peu} \\ \text{plastique } O_P. [7]$$

La granulométrie à donné une argile limoneuse sableuse peu plastique. [7]

$$w = 44,8\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]} \\ \Rightarrow \text{Humide. [4]}$$

$$\gamma_h = 1,7t/m^3 \Rightarrow \text{Argile}[15]$$

$$\gamma_d = 1,16t/m^3 \Rightarrow \text{Argile}[15]$$

$$S_r = 91,00\% \Rightarrow \text{Sol sature.}[15]$$

$$I_C = 0,7 \Rightarrow \text{Mi - raide}[4]$$

$$C_C = 0,378 \Rightarrow \text{Sol très compressible.}[4]$$

$$C_g = 0,044 \Rightarrow \text{Sol gonflant.}[4]$$

$$C_V = 6,1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s à } 4,95 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_C}{1+e_0} = 0,155$$

$$e = 1,05\% \Rightarrow \text{Argile molle. vase}[15]$$

**Profondeur 26,00 à 28,60m:**

$$w_{moy} = 24,11\% \Rightarrow \text{Limon argileux. [15]} \\ \Rightarrow \text{Légèrement humide. [4]}$$

$$\gamma_{h_{moy}} = 1,89t/m^3 \Rightarrow \text{Argile.}[15]$$

$$\gamma_{d_{moy}} = 1,56t/m^3 \Rightarrow \text{Argile.}[15]$$

$$S_{r_{moy}} = 90,76 \%$$

$$I_{C_{moy}} = 0,9 \Rightarrow \text{Sol raide.}[4]$$

$$C_C = 0,151 \Rightarrow \text{Sol moyennement compressible.}[4]$$

[3] sol compressible

$$C_g = 0,03 \Rightarrow \text{Sol gonflant}[4]$$

$$C_{v1} = 2,1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / 5 \text{ à } 2,145 \text{ bars}$$

$$C_{v2} = 1,9 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / 5 \text{ à } 4,95 \text{ bars.}$$

$$\frac{C_C}{1+e_0} = 0,09$$

$$e = 0,65$$

$$C_u = 0,2 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 1^\circ$$

$$C_{cu} = 0,3 \text{ bars.}$$

$$\varphi_{cu} = 12,5^\circ$$

**Couche 6****Profondeur 28,60 à 38,40m:**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 20 \text{ à } 22 \% \\ I_P = 4,5 \text{ à } 7,3\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sable. [7]}$$

Les  $W_L$  et  $I_P$  et la granulométrie ont donné un sable peu – limoneux. [7]**Couche 07****Profondeur 38,40 à 42m:**

La granulométrie a donné des galets moyens, de calcaire de grosseur moyenne de diamètre 2 à 6 cm.

**Calcul de  $\sigma'_0$  :**

Couche 0 à 11 m	$\sigma'_0 = 0,7 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 2 \text{ bars}$	sur consolidé.
Couche 11 à 14 m	$\sigma'_0 = 1,36 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 1.85 \text{ bars}$	sur consolidé.
Couche 14 à 18 m	$\sigma'_0 = 1,69 \text{ bars}$	$> \sigma'_c = 1.22 \text{ bars}$	sous consolidé.
Couche 18 à 21 m	$\sigma'_0 = 1,97 \text{ bars}$	$< \sigma'_c = 2.25 \text{ bars}$	sur consolidé.
Couche 21 à 29 m	$\sigma'_0 = 2,43 \text{ bars}$	$> \sigma'_c = 1.5 \text{ bars}$	sous consolidé.

Vu que ce sondage présente des essais oedométriques très rapprochés avec des valeurs de  $\sigma'_c$  presque égales on a rassemblé parfois deux petites couches avec un  $\sigma'_c$  moyen.

**Calcul de la cohésion non drainée  $C_u$  en fonction des  $R_p$  et de la  $\sigma'_0$ :**

$$0 \text{ à } 3 \text{ m} : R_p = 25 \text{ bars } \sigma'_0 = 0,7 \text{ bars } \alpha = 18 \Rightarrow C_u = \frac{R_p}{\alpha} = \frac{25}{18} = 1,38 \text{ bars.}$$

$$3 \text{ à } 8 \text{ m} : R_p = 10 \text{ bars } \sigma'_0 = 0,7 \text{ bars } \alpha = 17 \Rightarrow C_u = \frac{R_p - \sigma'_0}{\alpha} = \frac{10 - 0,7}{17} = 0,54 \text{ bars.}$$

$$8 \text{ à } 11,5 \text{ m} : R_p = 30 \text{ bars. } \sigma'_0 = 0,7 \text{ bars. } \alpha = 17 \Rightarrow C_u = 1,72 \text{ bars.}$$

$$11,5 \text{ à } 27 \text{ m} : \sigma'_0 = 1,86 \text{ bars. } R_p = 08 \text{ bars. } \alpha = 18 \Rightarrow C_u = 0,34 \text{ bars.}$$

$$27 \text{ à } 34,5 \text{ m} : \sigma'_0 = 2,55 \text{ bars. } R_p = 60 \text{ bars. } \alpha = 18 \Rightarrow C_u = 3,19 \text{ bars.}$$

$$34,5 \text{ à } 38,4 \text{ m} : \sigma'_0 = 2,94 \text{ bars. } R_p = 14 \text{ bars. } \alpha = 17 \Rightarrow C_u = 0,65 \text{ bars.}$$

**Découpage retenu pour le sondage 07 :****0,00 à 2,60 m :**

$$W_L = 28,2\%.$$

$$I_p = 9,4\%.$$

**2,60 à 12,70 m :**

$$w = 23,55\%.$$

$$S_r = 95,44\%.$$

$$\gamma_h = 2,00 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d = 1,62 \text{ t/m}^3.$$

$$W_L = 33,9\%.$$

$$I_p = 13,3\%.$$

$$I_c = 0,546.$$

$$C_u = 0,3 \text{ bars.}$$

$$\varphi_u = 3,25^\circ.$$

$$e_0 = 68,9\%.$$

$$\sigma'_0 = 1,03 \text{ bars.}$$

$$\sigma'_c = 1,92 \text{ bars.}$$

$$C_c = 0,151.$$

$$C_g = 0,038.$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,087.$$

**12,70 à 28,60 m :**

$$w = 93,93\%.$$

$$S_r = 102\%.$$

$$\gamma_h = 1,80 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_d = 1,37 \text{ t/m}^3.$$

$$W_L = 50,75\%.$$

$$I_p = 22,85\%.$$

$$I_c = 0,58.$$

$$C_u = 0,26 \text{ bars.}$$

$$\varphi_u = 4^\circ.$$

$$e_0 = 105,4\%.$$

$$\sigma'_0 = 2,03 \text{ bars.}$$

$$\sigma'_c = 1,54 \text{ bars.}$$

$$C_c = 0,307.$$

$$C_g = 0,06.$$

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0,14.$$

**28,60 à 42,00 m :**

$$W_L = 21\%$$

$$I_p = 5,9\%$$

**Sondage 9****Couche 1****Profondeur : 0,00 à 1,70 m :**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 27,5\% \\ I_p = 9,94\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le sol est limoneux. [7]}$$

La granulométrie à donner un limon sableux peu -plastique Lp.

**Profondeur 1,70 à 3,00m:**

On n'a pas de limites, la granulométrie à donner du gros sable graveleux.

**Profondeur 4,00 à 6,00m:**

On n'a pas de limites, la granulométrie à donner une grave sableuse.

**Profondeur 10 à 12,50m:**

On n'a pas de limites, la granulométrie à donner une grave sableuse.

**Profondeur 12,50 à 12,95m:**

Pas de limites, la granulométrie a donné un sable très graveleux.

**Couche 2****Profondeur 13,70 à 14,60m:**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 46,5\% \\ I_p = 21,96\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile peu -plastique Ap. [7]}$$

$$w_{\text{moy}} = 35,91\% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

$$\gamma_{h_{\text{moy}}} = 1,35 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Tourbe. [15]}$$

$$\gamma_{d_{\text{moy}}} = 0,995 \approx 1 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile. [15]}$$

$$S_{r_{\text{moy}}} = 96,96 \%$$

$$I_{C_{\text{moy}}} = 0,72 \Rightarrow \text{Mi raide [4]}$$

$$e_{\text{moy}} = 61,5 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

**Profondeur 15,00 à 16,00m:**

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 41,10\% \\ I_p = 29,39\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile limoneuse très plastique At - Lt. [7]}$$

La Granulométrie a donné un argile très plastique et limons très plastiques At – Lt. [7]

**Profondeur 16,20 à 16,80m:**

$w = 48,56 \%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Humide. [4]

$\gamma_h = 1,15t/m^3 \Rightarrow$  Tourbe[15]

$\gamma_d = 0,77t/m^3 \Rightarrow$  Tourbe[15]

$S_r = 97,8\%$

$e = 0,71\% \Rightarrow$  Argile moyenne.[15]

$C_U = 0,1 \Rightarrow$  bars.argile très molle.[15]

$\varphi_u = 0^\circ$

**Profondeur 18,60 à 21,40m :**

$W_L = 49,05\%$  }  $\Rightarrow$  Argile peu –plastique Ap. [7]  
 $I_p = 21,42\%$  }

$w_{moy} = 45,16 \%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol humide. [4]

$S_{R_{moy}} = 95,98 \%$   $\Rightarrow$  sol saturé.[15]

$\gamma_{h_{moy}} = 1,185t/m^3 \Rightarrow$  Tourbe[15]

$\gamma_{d_{moy}} = 0,81 \approx 1t/m^3 \Rightarrow$  Tourbe[15]

$I_{C_{moy}} = 0,17 \Rightarrow$  Sol très molle[4]

$e_{moy} = 0,71 \Rightarrow$  Argile moyenne[15]

$C_U = 0,05bars. \Rightarrow$  plus que très molle.[4]

$\varphi_u = 0^\circ$

**Profondeur 24,00 à 26,80m:**

$w_{moy} = 39,67 \%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol humide. [4]

$$\gamma_{h_{moy}} = 1,29 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_{d_{moy}} = 0,81 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{tourbe.}$$

$$S_{r_{moy}} = 92,61 \%$$

$$C_{C_{moy}} = 0,287 \Rightarrow \text{Sol assez fortement compressible. [15]}$$

$$C_{g_{moy}} = 0,055 \Rightarrow \text{Sol pouvant gonfler [4]}$$

$$\frac{C_C}{1+e_0} = 0,145$$

$$e_{moy} = 69\% \Rightarrow \text{Argile moyenne. [15]}$$

$$C_{U_{moy}} = 0,35 \text{ bars.}$$

$$\varphi_u = 0^\circ$$

#### Profondeur 30,10 à 32,10m:

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 50,5\% \\ I_p = 24,09\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Argile très - plastique At. [7]}$$

$$w_{moy} = 45,64 \% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol humide. [4]}$$

$$S_{r_{moy}} = 94,92\%$$

$$\gamma_{h_{moy}} = 1,19 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{d_{moy}} = 0,83 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{tourbe. [15]}$$

$$C_C = 0,247 \Rightarrow \text{Sol assez fortement compressible. [4]}$$

$$C_g = 0,062 \Rightarrow \text{sol pouvant gonfler [4]}$$

$$\frac{C_C}{1+e_0} = 127$$

$$e_{moy} = 0,645 \Rightarrow \text{Argile moyenne. [4]}$$

#### Couche 3

##### Profondeur 33,00 à 33,7m:

$$w = 21,53 \% \Rightarrow \text{Argile moyenne à raide. [15]}$$

$$\Rightarrow \text{Sol légèrement humide. [4]}$$

$$S_r = 100 \% \Rightarrow \text{Sol saturé [7]}$$

$$\gamma_h = 1,71 \text{ t/m}^3 \Rightarrow \text{Argile [15]}$$

$\gamma_d = 1.41t/m^3 \Rightarrow$  Argile [15]  
 $e = 0.37\% \Rightarrow$  Argile compacte [15]  
 $C_u = 0,95 \text{ bars} \Rightarrow$  Sol raide. [4]  
 $\varphi_u = 0^\circ$ .

**Profondeur 34,00 à 34,50m :**

$W_L = 47$   
 $I_p = 22.13$  } Argile peu -plastique Ap. [7]

**Profondeur 35,00 à 35,80m :**

$w = 17,94\% \Rightarrow$  Limon. [4][15]  
 $S_r = 92.04\%$   
 $\gamma_h = 1.77t/m^3 \Rightarrow$  Argile [15]  
 $\gamma_d = 1.50t/m^3 \Rightarrow$  Argile [15]  
 $C_{C_y} = 0,075 \Rightarrow$  Sol peu compressible. [4]  
 $C_g = 0,047 \Rightarrow$  Sol pouvant gonfler [4]  
 $\frac{C_c}{1+e_0} = 0.049$

$e = 0.33\% \Rightarrow$  Argile compacte [15]

**Profondeur 38,60 à 39,00m:**

$w = 19\% \Rightarrow$  Argile légèrement humide. [4] [15]  
 $S_r = 98.5\%$   
 $\gamma_h = 1.79t/m^3 \Rightarrow$  Argile [15]  
 $\gamma_d = 1.44t/m^3 \Rightarrow$  Argile [15]  
 $C_c = 0.100 \Rightarrow$  Sol moyennement compressible. [4]  
 $C_g = 0,05 \Rightarrow$  Sol pouvant gonfler [4]  
 $C_{v1} = 6,8 \times 10^{-4}$  à 4,7 bars.  
 $C_{v2} = 7,4 \times 10^{-4}$  à 2,30 bars.

$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,066.$

$e = 0,28.$



**Couche 4****Profondeur 40,20 à 40,70m :**

$w = 20,84 \%$   $\Rightarrow$  Argile moyenne à raide. [15]  
 $\Rightarrow$  Sol légèrement humide. [4]

$S_r = 99,38 \%$ .

$\gamma_h = 1,72 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Sable. [15]

$\gamma_d = 1,41 \text{ t/m}^3$   $\Rightarrow$  Sable. [15]

$C_c = 0,073$   $\Rightarrow$  Sol peu compressible. [4]

$C_g = 0,015$   $\Rightarrow$  Sol non gonflant. [4]

$$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,045$$

$e = 0,32$   $\Rightarrow$  Argile compacte. [4] [15]

**Profondeur 41,80 à 43,00 m :**

$W_L = 30,3\%$  }  $\Rightarrow$  Sable. [7]  
 $I_p = 10,96\%$  }

**Calcul de  $\sigma'_0$ :**

Le calcul de  $\sigma'_0$  de ce sondage a donné les valeurs suivantes :

Couche 0 à 12,5 m :  $\sigma'_0 = 1,5$  bars pas de  $\sigma'_c$ .

Couche 12,5 à 30 m :  $\sigma'_0 = 1,98$  bars  $< \sigma'_c = 2$  bars  $\Rightarrow$  Sol sur consolidé.

Couche 30 à 33 m :  $\sigma'_0 = 2,55$  bars  $> \sigma'_c = 1,1$  bars  $\Rightarrow$  Sol sous consolidé.

Couche 33 à 39,5 m :  $\sigma'_0 = 2,94$  bars  $> \sigma'_c = 1,65$  bars  $\Rightarrow$  Sol sous consolidé.

Couche 39,5 à 45 m :  $\sigma'_0 = 3,49$  bars  $> \sigma'_c = 1,4$  bars  $\Rightarrow$  Sol sous consolidé.

Pour le calcul de  $\sigma'_0$  on a extrapolé des valeurs de  $\gamma_h$  et  $\gamma_{sat}$  pour les 12,5 premiers mètres, vu le manque d'essais. Par contre pour les couches qui se trouvent au dessous de 12,5m, on a fait des moyennes de plusieurs valeurs.

**Calcul des cohésions non drainées  $C_u$  en fonction  $\sigma'_0$ ,  $R_p$  et les coefficients  $\alpha$  :**

0 à 11,20 m :  $R_p = 40$  bars  $\sigma'_0 = 1,5$  bars  $\alpha = 16 \Rightarrow C_u = \frac{R_p}{\alpha} = 2,5$  bars.

11,20 à 20 m :  $R_p = 08$  bars  $\sigma'_0 = 1,98$  bars  $\alpha = 17 \Rightarrow C_u = \frac{R_p - \sigma'_0}{\alpha} = 0,35$  bars.

20 à 30 m :  $R_p = 14$  bars  $\sigma'_0 = 1,98$  bars  $\alpha = 17 \Rightarrow C_u = 0,70$  bars.

30 à 32,6 m :  $R_p = 60$  bars  $\sigma'_0 = 2,55$  bars  $\alpha = 18 \Rightarrow C_u = 3,19$  bars.

## Découpage retenu pour le sondage 09

0,00 -13,20m:	33,00 - 39,50m:	39,5 - 45,00 m:
$W_L = 27,5\%$	$W_L = 47\%$	$W_L = 30,3\%$
$I_p = 9,94\%$	$I_p = 22,13\%$	$I_p = 10,96\%$
$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$	$w = 19,49\%$	$w = 20,84\%$
<b>13,20 - 33 m:</b>	$S_r = 96,84\%$	$S_r = 99,38\%$
$W_L = 51,24\%$	$\gamma_h = 1,75 \text{ t/m}^3$	$\gamma_h = 1,72 \text{ t/m}^3$
$I_p = 23,65\%$	$\gamma_d = 1,45 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1,41 \text{ t/m}^3$
$I_c = 0,44$	$\gamma_s = 2,67 \text{ t/m}^3$	$\gamma_s = 2,82 \text{ t/m}^3$
$w = 42,10\%$	$\gamma_{sat} = 1,90 \text{ t/m}^3$	$\gamma_{sat} = 1,91 \text{ t/m}^3$
$S_r = 95,13\%$	$C_u = 0,95 \text{ bars}$	$e_0 = 59,4\%$
$\gamma_{in} = 1,25 \text{ t/m}^3$	$e_0 = 51,45\%$	$\sigma'_0 = 3,49 \text{ bars}$
$\gamma_d = 0,88 \text{ t/m}^3$	$C_c = 0,087$	$C_c = 0,073$
$\gamma_s = 2,63 \text{ t/m}^3$	$C_g = 0,048$	$C_g = 0,015$
$\gamma_{sat} = 1,55 \text{ t/m}^3$		$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,045$
$C_u = 0,21 \text{ bars}$		
$e_0 = 87,8\%$		
$\sigma'_0 = 2,01 \text{ bars}$		
$C_c = 0,274$		
$C_g = 0,057$		
$\frac{C_c}{1+e_0} = 0,139$		

## Profil type retenu pour les calculs de L'OA 5/3 :

## 0,00 – 13,2m :

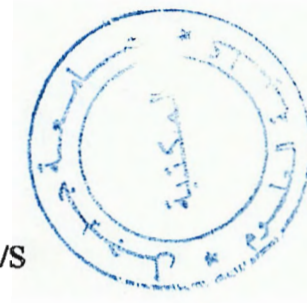
$w = 23,55 \%$	$C_u = 0,3 \text{ bars.}$	$e_0 = 68,9$
$S_r = 95,55 \%$	$\varphi_u = 3,25^\circ$	$\sigma'_0 = 1,186 \text{ bars}$
$\gamma_h = 2,00 \text{ t/m}^3$	$C_c = 0,151$	$\sigma'_c = 1,925 \text{ bars}$
$\gamma_d = 1,62 \text{ t/m}^3$	$C_g = 0,038$	$C_v = 3,125 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{S}$
	$\alpha = 1,5$	$R_p = 30,97 \text{ bars}$

## 13,2 – 33,00 m :

$w = 38,018 \%$	$C_u = 0,235 \text{ bars}$	$e_0 = 98,8 \%$
$S_r = 93,91 \%$	$\varphi_u = 1,143^\circ$	$\sigma'_0 = 2,124 \text{ bars}$
$\gamma_h = 1,529 \text{ t/m}^3$	$C_c = 0,295$	$\sigma'_c = 1,643 \text{ bars}$
$\gamma_d = 1,13 \text{ t/m}^3$	$C_g = 0,062$	$C_v = 3,25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{S}$
	$\alpha = 5 \text{ à } 10$	$R_p = 30,44 \text{ bars}$

## 33 – 39,5 m :

$w = 19,49 \%$	$C_u = 0,95 \text{ bars}$	$e_0 = 51,45 \%$
$S_r = 96,84 \%$	$\varphi_u = 0^\circ$	$\sigma'_0 = 2,94 \text{ bars}$
$\gamma_h = 1,75 \text{ t/m}^3$	$C_c = 0,0875$	$\sigma'_c = 1,65 \text{ bars}$
$\gamma_d = 1,45 \text{ t/m}^3$	$C_g = 0,0485$	$C_v = 7,1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{S}$
	$\alpha = 2 \text{ à } 5$	$R_p = 23,5 \text{ bars}$



## 39,5 – 45,00 m :

$w = 20,94 \%$	$C_u = -$	$e_0 = 59,4 \%$
$S_r = 99,38 \%$	$\varphi_u = -$	$\sigma'_0 = 3,49 \text{ bars}$
$\gamma_h = 1,72 \text{ t/m}^3$	$C_c = 0,073$	$\sigma'_c = 1,4 \text{ bars}$
$\gamma_d = 1,41 \text{ t/m}^3$	$C_g = 0,015$	$C_v = -$

**Commentaires :**

On constate que contrairement aux ouvrages précédents, les résultats des essais de laboratoire et in situ confirment bien la description visuelle des sondages 7 et 9.

Les résultats des teneurs en eau et des limites d'Atterberg sont à peu près égaux, sauf pour les cinq (5) derniers mètres du sondage 9 où les teneurs en eau sont trop faibles

La variation de la limite de liquidité ( $w_L$ ) et l'indice de plasticité ( $I_p$ ) est bonne .  
Les densités apparentes montrent bien la présence d'argile molle dans le sondage 7 et le sondage 9 et font apparaître les différentes couches.

Les cohésions non drainées trouvées à la boîte de CASAGRANDE et avec les essais in situ ne sont pas exactement proches comme valeurs, néanmoins, elles confirment bien la consistance des différentes couches rencontrées. Il y est bien de noter que même certaines cohésions trouvées sont exagérément faibles de l'ordre de 0,05 bars à 0,1 bars. Les  $C_c$  obtenus à l'oedomètre montrent que le sol est peu compressible à très compressible.

Et comme pour tous les autres sondages, on retrouve en profondeur des couches sous consolidées. Pour ce qui est des  $C_v$ , nous avons que deux résultats situant le sol dans les sols compressibles courants, celles -ci ne peuvent être représentatives de tout le sondage.

**II/ Calcul des fondations de l'OA 5/3 :****1/ Solution fondation superficielle (sous charges verticales centrées) :**

Le remblai existant de 3m d'épaisseur au niveau de sondage 7 et 13,2m d'épaisseur au niveau de sondage 9 il n'est pas considéré, on suppose qu'il va être enlevée comme les remblais des autres sondages.

La largeur de la moitié du pont :  $L = 18,75$  m.

$D = 4$  m,  $B = 4$  m.

$$\frac{L}{B} = \frac{18,75}{4} = 4,687 < 5 \Rightarrow \text{Semelle isolée. [4] [15]}$$

$$\frac{D}{B} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \text{Semelle superficielle. [4] [15]}$$

**1-1/ Dimensionnement :**

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + CN_c$$

$$C_u = 0,3 \text{ bars.} \quad \varphi_u = 3,25^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1,364 \\ N_c = 6,004 \end{cases}$$

**Calcul de  $q_0$  :**

La nappe se trouve à - 2 m de profondeur ( $h = 2$ m).

$$q_0 = \gamma h + \gamma'(D - h).$$

$$\gamma' = \gamma_h - \gamma_w \Rightarrow \gamma' = 1,00 \text{ t/m}^3.$$

$$q_0 = 4 + 2 = 6 \text{ t/m}^2 = 0,6 \text{ bars}$$

$$q_0 = 0,6 \text{ bars.}$$

**Calcul de  $q_L$  :**

$$q_L = 0,81 + 1,80 = 26 \text{ t/m}^2.$$

$$q_L = 2,6 \text{ bars.}$$

**Calcul de  $q_a$  :**

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} \left[ \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 (N_q - 1) + CN_c \right].$$

$$q_a = q_0 + \frac{1}{F_s} [q_0 (N_q - 1) + CN_c].$$

$$q_a = 0,6 + \frac{1}{3} [0,6(0,364) + 0,3 \times 6,004].$$

$$\Rightarrow q_a = 1,27 \text{ bars.}$$

**Calcul de S :**

La charge ramenée par l'ouvrage à vide :  $Q_v = 2100t.$

$$S = \frac{Q_v}{q_a}$$

$$S = \frac{2100}{12,7} = 165,35m^2$$

$$S = L \times B.$$

$$B = \frac{S}{L} = 8,8 \text{ m.}$$

On prendra:

$$B = 8,8 \text{ m.} \quad S = 165 \text{ m}^2. \quad q_a = 1,27 \text{ bars.}$$

**1-2/ Calcul des tassements:****1-2-1/ Par la méthode oedométrique :****Couche 01 :**

$$\sigma'_0 < \sigma'_c \Rightarrow \text{sols surconsolidés.}$$

$$\sigma'_F < \sigma'_c :$$

$$\Delta hi = hi \frac{Cg}{1 + e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}.$$

**Couche 02 :**

$$\sigma'_0 > \sigma'_c \Rightarrow \text{sols sous consolidés.}$$

$$\sigma'_F > \sigma'_c :$$

$$\Delta hi = hi \frac{Cc}{1 + e_0} \text{Log} \frac{\sigma'_F}{\sigma'_0}.$$

**Couche 03 :**

$$\sigma'_0 > \sigma'_c \text{ (Le cas de la couche 02).}$$

**Couche 04 :**

$$\sigma'_0 > \sigma'_c \text{ (Même que les couches 02 et 03).}$$

Paramètre couche	hi (m)	z (m)	$\frac{B}{z} = m$	$\frac{L}{z} = n$	I x 4	Cc	Cg	$\sigma'_0$ (bars)	$\sigma'_F$ (bars)	$\sigma'_c$ (bars)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	$e_0$ %	$\Delta hi$ (cm)
0-13,2	13,2	6,6	1,33	2,84	0,888	0,151	0,038	1,18	1,92	1,78	0,59	0,689	6,09
13,2-33	19,8	23,1	0,38	0,81	0,372	0,29	0,062	2,12	1,64	2,29	0,16	0,988	9,3
33-39,5	6,5	36,25	0,24	0,51	0,192	0,087	0,048	2,94	1,65	3,85	0,31	0,514	1,5
39,5-45	5,5	42,25	0,20	0,44	0,144	0,073	0,015	3,49	1,4	-	-	-	-

$\Delta H = \Sigma \Delta hi = 16,89$  (méthode oedométrique).

1-2-2/ Par la méthode pénétrométrique (PE7, PE10 et PE11) :

$$\Delta hi = \frac{hix \cdot \Delta\sigma_z}{\alpha \cdot Rp}$$

	hi (m)	Rp (bars)	I x 4	$\Delta\sigma_{net}$ (bars)	$\Delta\sigma_z$ (bars)	$\lambda$	$\alpha$	$\Delta hi$ min cm	$\Delta hi$ max cm	$\Delta hi$ moy cm
0-13,2	13,2	30,97	0,888	2,97	2,63	10	1,5			74,7
13,2-33	19,8	30,44	0,372	4,71	1,75	6	5à10	22,7	11,3	17
33-38,9	5,5	23,4	0,144	3,42	0,49	6	2à2	5,7	2,2	3,95

$\Delta H = \Sigma \Delta hi_{moy} = 95.65$  cm (méthode pénétrométrique).

II/ Solution fondation profonde :

(Calcul des pieux par la méthode fond 72).

$\Phi = 1,20$  m.       $A = 1,13$  m<sup>2</sup>.       $P = 3,37$ m

La profondeur critique proposée est :       $L = 30$  m.

$$Q_N = \frac{Q_P}{F_{S1}} + \frac{Q_F}{F_{S2}}$$

**1/ Terme de pointe:**

$$Q_p = A \cdot q_L$$

$$q_L = k \cdot R_{p_{moy}} \Rightarrow Q_p = A \cdot k \cdot R_{p_{moy}}$$

$$k=0,9.$$

$$R_{p_{moy}} \text{ entre: } a\Phi = 3,5 \Phi \text{ et } b\Phi = 1\Phi \quad (\text{Entre } 26,045 \text{ et } 31,13\text{m}).$$

$$R_{p_{moy}} = 29,75 \text{ bars} = 297,5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = 302,55 \text{ t.}$$

**2/ Terme de frottement latéral  $Q_f$ :**

$$Q_f = p \sum \tau_i \cdot h_i.$$

$$0-13,2 \text{ m} \rightarrow R_{p_{moy}} = 30,97 \text{ bars} \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{100} = 3,097 \text{ t/m}^2.$$

$$13,2 - 33 \text{ m} \rightarrow R_{p_{moy}} = 30,44 \text{ bars} \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{50} = 6,088 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_f = 543,98 \text{ t.}$$

$$\text{Avec : } F_{s1} = 3. \quad F_{s2} = 2.$$

$$Q_N = \frac{Q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

$$Q_N = 100,85 + 271,99 = 372,84 \text{ t.}$$

**3/ Vérification de la contrainte du béton :**

$$Q_N/A = 329,94 \text{ t/m}^3 = 32,99 \text{ bars} < \bar{\sigma}' = 50 \text{ bars.}$$

**Longueur  $L = 35\text{m}$ .**

**1/ Terme de Pointe  $Q_p$** 

$$Q_N = A \cdot q_L.$$

$$q_L = k \cdot R_{p_{moy}} \Rightarrow Q_N = A \cdot K \cdot R_{p_{moy}}$$

$$R_{p_{moy}} \text{ entre } a\Phi \text{ et } b\Phi \text{ (entre } 30,8\text{m et } 36,2\text{m}).$$

$$R_{p_{moy}} = 36 \text{ bars} = 360 \text{ t/m}^2.$$

$$K = 0,9.$$

$$Q_p = 366,12 \text{ t.}$$



**2/ Terme de frottement latéral  $Q_F$** 

$$0-13,2 \text{ m} \rightarrow R_{p \text{ moy}} = 30,97 \text{ bars} \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{100} = 3,097 \text{ t/m}^2.$$

$$13,2 - 35 \text{ m} \rightarrow R_{p \text{ moy}} = 30,44 \text{ bars} \Rightarrow \tau_i = \frac{R_p}{50} = 6,088 \text{ t/m}^2.$$

$$Q_F = p \sum \tau_i \cdot h_i.$$

$$Q_F = p \Sigma (40,3 + 132,71) = 582,18 \text{ t.}$$

$$Q_N = 122,04 + 291,09 = 413,13 \text{ t.}$$

**3/ Vérification de la contrainte du pointe :**

$$Q_N/A = 365,60 \text{ t/m}^2 = 36,56 \text{ bars} < \bar{\sigma}' = 50 \text{ bars.}$$

**Commentaire :**

La méthode FOND72 donnée pour cet ouvrage donne des résultats différents selon les profondeurs choisis.

Pour la longueur de 30m, en général  $Q_F$  et  $Q_P$  sont pas du même ordre donnant des pieux colonnes.

A partir de cette longueur, le terme de pointe est faible, ce qui donne un frottement latéral très important.

Les charges nominales  $Q_N$  obtenues par cette méthode à 30m de profondeur sont plus faibles que celles obtenues à 35m, ceci est du à l'augmentation de la résistance de pointe  $R_p$  à partir de 30m.

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES :

Au terme de ce projet de fin d'étude qui nous a permis d'approfondir nos connaissances en mécanique des sols et surtout en géotechnique, nous avons été confronté aux problèmes d'interprétations des essais réalisés in situ, des essais réalisés au laboratoire dans le cadre de l'étude d'un grand site devant recevoir trois ouvrages d'art reliés par des remblais d'accès.

L'interprétation des résultats et la classification des sols ont été faites selon des théories récentes connues et qui ont prouvé leur efficacité plusieurs fois.

Le tracé des profils synoptiques nous a permis d'apprécier la variation des caractéristiques d'état, de nature et les caractéristiques mécaniques en fonction de la profondeur H.

L'établissement de la coupe géologique et du profil géotechnique n'a pas été facile à réaliser, vues l'hétérogénéités du sol, le nombre important de couches rencontrées, les contradictions entre la géologie et les paramètres géotechniques existants et le manque de certains paramètres.

Le calcul de tassements sous les fondations superficielles s'est fait selon deux méthodes : oedométrique et pénétrométrique, la valeur inadmissible trouvée à éliminer la possibilité des fondations superficielles ainsi que les fondations semi profondes.

Le recours aux fondations profondes était justifié, leur dimensionnement était fait par la méthode la plus utilisée dans le domaine de la géotechnique ( FOND 72 ), il serait intéressant de trouver des remèdes aux problèmes de tassements excessifs (tels que le préchargement du sol, la surcharge temporaire avec des drains verticaux ) et d'étudier les phénomènes causés par les pieux tel que le frottement négatif et même de diversifier les méthodes de calcul des fondations telle que celles basées sur les résultats des préssiometres et d'autre essais.

## BIBLIOGRAPHIE :

- [1] Catalogue des essais d'école nationale des travaux publics d'Alger (ENTPA).
- [2] Catalogue des essais de laboratoire du travaux publics du centre d'Alger (LTPC).
- [3] Guide des essais de laboratoire.
- [4] FAER (fiche d'action élémentaire de recherche N° 06.16) Sites expérimentaux de remblais sur sols mous et suivi d'ouvrages réels.
- [5] CAMBEFORT. H - Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols -Edition Eyrolles(1972).
- [6] CHAIB. Z - Mécanique des sols.
- [7] CORDARY. D - Mécanique des sols -Edition Lavoisier Tec et Doc(1994).
- [8] COSTET. J. SANGLERAT. G - Cours pratiques de mécanique des sols -Tome 1. Edition Dunod(1975).
- [9] COSTET. J. SANGLERAT. G - Cours pratiques de mécanique des sols -Tome 2. Edition Dunod(1975).
- [10] Ecole polytechnique - Elément de géotechnique - (2003).
- [11] FRANK. R - Technique de l'ingénieur. traité de construction - Edition cermes. ENPC - LCPC C 246.
- [12] HABIB. P - Génie Géotechnique: application de la mécanique des sols et des roches - Edition Marketing / Ellipses(1997).
- [13] MAGNAN. J. P, SOYEZ. B - Technique de l'ingénieur , traité de construction, mécanique des sols : compressibilité. Consolidation. Tassement.
- [14] MOUROUX. P, MARGRON. P, PINTE. J.C - La construction économique sur sols gonflants - Edition BRGM(1988).
- [15] PHILIPPONNAT. G - Fondations et ouvrages en terre -Edition Eroylles(1979).
- [16] SCHLOSSER. F - Cours sommaire de mécanique des sols - LCPC(1980).
- [17] SCHLOSSER. F - Eléments de mécanique des sols - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris(1983).
- [18] TISOT. J. P - Les essais de laboratoire en mécanique des sols Ecole nationale supérieure de géologie appliquée et de prospection minière de NANCY.

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

UNIVERSITE DE JIJEL

جامعة جيجل

FACULTE DES SCIENCES  
DEPARTEMENT DES SCIENCES  
DE LA TERRE



Géo-02/05

كلية العلوم  
دائرة علوم الأرض

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en GEOLOGIE  
Option : Géologie de l'Ingénieur



**ANNEXE**

Thème :

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE TROIS SITES DIFFERENTS  
ET  
CALCUL DES FONDATIONS**

Membres de Jury :

Président : Dr .A. ZENNIR  
Examinateur : Mr . R. BENZAID  
Encadreur : M<sup>me</sup>. F. ZEROUAL

Réalisé Par :

BOUHENOUNA AMEL  
ZEBOUCHI HIND



PROMOTION 2005





## **INTRODUCTION :**

L'annexe ci-après qui sera remis avec le mémoire intitulé " *ETUDE GEOTECHNIQUE DE TROIS SITES DIFFERENTS ET CALCUL DES FONDATIONS* " comportera les coupes des sondages et les feuilles d'essais réalisés de L'OA5/2, en ce qui concerne L'OA5/1 et L'OA5/3, les coupes des sondages et les résultats des essais apparaiteront dans les profils synoptiques pour ne pas encombrer l'annexe et le mémoire.

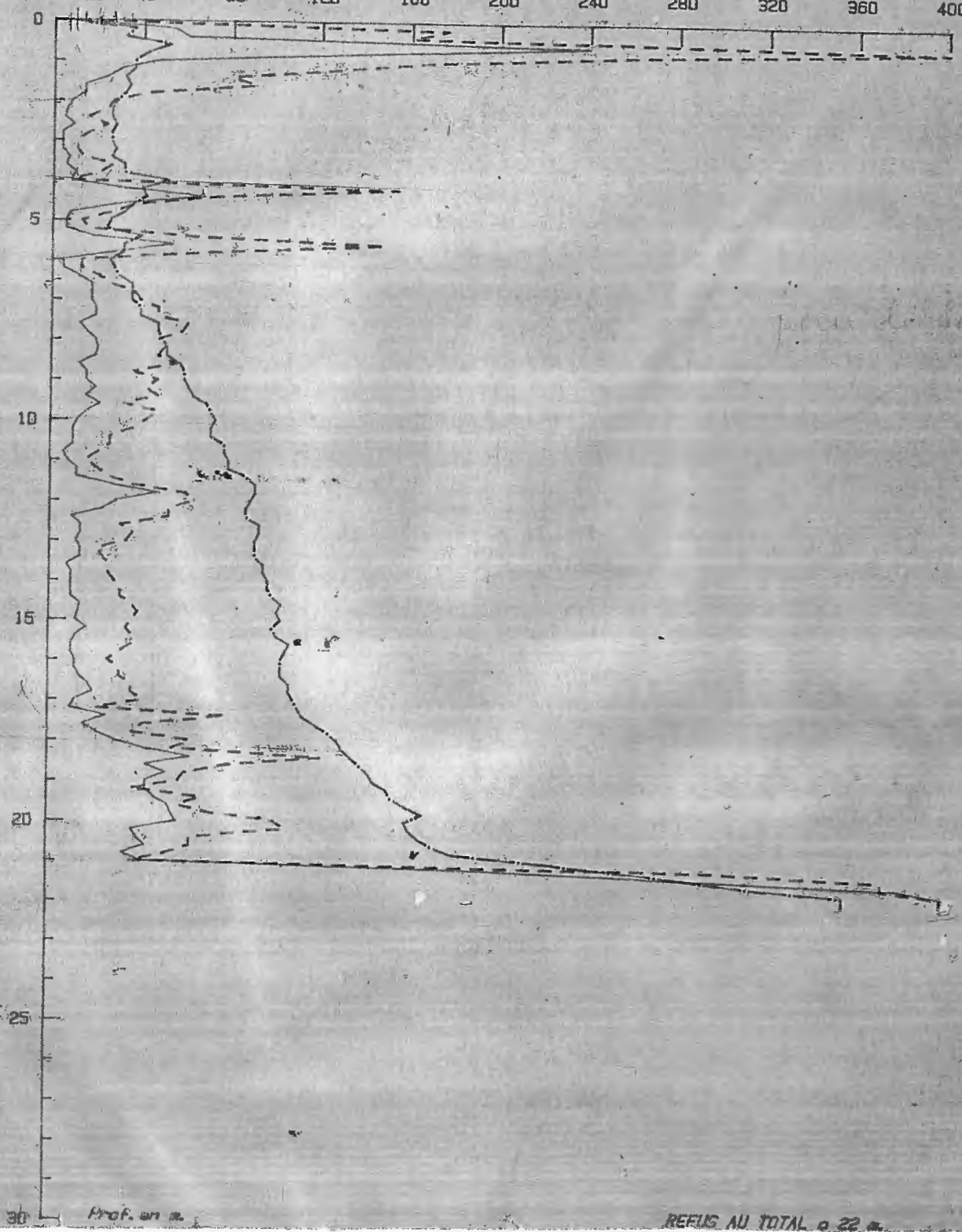
L. 1. 1. 6

# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 22.85.3015  
 Localisation QUED OUCHAIAH.  
 Etude RADIALE  
 Client DIB ALGER  
 Ouvrage 5/1  
 Date essai 21.05.86

Numero PE: 1

TOT	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	Kg
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		bars
40	80	120	160	200	240	280	320	360	400		bars



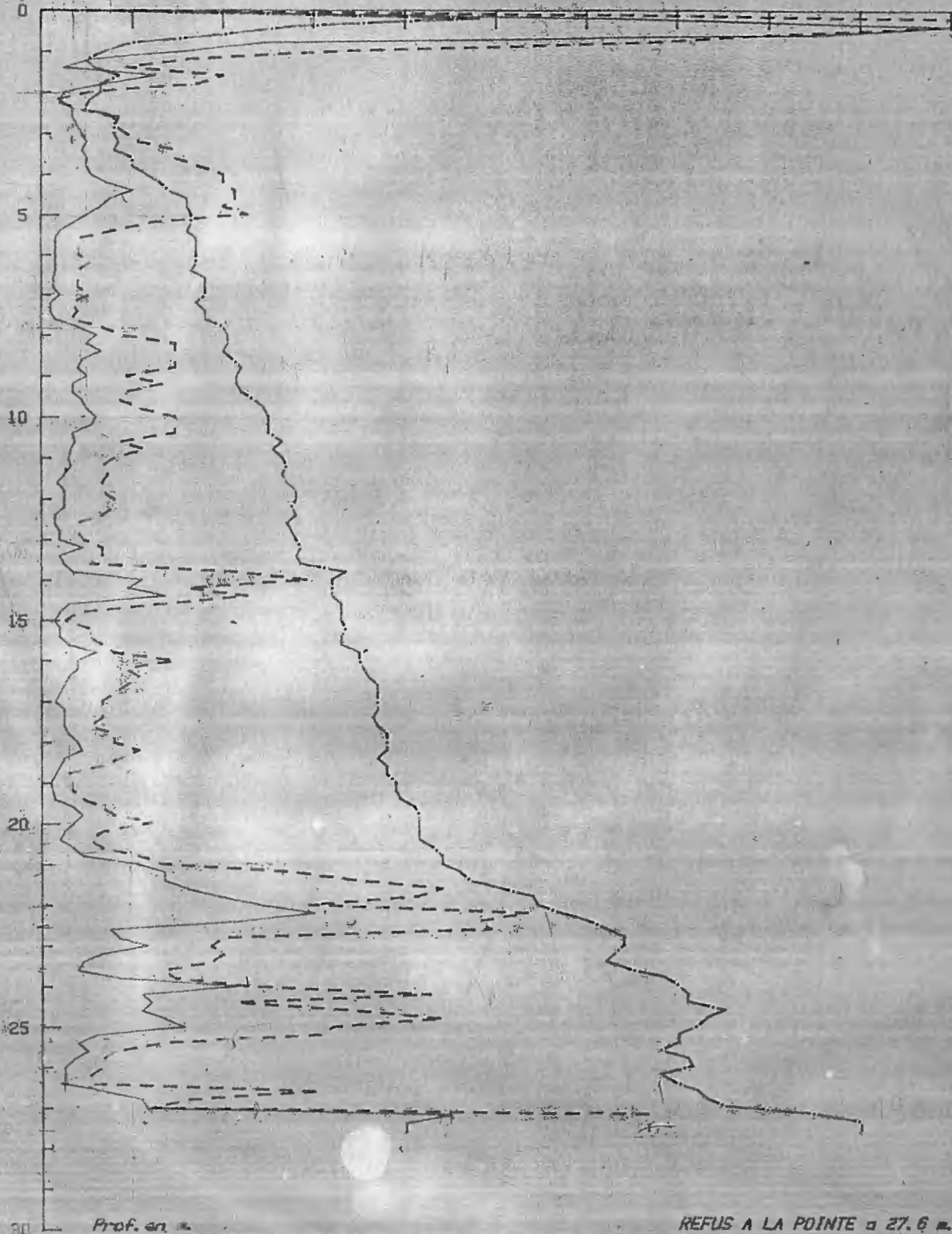
Prof. en m.

REFUS AU TOTAL 22

Dossier 22.85.3015  
 Localisation OUED OUCHAIAH  
 Etude RADIALE  
 Client DIB ALGER  
 Ouvrage 5/1  
 Date essai 21.05.86

Numero PE: 2

TUT	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	Kg
---	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
---	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400	bars



CHANTIER: \_\_\_\_\_

date: \_\_\_\_\_

Réf. dossier: *Radiale O. Duchâta*

appareil: \_\_\_\_\_

Sondage N° 5

PRECISION: ±

10 m  
100 m  
1000 m

X = \_\_\_\_\_ Z = \_\_\_\_\_ m  
Y = \_\_\_\_\_

INCL: \_\_\_\_\_

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I: intact, P: paraffine)		niveau eau perte	COUPE	DESCRIPTION	E T A G E	Observation (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	Niveau rotat.	Batt.	%						
				0	25	50	75	100		
								Remblais (marnes, limons débris, divers)		
								3,00 m		
	5							Argiles molles grise beige à rares passages sableux		
	10							41,00		
	15							limon fin fonce argileux mou organique parfois gris, carbonaté		
	18,00							marnes très organiques, molles nombreux (passages) épisodes tourbeux noirs		
	20,00							1 passage sableux		

ETABLI par \_\_\_\_\_

de 19,50 à 20,00



CHANTIER: \_\_\_\_\_  
 date: \_\_\_\_\_  
 Réf. dossier: \_\_\_\_\_  
 appareil: \_\_\_\_\_

Sondage N° 5

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

 X =          Z =          m  
 INCL: Y =         

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I: intact. P: paraffiné)		niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observation  (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	tubage rotat. (Batt.)	Batt.	%						
				0	25	50	75	100		
5							~	<p>Ensemble constitué de                      petits passagers et couches                      de limon mou gris de                      sable fin gris, marne                      coquilliers, passages                      tourbeux.</p>		
10							~	<p>29 à 30,00 m matériau saturé                      à la limite de la                      30,00 m liquéfaction</p>		
15							~	<p>Formation marneuse                      organique Nbr passagers</p>		
15							~	<p>Fraichement tourbeux                      odeur particulière de                      végétaux de composés                      quelques concrétions                      blonds</p>		
15							~	<p>37,00 m                      sable et galets</p>		
20							~			

CHANTIER:  
date:

Sondage N° 5

Réf. dossier: h.O. ouchaïh  
appareil:

PRECISION: ± 

10 m
100 m
1000 m

  
INCL:

X = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 Z = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 m  
Y = 

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Echelle en m.		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélèvement (I: intact, P: paraffiné) %	niveau eau perte	Coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observations (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)							
5					49,5 m	Sable grossier gris à galets avec argile jaune au sommet		
					44,00 m			
10								
15								
20								

L. T. P. C.

Sondage N° 5

CHANTIER:

date:

Réf. dossier: radiale. 0. ouchaïh

appareil:

PRECISION: ±

10 m  
100 m  
1000 m

X = [ ] Z = [ ] m

INCL:

Y = [ ]

Echelle en m.		Ø et type d'outillage	Carottage nature prélevement (I: intact P: paraffiné)	niveau eau perte	(coupe)	DESCRIPTION	E T A G E	Observation (boue, à sec etc)
Cote (m)	Prof (m)	tubage rotat. Batt.	% 9 25 50 75 100					
						Remblai limon argileuse à fragment de briques		
						3,50 m  sable fin peu limoneux, peu dense, gris-brun très peu consolidé		SPT(4-4.
						Sable fin peu limoneux, peu dense, gris, rares gravillons.		
						Sable fin, lâche  EP= 12-13 (e= 1,00 m)		SPT(4-5.
						13,50 m marnes		
						argiles organique, grise, molle		

ETABLI par



CHANTIER: \_\_\_\_\_

Sondage N° 6

date: \_\_\_\_\_

Réf. dossier: Radiale Ouchait

PRECISION: ±

10 m  
100 m  
1000 m

X = \_\_\_\_\_ Z = \_\_\_\_\_ m  
Y = \_\_\_\_\_

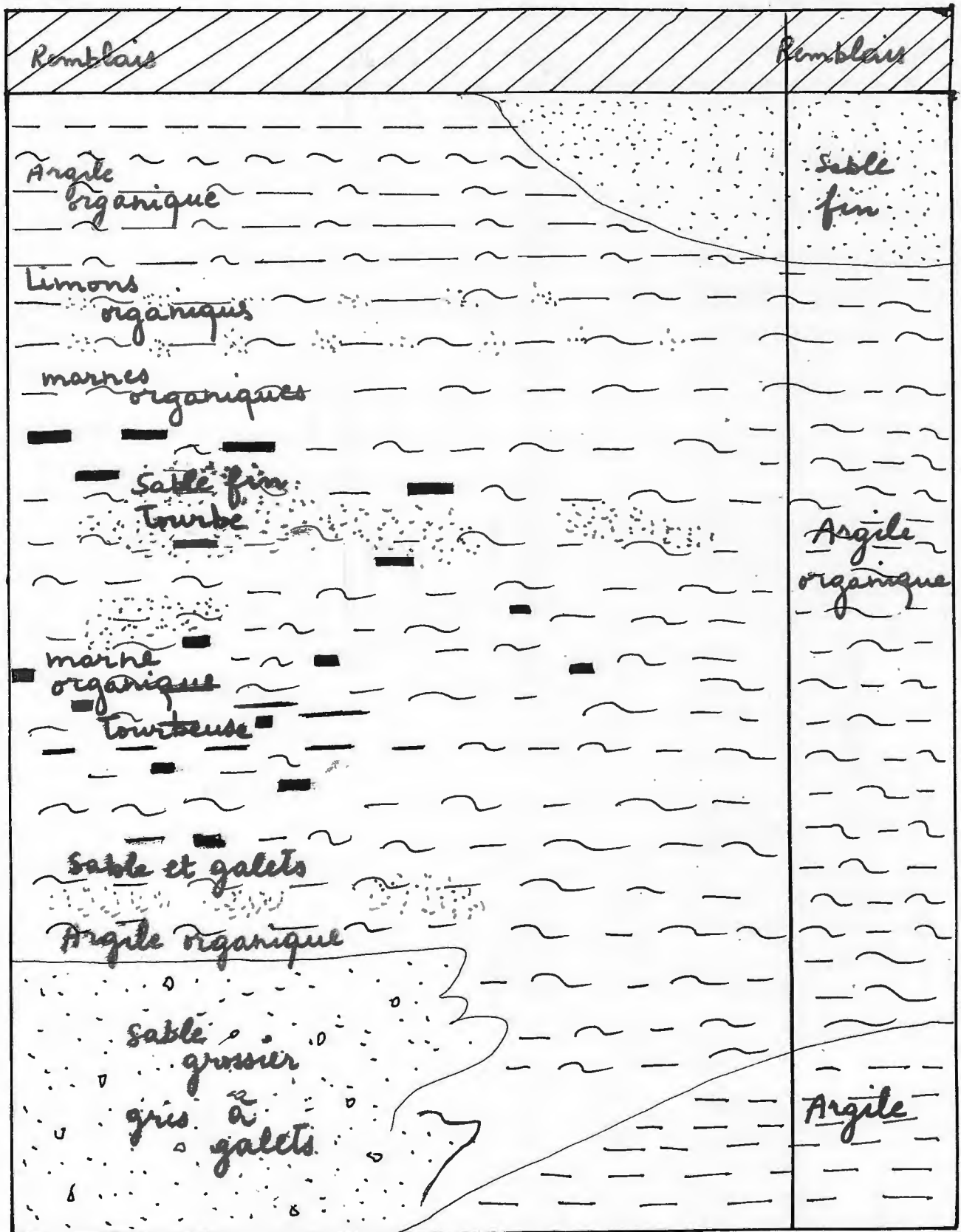
appareil: \_\_\_\_\_

INCL: \_\_\_\_\_

Echelle en m.		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélevement (I: intact P: paraffiné)		niveau eau perte	coupe	DESCRIPTION	E T A G E	Observation (boue, à sec et
Cote (m)	Prof (m)	rotatif	Batt.	%						
				0 25 50 75 100						
								41,00 m		
								Argile jaune et grise Aspect marneux.		
								46,00 m		
							FIN			

SC5

SC6



L. T. P. C.

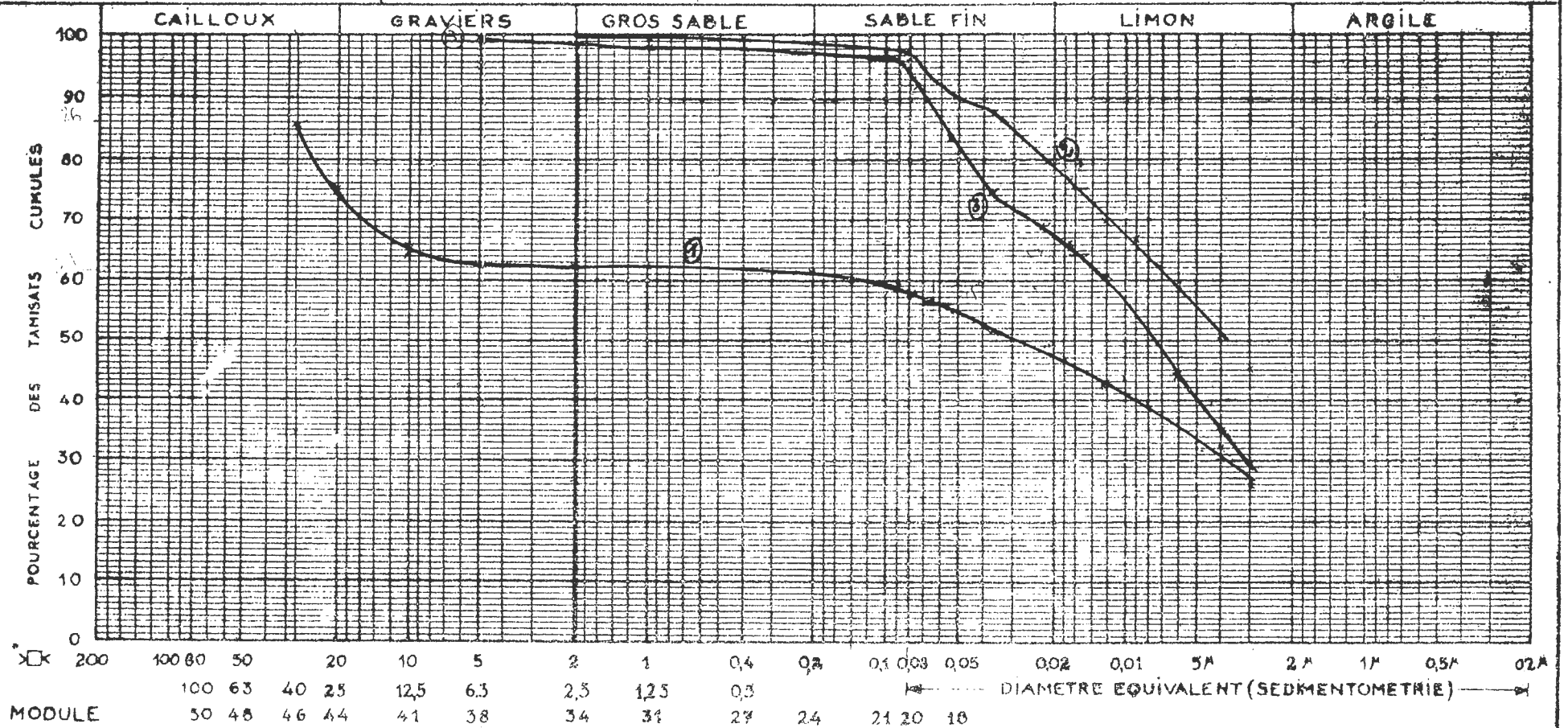
SDG 5

HUSSEIN-DEY — Alger

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS { N° Prof = 0,00 / 1,70 m ①  
N° // 3,00 / 6,90 m ②  
N° // 12,00 / 18,00 m ③

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		< 80 μm	W.L.	W.P.	
Ech. ①	58%	42	27	15	
Ech. ②	98%	37	21	16	
Ech.					

Granulo étalée, limons, Argile organiques peu plastiques à plastiques L.P et P.  
= Argiles peu plastiques A.P.



L. T. P. C.

HUSSEIN-DEY — Alger

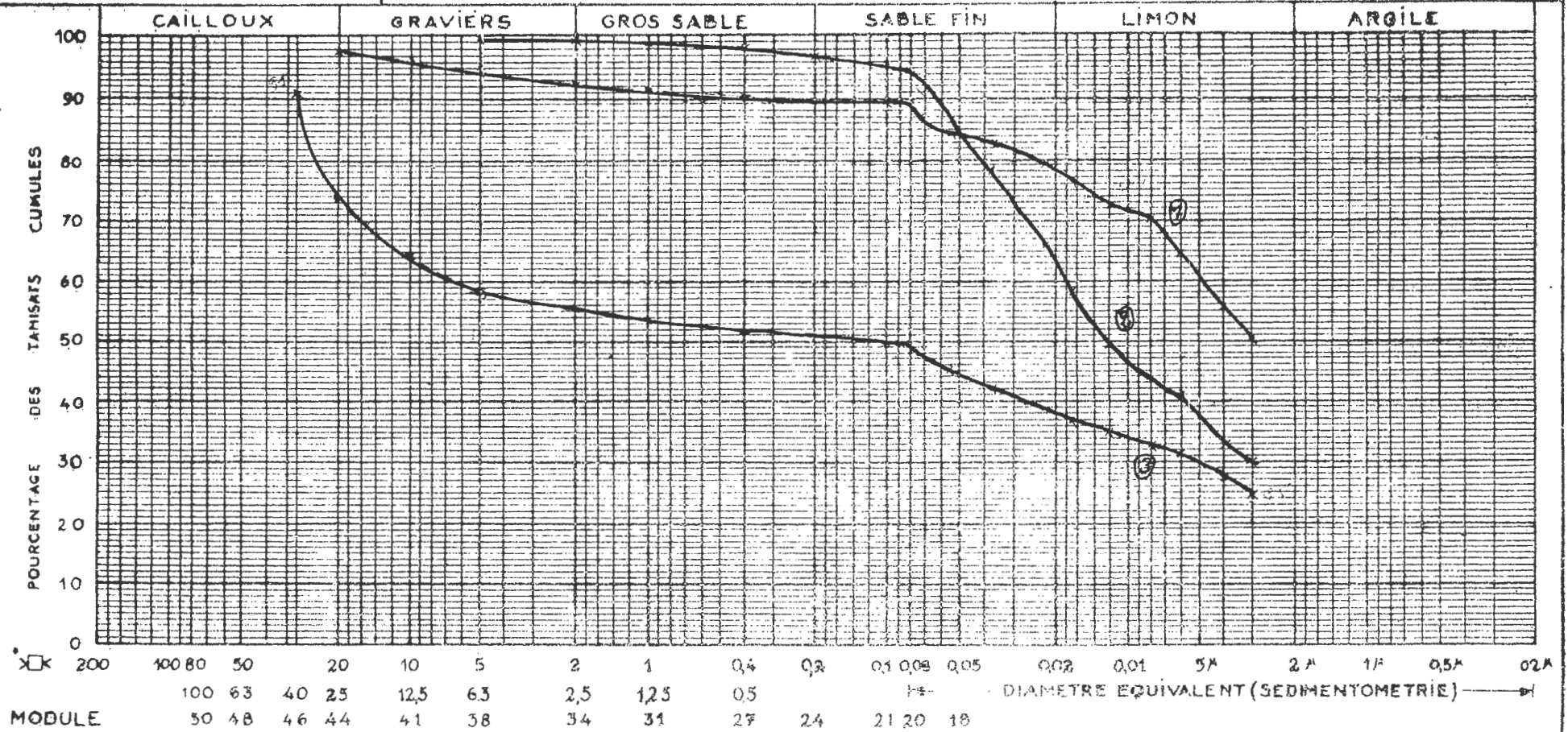
S06 5

DÉSIGNATION  
DES  
ECHANTILLONS

N° Prof = 30,00 / 33,45 m ①  
N° 37,00 / 38,00 m ②  
N° 38,00 / 39,50 m ③

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L. < 80 $\mu$	W.P.	W.R.	
Ech. ①		54	25,08	28,9	
Ech. ②					
Ech. ③		41,5	21,5	20	

Argiles très plastiques At

Craves argileuses peu plastiques



L. T. P. C.

SDG-5

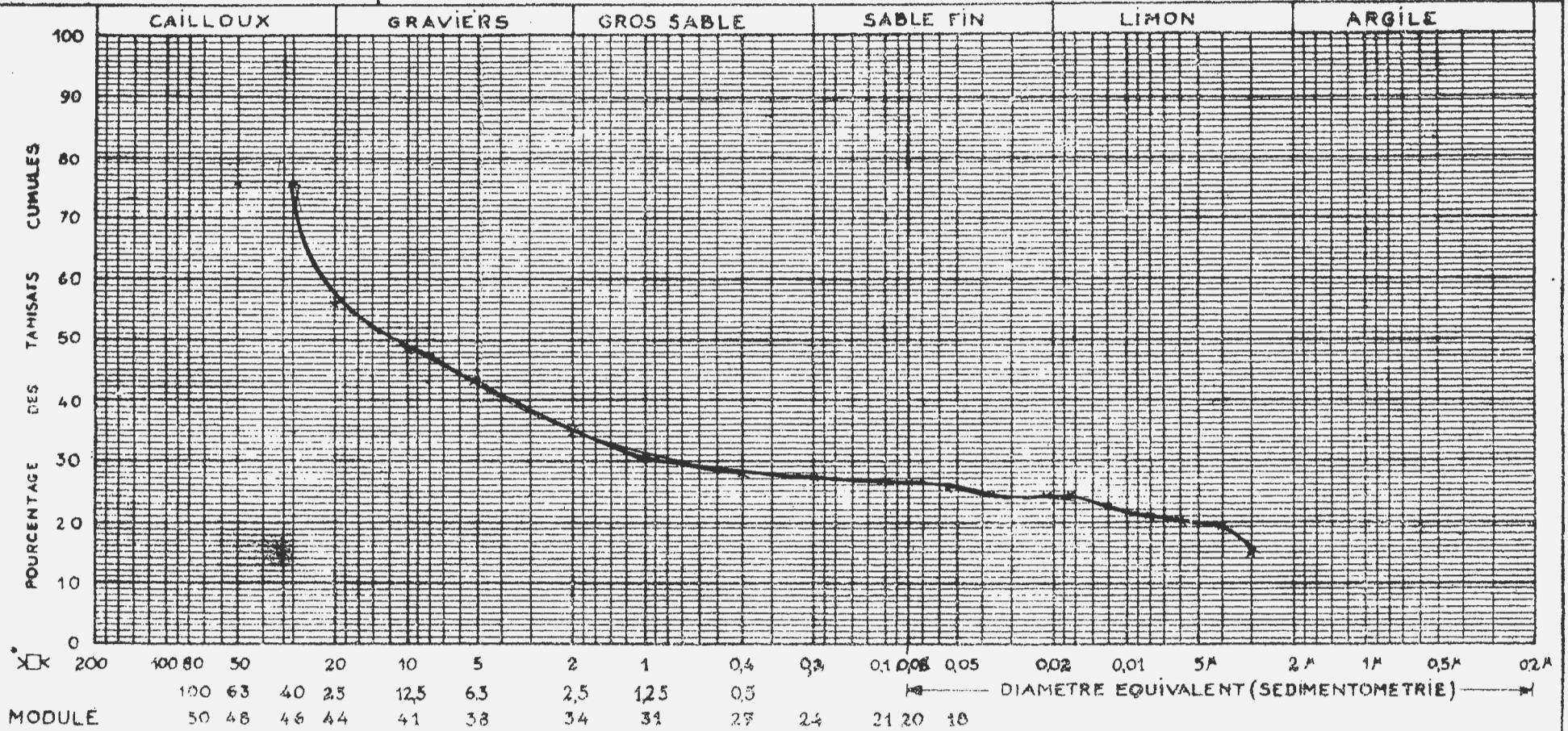
HUSSEIN-DEY — Alger

DÉSIGNATION  
DES  
ÉCHANTILLONS

N° Ref: 40,50 / 44,00 m  
N°  
N°

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	W.P.	W.R.	
Ech. _____	< 80%				
Ech. _____					
Ech. _____					

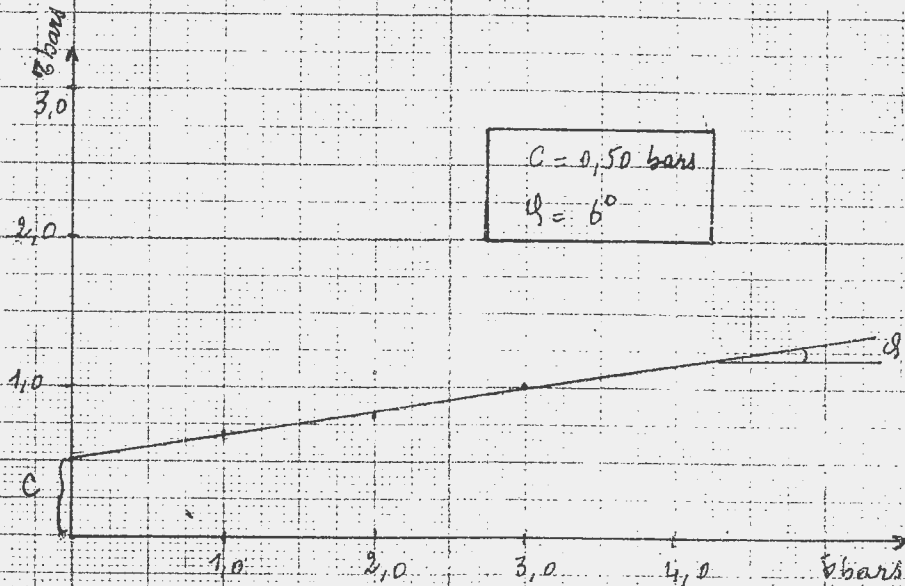
Grave limoneuse argileuse GL, GA

I.T.P.C

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : Radiale oued ouhailh  
Sondage : 5  
Prof : 6,30 / 8,30

nature du sol :  
argile plastique marneuse  
Essai U.U  
Eprouvette : Intacte  
 $\sigma_p \phi 60$   
Vit de cisaillement : 1 mm/s



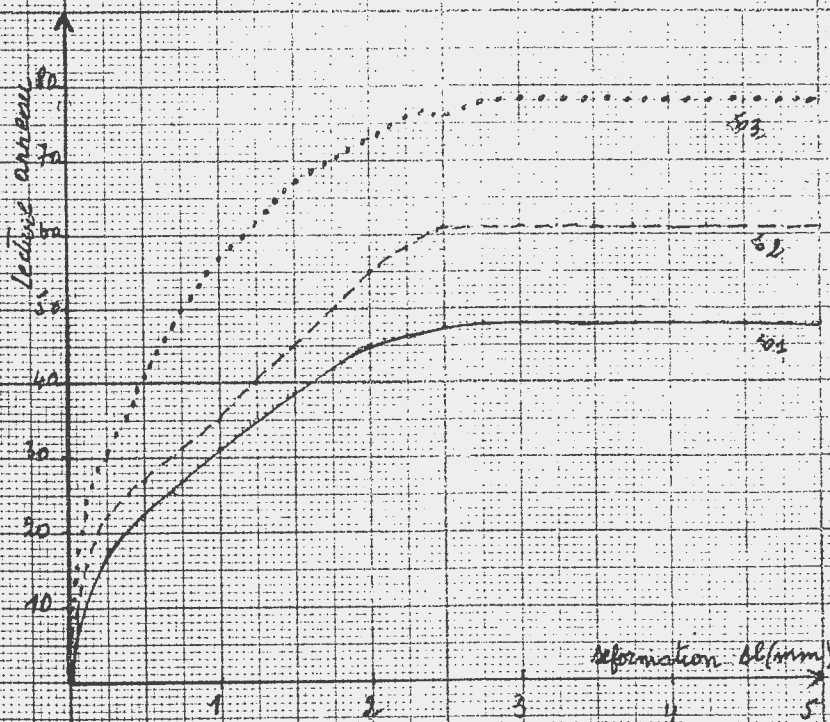
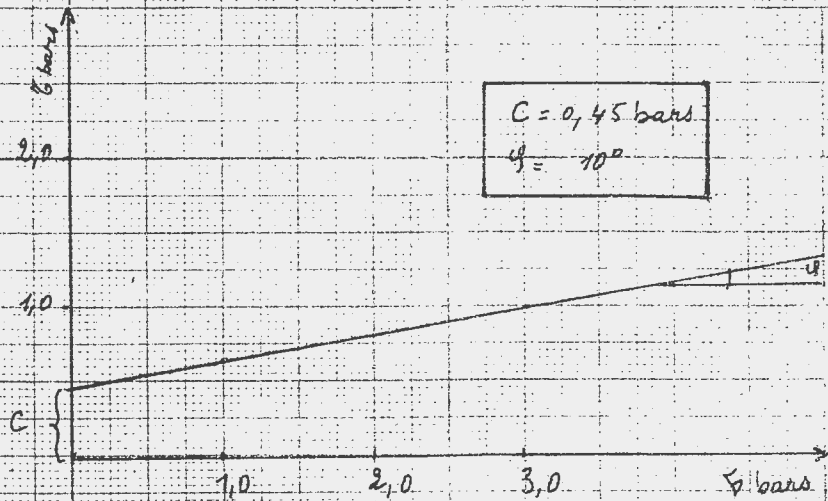
I.T.P.C

Essai de cisaillement rectiligne

Etude: Radiale ould ouchaïh  
Sondage: 5  
Prof: 11,70 / 12,00

nature du sol: Argile  
vaseuse, sableuse, plastique  
(saturée)

Essai: U.U  
E prouvette: Intacte  
vt de cisaillement: 1mm/m

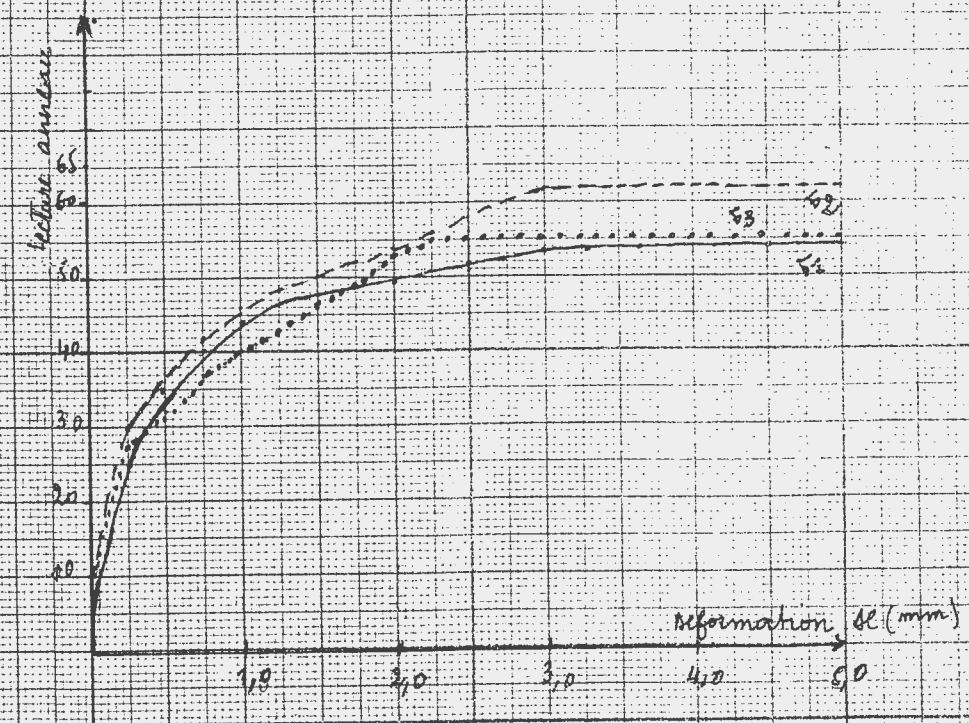
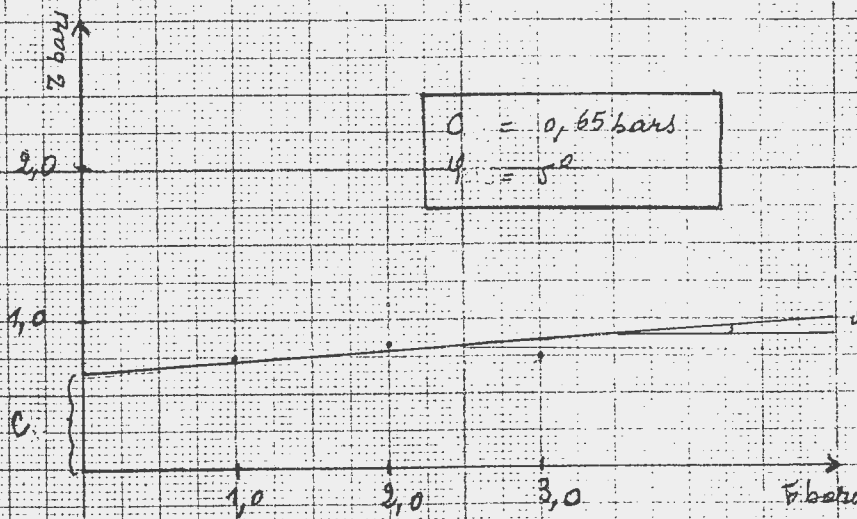


L.T.P.C

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : Radiale oued ouehaïb  
Sondage : 5  
Prof : 22,0 / 22,55

nature du sol : Argile noire  
matériau plastique  
Essai : UU  
Eprovette : Intacte  
vt de cisaillement : 1 mm/min

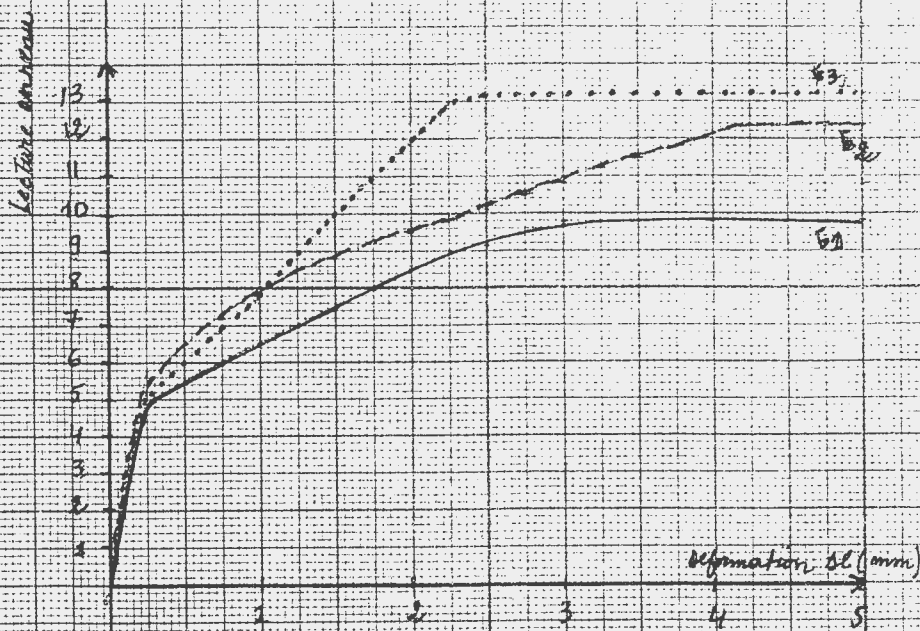
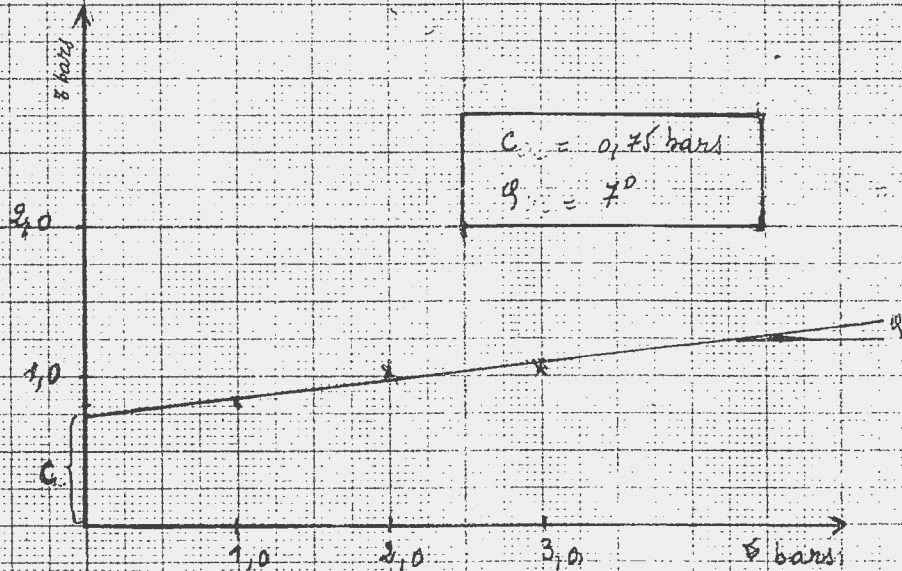


L.T.P.C

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : Radiale Oued ouehaïh  
Sondage : 5  
Prof : 26,6 / 27,30

nature du Sol : Argile noire  
Sableuse, plastique  
Essai : UU  
Eprouvette : Intacte  
Vt de cisaillement 1mm/mm



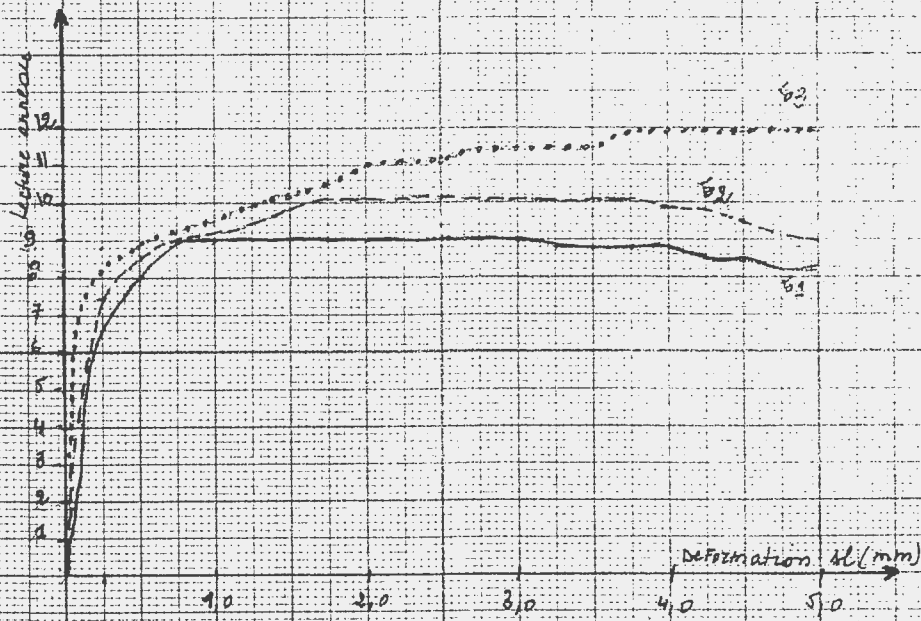
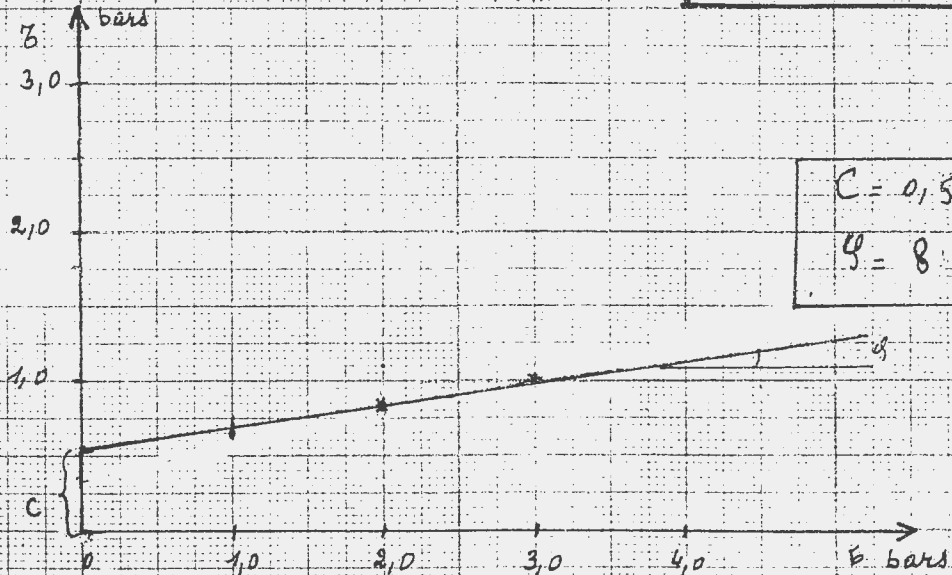


L.T.P.C

Essai de cisaillement rectiligne

Etude : Radiale oul ou choin  
Sondage : 5  
Prof = 34,0 / 34,30

Nature du sol :  
Argile noire plastique  
Caillouteuse  
Essai : U.U  
Eproutte : Intacte  
Vitesse de cisaillement 1mm/s



LTPC

Etude: Radiale Orcahâh .0A  
Sondage: 5  
Profondeur: 14,00/13,5 m

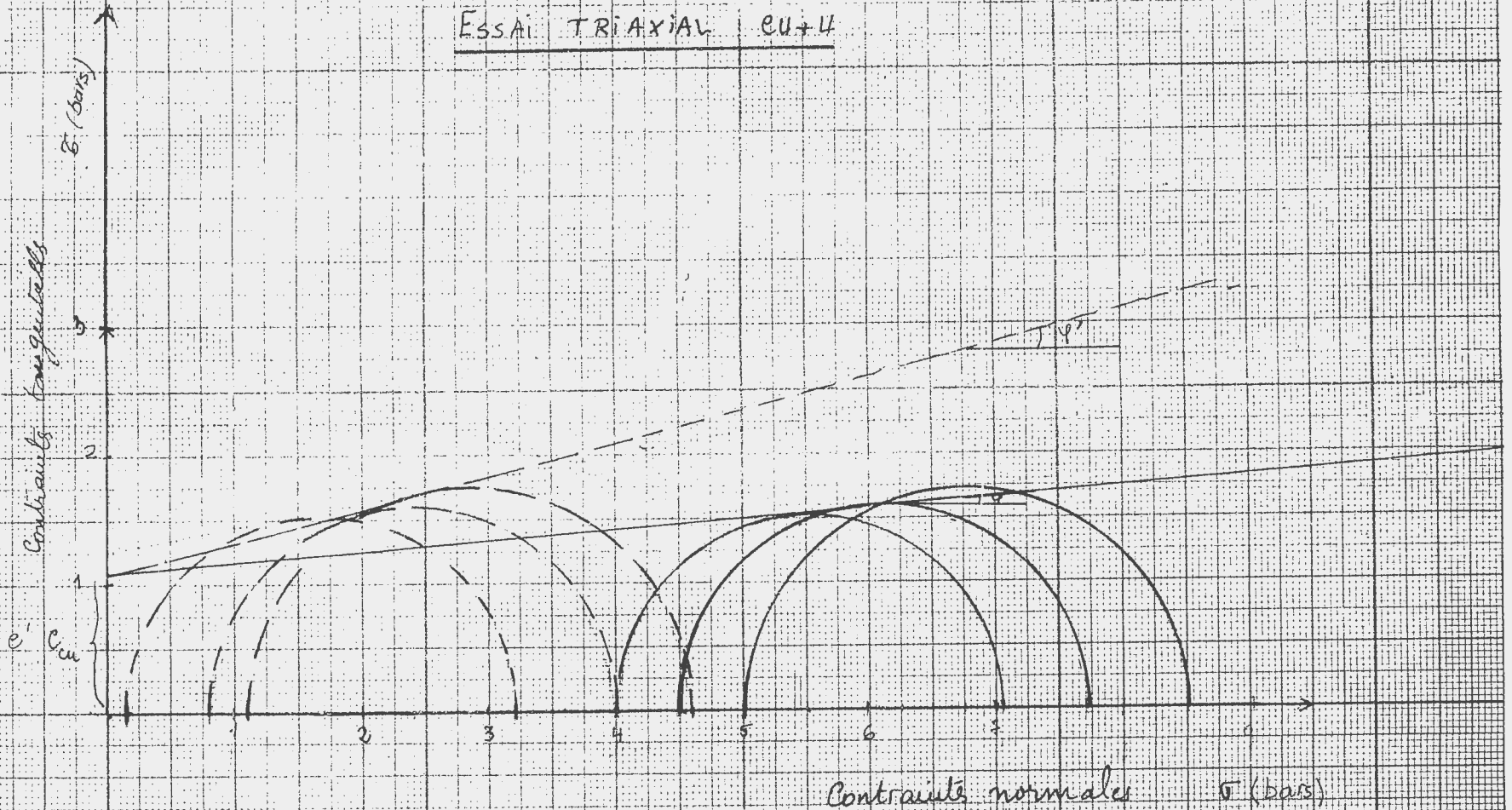
$$c_{cu} = 1,1$$

$$c' = 1,1$$

$$\varphi_{cu} = 10^\circ$$

$$\varphi' = 14^\circ$$

Essai TRIAXIAL eu+4



LTPC

Etude: Radiale O. Duchâtal  
Sondage 5  
Profondeurs: 24,80 / 25,20

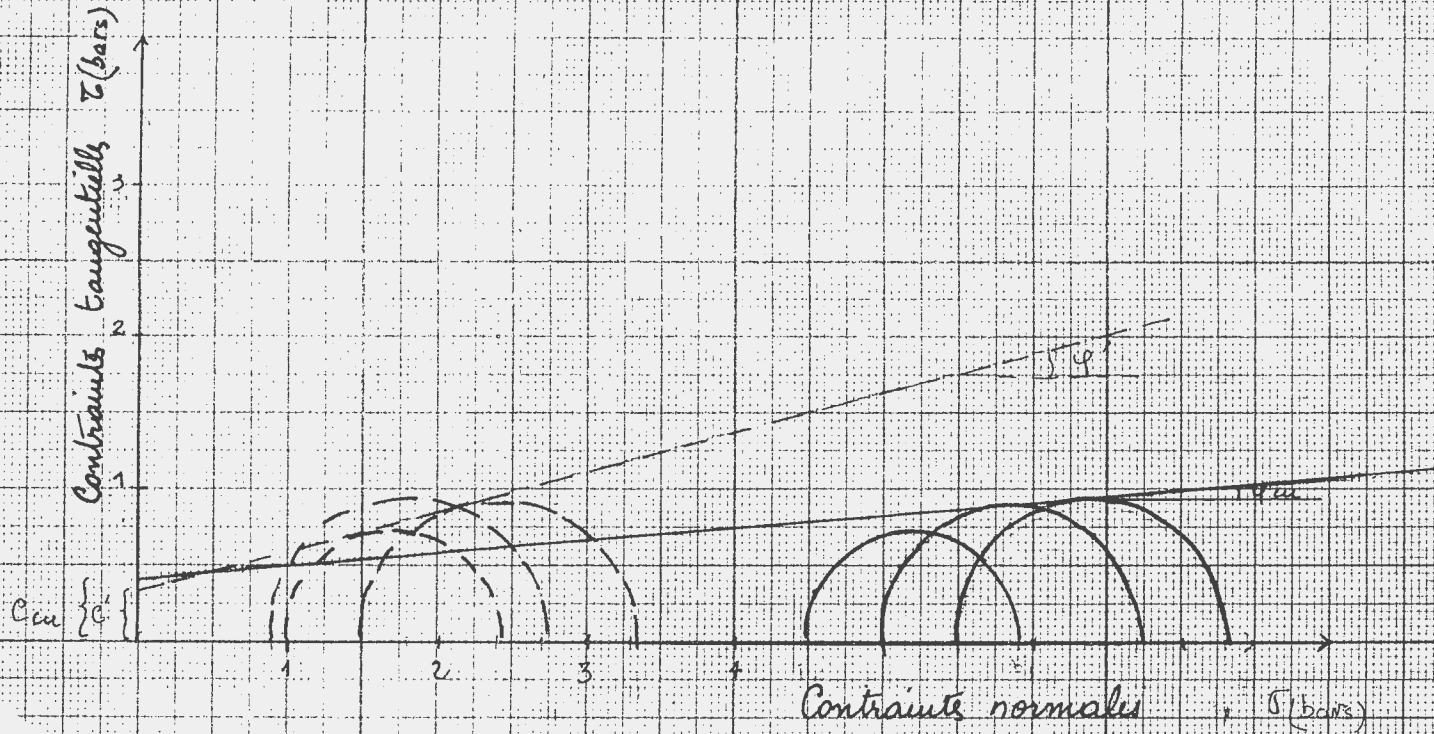
$c_{cu} = 0,4 \text{ bars}$

$\varphi'_{cu} = 7^{\circ}$

$c' = 0,35 \text{ bars}$

$\varphi' = 12^{\circ}$

ESSAI TRIAXIAL CU+H





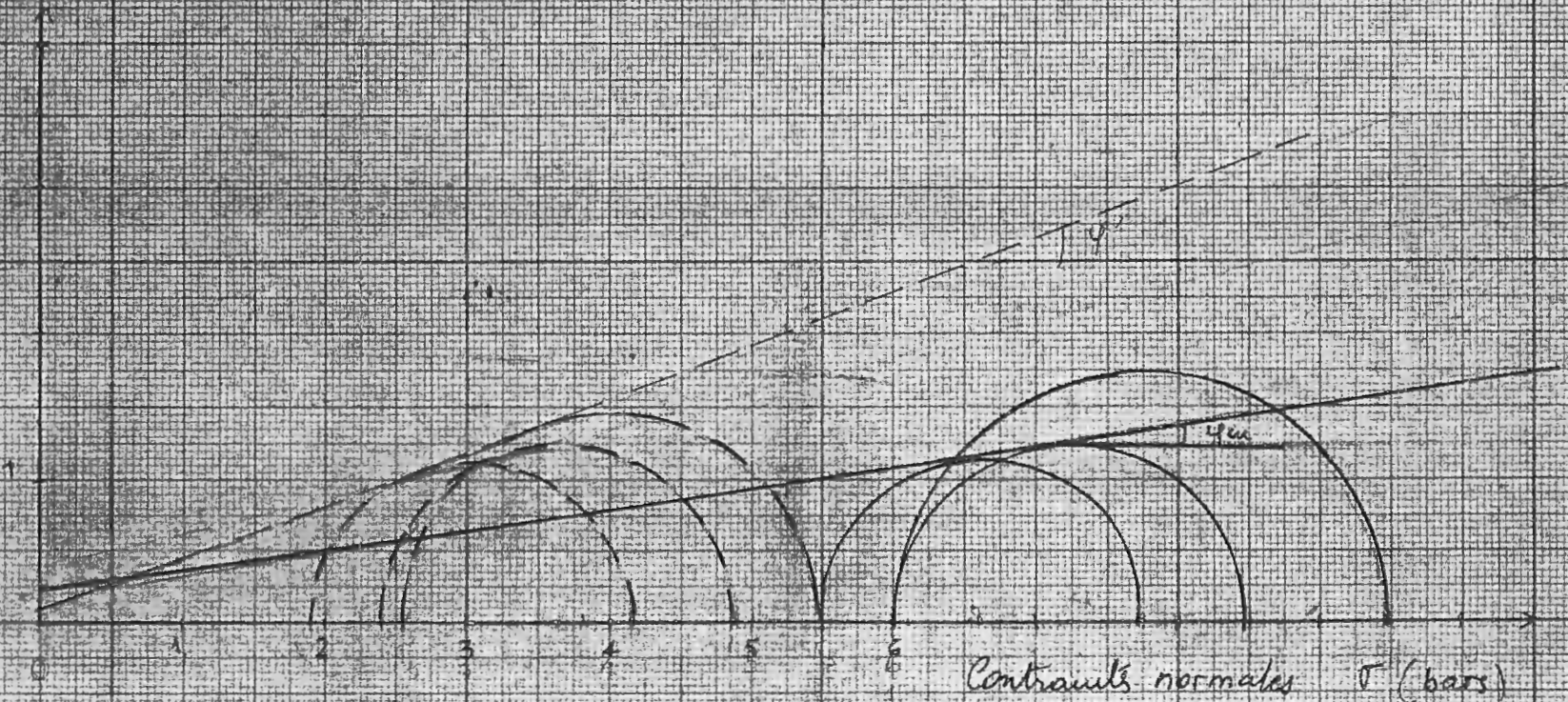
Etude Radiale O. Ouhaïch  
Sondage 5  
Profondeur 33 m / 34,00

$C_{cu} = 0,25 \text{ bars}$   
 $\varphi_{cu} = 14^\circ$

$c' = 0,1 \text{ bars}$   
 $\varphi' = 20,3^\circ$

ESSAI TRIAXIAL CU+U

Contrainte tangentielle  $\tau$  (bars)



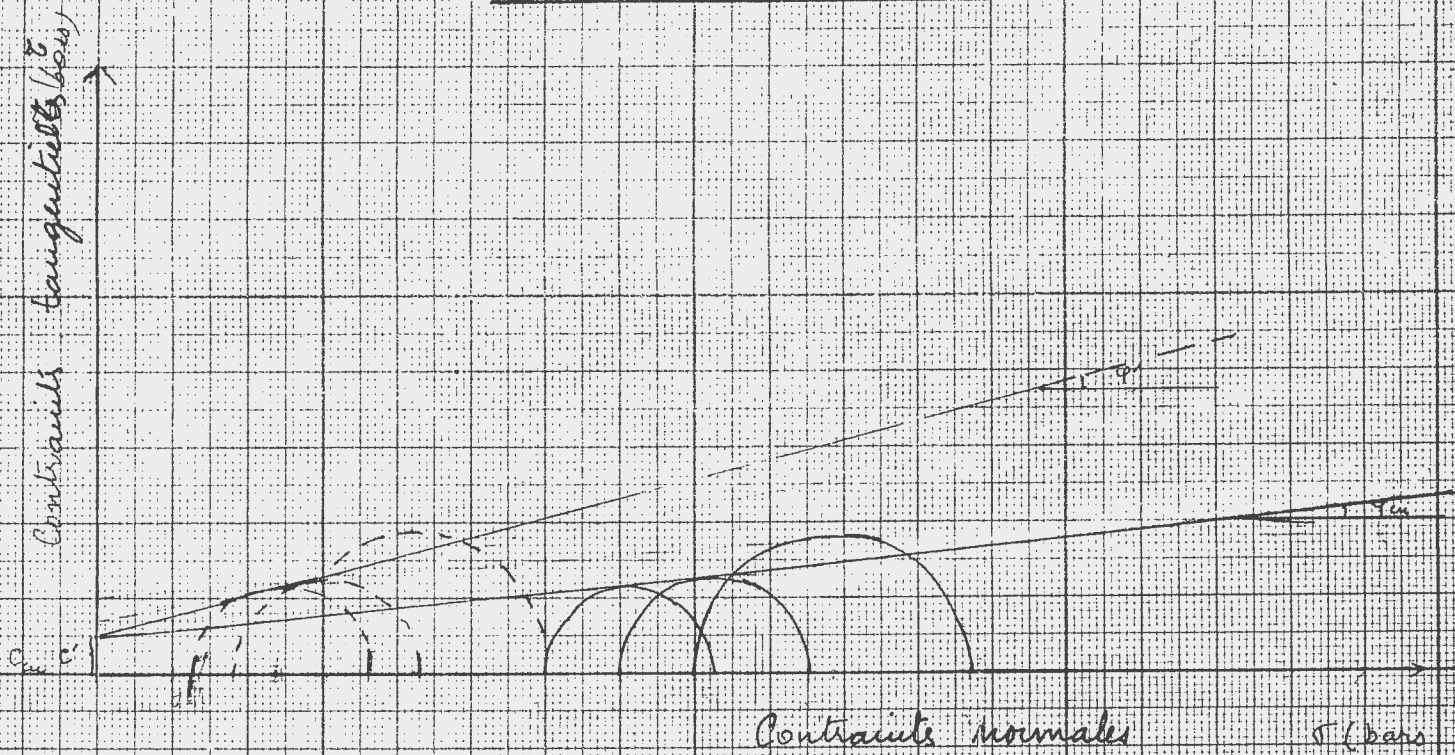
Contrainte normales  $\sigma$  (bars)

LTPC

Etude Rachide O. Aschraiah OA  
Sondage : 5  
profondeur 39,5 / 40,00m

$c_{cu} = 0,5 \text{ bars}$   
 $\varphi_{cu} = 70$   
 $c' = 0,5 \text{ bars}$   
 $\varphi' = 150$

ESSAI TRIAXIAL - CU+U





L T P C Dossier n°

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

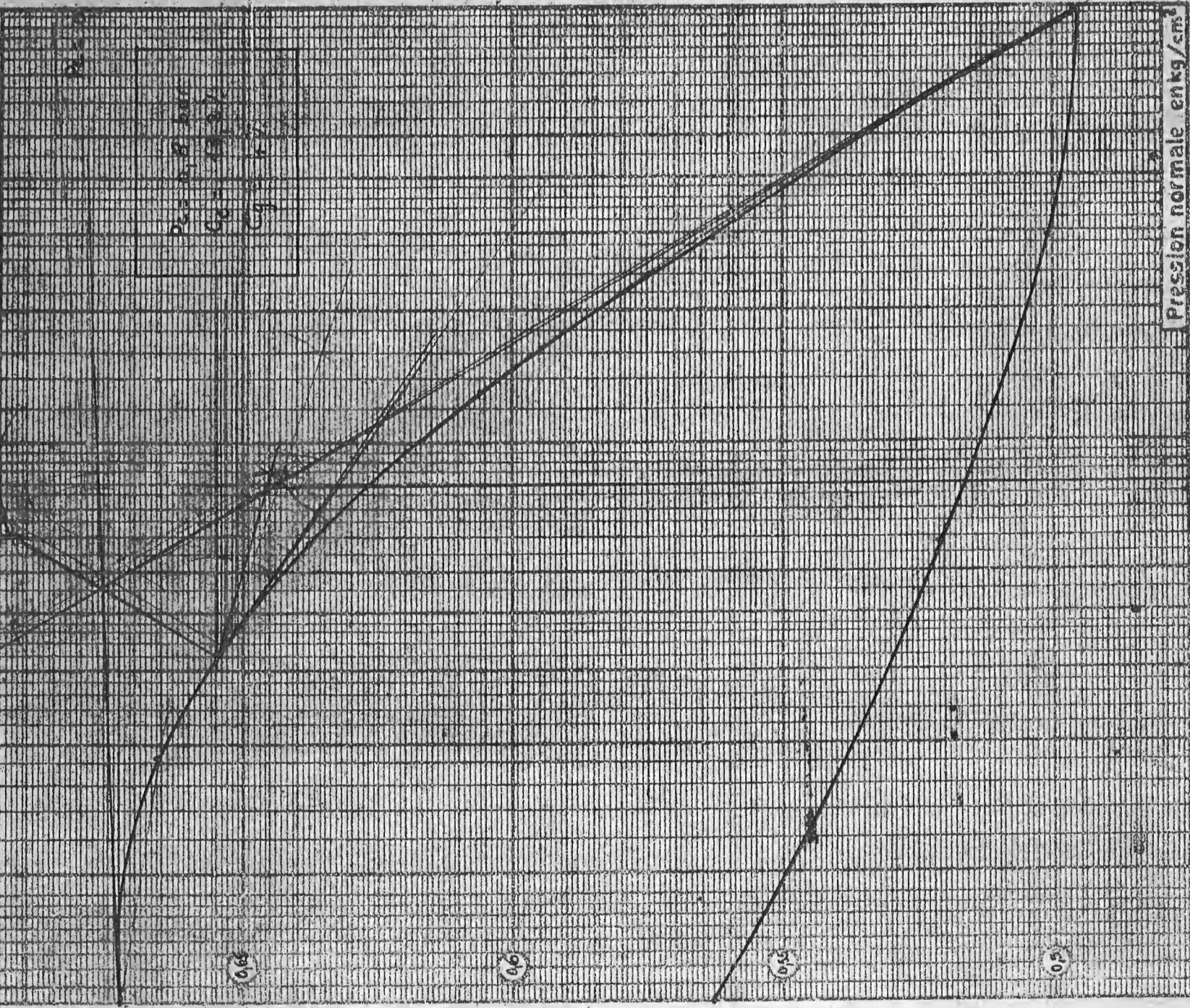
Sondage: OA 5

Echantillon:

Profondeur: 6,90 / 8,30

0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 20 30 40 50 100

Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.



Indice des vides  $e = \text{Volume des vides} / \text{Volume des grains}$

0.675

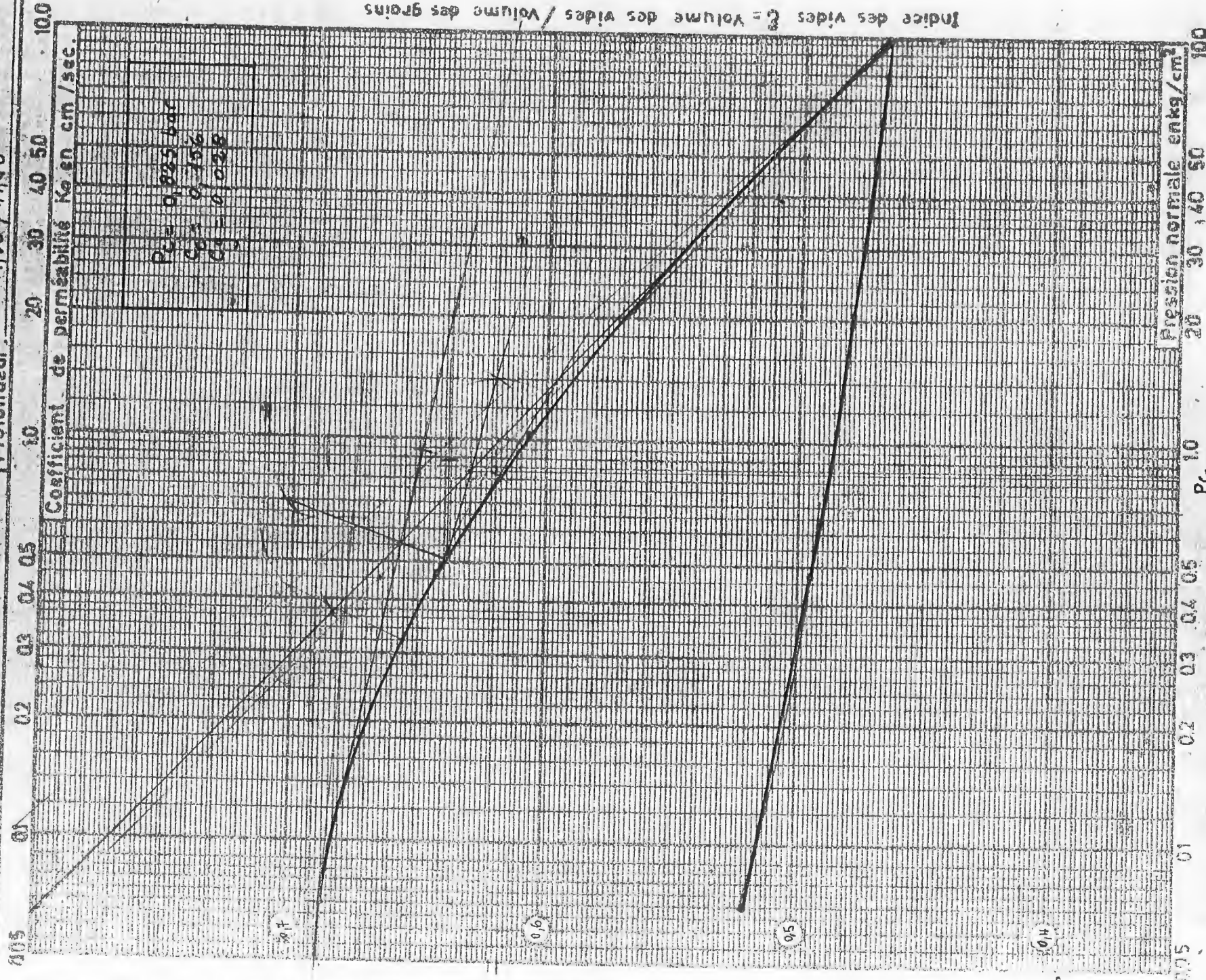
L. T. P. G. Dossier n°:

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 0.5

Echantillon: III

Profondeur: 11,00 / 11,50



$P_c = 0.025 \text{ bar}$   
 $C_{cs} = 0.15\%$   
 $C_g = 0.028$

Indice des vides  $e = \text{Volume des vides} / \text{Volume des grains}$

Pression normale  $\text{enkg/cm}^2$



L. T. P. C. Dossier n°:

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 5

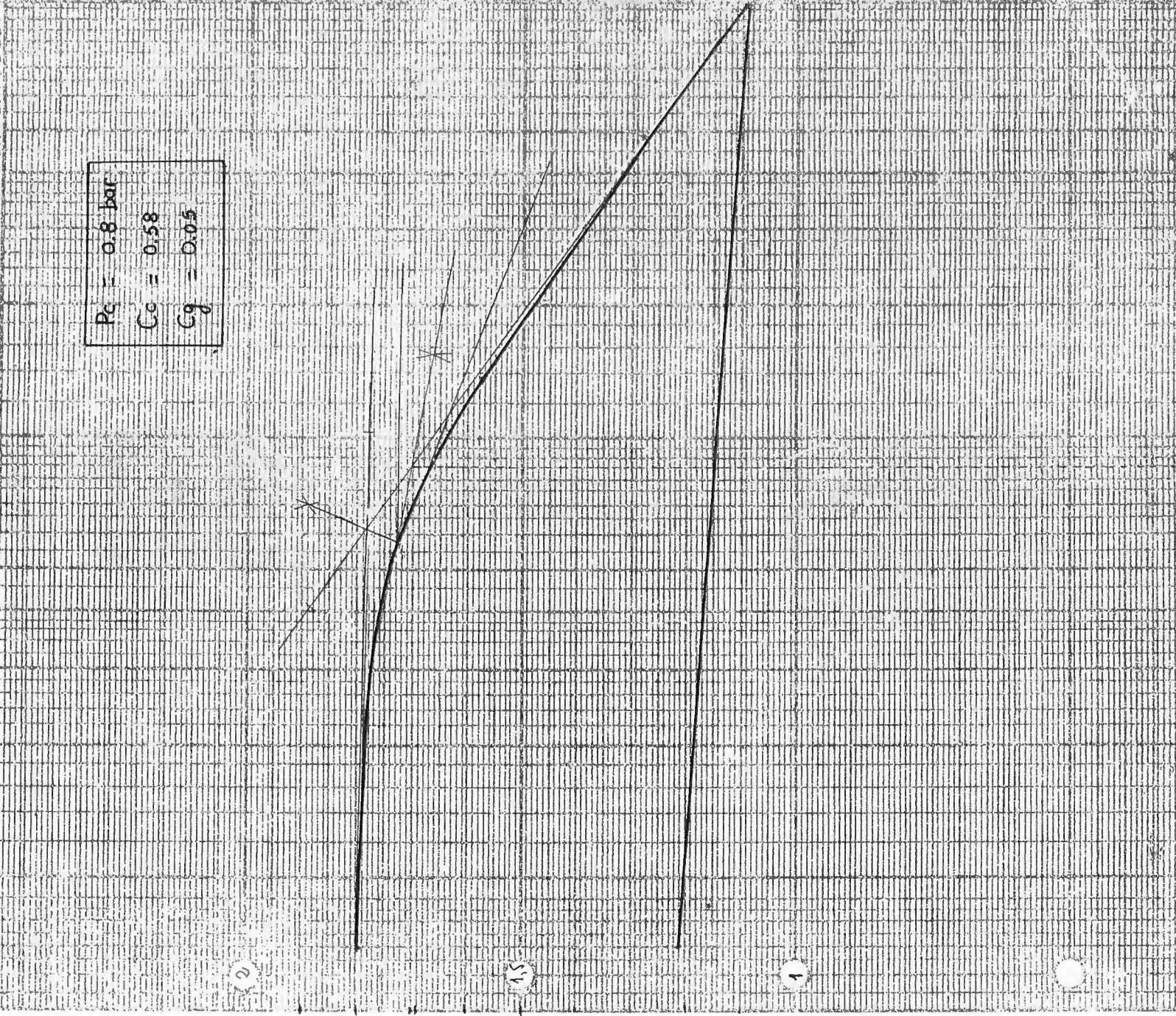
Echantillon:

Profondeur: 22.00 / 22.55

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10.0 20.0 30.0 40.0 50.0 100.0

Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm<sup>2</sup>/sec

$P_c = 0.8 \text{ bar}$   
 $C_c = 0.58$   
 $C_g = 0.05$



Pression normale en kg/cm<sup>2</sup>

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10.0 20.0 30.0 40.0 50.0 100.0

Indice des vides  $C_c$  - Volume de vides / Volume des grains



L. T. P. C. Dossier n°: \_\_\_\_\_

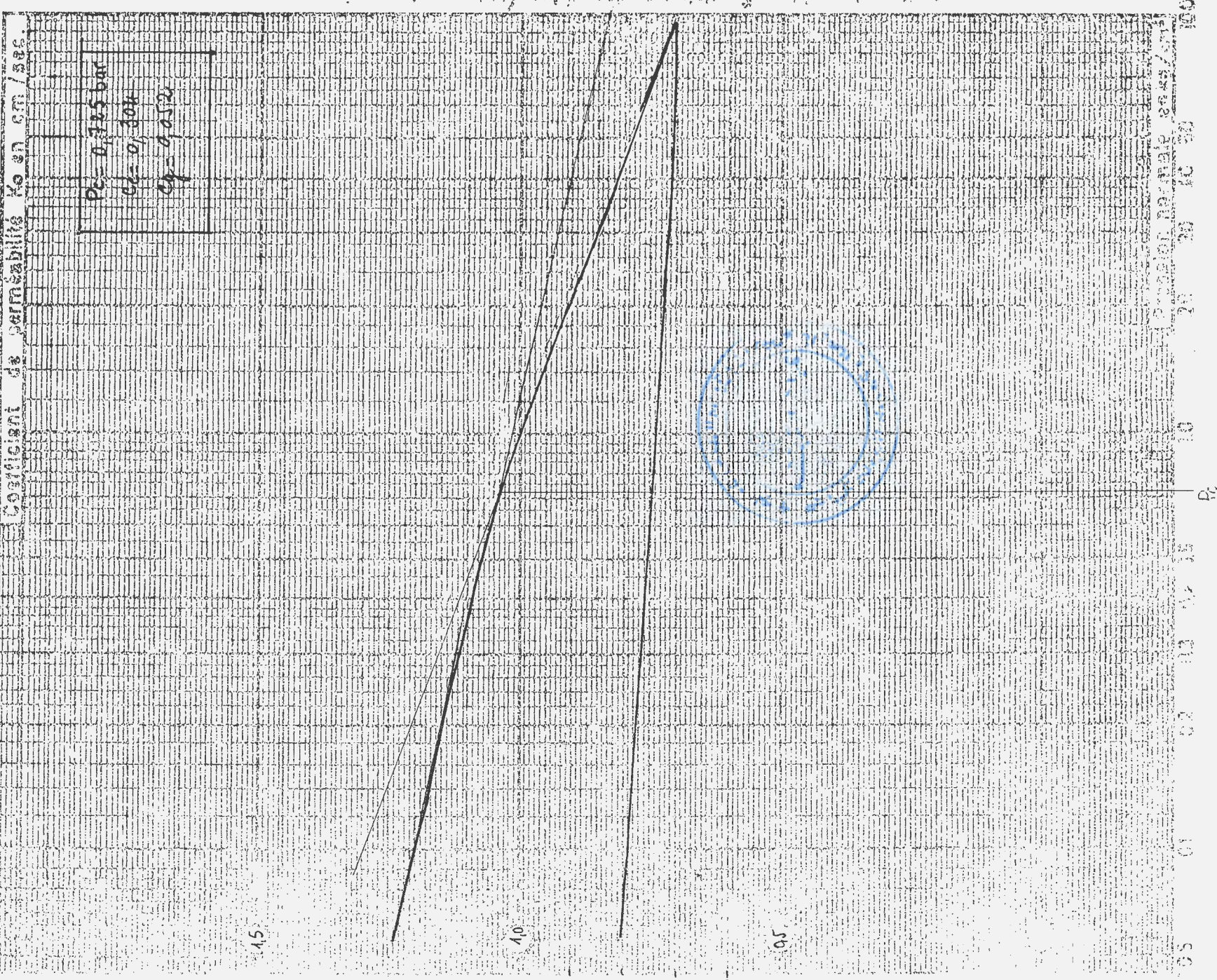
# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 5 OA S/2

Echantillon: III

Profondeur: 26,60 / 27,30

0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 1 2 3 4 5 10 20 30 40 50 100



Indice des vides / Volume des vides / Volume des grains



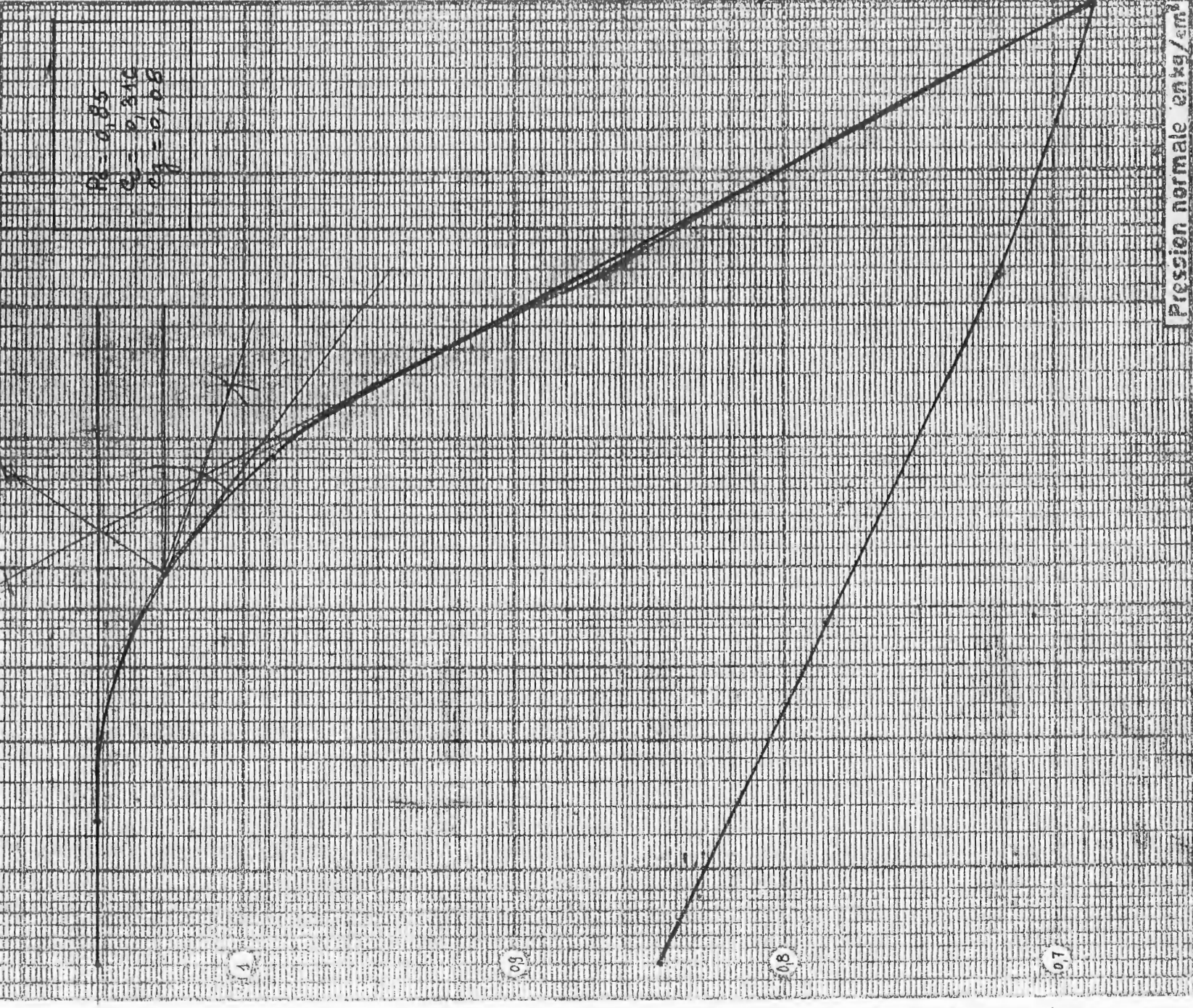
L.T.P.C. Dossier n°

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 5  
Echantillon:  
Profondeur: 33.45 / 34.00

0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10.0

Coefficient de perméabilité  $K_0$  en cm/sec.



Indice des vides  $e = \text{Volume des vides} / \text{Volume des grains}$

Pression normale en kg/cm²

0.05 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 10.0

L. T. P. C. Dossier n°:

# ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: 5

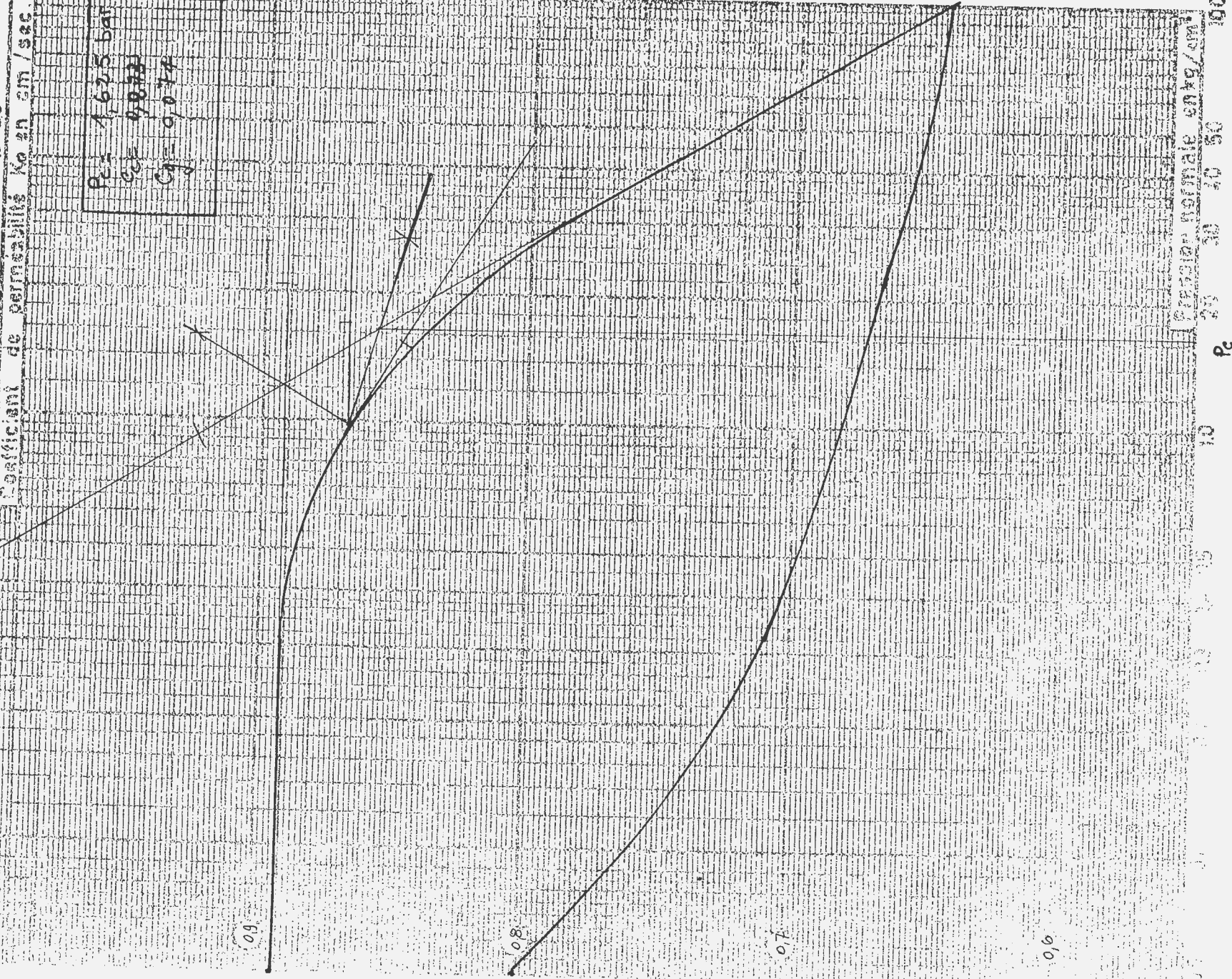
Echantillon:

Profondeur: 35,6 / 36,20

0,05 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 10 20 30 40 50 100

Coefficient de perméabilité  $K_{p20}$  en cm/sec.

$P_{e2} = 162,5 \text{ bar}$   
 $C_{e2} = 9,0722$   
 $C_{p2} = 9,0722$



Indice des vides  $\epsilon =$  Volume des vides / Volume des grains

Pression normale en kg/cm<sup>2</sup>  
 $P_e$

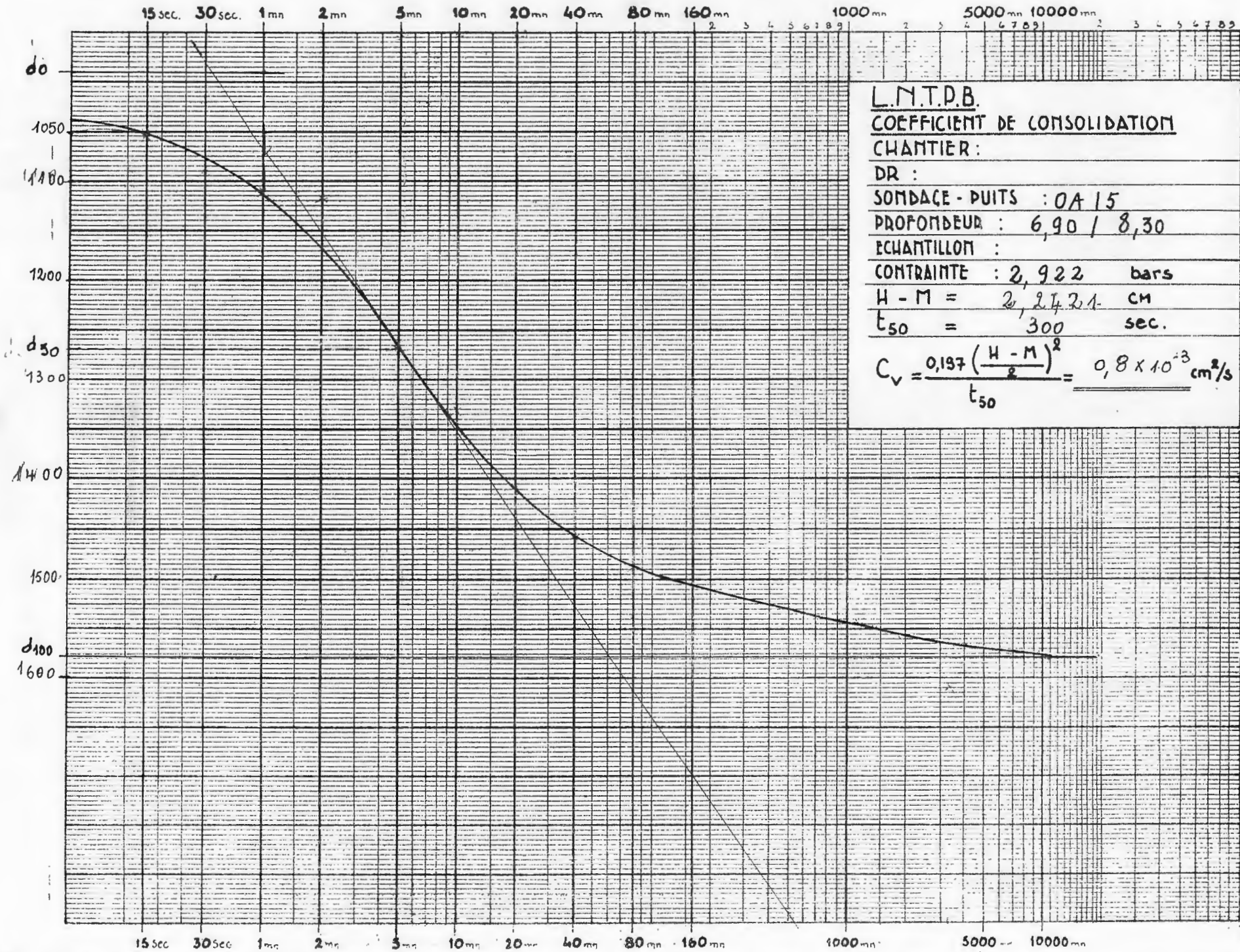
09

08

07

06





L.M.T.P.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER :

DR :

SONDAGE - Puits : OA 15

PROFONDEUR : 6,90 / 8,30

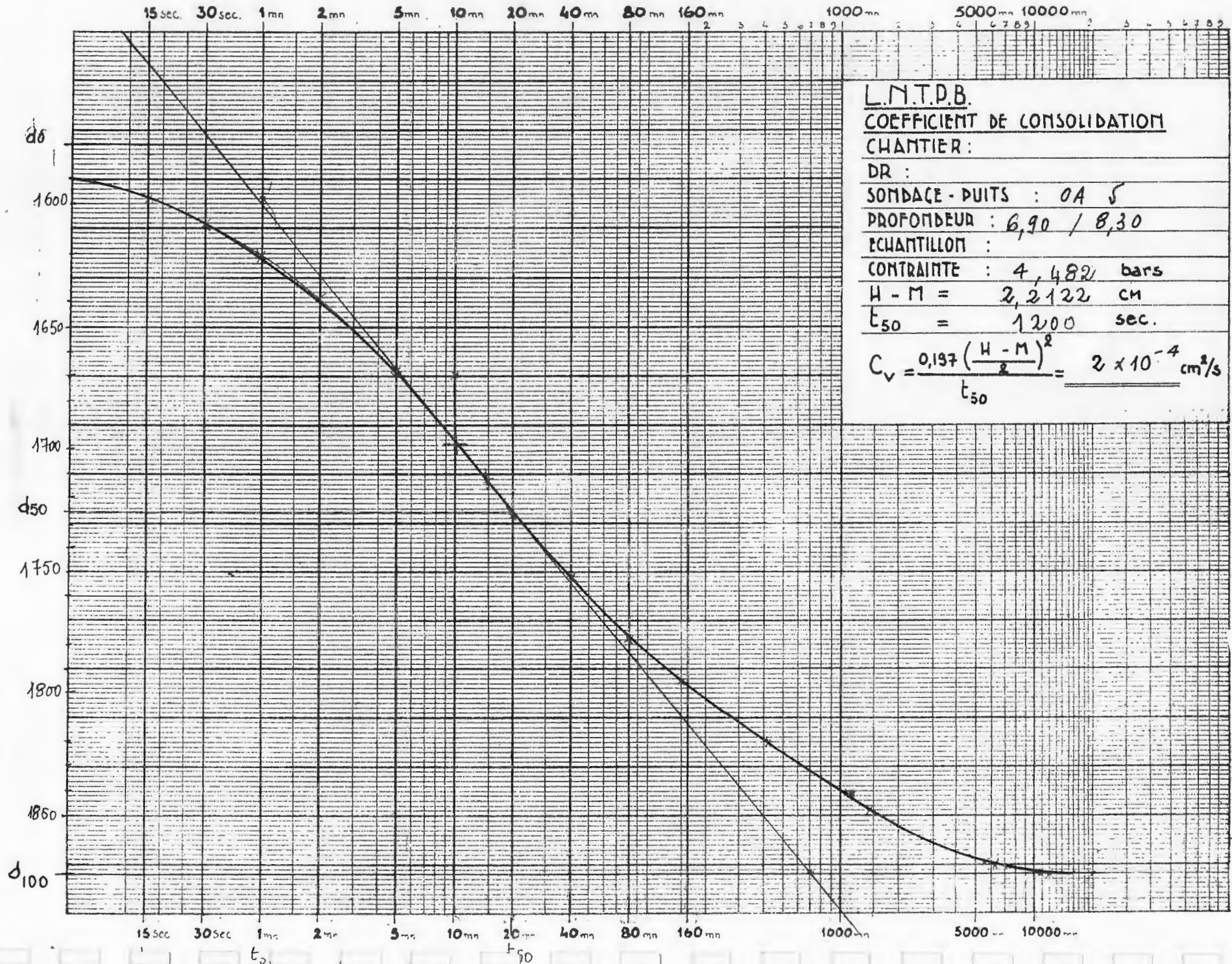
ECHANTILLON :

CONTRAINTE : 2,922 bars

H - M = 2,2421 cm

$t_{50}$  = 300 sec.

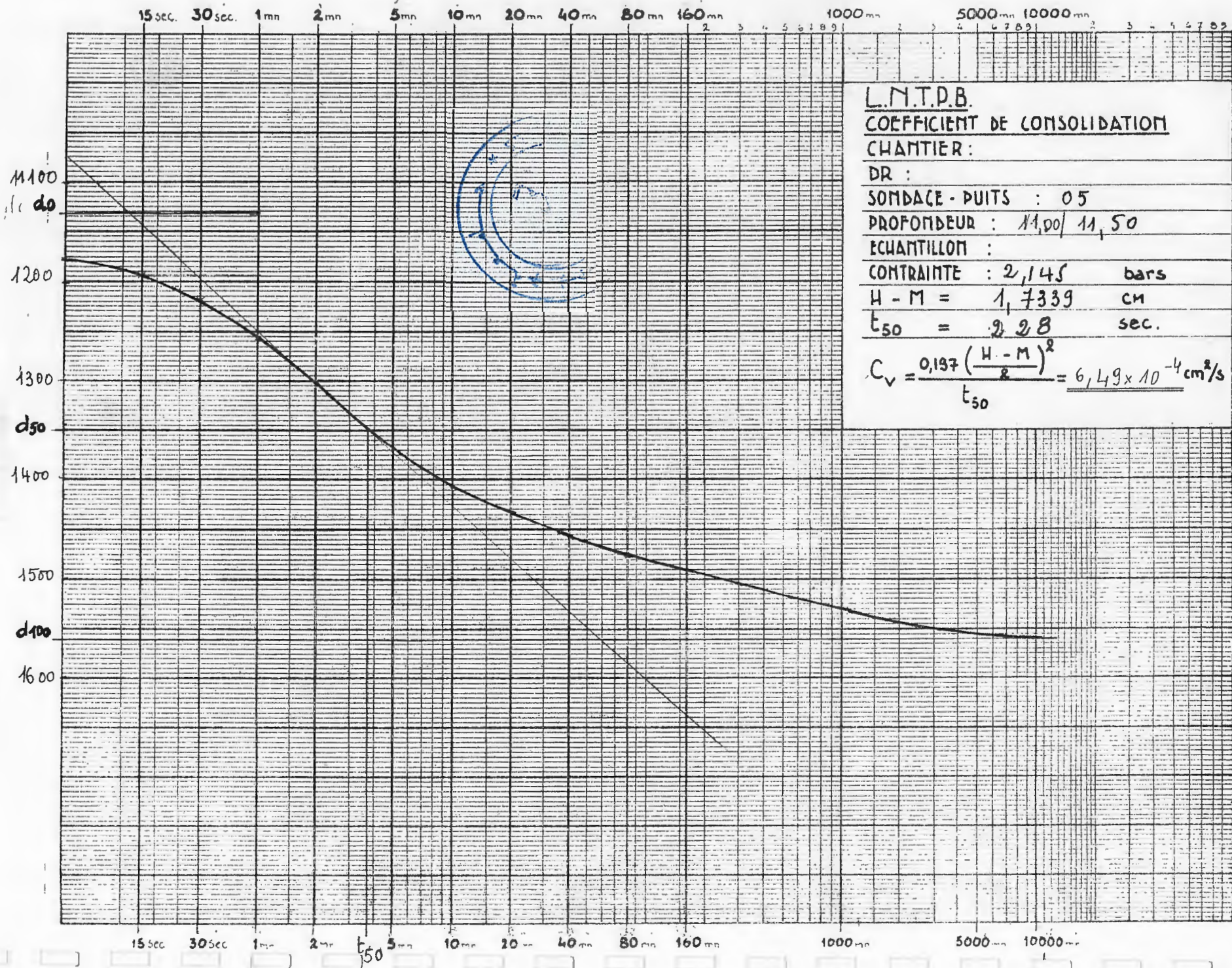
$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 0,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$



L.N.T.P.B.  
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
 CHANTIER :  
 DR :  
 SONDAGE - Puits : OA 5  
 PROFONDEUR : 6,90 / 8,30  
 ECHANTILLON :  
 CONTRAINTE : 4,482 bars  
 H - M = 2,2122 cm  
 t<sub>50</sub> = 1200 sec.  

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

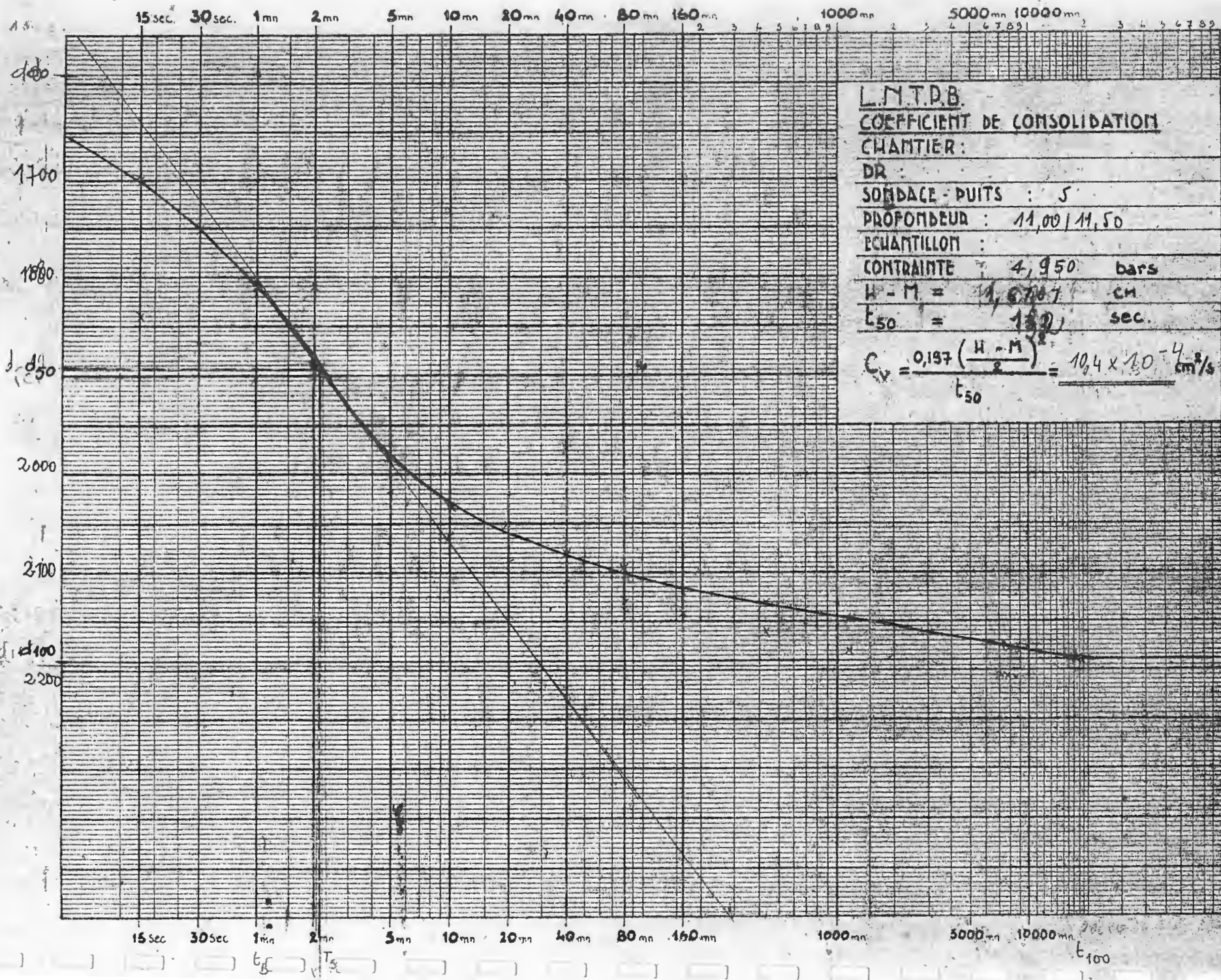




L.M.T.P.B.  
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
 CHANTIER :  
 DR :  
 SONDAGE - Puits : 05  
 PROFONDEUR : 11,00 / 11,50  
 ECHANTILLON :  
 CONTRAINTE : 2,145 bars  
 H - M = 1,7339 cm  
 $t_{50} = 228$  sec.  

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = \underline{6,49 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}}$$

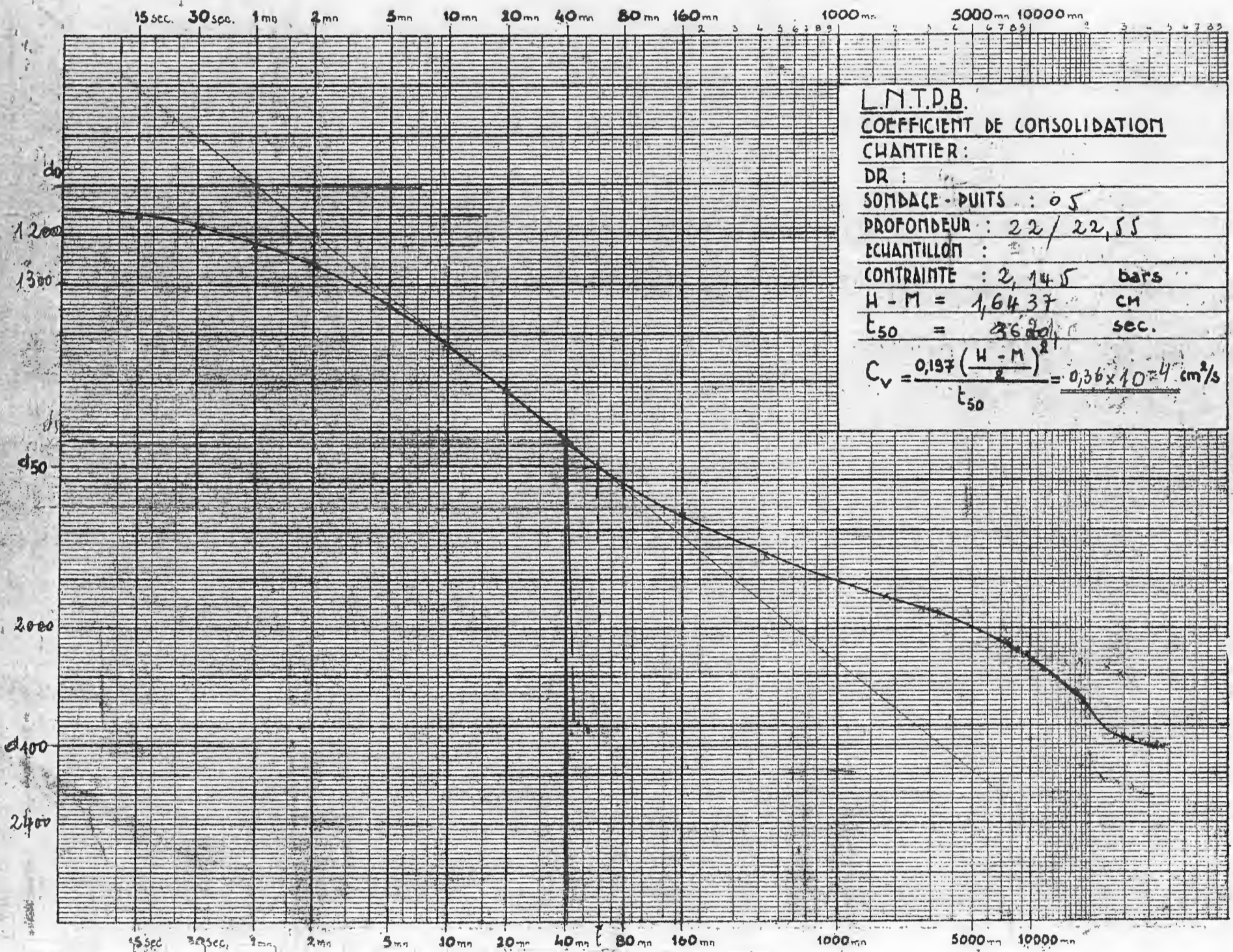




L.M.T.D.B.  
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
CHANTIER :  
 DR :  
 SONDAGE - Puits : 5  
 PROFONDEUR : 11,00 / 11,50  
 ECHANTILLON :  
 CONTRAINTE : 4,950 bars  
 H - M = 1,6707 cm  
 t<sub>50</sub> = 150 sec.  

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = \frac{10,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}}{150}$$

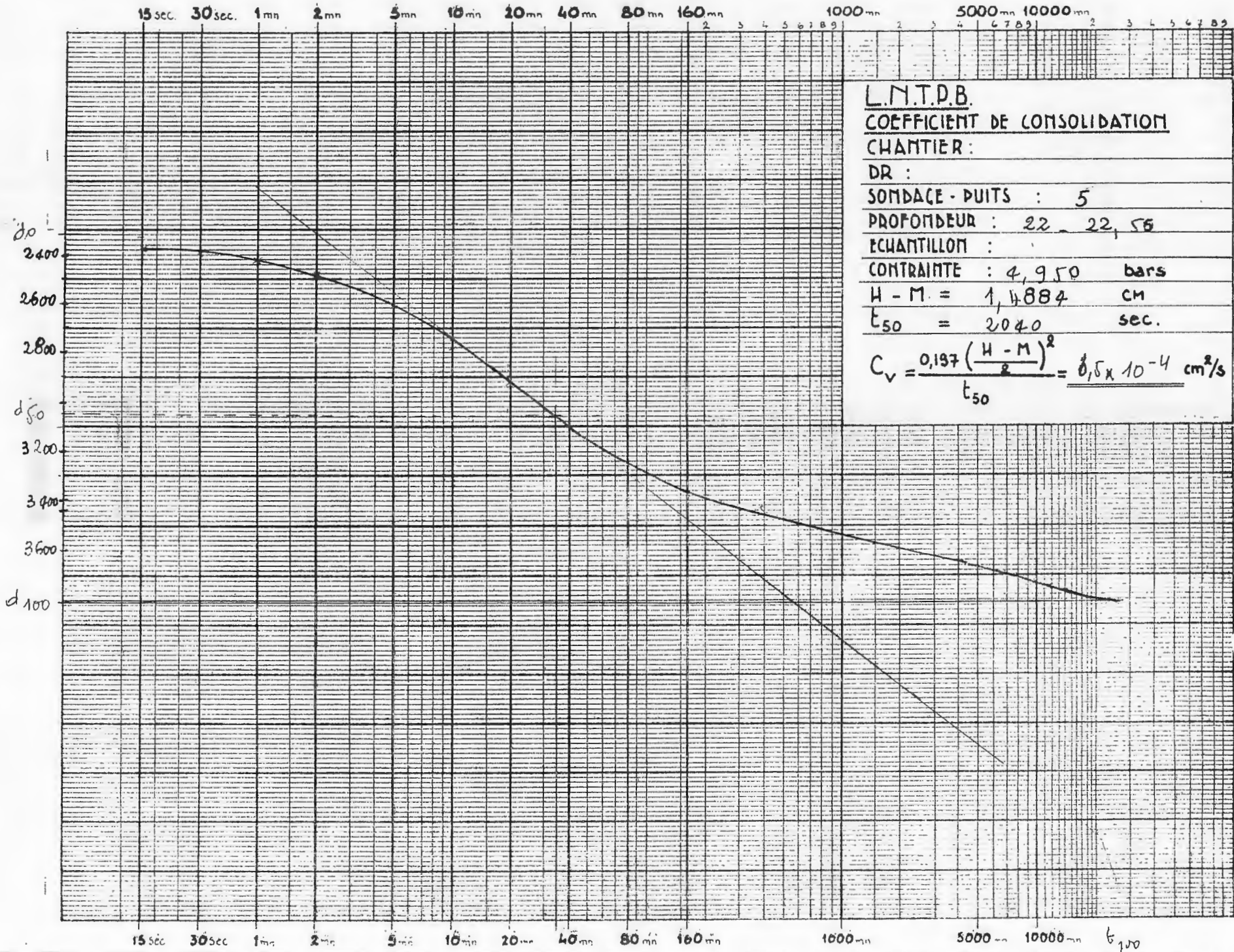
15 sec 30 sec 1 min 2 min 5 min 10 min 20 min 40 min 80 min 160 min 1000 min 5000 min 10000 min  
 t<sub>B</sub> t<sub>50</sub> t<sub>100</sub>



L.N.T.P.B.  
 COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
 CHANTIER:  
 DR :  
 SONDAGE - Puits : 05  
 PROFONDEUR : 22 / 22,55  
 ECHANTILLON :  
 CONTRAINTE : 2,145 bars  
 H - M = 1,6437 cm  
 t<sub>50</sub> = 36 sec.  

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = \frac{0,36 \times 10^{-4}}{36} \text{ cm}^2/\text{s}$$





L.N.T.D.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER :

DR :

SONDAGE - PUIS : 5

PROFONDEUR : 22 - 22,56

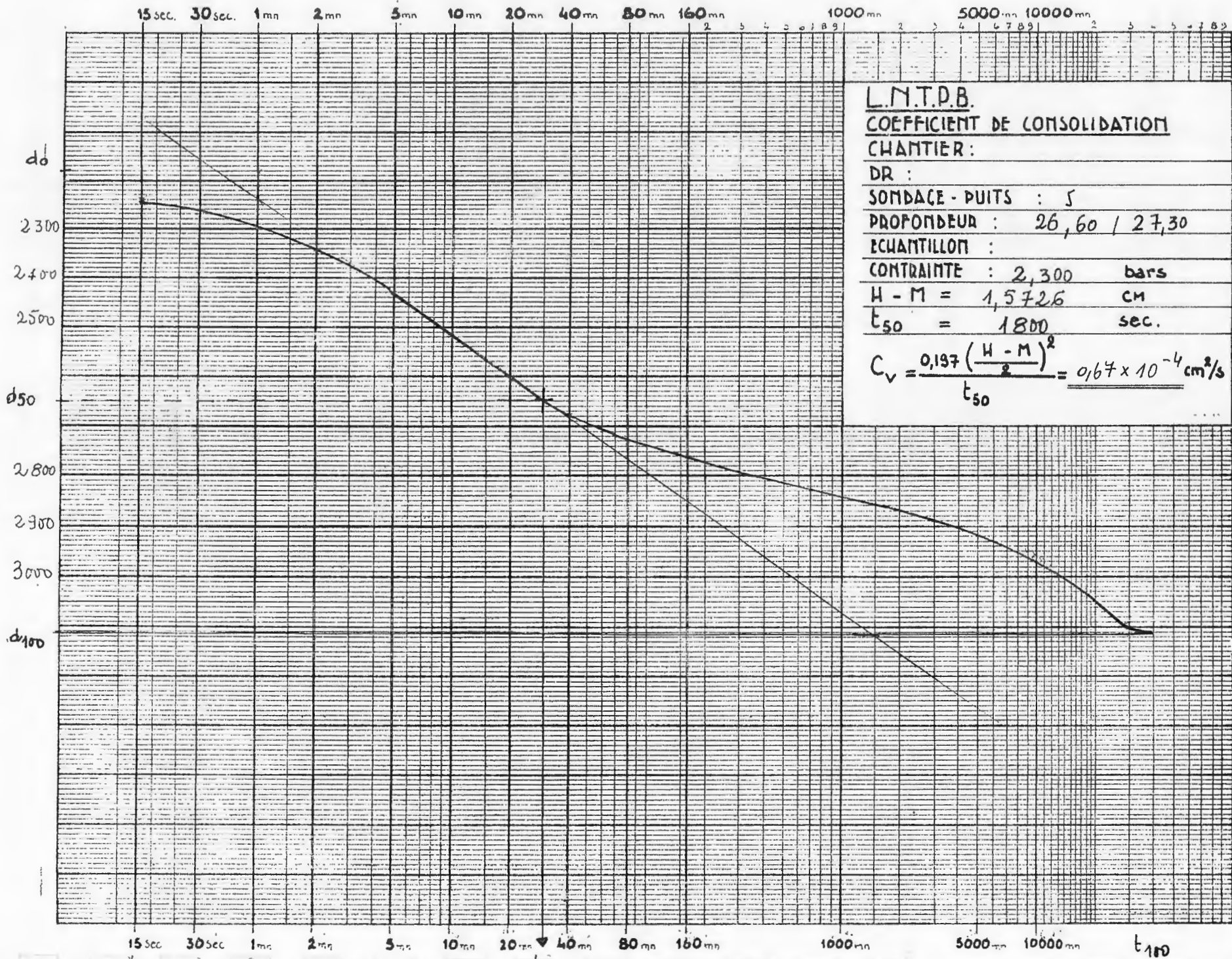
ECHANTILLON :

CONTRAINTE : 4,950 bars

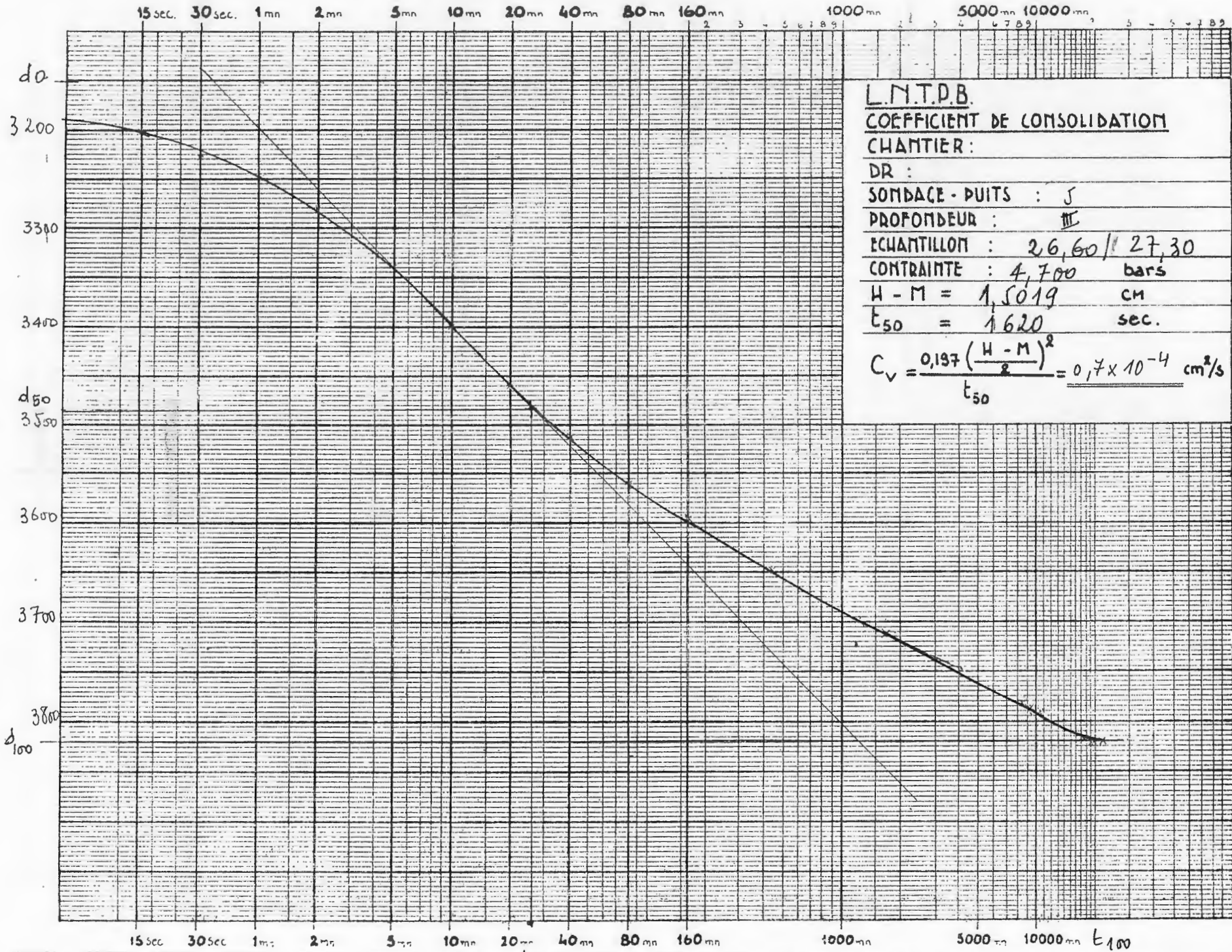
H - M = 1,4884 cm

t<sub>50</sub> = 2040 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = \underline{\underline{0,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}}}$$







L.N.T.P.B.

COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

CHANTIER :

DR :

SONDAGE - Puits : J

PROFONDEUR : III

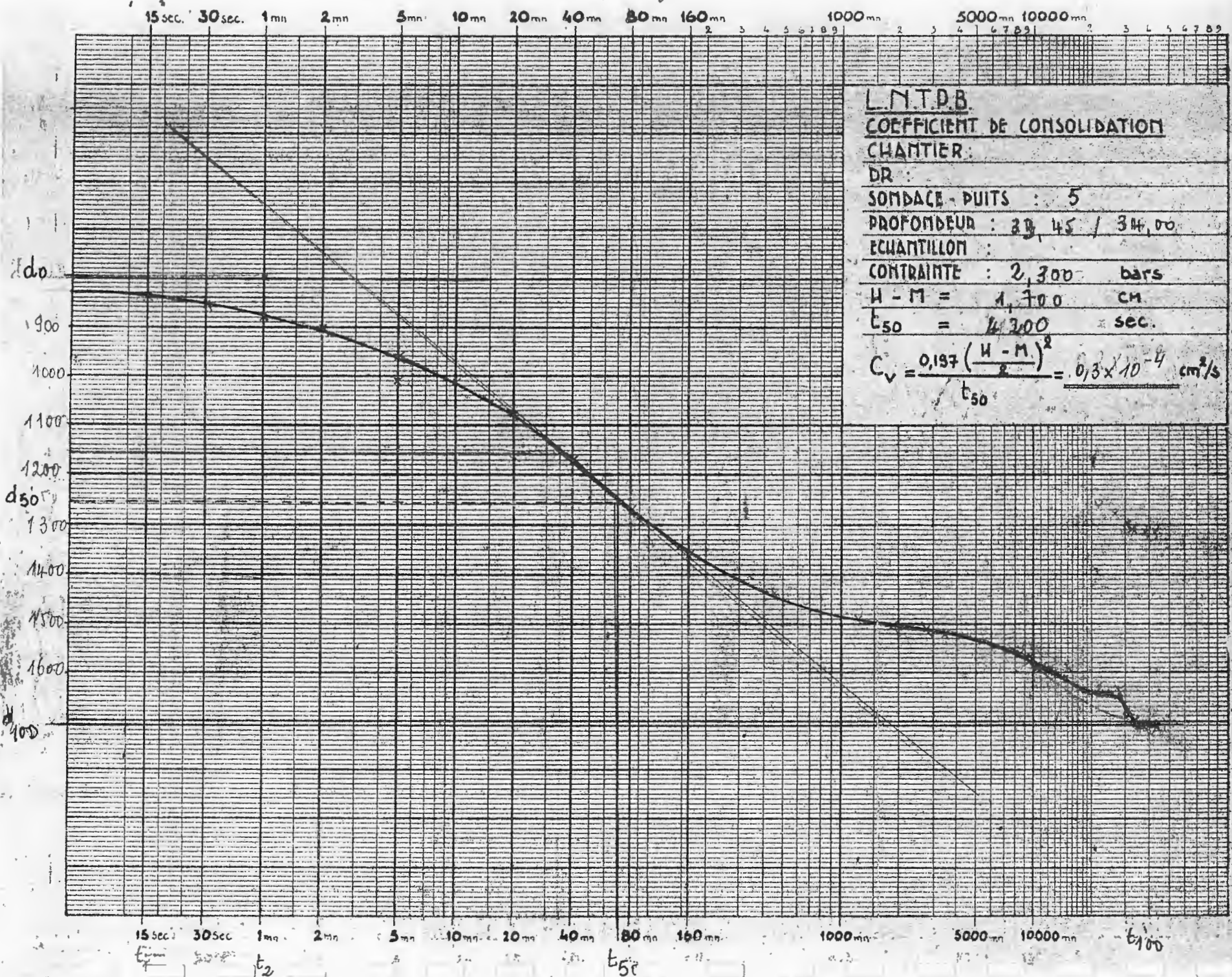
ECHANTILLON : 26,60 / 27,30

CONTRAINTE : 4,700 bars

H - M = 1,5019 cm

t<sub>50</sub> = 1620 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 0,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$



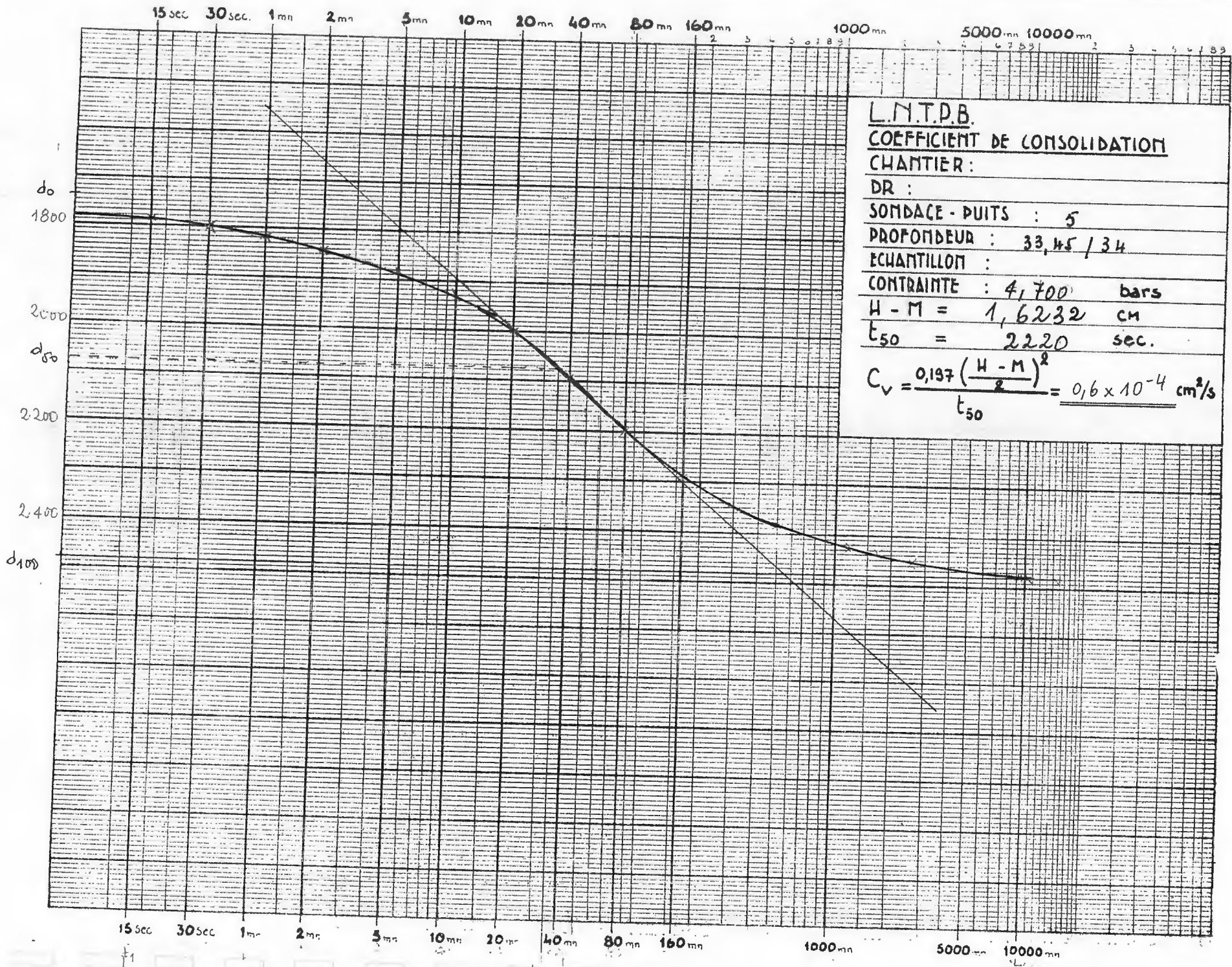
L.N.T.P.B.  
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
CHANTIER :  
 DR :  
 SONDAGE - Puits : 5  
 PROFONDEUR : 23,45 / 34,00  
 ECHANTILLON :  
 CONTRAINTE : 2,300 bars  
 H - M = 1,700 cm  
 t<sub>50</sub> = 1800 sec.  
 $C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 0,13 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

1000  
 900  
 1100  
 1200  
 1300  
 1400  
 1500  
 1600  
 d<sub>50</sub>  
 1000

15 sec. 30 sec. 1 mn 2 mn 5 mn 10 mn 20 mn 40 mn 80 mn 160 mn 1000 mn 5000 mn 10000 mn

15 sec. 30 sec. 1 mn 2 mn 5 mn 10 mn 20 mn 40 mn 80 mn 160 mn 1000 mn 5000 mn 10000 mn t<sub>100</sub>





L.N.T.P.B.  
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION  
 CHANTIER :

DR :  
 SONDAGE - Puits : 5  
 PROFONDEUR : 33,45 / 34  
 ECHANTILLON :

CONTRAINTE : 4,700 bars  
 H - M = 1,6232 cm  
 t<sub>50</sub> = 2220 sec.

$$C_v = \frac{0,197 \left( \frac{H - M}{2} \right)^2}{t_{50}} = 0,6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

L.T.P.C

# PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 22.85 3015  
Localisation OUED OUCHAIAH  
Etude RADIALE  
Client DFB D'ALGER  
Ouvrage OA 5/2  
Date essai 25.05 86

Numero PE: 4

TR	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	Kg
FL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Dars
RP	0	40	80	120	160	200	240	280	320	360	bars



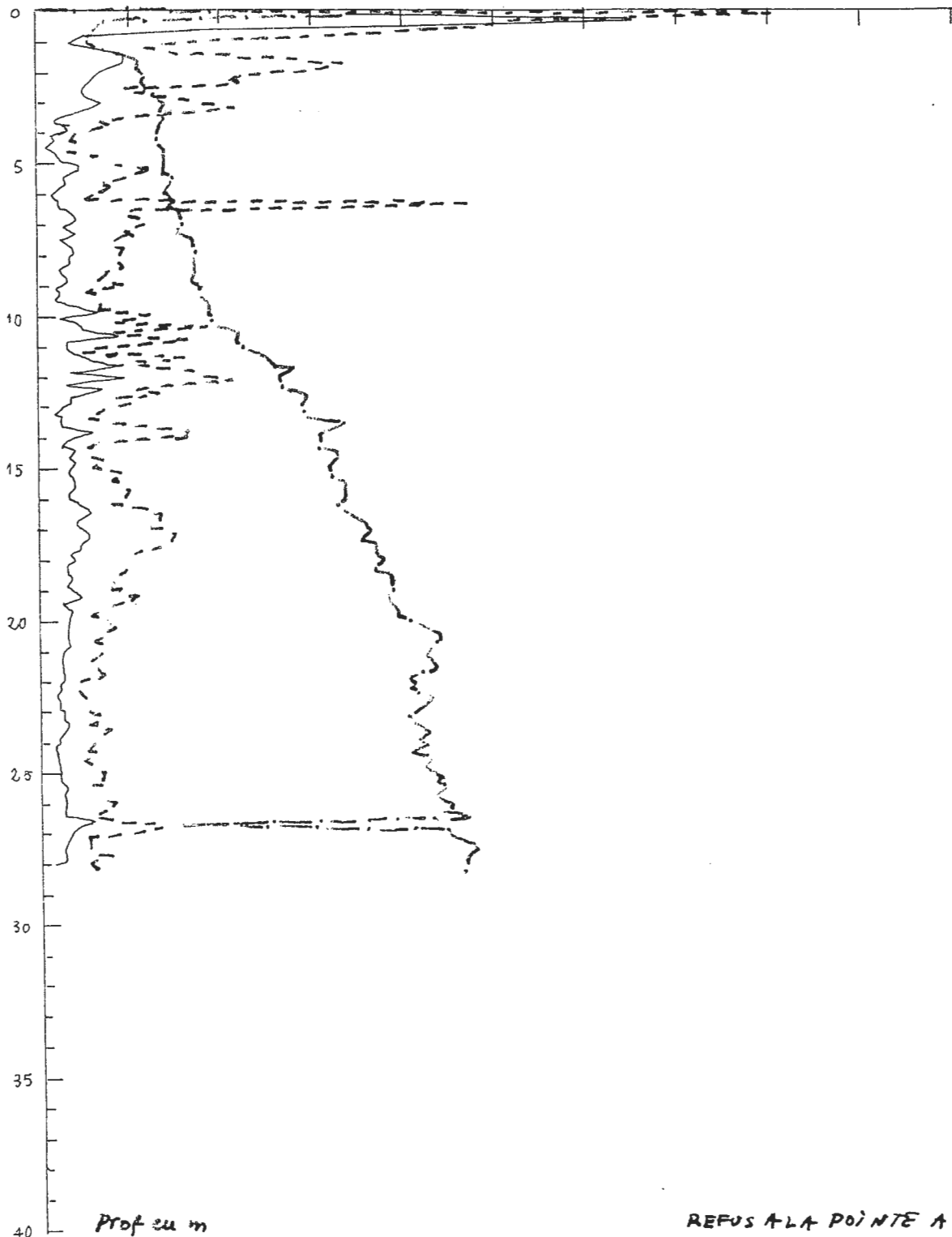
REFUS A LA POINTE A 35 m

Dossier 22 85. 3015  
 Localisation OUED OUCHAIAH  
 Etude RADIALE  
 Client DIB D'ALGER  
 Ouvrage 512  
 Date essai 21.05 86

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Numero PE:5

TX	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000 Kg
FL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 bars
RP	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400 bars



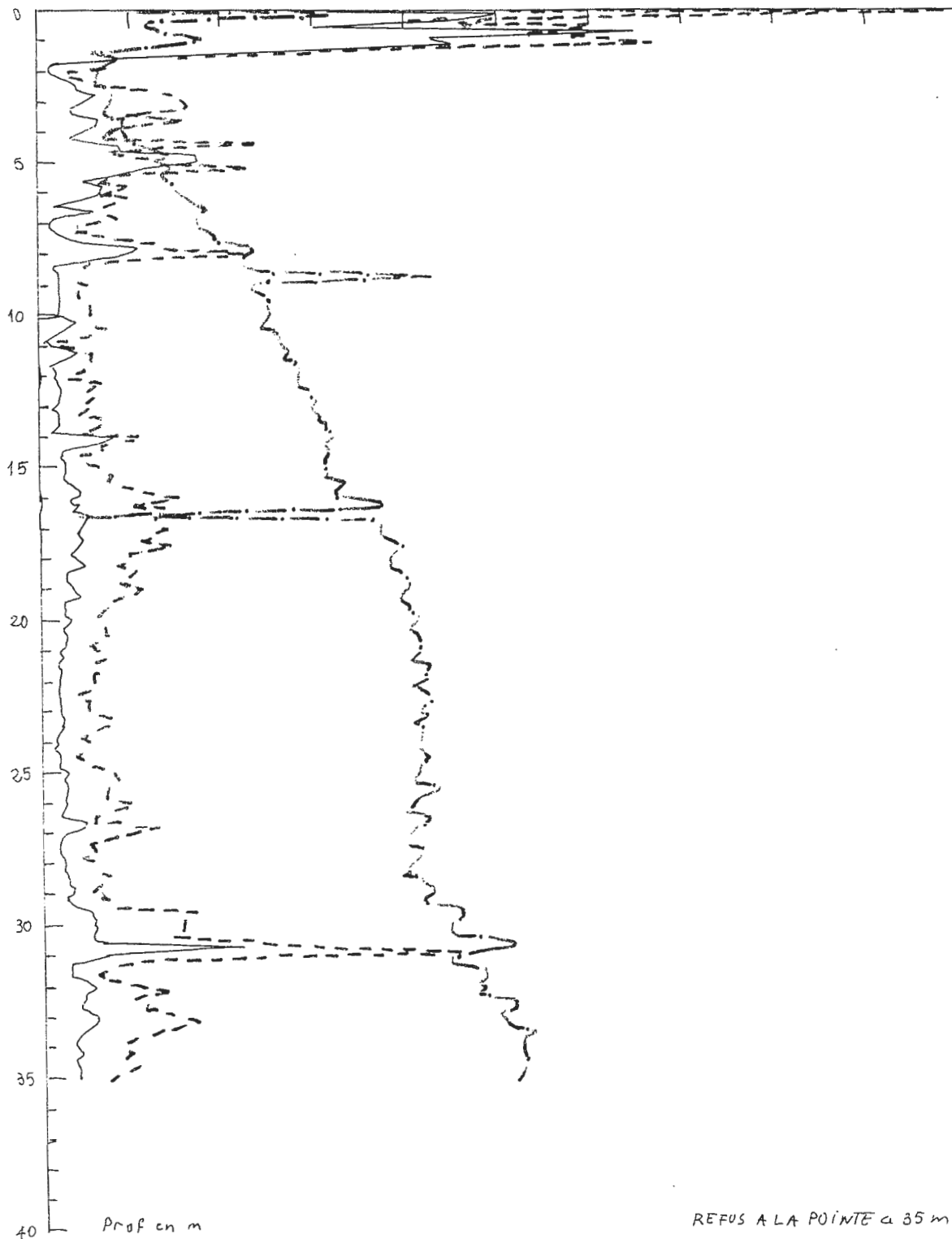
L. T. P. C

Dossier 22.85 3015  
Localisation OUED OUCHARAH  
Etude RADIALE  
Client DIB D'ALGER  
Ouvrage 5/2  
Date essai 21.05.86

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Numéro PE 6

TOT	-----	2000	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	Kg
FL	- - - - -	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
RP.	0	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400	bars



REFUS A LA POINTE a 35 m

# SC 5

Profondeur (m)	0.00 / 1.70	1.70 / 1.90	3.00 / 6.90	6.90 / 8.30	11.00 / 11.50	11.70 / 12.00	12.00 / 12.00	18.00 / 19.50	22.00 / 22.50	24.70 / 25.20	26.60 / 27.30	27.90 / 28.40	30.00 / 33.40	33.40 / 34.00	34.00 / 36.20	37.00 / 38.00	38.00 / 39.5	39.5 / 40.00	40.00 / 40.50	40.50 / 44.00	
W %		13.65		22.65	26.71	26.53			49.66	38.4	37.82	33.06		27.61	26.87	30.44			36.58		
$\gamma_{sat}$ t/m <sup>3</sup>		21.51		23.40	27.35	27.03			57.41	44.03	44.30	38.75		34.73	32.30	36.1			40.41		
Sr %		91.35		96.73	97.66	97.9			86.5	87.2	85.37	85.31		78.43	81.5	84.33			90.5		
$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>		1.71		1.65	1.55	1.55			1.06	1.23	1.23	1.32		1.41	1.44	1.37			1.29		
ES %																					
Granulométrie	< 80 $\mu$ m	58		98.45				94					89				94	43		26	
	< 2 mm	62		99.83				98					92				99	56		35	
	< 2 M	0		0				0					0				0	0		0	
Limites d'Atterberg	WL %	42.00		37.00		23.00		62.50		59.00	44.00		54.00						41.5	40	
	Wp %	27.00		21.00		21.20		27.67		29.00	23.00		25.00						21.5	20.38	
	Ip %	15.00		16.00		11.80		36.83		30.00	21.00		28.50					20		19.62	
Ic																					
TMO %				6.84		17.30		13.25		12.44		11.27		16.13						9.96	
Compressibilité	$V_c$ bars	0.8		0.8	0.825			0.8		0.725			0.85		1.625						
	$C_c$	13.2		13.2	15.6			58		30.4			31.6		27.3						
	$C_g$	4		4	2.8			5		5.2			8		7.4						
	$C_v$	$8 \times 10^{-4}$ $2 \times 10^{-4}$		$8 \times 10^{-4}$ $2 \times 10^{-4}$	$6.5 \times 10^{-4}$ $10.4 \times 10^{-4}$			$0.36 \times 10^{-4}$ $0.5 \times 10^{-4}$		$0.67 \times 10^{-4}$ $0.7 \times 10^{-4}$			$0.3 \times 10^{-4}$ $0.6 \times 10^{-4}$								
	K cm/s			$0.5 \times 10^{-7}$ $0.9$								$7.1 \times 10^{-8}$							$1.9 \times 10^{-8}$ $1.1$		
cisaillement à la boîte	W %			24.66		27.93		56.86		37.53				32.03							
	$C_u$ bars			0.55		0.45		0.65		0.75				0.55							
	$\phi_u$ °			6°		10°		5°		7°				8°							
cisaillement Triaxial	$C_{cu}$ bars				1.1				0.4				0.25						0.5		
	$\phi_{cu}$ °				10°				7°				11°						7°		
	$C'_{cu}$ bars				1.1				0.35				0.1						0.5		
	$\phi'_{cu}$ °				14°				12°				20.3°						15°		



Profondeurs		0.00 3.50	3.50 12.50	12.50 13.50	13.50 35.00	41.00 46.00
W	%			22.06		
$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>					
S <sub>r</sub>	%			91.5		
$\gamma_d$	t/m <sup>3</sup>			1.63		
ES	%		12.30			
Granulométrie	< 80 μ	80	33		95	
	< 2 mm	99.48	88.9			
Limite d'Atterberg	W <sub>L</sub> %	39	24		37.5	38
	W <sub>p</sub> %	23.2	17		19	19.5
	I <sub>p</sub> %	15.2	7		18.5	18.5
I <sub>c</sub>						
T.M.O.	%			2.87		
ACS Analyses chimiques sommaires	Les insolubles SiO <sub>2</sub> + Les silicates %					57.62
	Les oxydes totaux Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %					11.20
	Les carbonates CaCO <sub>3</sub> %					27.50
	Les sulfates CaSO <sub>4</sub> - 2H <sub>2</sub> O traces %					traces
	Chlorures NaCl %					0.06
	L'eau de constitution %					3.47
	Bilan pondéral %					99.85
	Perte au feu %					15.57
	Anhydrides (CO <sub>2</sub> ) %					12.10
Oedomètre	e <sub>c</sub> bars			3.7		
	C <sub>c</sub>			17.4		
	C <sub>β</sub>			4.4		
	C <sub>v</sub>			3.4 × 10 <sup>-4</sup>		
	K cm/s			2.4 × 10 <sup>-8</sup>		
Cisaillement rectiligne	C <sub>cu</sub>					
	φ <sub>cu</sub>					
Cisaillement Triaxial	C <sub>cu</sub> bars			0.55		
	φ <sub>cu</sub> °			14.3°		
	C' bars			0.25		
	φ' °			25°		