

CLERMONT-FERRAND

Maar du Fond de Jaude

Exposé de Frédéric DURAND

INTRODUCTION

Il s'agit d'une ancienne cheminée volcanique de forme cylindrique ou cylindro-conique qui a entaillé à l'emporte-pièce le Substratum pré-éruptif en l'occurrence les Marnes et Marno-Calcaire appartenant à l'Oligocène.

Cette entaille est remplie de matériau pyroclastique tuffacé ou bréchiq ue associé à une quantité variable de lave intrusive.

Lors des dégagements gazeux, la lave a été dispersée en granules vitreux (appelés pépérites). Une partie de ces granules est retombée dans la cheminée pour y être à nouveau brassée par les explosions suivantes. Une autre partie s'accumule autour de l'évent.

C'est le cas de la colline de CLERMONT-FERRAND surélevée, située à l'Est du projet et constituée de brèches (projections de l'ancien maar).

Lors de ces différents processus, les parois encaissantes constituées de marnes ont été ébranlées et disloquées, les différentes cassures (ou failles) sont courbes et plus ou moins concentriques à la cheminée.

La dépression centrale ainsi constituée s'est remplie d'eau puis s'est comblée de sédiments lacustres (sables grossiers, silts et argiles molles).

Pour le projet qui nous intéresse, ce dernier se situe au niveau du maar pour la partie "Bâtiment Logements" située rue Lagarlaye et au bord de l'ancien maar pour le "Bâtiment Bureaux" située le long de l'avenue Charles de Gaulle.

Le site est connu pour être le siège de nappe artésienne - présence de sources minérales désignées également GRIFFONS.

D'une façon générale, le niveau de l'eau est observé vers 3,00 m de profondeur au niveau d'une couche de travertin.

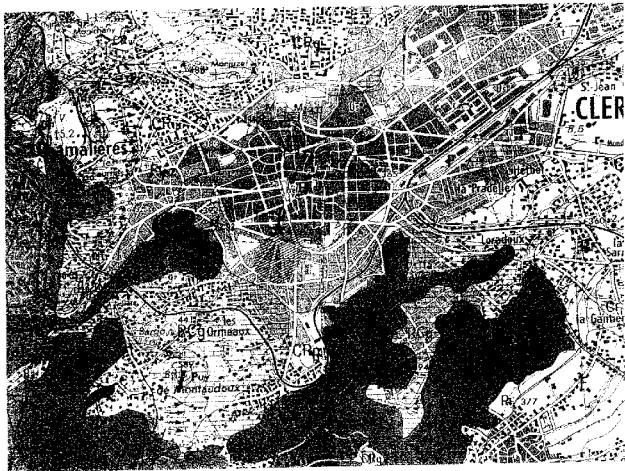
La formation du Travertin correspond à un dégazage brutal des eaux profondes entraînant de ce fait une précipitation des matières en solution.

Lors des travaux de reconnaissance de sol un forage carotté tubé en partie supérieure a intercepté un griffon d'eau remontant dans le tube à 1 m au-dessus du terrain naturel avec dégagement gazeux.

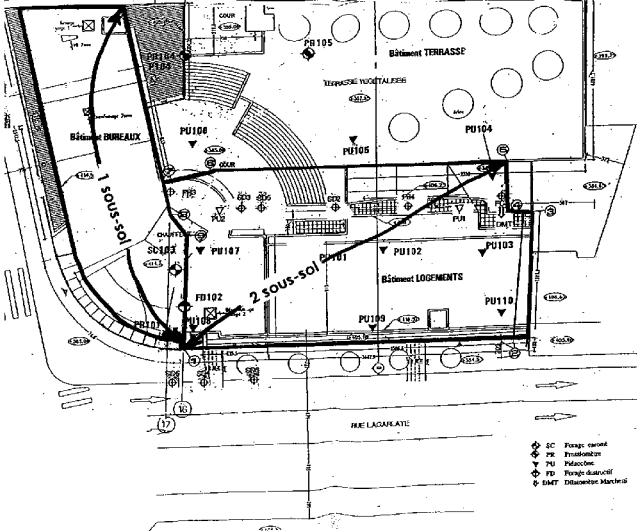
Comme il était prévu de réaliser dans une partie du projet 2 niveaux de sous-sols, soit un terrassement jusque vers 6,00 m de profondeur, il convenait de définir les conditions hydrauliques – définition des pressions interstitielles à prendre en compte pour la réalisation et le calcul des ouvrages.

Pour préciser ces conditions hydrauliques 12 sondages au piézocône ont été réalisés avec pour chaque sondage une série d'essais de relaxation permettant d'établir un certain nombre de paramètres :

- Pression interstitielle au repos u (100 %) différente de la pression hydrostatique $\gamma_w \cdot h$
- Temps de relaxation pour 50 % de relaxation de la pression interstitielle

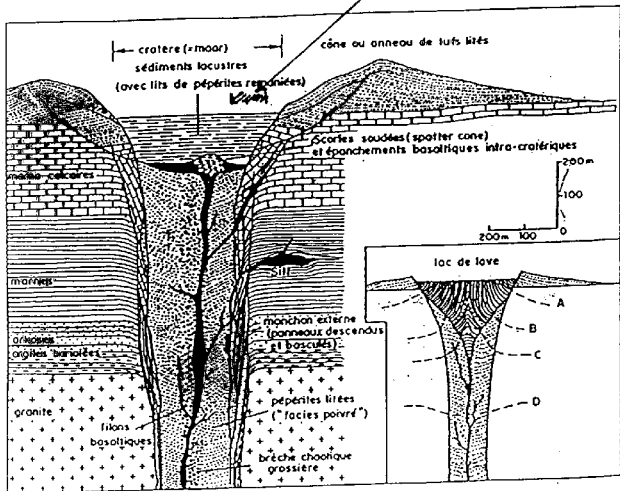


PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



- ◆ SC Forage caisson
- ◆ PR Forage piston
- ▼ PU Forage pieu
- ◆ FD Forage diaphragme
- ◆ DMT Diaphragme Marchés

Emprise du projet



Extrait du Guide Géologique du Massif Central

Essais au Piézocône

Les essais de pénétration statique se sont considérablement développés depuis l'apparition des capteurs électroniques miniaturisés.

En complément de la mesure fondamentale de la résistance de pointe, les appareils actuels permettent de mesurer les paramètres complémentaires que sont le frottement latéral sur un manchon et la variation de pression interstitielle induite par le fonçage.

Description du matériel

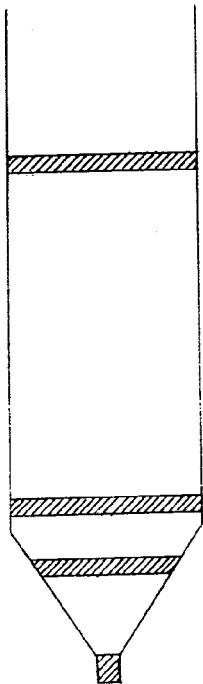
1°/ les pointes piézocôniques de SOL-ESSAIS-ETUDES, conformes à la norme NFP 94-113, sont basées sur les principes de mesures suivantes :

- la résistance de pointe et le frottement latéral sur le manchon sont obtenus par l'intermédiaire de jauges de déformation collées sur des pièces métalliques au niveau de la pointe.

La mesure du frottement latéral sur le manchon est obtenue en lecture directe.

- la pression interstitielle est obtenue par des micro-capteurs de pression. Ces capteurs doivent être très rigides, c'est-à-dire à faible déformation.

La position de la bague est maintenant standardisée et se situe juste au-dessus du cône.

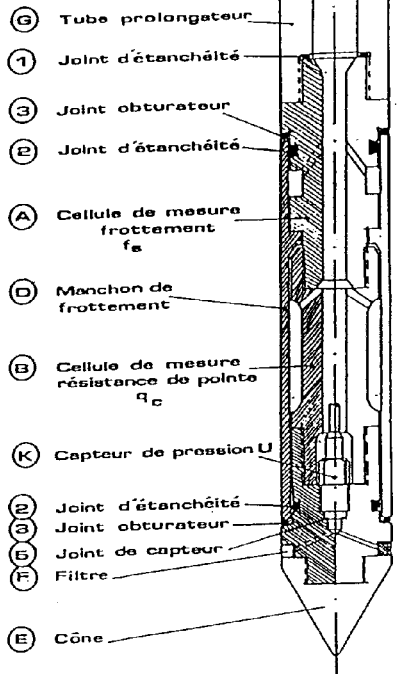


— 4

— 3

— 2

— 1



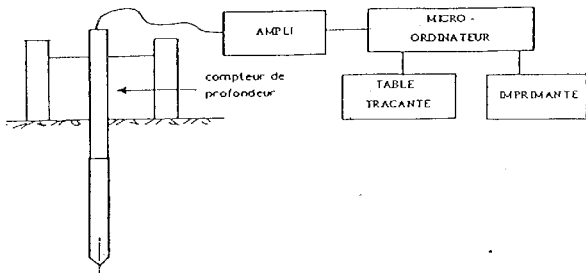
Piezocône PAREZ

2°) la chaîne de mesure est complétée par des conditionneurs et amplificateurs de tension. Les signaux ainsi obtenus sont de quelques volts pour la pleine échelle de mesure sur chaque signal.

Ces signaux sont convertis en valeurs numériques par un convertisseur analogique/numérique

Ces mesures sont saisies et traitées par l'intermédiaire d'un micro-ordinateur portable.

De la sorte, nous obtenons une chaîne de mesure complète permettant d'obtenir la restitution de l'essai sous forme de listings de valeurs ou de courbes directement exploitables.



Description de l'essai

1°/ nous rappelons que l'essai de pénétration statique consiste à enfoncer à vitesse constante (2 cm/seconde) les tiges de pénétration munies, à leur base, de la pointe décrite précédemment.

A intervalle de profondeur régulier, le micro-ordinateur enclenche un ensemble de mesures :

- résistance de pointe
- frottement latéral sur le manchon
- pression interstitielle
- effort total nécessaire au fonçage

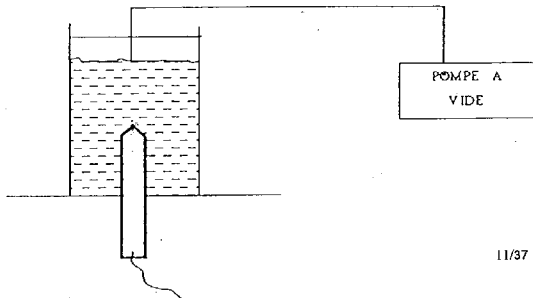
D'une façon générale, l'intervalle de profondeur qui enclenche les mesures est de 2 cm. On peut, toutefois, diminuer cet incrément de mesures et le ramener à 1 cm si besoin.

Nous effectuons également à des profondeurs données des essais de dissipation de la pression interstitielle. L'essai de dissipation consiste à effectuer un arrêt du fonçage du train de tiges et à enregistrer la pression interstitielle ; cette dernière a alors tendance à revenir plus ou moins vite - suivant la perméabilité du sol - à la pression interstitielle au repos.

2°/ Précautions indispensables de mise en mesure

Outre les précautions habituelles d'étalonnage, ces essais nécessitent quelques précautions complémentaires dues à la mesure de la pression interstitielle.

Il importe pour obtenir une réponse convenable de la mesure de pression interstitielle, de s'assurer d'une bonne saturation de la pointe jusqu'à la pénétration de cette dernière sous le niveau de la nappe.



Nous procédons avant tout essai aux indispensables précautions suivantes :

- ① saturation en laboratoire des bagues filtres avec de l'eau désaérée
- ② saturation sur chantier de la pointe et de la bague filtre par l'intermédiaire d'une cellule dans laquelle le vide est fait (minimum 30 minutes de saturation).
- ③ enfin, et ce dernier point nous paraît indispensable, réalisation d'un avant-trou foré jusqu'à 20 cm sous la nappe ; la pointe est alors descendue dans le forage munie d'une protection plastique pour éviter que la pointe se désature lors de sa descente.

Nous sommes convaincus par différentes mesures effectuées que ces précautions sont indispensables. Une mauvaise saturation (ou une désaturation) entraîne par exemple :

- des réponses faibles en pression interstitielle (proche de la droite hydrostatique)
- un retard de montée en pression interstitielle qui peut être constaté lors des arrêts pour une mesure de dissipation ; cette montée de pression interstitielle peut alors durer jusqu'à plusieurs minutes.

Courbes et interprétation qualitatives

Les essais sont directement exploités par un micro-ordinateur et les courbes peuvent être restituées sur le chantier.

1°/ Résistance de pointe qt

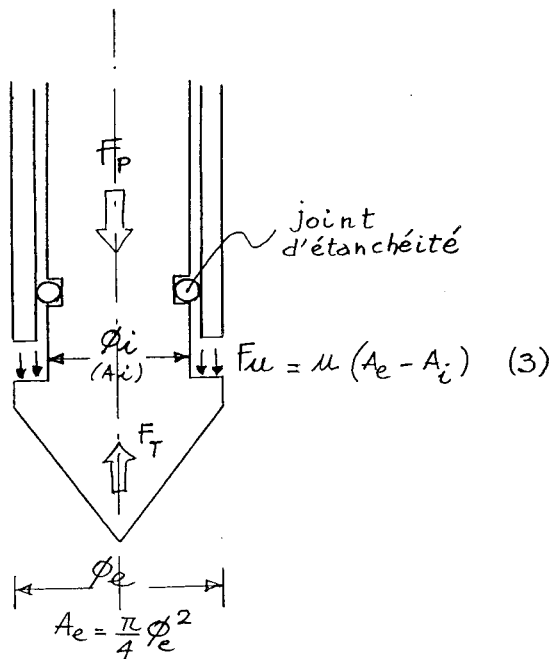
Nous traçons la résistance de pointe corrigée q_t . Cette correction proposée par Baligh en 1981 et reprise par Campanella peut être importante dans les argiles molles où q_c est faible et où u est relativement élevée.

Elle est également importante dans les essais, en mer où la hauteur d'eau est importante.

Sous la nappe, l'effort vrai ou total sous le cône FT est égal à l'effort de pointe FP (mesuré par les jauges de déformation) augmenté par l'effort F_u dû à l'action de la pression interstitielle u sur la section annulaire de l'appareil.

$$F_T = F_P + F_u \quad \text{avec } F_u = u(A_e - A_i)$$
$$q_T = q_c + u \left(1 - \frac{A_i}{A_e} \right) = q_c + u(1-a)$$

Pour les pointes Sol-Essais-Etudes, le coefficient $1-a$ vaut 0,23 en diamètre 45 mm et 0,33 en diamètre 38 mm.



$$F_T = F_p + F_u \quad (1)$$

$$q_T = q_c + \frac{F_u}{A_e} \quad (2)$$

$$q_T = q_c + \mu (1 - \alpha) \quad \alpha = \frac{A_i}{A_e}$$

SOL-ESSAIS : $1 - \alpha = 0,23$ pour $\phi_e = 45 \text{ mm}$
 $= 0,31$ " $\phi_e = 36 \text{ mm}$

2°/ La pression interstitielle u est mesurée en cours de fonçage.

Pour le site Maar de Clermont-Ferrand, le régime piézométrique au repos ne correspond pas à une simple droite hydrostatique (nappe en charge).

En effectuant quelques dissipations jusqu'à atteindre une stabilisation, on peut obtenir la courbe hydrostatique au repos.

3°/ La deuxième partie du graphique est réservée aux mesures de frottement latéral sur le manchon soit :

f_s = cisaillement sur le manchon

$f_r = \frac{f_s}{q_T} \times 100$ friction ratio ou rapport de frottement sur la résistance de pointe

4°/ La troisième partie du graphique

est consacrée au coefficient sans dimension B_q

$$B_q = \frac{u - u_h}{q_t - q_{t0}}$$

Le paramètre B_q permet une classification des matériaux.

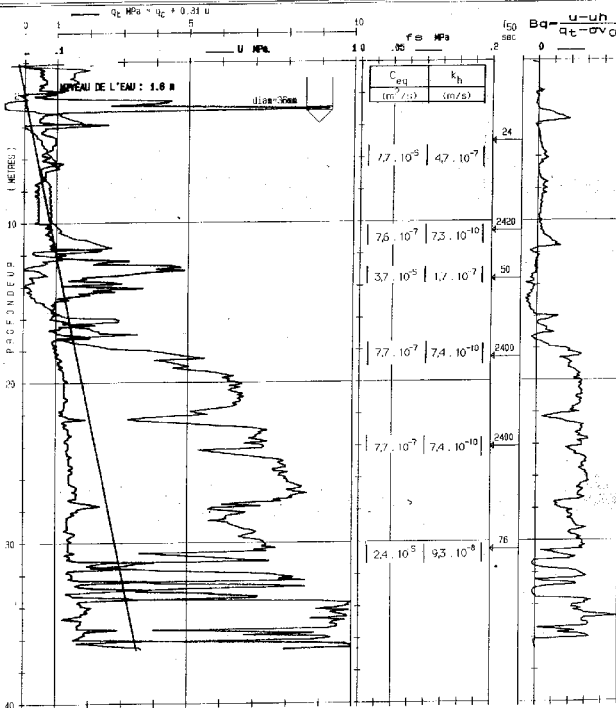
(1) 07.01.22.10

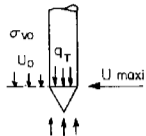
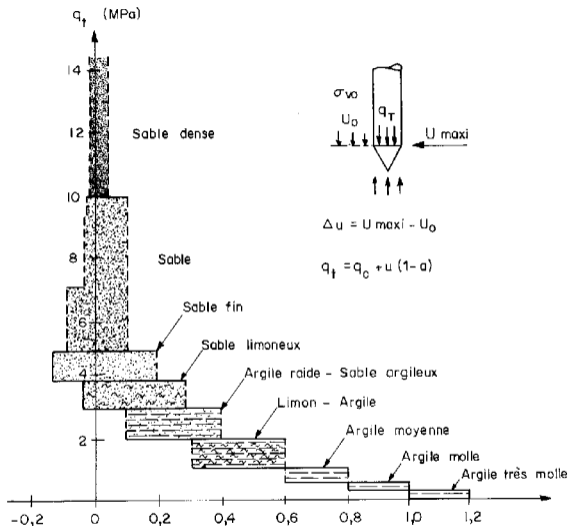
27.05.93

PIEZOCONE : PSP 4 page 1

Z - NGF

NFP94113





$$\Delta u = U_{maxi} - U_0$$

$$q_t = q_c + u(1 - a)$$

$$Bq = \frac{\Delta u}{q - \sigma_{vo}}$$

5° Dissipation

Comme indiqué dès le début de cet exposé, nous réalisons également des essais de dissipation interstitielle. Ces essais ont pour but d'enregistrer Δu en fonction du temps après un arrêt de fonçage.

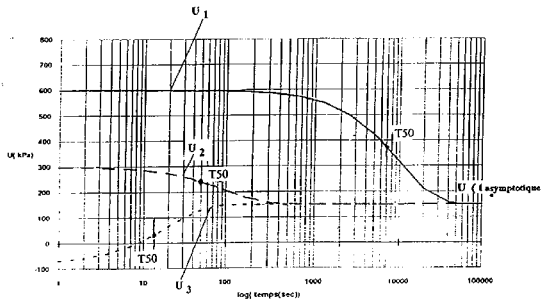
Bien évidemment, on constate un retour à u_h (de façon asymptotique pour les sols fins et très rapide pour les sols grenus)

On déduit de cette mesure

- le temps T50 nécessaire pour obtenir une diminution de moitié de la valeur absolue de la variation de pression Δu .

$$0,50 = \frac{u(\text{temps})-u_h}{u_{\text{max}}-u_h}$$

- cette mesure est indispensable dans le cas présent pour définir la pression interstitielle au repos u (100 %)



Sable

Limou

Argile

- Nous obtenons 3 types de courbes
 - type 1 (u_1) courbe d'un silt ou d'une argile contractante
 $\Delta u = [u(t=0) - u(\text{asymptotique})] > 0$ et $T_{50} \gg 100$ secondes
 - type 2 (u_2) courbe d'un sable contractant
 $\Delta u > 0$ et $T_{50} < 100$ secondes
 - type 3 (u_3) courbe d'un sol dilatant
 $\Delta u < 0$ et $T_{50} < 100$ secondes

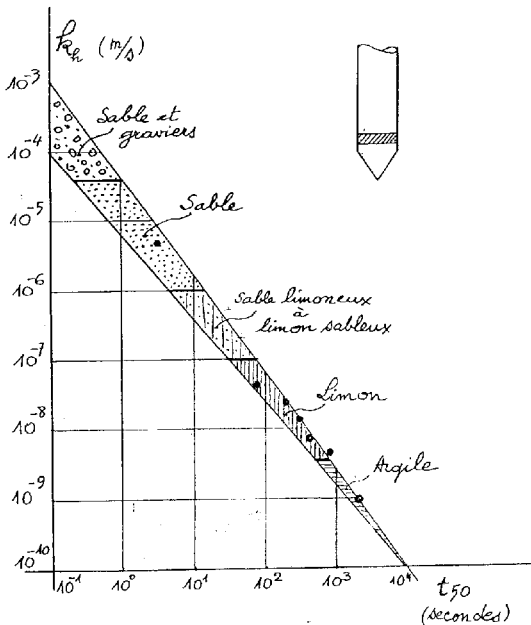
Sur la figure ci-après, nous avons représenté :

- les mesures effectuées
- la courbe analytique calculée et du type

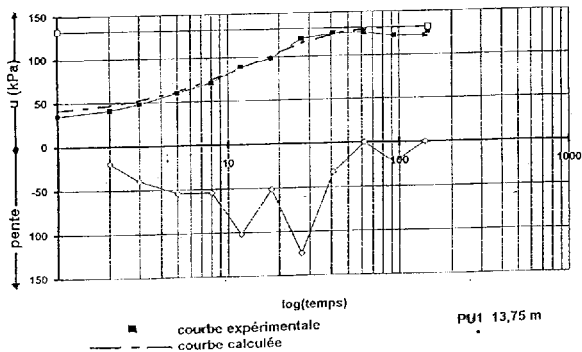
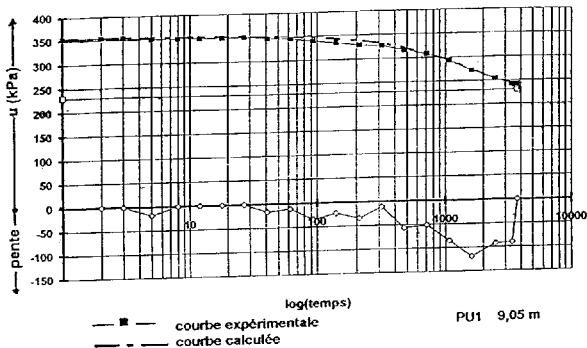
$$U = U_0 - \Delta u (1 - e^{-kt})$$

Dans cette formulation, deux inconnues subsistent Δu et k . On calcule ces deux paramètres grâce à la pente de la courbe maximale dans la zone de pente maximale.

En comparant la valeur de C_k déduite de cette analyse avec celles habituelles par Baligh, on constate que les conditions de drainage se situent à une distance de 4 à 6 fois le diamètre du pénétromètre.



(Sols peu surconsolidés - OCR ≤ 2)



$$(1) \quad u(t) = u(t=0) - \Delta u (1 - e^{-kt})$$

Essais au Piézocône au niveau du Maar de Clermont-Ferrand

Des exemples d'essais au piézocône sont fournis ci-après avec les essais de dissipation correspondants.

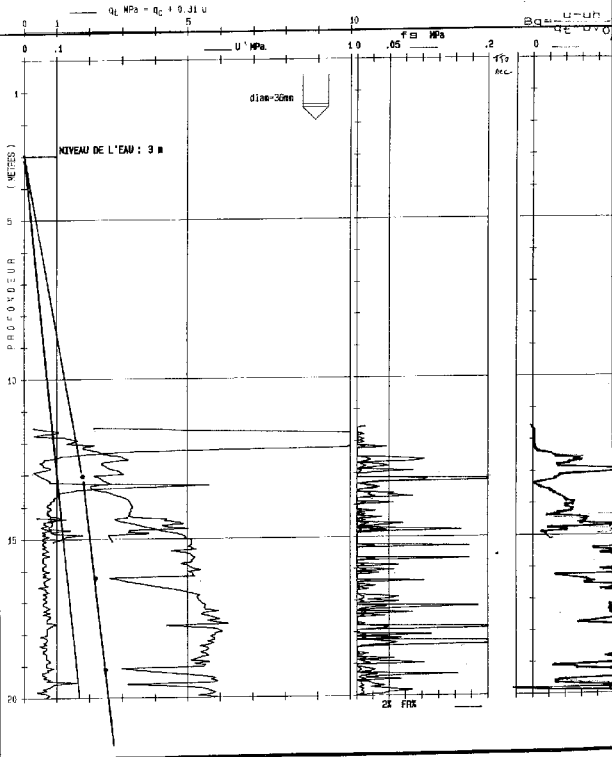
La plus forte surpression interstitielle au repos a été mesurée en PU101 et à 13,00 m de profondeur $u(100\%) = 18,1 \text{ kPa}$ soit l'équivalent d'une charge de 5 mètres au-dessus du terrain naturel ou encore +389,70.

Le gradient correspondant $i = 0,80$

CLERMONT-FERRAND

Carré Jaude

CPTU 101



SOL-ESSAIS-ETUDES

PROF (m): 16.30

CLERMONT

FAU (m): 3

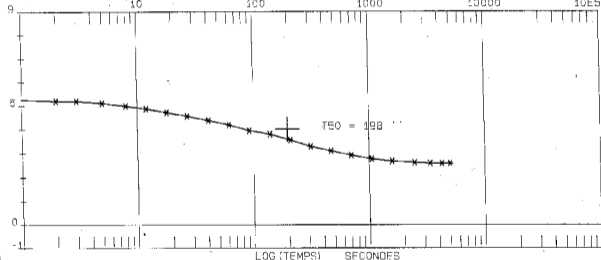
PU 101

JC (100kPa) : 5.75

20-02

JH : 1.41

U (100 kPa)



RELAXATION : U = f (LOG T)

Définition des conditions hydrauliques prises en compte

Nous avons reporté sur un même graphique les différentes valeurs de pression interstitielle u (100 %) déduites des essais de dissipation de pression interstitielle au piézocône.

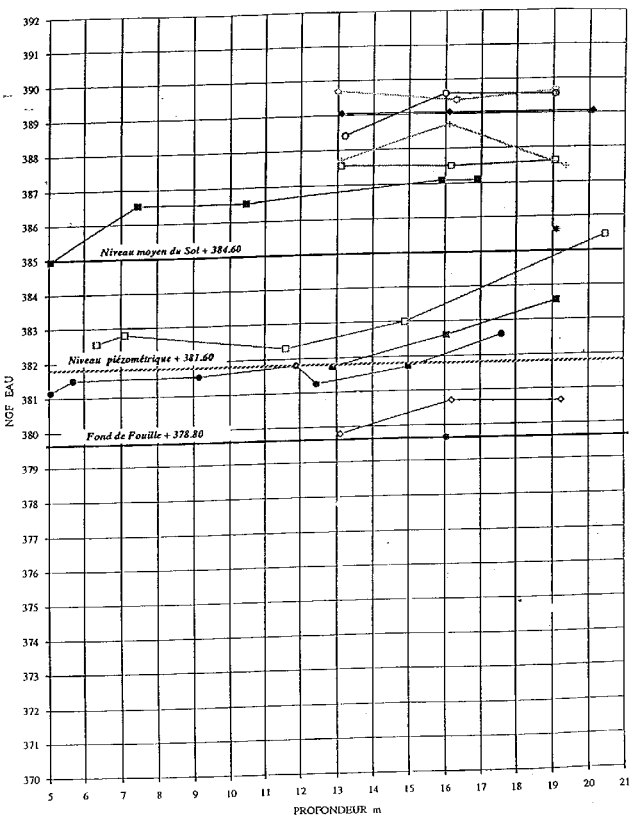
Nous avons reporté la droite hydrostatique $\gamma_w \cdot (z-3 \text{ m})$.

Nous pouvons représenter les valeurs des pressions interstitielles en cotes NGF en fonction de la profondeur.

On constate que certains sondages au piézocône se situent au niveau de la droite hydrostatique et que d'autres sondages au piézocône mettent en évidence des surpressions interstitielles en correspondance avec des griffons.

Certaines valeurs inférieures à la droite hydraulique sont liées à un défaut de saturation de la pointe.

- PU101
- PU102
- PU103
- PU104
- ◇ PU105
- ◆ PU106
- PU107
- × PU108
- ★ PU109
- PU110
- PU1
- PU2
- PU101 Carré Jaune



Application directe au projet

Ecran

En conséquence, il nous est apparu indispensable de prendre en compte pour la suite de la conception des ouvrages une nappe artésienne. Avec tous les éléments dont nous disposons, nous avons tracé pour tous les essais au piézocône les pressions interstitielles au repos en fonction de la profondeur.

On constate :

- ① avec une boue bentonitique ayant une densité classique de $1,02 \text{ tf/m}^3$, on risque une instabilité des parois du forage si à l'ouverture d'un panneau ce dernier se situe au droit d'un griffon.
- ② il est nécessaire d'avoir une boue de densité supérieure à $1,32 \text{ tf/m}^3$.

On aurait pu bien évidemment envisager des produits alourdissants, comme la barytine. Toutefois, ces produits étant non solubles, nous aurions pu craindre une décantation et de ce fait des défauts de bétonnage.

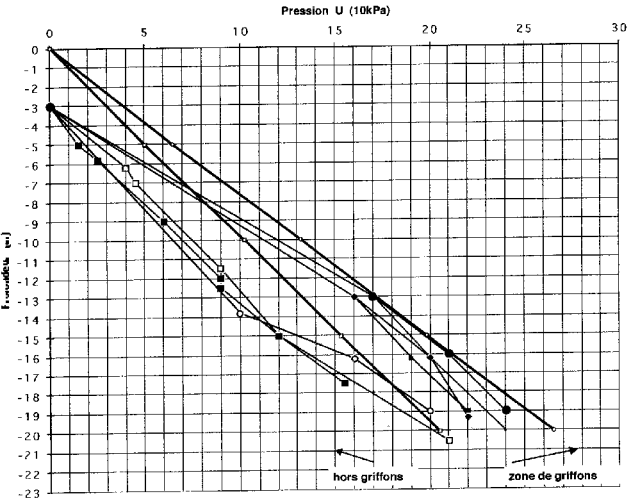
Il nous a semblé préférable d'écarter la technique de la paroi-moulée en béton, et de retenir un principe d'exécution d'une paroi au coulis avec incorporation de palplanches, les palplanches devant reprendre les efforts mécaniques.

Nous avons retenu un coulis à 450 kg de ciment.

| Dosage en ciment | | Dosage en Bentonite | | Quantité d'eau | Densité |
|------------------|--------|---------------------|--------|----------------|----------------------|
| Poids | Litres | Poids | Litres | Litres | |
| 450 kg | 150 | 30 | 12 | 838 | $1,32 \text{ t/m}^3$ |

- PU1
- PU2
- ◇- PU101
- ▲- PU103
- PU106

- PU107
- PU109
- PU110
- 1,02t/m³ boue de forage
- ◇- 1,32t/m³ coulis à 450kg ciment par m³



Cette solution aurait l'avantage en cas de rencontre d'un griffon présentant un gradient supérieur, de permettre d'alourdir le coulis (en ajoutant au ciment, des produits secs,...) sans craindre un défaut de bétonnage.

La plateforme d'exécution se situait impérativement au niveau du terrain actuel.

Avec ce principe d'exécution, il a été prévu un contre-voile béton réalisé en remontant.

Fond injecté

↳ Compte-tenu de la nature des matériaux sablo-limoneux, nous n'avons pas prévu de fond injecté en injection traditionnelle. Nous avons retenu une substitution par la technique du Jet Grouting.

Les colonnes de Jet Grouting ont été prévues jointives pour permettre d'isoler suffisamment la fouille du reste du site.

Un coulis de Jet Grouting a un $\frac{C}{E}$ supérieur à 1,00 (750 kg ciment/750 litres d'eau soit une densité de 1,5 tf/m³). Il a été prévu de forer directement au coulis.

Les colonnes ont été exécutées depuis le terrain naturel et après réalisation de la paroi latérale en palplanches, pour rester confiner à l'intérieur de cette enceinte.

Le fait de forer directement au coulis (densité > 1,5 tf/m³) a permis de maîtriser en phase foration l'artésianisme.

On craignait le délavage des colonnes par les dégagements gazeux.

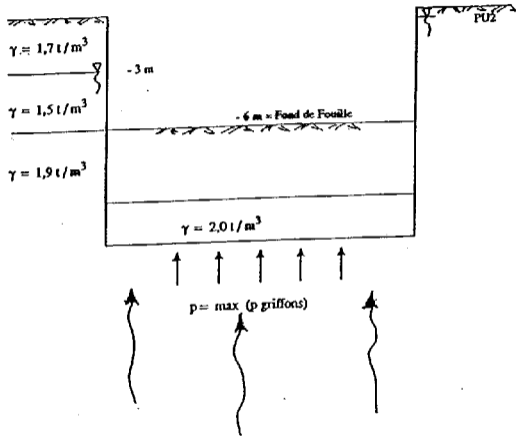
Les travaux à partir du moment où l'enceinte en palplanches a été terminée se sont relativement bien passés, et les débits de fuite en fond de fouille étaient négligeables.

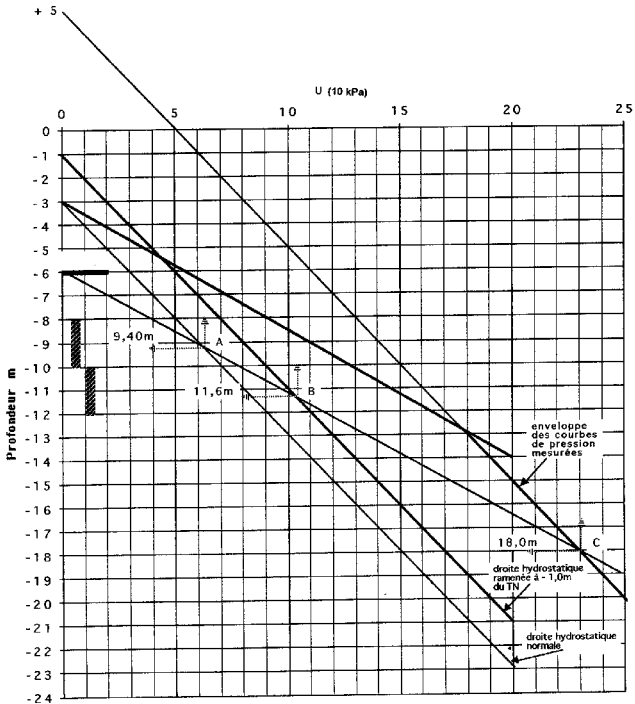
↳ Le calage altimétrique du fond en Jet Grouting est lié à la stabilité de ce dernier qui doit résister aux sous-pressions en particulier pendant la phase terrassement et en l'absence du poids ramené par l'ouvrage.

Nous retrouvons la même difficulté que précédemment quant à la définition d'une pression maximale.

Nous avons retenu que la pression sous le fond de Jet Grouting pouvait s'établir, à plus ou moins long terme, à la pression maximale des différents griffons qui pouvaient se situer sous l'emprise de la fouille.

Nous avons établi plusieurs hypothèses de calculs.





1^{ère} hypothèse

- aucun griffon sous le fond de fouille

Le fond en Jet Grouting peut être calé entre 8 et 10 m de profondeur.

L'équilibre est obtenu à -9,40 m

$$\frac{3t / m^2}{0,9t / m^3} = + 3,40 \text{ m}$$

soit 6 m + 3,40 m = 9,40 m de profondeur (point A du graphe ci-après)

2^{ème} hypothèse

- la pression sous le fond injecté s'équilibre à 1 mètre sous le niveau du terrain naturel avec $i = 0$

Le fond injecté en Jet Grouting peut être calé entre 10 et 12 m de profondeur.

L'équilibre est obtenu à -11,60 m

$$\frac{5t / m^2}{0,9t / m^3} \cong + 5,60 \text{ m}$$

soit 6 m + 5,60 m = 11,600 m de profondeur (point B du graphe ci-après)

3^{ème} hypothèse

- la pression sous le fond en Jet Grouting s'équilibre avec celle mesurée en PU 101 valeur maximale mesurée

En PU 101, nous rappelons que la pression au repos se rapprochait des valeurs suivantes :

- de 3 à 13 m $i = 0,8$

$$u = (1+i) \gamma_w (z-3 \text{ m})$$

$$\text{soit } u = 1,8 (z - 3 \text{ m})$$

avec u en tf/m^2 et z représentant la profondeur en mètres depuis le terrain naturel

- *au-delà de 13 m* $i = 0,8$
 $u = u(13 \text{ m}) + (1+i) \cdot \gamma_w (z-13 \text{ m})$
 soit $= 18 \text{ t/m}^2 + 1,0 \cdot (z - 13 \text{ m}) = z + 5$
 avec u en t/m^2 et z représentant la profondeur en mètres depuis le terrain naturel

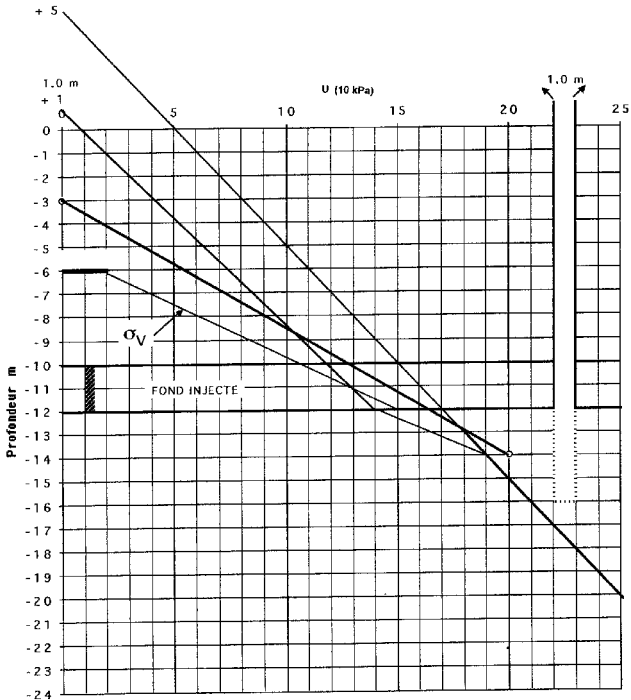
Dans ce cas, le fond en Jet Grouting aurait dû se situer entre 17 et 19 m de profondeur, point d'équilibre à $-18,20 \text{ m}$ (point C du même graphe).

Indépendamment des problèmes de coût, nous pensions que la solution qui consistait à approfondir le fond injecté n'était pas souhaitable car elle aurait eu pour conséquence :

- ① d'augmenter la hauteur de la portée entre le buton métallique supérieur et le Jet Grouting qui constitue l'appui inférieur et de ce fait le moment fléchissant que devrait reprendre les palplanches.
- ② d'augmenter le risque d'atteindre des griffons de charge importante.

En conséquence, nous avons proposé de maintenir un fond de Jet Grouting entre 10 et 12 m de profondeur et de prendre les dispositions complémentaires suivantes :

- ↪ conserver une charge de 2 t/m^2 soit $1,20 \text{ m}$ de terre environ dénoyée et de réaliser le radier par parties.
- ↪ réaliser des événements permettant de neutraliser les griffons à une charge de stabilité prise à 1 mètre du terrain naturel.



Réalisation du Projet

Le projet a donc été réalisé avec les adaptations suivantes :

- ◆ pour la partie du bâtiment au bord du maar et avec un seul niveau de sous-sol des fondations sur pieux métalliques avec pré-forage au coulis.
- ◆ pour la partie avec deux niveaux de sous-sols à l'abri d'un rideau de palplanches et d'un fond injecté en colonnes de Jet Grouting fondé sur radier et un réseau de colonnes prenant appui sur le fond injecté, et avec également des événements de décharge de la pression remontés 1 m au-dessus du terrain naturel.

