

**A DIEU le tout puissant,
et à son illustre prophète Mohamed (PSL),
à mon généreux feu père,
à tous ceux qui m'ont aimé et aidé.**

JAMAIS ÇA :

***" On a un peu rogné sur les fondations,
mais je ne crois pas que ça se verra ... "***

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre reconnaissance et toute notre gratitude à tous ceux qui n'ont ménagé aucun effort pour l'aboutissement de cette étude.

Nous ne pourrions nous empêcher de citer certains qui, par leur disponibilité, leur expérience et leur ouverture nous ont permis de mener à bien ce projet.

Nous voulons nommer par là :

- particulièrement Messieurs Ismaïla GUËYE et Massamba DIÈNE, nos directeurs internes;

- tout spécialement Monsieur Bernard NIDA, notre directeur externe, qui a mis son temps, ses moyens et sa grande expérience à notre profit;

- Monsieur Rigobert FINZI, pour sa collaboration lors de nos passages dans ses chantiers;

- Messieurs Mbaye THIAM, Oumar GUINDO et Syzanne, pour leur disponibilité.

Que tous les professeurs de l'Ecole Polytechnique de Thiès trouvent ici notre reconnaissance pour la qualité de la formation qu'ils nous ont dispensé.

SOMMAIRE

L'étude des fondations d'une turbine à gaz et des machines vibrantes en général, fait appel à la théorie de base des vibrations harmoniques et à la mécanique des sols classique.

Bien fonder une machine vibrante sur des sols compressibles, c'est prévoir la stabilité statique et dynamique de l'ouvrage, mais aussi éviter que les fréquences du système sol-fondation, ne coïncident avec celle de la machine (résonance).

L'étude technique et financière de plusieurs modes de fondations menée à travers ce projet, a montré :

- qu'une fondation mixte radier-micropieux, était une solution parfaitement adaptée.
- que la solution initiale (radier-pieux battus) n'était pas sans risque à cause des dommages que le battage peut occasionner sur les ouvrages voisins, et les déformations excessives à noter du fait du nombre insuffisant de pieux ;
- la nécessité à chaque fois de vérifier les effets dynamiques des machines sur les fondations avant toute phase de réalisation ;
- que les micropieux, malgré leur faible dimension, étaient envisageables dans des cas " difficiles " comme celui de la SENELEC (charges importantes en plus des effets dynamiques).

En plus, il est prouvé qu'il était possible d'effectuer des calculs manuels (et / ou semi-manuels) donnant des résultats satisfaisants, à coûts très faibles par rapport à ceux pratiqués dans les bureaux d'études étrangers.

Chapitre 3: Evaluation des charges de la turbine à gaz	20
3.1.Introduction	21
3.2.Evaluation des charges permanentes	22
3.2.1.Partie machine	22
3.2.2.Socle de béton	22
3.3.Evaluation des surcharges	24
3.3.1.Charge excentrique due à la turbine	24
3.3.2.Charge excentrique due au compresseur	24
3.3.2.1.Au palier arrière	24
3.3.2.2.Au palier avant	25
3.3.3.Surcharge du toit	25
3.3.4.Court circuit du générateur et effort dynamique maximum	26
3.3.5.Effet du vent	26
3.3.5.1.Evaluation de la pression de base	27
3.3.5.2.Coefficient de site	27
3.3.5.3.Coefficient de masque	27
3.3.5.4.Coefficient de dimension	27
3.3.5.5.Coefficient de forme	28
3.3.5.6.Coefficient de hauteur	28
3.4.Calcul des moments de renversements à la base du socle de béton	30
3.5.Récapitulation des charges	31
3.6.Affectation des charges	32
3.7.Répartition des charges	33
3.7.1.Centre de gravité du groupe de pieux	33
3.7.2.Point d'application de la résultante des efforts verticaux	34
3.8.Conclusion	34
Chapitre 4: Dimensionnement des fondations de la turbine sur pieux	35
4.1.Introduction	36
4.2.Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé	37
4.2.1.Pieux battus	38
4.2.1.1.Résistance de pointe	38
4.2.1.2.Frottement latéral	40
4.2.1.3.Evaluation de la capacité de l'armature du pieu	42
4.2.2.Micropieux de type II	42
4.2.2.1.Force portante	42
4.2.2.2.Evaluation de la capacité de l'armature du micropieu	43

Table des matières

Titres	Pages
Dédicaces	I
Remerciements	II
Sommaire	III
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	VIII
INTRODUCTION	1
Chapitre 1: Généralités sur les types de fondation	3
1.1. Introduction	4
1.2. Les fondations superficielles	5
1.2.1.Fondations sur semelles isolées	5
1.2.2.Fondations sur semelles continues ou filantes	5
1.2.3.Fondations en rigoles ou semelles en gros béton	6
1.2.4.Fondations sur radier	6
1.2.5.Méthodes de calcul et hypothèses	7
1.3.Fondations profondes	7
1.3.1.Fondations sur puits	8
1.3.2.Fondations sur pieux	9
1.3.2.1.Pieux battus	10
1.3.2.2.Pieux forés	11
1.3.2.3.Pieux forés injectés de petit diamètre (micropieux)	12
1.4. Conclusion	13
Chapitre 2: Etude géotechnique	15
2.1.Introduction	16
2.2.Le sondage carotté	17
2.3.Les pénétrations dynamiques	18
2.4.L'essai pressiométrique	18

4.3. Dimensionnement statique de la fondation	43
4.3.1. Côté turbine	44
4.3.2. Côté générateur	45
4.3.3. Calcul de la charge reprise par pieu à l'arrêt de la machine	46
4.3.4. Effet de groupe des pieux	49
4.3.5. Vérification des micropieux au flambement	50
4.3.6. Tassement des pieux	52
4.4. Analyse dynamique des fondations	55
4.4.1. Description de l'équipement	55
4.4.2. Caractéristiques dynamiques du sol et des pieux	57
4.4.2.1. Caractéristiques du sol	57
4.4.2.2. Caractéristiques des pieux	57
4.4.2.3. Calcul de K_z et de C_z	58
4.4.2.4. Calcul de l'amplitude des vibrations	61
4.4.2.5. Calcul de la fréquence propre du système	62
Chapitre 5: Etude d'exécution des fondations et évaluation financière	64
5.1. Introduction	65
5.2. Exécution des micropieux	65
5.3. Exécution des pieux battus	69
5.4. Evaluation financière des fondations	70
Conclusions et recommandations	74
Références bibliographiques	77
Annexes	78
Annexe 1 : Rapport de reconnaissance des sols	79
Annexe 2 : Résultats de l'essai pressiométrique	109
Annexe 3 : Méthode de calcul des tassements de CASSAN	111

Liste des figures

Titres	Pages
figure 1.1. : Exemples de fondations superficielles	5
figure 1.2. : Exemples de fondations profondes	8
figure 3.1. : Plan et charges permanentes	23
figure 3.2. : Coupe AD, palier arrière : charges permanentes et surcharges	24
figure 3.3. : Coupe AC, palier avant : charges permanentes et surcharges	25
figure 3.4. : Coupe AE : charge permanente du générateur et couple de court circuit	26
figure 3.5. : Coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces	28
figure 3.6. : Vue longitudinale de la turbine	29
figure 4.1. : Courbe donnant k en fonction de l'encastrement relatif	39
figure 4.2. : Courbes de frottement latéral unitaire en fonction de la pression limite	41
figure 4.3. : Disposition des pieux par rapport à l'axe de la turbine	43
figure 4.4. : Disposition des pieux battus	47
figure 4.5. : Disposition des micropieux	48
figure 4.6. : Plan des charges	56
figure 4.7. : Courbes donnant l'amplitude des déplacements en fonction de la fréquence	62
figure 5.1. : Injection des micropieux	67
figure 5.2. : Phase de forage	67
figure 5.3. : Mise en place de l'armature du micropieu	67
figure 5.4. : Récepéage des micropieux	68
figure 5.5. : Vue d'ensemble des micropieux et du ferrailage du socle de béton après récepéage	68
figure 6.1. : Plan définitif des micropieux	76

Liste des tableaux

Titres	Pages
tableau 2.1. : Coupe géologique du terrain	17
tableau 3.1. : Coefficients de hauteur du côté transversal	28
tableau 3.2. : Coefficients de hauteur du côté longitudinal	29
tableau 3.3. : Charges de vent	30
tableau 3.4. : Récapitulation des charges	31
tableau 3.5. : Charges côté turbine	32
tableau 3.6. : Charges côté générateur	32
tableau 4.1. : Détermination de la courbe donnant k	39
tableau 4.2. : Courbes de frottement latéral à considérer	41
tableau 4.3. : Détermination de la charge reprise par pieu	46
tableau 4.4. : Détermination de la charge maximale reprise par pieu	49
tableau 4.5. : Détermination des valeurs $f_{i,j}$	60
tableau 5.1. : Estimation des déboursés secs pour les pieux battus	72
tableau 5.2. : Estimation des déboursés secs pour les micropieux	73

INTRODUCTION

L'étude et la réalisation de travaux de fondation sont d'une importance primordiale dans toute construction et posent en général les problèmes les plus complexes à résoudre.

La conception des fondations de machines est assez délicate, puisque la mécanique des sols classique ne permet que l'étude du comportement statique des massifs de fondation. Les effets dynamiques engendrés par ces machines compliquent davantage le problème et ne doivent plus être traités aujourd'hui, uniquement en majorant la pression statique du sol d'un coefficient de correction quelconque prenant en charge les efforts dynamiques. Il est nécessaire de tenir compte des phénomènes de résonance qui peuvent produire des déplacements susceptibles d'endommager la machine elle-même ou ses liaisons avec l'extérieur (tuyauterie, câbles électriques, etc.). En plus, les vibrations répétées peuvent entraîner sous certaines conditions, des tassements importants si le sol est non cohérent et de faible densité.

La Société Nationale de Production et de Distribution d'Électricité (SENELEC), à travers son programme d'amélioration de la production d'énergie électrique, a installé une nouvelle turbine à gaz (TAG 3) en janvier 1995 à la centrale de Cap des Biches. Nous avons d'ailleurs participé aux travaux de génie civil, lors de notre stage de maîtrise.

En effet, il était prévu une fondation mixte radier-pieux battus pour soutenir les installations de la turbine. Cependant, afin d'éviter les aléas liés au battage, le nombre de pieux battus a été remplacé par le double en micropieux. Cette nouvelle alternative relevait plus de l'expérience, que d'une quelconque étude.

Devant cette situation, il est apparu plus pertinent de mener des études approfondies dès lors que les études préalables n'avaient tenu compte que de l'aspect statique du dimensionnement, alors que la turbine à gaz (TAG 3) induit des efforts dynamiques importants. La réflexion a conduit à la remise en cause des études techniques initiales, pour une résolution plus globale de la conception des fondations de l'ouvrage.

La dite réflexion s'est faite à travers le projet intitulé : " **FONDATEIONS SUR SOLS COMPRESSIBLES DE MACHINES VIBRANTES** ", où nous avons comme objectif de dimensionner les fondations de la turbine suivant plusieurs alternatives réalistes en tenant compte des effets dynamiques, et de les comparer sur les plans technique et économique, aux situations antérieures.

CHAPITRE 1 :

Généralités sur les types de fondation.

Chapitre 1: Généralités sur les types de fondations

1.1 Introduction

Une fondation est par définition, tout élément d'un ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de lui transmettre le poids propre de l'édifice et les surcharges utiles et accidentelles appliquées sur la construction.

On cherchera à reporter ces charges à un niveau convenable; à les répartir sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate (bon sol), et cela tout en assurant la stabilité et la sécurité de la construction. De plus, la fondation devra résister aux efforts qu'elle transmet, à ceux des couches de terrains et nappes traversées qui pourraient être agressives, et à la réaction du sol d'assise.

Aujourd'hui où l'on bâtit sur n'importe quel terrain, le choix du mode de fondation (superficielle, semi-profonde ou profonde) approprié techniquement et économiquement devient dès lors déterminant.

En effet, il n'y a pas de limite rigide de passage d'une fondation superficielle à une fondation profonde , cependant on convient que:

- pour les fondations superficielles, l'encastrement D de l'ouvrage dans le sol ne doit pas excéder 4 à 5 fois la largeur de la fondation;
- pour les fondations semi-profondes, le rapport $\frac{D}{B}$ est compris entre 4 et 10;
- et pour les fondations profondes, $\frac{D}{B} > 10$ et $D > 3m$.

1.2. Les fondations superficielles

Elles sont généralement requises si une couche de terrain suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage existe à proximité de la surface du sol (à faible profondeur). Plusieurs sortes de fondations superficielles sont utilisées, dépendamment de la résistance de l'assise et de l'importance de l'édifice.

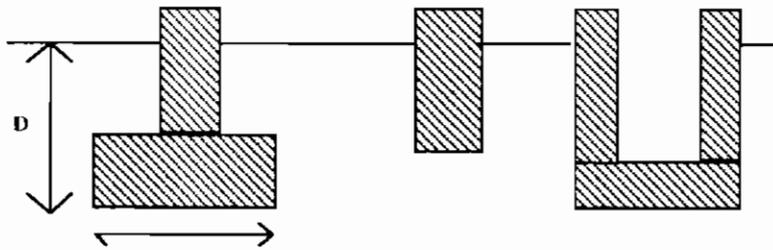


figure 1.1: Exemples de fondations superficielles : $\frac{D}{B} < 4$.

1.2.1. Fondations sur semelles isolées

Les semelles isolées sont destinées à supporter les poteaux d'une construction ossaturée. Elles sont reliées entre elles par des longrines et sont généralement de forme parallélépipédique ou pyramidale, à base carrée, circulaire ou rectangulaire, à nervure, en croix, etc.

1.2.2. Fondations sur semelles continues ou filantes

Elles supportent des murs continus porteurs et débordent très largement ces dernières.

Elles conviennent lorsque le taux de travail admissible du sol est faible par rapport aux charges à transmettre. ou quand le terrain est hétérogène.

On passe généralement de la semelle rectangulaire à la semelle filante dès que le rapport de la longueur à la largeur de la fondation excède 10.

1.2.3. Fondations en rigoles ou semelles en gros béton

En présence de sol consistant avec un pouvoir portant assez élevé, on peut se contenter de fonder de manière économique au moyen d'une semelle en gros béton très peu armé ou non . Ce mode de fondation convient dans le cas où la charge unitaire à transmettre au sol est inférieure ou très peu différente de la contrainte admissible du terrain.

La section d'une rigole est toujours rectangulaire et de faibles dimensions par rapport aux semelles filantes.

Les rigoles supportent également des murs porteurs.

1.2.4. Fondations sur radier

Un radier permet de réaliser une surface d'appui continue sous la superstructure et une répartition uniforme des charges, tout en résistant à la réaction du sol d'assise. Il convient sur des sols inconsistants et très compressibles (faible résistance du sol), où si on utilisait des semelles filantes ou isolées, leurs surfaces seraient voisines de la moitié de la construction.

Il est constitué d'une dalle continue, plus ou moins épaisse en béton armé et convient bien pour fonder des réservoirs, des silos. C'est aussi un bon mode de fondation pour résister aux séismes (vibrations).

1.2.5. Méthodes de calcul et hypothèses

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à l'équation de capacité portante des fondations superficielles suivante:

$$Q_p = \frac{1}{2} \times A_2 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + A_1 C N_c \quad (1.1)$$

Les différents termes de cette formule correspondent respectivement à :

- une expression proportionnelle à la largeur **B**, appelée **terme de surface**;
- la deuxième proportionnelle à la profondeur **D**, appelée **terme de profondeur**
- la troisième proportionnelle à la cohésion, et est appelée **terme de cohésion**.

N_c , N_q , et N_γ sont des coefficients appelés facteurs de capacité portante et dépendent uniquement de l'angle de frottement interne .

γ est le poids spécifique du sol dans la zone concernée par le terme considéré.

- A_1 et A_2 sont des coefficients de forme dépendant du rapport entre la longueur et la largeur de la fondation.

1.3. Fondations profondes

Le recours aux fondations profondes est souvent nécessaire lorsque le sol n'a pas une résistance suffisante pour reprendre les charges de l'édifice sans rupture ou tassements excessifs. On pourrait utiliser des fondations profondes dans les cas de contraintes suivantes :

- une nécessité absolue de transmettre les charges d'un ouvrage à des formations géologiques profondes variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres;
- la présence de charges importantes concentrées;
- une nécessité de réduire les tassements différentiels;
- la sollicitation de la fondation par des efforts alternatifs.

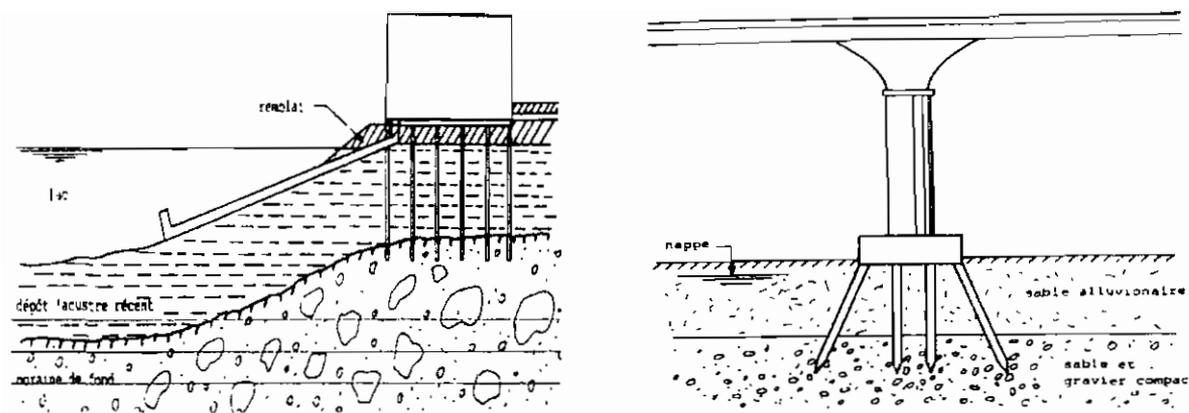


figure 1.2: Exemples de fondations profondes (référence [15])

Le calcul des fondations profondes se différencie essentiellement du calcul des fondations superficielles par la prise en compte du frottement sur les parois latérales de la fondation.

1.3.1. Fondations sur puits

Ce mode de fondation consiste à remplir de béton une fouille dénommée puits. Elle nécessite une excavation du sol sans effondrement avec un système d'étagage simple, à moins de blinder le puits.

Un avantage de cette solution réside dans la possibilité d'inspecter la surface de fondation et de mettre en place le béton armé ou non avec les soins requis.

Pour garantir des conditions d'exécution satisfaisantes, les dimensions nominales du puits ne devraient pas être inférieures à $1,5 \times 1,5 \text{ m}^2$.

La forme du trou est le plus souvent circulaire mais il arrive de fonder sur des puits de section carrée ou rectangulaire.

1.3.2. Fondations sur pieux

Ce mode de fondation vise essentiellement à transmettre et à reporter les charges sur un " bon sol " profond, recouvert de couches compressibles dont on utilise éventuellement le pouvoir de frottement sur les parois du pieu, ce dernier travaillant à la fois (théoriquement du moins) par effet de pointe sur la couche résistante et par frottement latéral sur les terrains traversés.

Ils permettent en outre de minimiser les terrassements et de traverser les couches de mauvais terrains, même gorgées d'eau, en évitant des rabattements de nappes qui s'avèreraient coûteux: et cela même dans le cas où la pointe du pieu ne peut atteindre aucun sol valable (pieux flottants).

Il faudrait en outre adapter la disposition des pieux au mode de liaison nécessaire pour assurer la rigidité de l'ouvrage.

La diversité des pieux permet de les classifier de plusieurs manières (matériau utilisé, emplacement de fabrication, méthode de mise en oeuvre, mode de travail, etc.). Nous nous apesantirons sur la classification basée sur la méthode de mise en oeuvre (référence [15]) :

Pieux battus

- de bois
- en acier
 - pieu tubé, à bout ouvert ou fermé
 - pieu " caisson "
 - poutrelles
- en béton préfabriqué
 - à armature passive (béton armé)
 - précontraints (béton précontraint)
- à béton moulé dans le sol
 - non injectés
 - injectés
 - bétonnés à l'intérieur d'un revêtement (avec ou sans base élargie).

Pieux forés

- sans revêtement, avec ou sans élargissement du pied
- à revêtement laissé en place
- à revêtement retiré
- sous boue
 - pieux circulaires
 - barrettes
- injectés (micropieux)

Pieux mixtes

- pieux forés puis battus au refus

Pieux poussés

- sous charge statique existante pour reprise en sous-oeuvre

Pieux spéciaux

- à vis
 - acier
 - béton armé
- de gravier
 - colonne ballastée
- de sable
 - accélération de la vitesse de consolidation
- etc.

1.3.2.1. Pieux battus

Ces pieux sont enfoncés sous l'impact d'une masse -le mouton - tombant d'une certaine hauteur.

Les modes de battage usuels consistent en :

- un mouton à chute libre;
- un mouton à vapeur, diesel, à air comprimé à simple effet ou à double effet.

Les engins de battage ou sonnettes comprennent un bâti manuel monté sur chenilles - sur pontons pour les travaux sur l'eau - assurant le levage et le guidage du pieu, et le dispositif (treuil) permettant la manutention du mouton, pieu, casque de battage, etc.

L'emploi du casque de battage permet de transmettre le choc du mouton sans perte

de rendement excessive et de répartir l'effort correspondant aussi uniformément que possible. L'extrémité du pieu battu doit être recepée (élimination de zones de béton fortement sollicitées par le battage).

Les hauteurs de chute habituelles sont comprises entre 0,5 m et 1,5 m.

1.3.2.2. Pieux forés

Les pieux forés sont exécutés par extraction de matériaux :

- sans revêtement, à l'air libre (terrains cohérents) : la tenue des terrains étant bonne sans blindage. Ces pieux sont habituellement utilisés pour transmettre des charges à un rocher .

- avec un revêtement perdu - ou retiré - d'acier: le revêtement est descendu dans le sol à la profondeur voulue, la case d'armatures est mise en place, le bétonnage est alors fait et le revêtement retiré , au fur et à mesure.

- sous boue trixotropique (bentonite) : la bentonite est une argile colloïdale, qui tapisse les parois de la fouille, colmate les fissures. Elle reste toujours en contact avec les outils d'attaque qu'elle lubrifie, tout en assurant l'extraction des terres hors du trou car on fait circuler la bentonite en sens inverse du forage.

La boue assure en effet une bonne tenue du terrain sans blindage et permet un bétonnage sans malfaçons.

Les pieux forés présentent en général quelques avantages dont nous pouvons citer :

- l'absence d'ébranlements et de vibrations lors du creusement;
- les bruits réduits;
- le relevé continu des terrains traversés d'où une vérification stratigraphique et géotechnique des hypothèses faites:

- . par examen visuel:

- . par prélèvements d'échantillons remaniés et intacts:

- . par essai "in situ".

- la traversée d'horizons compacts, infranchissables au battage;
- la longueur individualisée des éléments;
- la grande souplesse d'emploi et la possibilité de travailler dans des espaces restreints.

1.3.2.3. Pieux forés injectés de petit diamètre (micropieux)

Le terme de micropieu se réfère à l'ensemble des procédés de fondation par forage caractérisés par un élément porteur de faible diamètre (inférieur à 250 mm).

Ce procédé s'applique bien aux reprises en sous-oeuvre, au renforcement de fondation et aux sites d'accès difficile.

Le micropieu est un élément porteur en acier: poutrelles, tube à paroi épaisse, armatures frêtées scellées dans un coulis.

Vu le faible diamètre du forage, le terme de pointe n'est pas pris en compte pour ce type fondations.

Selon le DTU (Chapitre 7), nous distinguons quatre types de micropieux dont les caractéristiques principales sont les suivantes:

• type I

Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au tube plongeur. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au dessus du mortier mis sous pression. Ce procédé est déconseillé dans les terrains comportant des cavités ou des fissures importantes sans remplissage préalable. En plus, dans les sols mous, ce type de pieux doit être vérifié au flambement.

• type II

Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

Il peut transmettre des efforts importants et son armature est constituée :

- soit par un tube à paroi épaisse;
- soit par des barres d'acier raccordées bout à bout;
- soit par un faisceau de barres en acier placées à l'intérieur d'un tube en acier de limite élastique comparable.

Dans les sols mous aussi, ce type de pieu doit être vérifiée au flambement.

•Type III

Il se différencie du type II par la présence d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection est faite en tête de la scellée ou en tête du tube à une pression supérieure ou égale à 1 MPa (mesurée en tête du tube). L'injection est globale et unitaire.

•Type IV

Pour ce type, on procède à l'injection à l'obturateur simple au double manchette par manchette, à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. C'est une injection sélective et répétitive. Elle est menée jusqu'au "claquage" du terrain et réalisation d'un bulbe de scellement permettant la prise en compte d'un frottement important.

1.4. Conclusion

L'ensemble de ces cas permettent de reprendre les charges de la superstructure par des éléments de fondation appropriés. Toutefois, il ne faudrait pas perdre de vue que :

- ces modes de fondation ne sont nullement limitatifs et qu'il est possible de combiner plusieurs d'entre elles afin d'arriver à un mixage (par exemple : semelle-pieux, radier-pieux) qui assurerait la stabilité et la sécurité des ouvrages au moindre coût.

- la qualité d'une fondation dépend en plus du choix approprié et des calculs aussi précis que possibles, de l'expérience du constructeur et surtout de son exécution correcte car il existe une liaison étroite entre la méthode de calcul et la procédure d'exécution.

CHAPITRE 2 :

Etude géotechnique.

Chapitre 2 : Etude géotechnique

2.1. Introduction

Avant d'entreprendre l'étude d'un projet de construction, il est indispensable de procéder à une reconnaissance des sols, afin de pouvoir décider du mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique possible.

La reconnaissance des sols permet de connaître:

- la nature, les caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques des couches de terrain en présence, c'est à dire leur constitution, leur consistance, leur résistance et leur déformabilité: cela permettra de déterminer leur force portante et d'éclairer sur la tenue des terres au cours des fouilles;

- la superposition et l'inclinaison éventuelle (pendage) des couches, afin de dresser la coupe géologique la plus exacte possible du terrain;

- l'épaisseur et la régularité des couches, pour voir si la transmission et la résorption des efforts seront assurées dans les meilleures conditions et estimer ainsi le degré de tassement à craindre éventuellement;

- le niveau des nappes d'eau et leur nature chimique.

Le rapport de reconnaissance des sols (voir Annexe 1) effectué par le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (CEREEQ) dans le site du Cap des biches, à l'ouest de la TAG II (zone d'implantation de la nouvelle TAG III) permet de s'assurer de plusieurs des éléments cités ci-haut.

Le CEREEQ a en effet procédé à un sondage carotté jusqu'à vingt (20) m de profondeur, un puits manuel arrêté à la rencontre de la nappe (1,5 m),

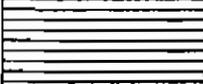
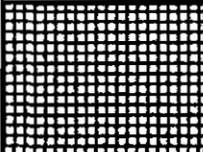
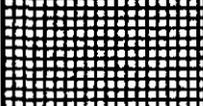
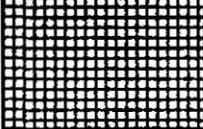
quatre pénétrations dynamiques et des essais de laboratoire pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées. Ce rapport est complété par un essai pressiométrique effectué au centre de l'emprise de la turbine.

2.2. Le sondage carotté

Le sondage carotté a été réalisé au centre de l'emplacement de la TAG III, avec un prélèvement de sols rencontrés pour identification et tests géotechniques au laboratoire. Ce qui a permis de dresser la coupe du terrain et d'avoir une idée claire sur les caractéristiques physiques et mécaniques des différents sols rencontrés. Les résultats des essais sont récapitulés dans l'annexe 1.

Cependant, nous retiendrons, vu le niveau élevé de la nappe (1,5 m par rapport à la surface du sol) que les pressions de gonflement des marnes devraient être sans effet , car ces dernières baignent dans la nappe tout le temps.

Tableau 2.1 Coupe géologique du terrain (Source : rapport CEREEQ)

Coupe	Profondeur [m]	Nature du sol
	1,5	Remblai d'argile sableuse grise
	3,5	Sable coquiller
	10,5	Marne calcaire molle
	14,5	Marne dure beige
	19,7	Marne dure grisâtre
	20	Tufs consolidés grisâtres

2.3 Les pénétrations dynamiques

Ils ont été réalisés avec un pénétromètre de type BORRO (voir Annexe 1).

L'essai consiste à enfoncer un train de tiges terminé par une pointe conique dans le sol à l'aide d'une masse tombant à partir d'une hauteur définie. La section de la pointe étant supérieure à celle des tiges, on devrait s'attendre à ce qu'aucune partie des efforts de battage ne soit mobilisée par le frottement latéral. Mais la réalité est autre, car les sols rencontrés jusqu'aux environs du refus ne sont pas d'une grande compacité et sont gorgés d'eau, ce qui rend presque impossible la dissociation de l'effort de pointe au frottement latéral pour ce type d'appareil. Les résultats fournis par ces essais ne sont pas exploitables comme telles sans de gros facteurs de sécurité, c'est pourquoi nous privilégierons l'essai pressiométrique qui d'ailleurs est recommandé par la norme française à défaut d'un essai de pénétration statique. Notons que le refus à la pénétration a été observé au voisinage de huit (8) mètres.

2.4. L'essai pressiométrique

Il constitue en réalité un véritable essai de chargement qui intéresse un volume appréciable de terrain en place. Les caractéristiques du sol fournies par l'essai (pression limite (P_l) et module de déformation pressiométrique (E_p)) sont en relation directe avec le taux de travail admissible d'une fondation. Ces caractéristiques obtenues à chaque niveau sont reportées sur un graphique en fonction de la profondeur (voir annexe 2). Les valeurs de pression limite obtenues dans ce cas en fonction de la profondeur sont :

- de 0 à 1,5 m : $P_l > 0,2$ MPa;
- de 1,5 à 3,5 m : le forage est remanié sûrement à cause de la présence des sables qui ont une compacité presque nulle.
- de 3,5 à 9 m : $P_l > 2,8$ MPa , etc.

Vu le risque lié à ce type d'ouvrage et les vibrations engendrées par la machine en marche, et fort de ces éléments géotechniques, toute possibilité de fondation superficielle est à écarter en raison de la présence de sables jusqu'aux environs de 3,5 m de profondeur.

Par contre, il serait envisageable pour la turbine, des fondations sur pieux fichés au niveau des marnes. Seulement dans ce cas, il faudrait compter la longueur d'ancrage des pieux à partir de la couche de marne calcaire car les sables au dessus perdraient toute portance du fait des vibrations.

Pour un prédimensionnement, nous pourrions considérer deux cas:

- des pieux forés (micropieux) fichés à 9,5 m dans la marne et ancrés en tête dans un radier de béton armé:

- des pieux battus au refus (8 m) et ancrés aussi en tête dans un radier de béton armé.

CHAPITRE 3:

Evaluation des charges de la turbine à gaz .

Chapitre 3 : *Evaluation des charges de la turbine à gaz*

3.1. Introduction

Les charges provenant de l'ensemble turbine - générateur sont composées de charges permanentes et de surcharges. Certaines de ces dernières n'agissent pas simultanément et par conséquent sont indépendantes.

Nous nous baserons sur les critères des études proposés par le constructeur pour ainsi, être conforme aux exigences liées à la stabilité de ce type d'ouvrage.

Critères des études

1. Charges permanentes: Charges de l'équipement comme indiqué sur la figure 3.1.

2. Surcharges

1. Charge excentrique due à la turbine
2. Charge excentrique due au compresseur
3. Surcharge du toit (1,2 kPa).

Les charges 1, 2, et 3 sont appliquées indépendamment l'une de l'autre.

3. Court circuit de générateur
4. Effet du vent:

Vitesse de base de 160 km/h et pression nette de 2,63 kPa à 15,24 m.

Les charges 4 et 5 sont appliquées simultanément.

3.2. Evaluation des charges permanentes (Voir figure 3.1.)

3.2.1. Partie machine

Admission (a) & (b) :	$133,4 + 66,7$	$= 200,1$ kN
Echappement (e) :	$224,4 + 2 \times 4,45$	$= 233,3$ kN
Périmètre (c) :	$2 \times (40 + 57,8 + 31,1)$	$= 257,8$ kN
Périmètre (d) & (f) :	$2 \times 102,3$	$= 204,6$ kN
Générateur :		$= 685$ kN
Silencieux :		$= 44,48$ kN
Arrière Turbine :	$84,5 + 55,6$	$= 140,1$ kN
Avant Turbine :	$32 + 15,57$	$= 47,6$ kN

3.2.2. Socle de béton

Les dimensions préliminaires ci-après seront utilisées pour le début du design, ce qui implique des possibilités de modifications. En plus, nous considérons un poids volumique du béton armé de 25 kN/m^3 en raison du ferrailage important.

Côté turbine:

épaisseur :	$1,22$ m	
Surface :	$4,42 \times 9,85$	$= 43,54 \text{ m}^2$
Volume :	$43,54 \times 1,22$	$= 53,12 \text{ m}^3$
Poids :	$25 \times 53,12$	$= 1327,9$ kN

Côté générateur

épaisseur :	$1,4$ m	
surface :	$(3,76 \times 6,4) + (7,94 \times 6,4)$	$= (20,06 + 50,82) \text{ m}^2$
volume :	$(20,06 \times 1,22) + (50,82 \times 1,4)$	$= 95,62 \text{ m}^3$
Poids :	$25 \times 95,62$	$= 2390,4$ kN

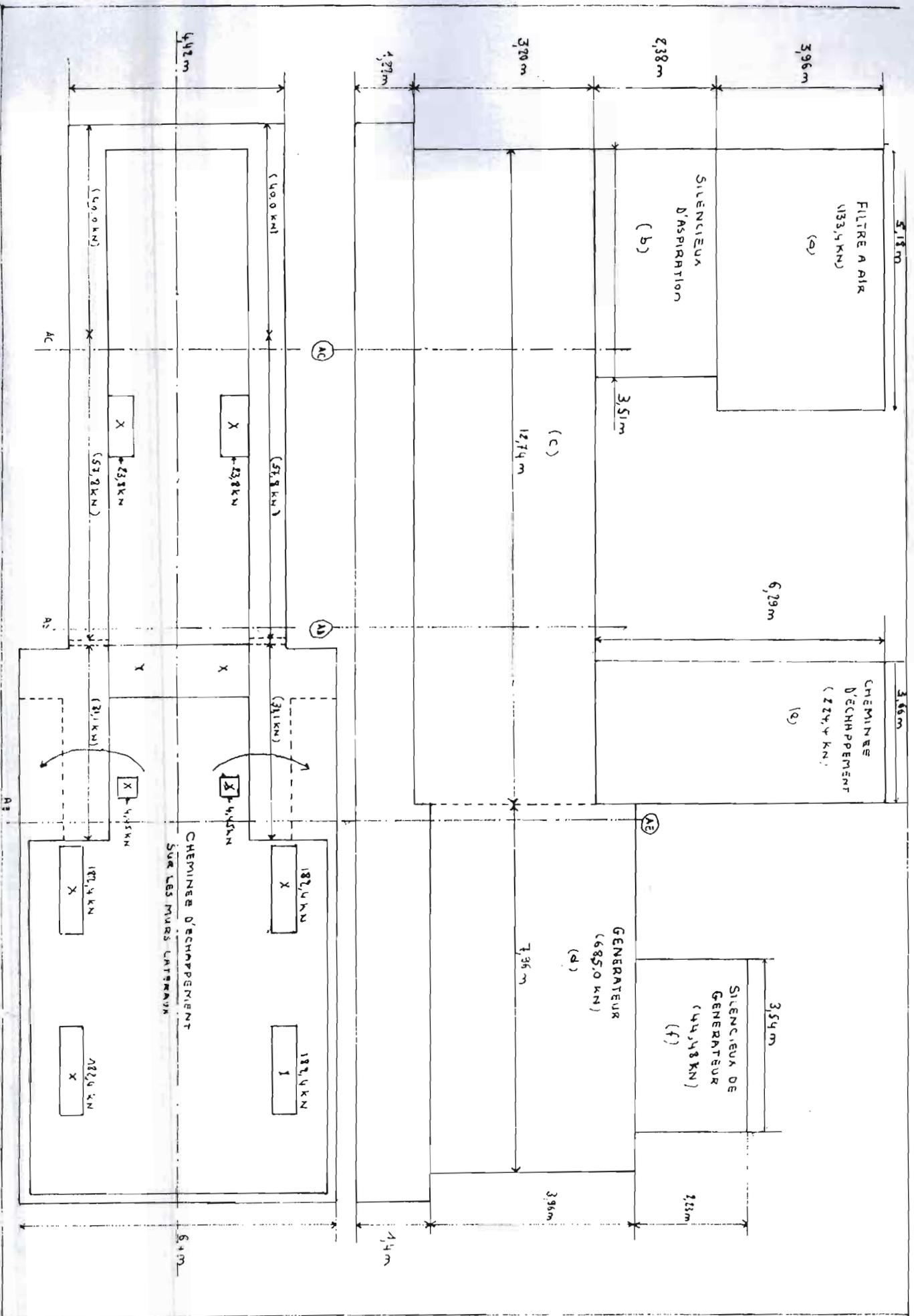
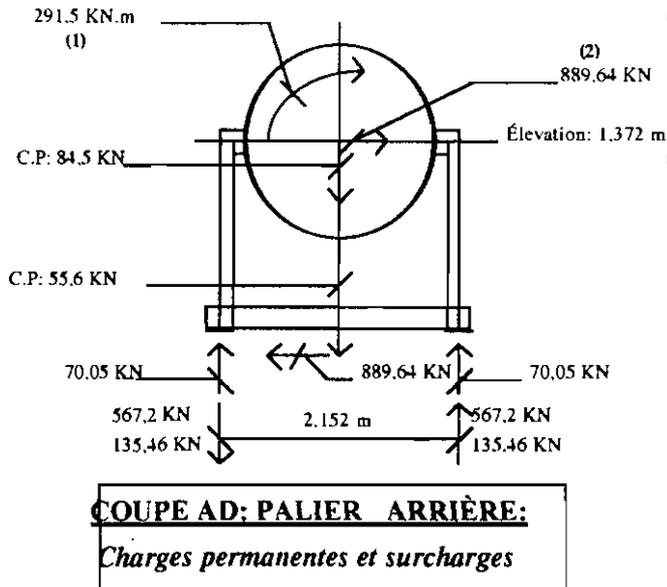


FIGURE 31. PLAN ET CHARGES PERMANENTES

3.3. Evaluation des surcharges

3.3.1. Charge excentrique due à la turbine : Coupe AD



(1): Réaction maximum à la charge excentrique du compresseur à la base de la machine. Elle est non coincidente avec (2).

(2): La force centrifuge due à la charge excentrique de la turbine. Elle agit en toute direction dans le plan du palier arrière.

Fréquence de rotation à peu près = 60

Figure 3.2. : Charges et surcharges de la turbine au palier arrière

Le moment de renversement créé à la base de la machine est:

$$M = 889,64 \times 1,372 = 1220,59 \text{ kN.m}$$

Le support de la machine réagit par un couple de forces équivalent à:

$$\pm V = \frac{M}{2,152} = 567,2 \text{ kN}$$

3.3.2 Charge excentrique due au compresseur

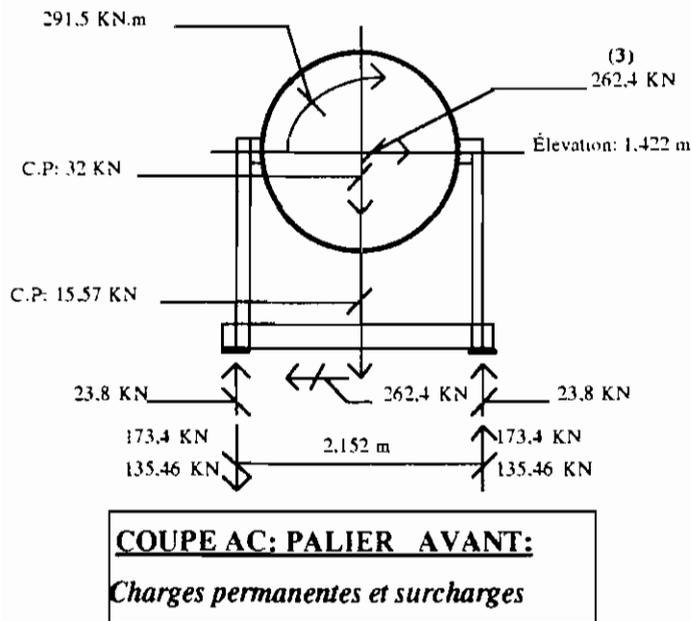
Cette charge est non coincidente avec la charge excentrique due à la turbine.

3.3.2.1. Au palier arrière : voir coupe AD

Le moment $M = 291,5 \text{ kN.m}$ est transmis par le palier avant au palier arrière.

La réaction du support de la machine est: $\pm V = \frac{291,5}{2,152} = 135,46 \text{ kN}$

3.3.2.2. Au palier avant: Coupe AC



- (3): La Force centrifuge due à la charge excentrique du compresseur agit en toute direction dans le plan du palier avant Elle est non coincidente avec (2).
Fréquence de rotation à peu près : 1:

N.B. : CPS = cycles par seconde

Figure 3.3. : Charges et surcharges de la turbine au palier avant

Le moment de renversement créé à la base de la machine est:

$$M = 262,4 \times 1,422 = 373,13 \text{ kN.m}$$

La réaction du support de la machine est: $\pm V = \frac{373,13}{2,152} = 173,4 \text{ kN}$

3.3.3. Surcharge du toit : Le constructeur a suggéré une surcharge de 1,20 kPa.

Côté turbine

$$\text{Surface} : 9,85 \times 4,42 = 43,6 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids} : 43,6 \times 1,2 = 53,32 \text{ kN}$$

Côté générateur

$$\text{Surface} : 6,4 \times 11,7 = 74,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids} : 74,9 \times 1,2 = 89,9 \text{ kN}$$

3.3.4. Court circuit du générateur et effort dynamique maximum: Coupe AE

Force dynamique maximum

Nous n'avons pas pu la calculer, faute de données. C'est pourquoi nous considérons la valeur donnée par le constructeur.

$$F_d \text{ max.} = 2 \times 27,4 = 54,8 \text{ kN}$$

$$M_d \text{ max.} = F_d \text{ max.} \times \text{bras de levier} = 54,8 \times 2,54 = 139,19 \text{ kN.m}$$

Court circuit de générateur: (figure 3.4.)

La valeur donnée aussi par le constructeur est: $F_{C,C} = 2 \times 137,1 = 274,2 \text{ kN}$

$$M_{C,C} = 274,2 \times 2,54 = 696,47 \text{ kN.m}$$

Le court circuit maximum est alors: $M_{CC \text{ max.}} = 696,47 + 139,19 = 835,38 \text{ kN.m}$

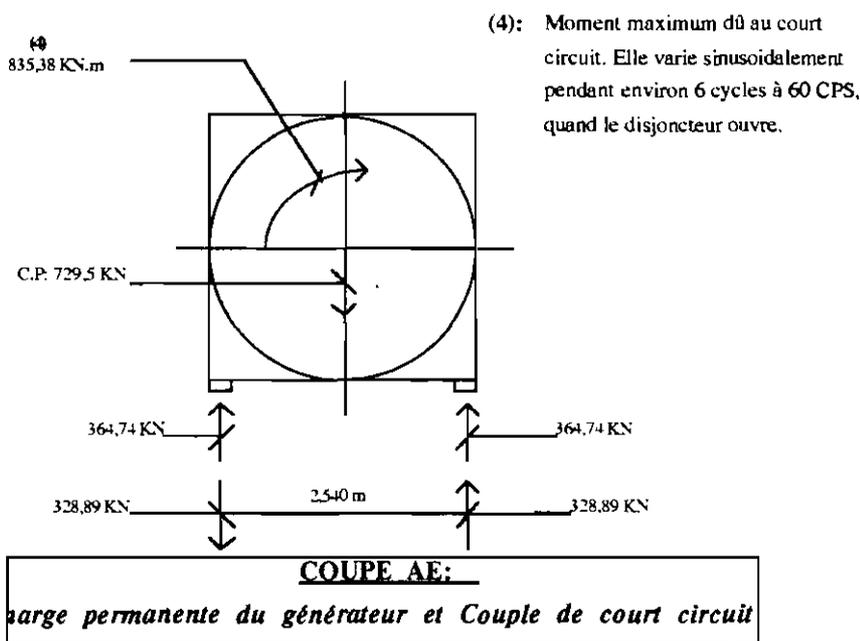


Figure 3.4. Charges du générateur et couple de court circuit

3.3.5. Effet du vent (voir figure 3.5.)

Le calcul de charges dues au vent présenté ci dessous est la méthode utilisée généralement pour les bâtiments, *la norme NV 65, CODE FRANÇAIS.*

Vu la particularité d'une turbine à gaz (haute pression de l'air à l'admission et à l'échappement), nous majorerons les efforts obtenus de 50% pour tenir compte de cet aspect.

3.3.5.1 Evaluation de la pression de base

A une hauteur de 15,24 m , $q_h = 2,63$ kPa

La pression à une hauteur de 10 m est par convention la pression de base. Cette dernière est liée à q_h par la relation:

$$\frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{h + 18}{h + 60} = 2,5 \times \frac{15,24 + 18}{15,24 + 60} = 1,1 \quad (3.1)$$
$$q_{10} = \frac{q_h}{1,1} = \frac{2,63}{1,1} = 2,39 \text{ kPa}$$

3.3.5.2 Coefficient de site

Nous considérons un coefficient de 1, pour un site normal.

3.3.5.3 Coefficient de masque

A cause des autres ouvrages qui masquent d'une certaine manière la turbine (Centrale CIII, TAG2, TAG1, et bâtiment entretien), nous prenons un coefficient de masque de 0,9.

3.3.5.4 Coefficient de dimension

Il est obtenu en intégrant dans le graphique 3.6 la plus grande dimension de la surface offerte au vent et la cote de ce point. Nous avons obtenu un coefficient de réduction de 0,81.

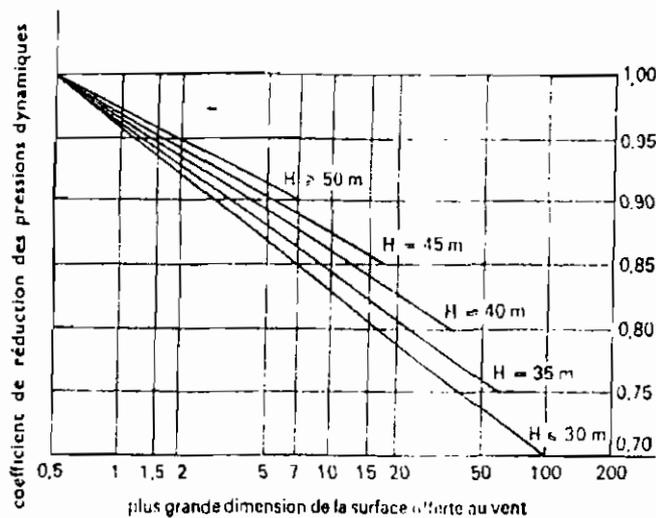


Fig 3.5 – Coefficient de réduction & des pressions dynamiques pour les grandes surfaces

Figure 3.5: Détermination du coefficient de dimension

3.3.5.5 Coefficient de forme

Nous prenons 1 car toutes les formes sont rectangulaires et offrent par conséquent toute leur surface au vent.

3.3.5.6 Coefficient de hauteur

Il est donné par la formule $2,5 \times \frac{h + 18}{h + 60}$.

Vent transversal

Tableau 3.1. Coefficients de hauteur du côté transversal

Elément	Surface offerte au vent [m ²]	Hauteur [m]	Coefficient de hauteur
a	5,18 x 3,96 = 20,51	7,56	0,94
b	3,51 x 2,38 = 8,35	4,39	0,87
c	12,74 x 3,2 = 40,77	1,6	0,80
d	7,96 x 3,96 = 31,52	1,98	0,81
e	3,66 x 6,29 = 23,02	6,35	0,92
f	3,54 x 2,23 = 7,89	5,08	0,87

Vent longitudinal

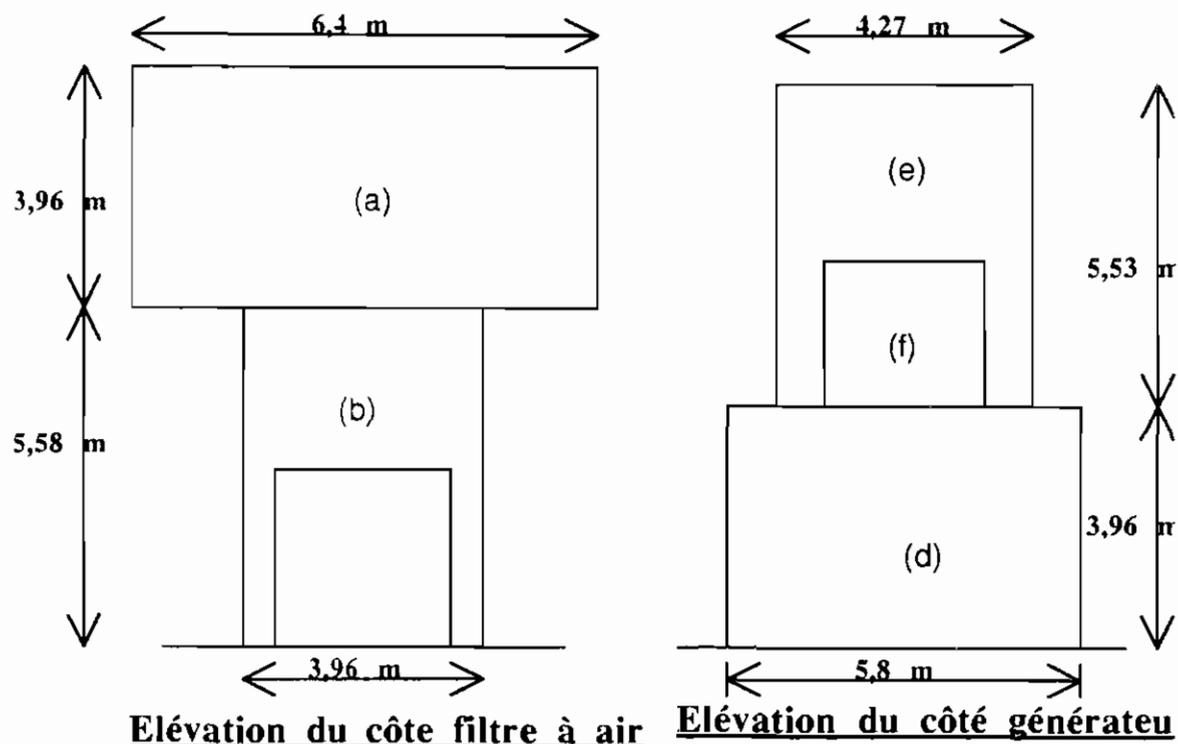


Figure 3.6. Vue longitudinale de la turbine

Tableau 3.2. Coefficients de hauteur du côté longitudinal

Élément	Surface offerte au vent [m ²]	Hauteur [m]	Coefficient de hauteur
Côte filtre à air	S _a = 25,34	7,56	0,94
	S _b = 22,1	2,79	0,83
Côté générateur	S _e = 23,61	6,73	0,93
	S _d = 22,97	1,98	0,81

L'action résultante totale sur les parois avec une majoration de 1,5 est obtenue en multipliant l'ensemble des coefficients par la surface offerte au vent et par la pression de base.

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous:

Tableau 3.3. Charges de vent

Effort	Vent transversal [kN]	Vent longitudinal [kN]
Fa	51,57	62,18
Fb	18,96	47,88
Fc	85,13	-
Fd	66,63	-
Fe	55,28	48,56
Ff	17,91	57,32

Les efforts de vent du côté transversal de la turbine sont les plus importants et par conséquent, seront considérés pour le design.

3.4. Calcul des moments de renversements à la base du socle de béton.

Ils se calculent en multipliant les efforts horizontaux par leurs bras de levier comptés à partir de la base du socle de béton.

Moments de renversements occasionnés par le vent

Tour d'admission (a)&(b) : $51,57 \times (7,56 + 1,22) + 18,96 \times (4,39 + 1,22) = 559,15 \text{ kN.m}$

Tour d'échappement (e) : $55,28 \times (6,35 + 1,22) = 418,47 \text{ kN.m}$

Périmètre (c) : $85,13 \times (1,6 + 1,22) = 240,07 \text{ kN.m}$

Périmètre (d) & (f) : $66,63 \times (1,98 + 1,4) + 17,91 \times (5,08 + 1,4) = 341,27 \text{ kN.m}$

Moments de renversements causés par les excentricités de certains éléments

Excentricité de la turbine : $889,64 \times (1,372 + 1,22) = 2305,95 \text{ kN.m}$

Excentricité du compresseur à l'arrière : $291,5 + 0 \times 1,22 = 291,5 \text{ kN.m}$

Excentricité du compresseur à l'avant : $262,4 \times (1,422 + 1,22) = 639,26 \text{ kN.m}$

L'ensemble des charges sont récapitulées au tableau suivant.

3.5. Récapitulation des charges

Tableau 3.4. Récapitulation des charges

Désignation	Surcharge Verticale [kN]	Charge Permanente verticale [kN]	Surcharge horizontale [kN]	Moment de renversement à la base du socle de béton. [kN.m]
<u>Surcharges de toit</u>				
Côte turbine	53,32	-	-	-
Côté générateur	89,9	-	-	-
<u>Socle de béton</u>				
Côté turbine	-	1327,9	-	-
Coté générateur	-	2390,4	-	-
<u>Tours et périmètre</u>				
Admission (a) & (b)	-	200,1	70,53	559,15
Echappement (e)	-	233,3	55,28	418,47
Périmètre (c)	-	257,8	85,13	240,07
Périmètre (d) & (f)	-	204,6	84,54	341,27
<u>Générateur / Silencieux</u>				
Charge permanente (CP)	-	729,48	-	-
Charge dynamique	-	-	-	(139,19)
Charge de court circuit	-	-	-	835,38
<u>Turbine / Compresseur</u>				
CP Arrière	-	140,1	-	-
Excentricité turbine	(±567,2)	-	889,64	2305,95
Excentricité compresseur Arrière	(±135,46)	-	-	(291,5)
CP Avant	-	47,6	-	-
Excentricité Compresseur Avant	(±173,4)	-	(262,4)	(639,26)
Total	143,22	5531,28	1185,12	4700,29

Les surcharges de toit et les surcharges causées par les éléments excentriques étant indépendantes, nous ne considérons que les plus grandes valeurs, c'est pourquoi nous avons mis entre parenthèses les valeurs qui seront ignorées dans les calculs.

3.6. Affectation des charges

Tableau 3.5. Charges côté turbine

Désignation	V [kN]	H [kN]	M [kN.m]
Socle de béton	1327,9	-	-
Admission (a) & (b)	200,1	70,53	559,15
(*) Périmètre (c) x $\frac{9,85}{12,74}$	199,32	65,82	185,61
Arrière turbine	140,1	889,64	2305,95
Avant turbine	47,6		
TOTAL	1915,02	1025,99	3050,71

Tableau 3.6. Charges côté générateur

Désignation	V [kN]	H [kN]	M [kN.m]
Socle de béton	2390,4	-	-
Echappement (e)	233,3	55,28	418,47
(*) Périmètre (c) x $\frac{2,89}{12,74}$	58,48	19,31	54,46
Générateur / Silencieux	729,48	-	835,38
Périmètre (d) & (f)	204,6	84,54	341,27
TOTAL	3616,26	159,13	1649,58

(*) Le périmètre (c) concerne en même temps les parties turbine et générateur, c'est pourquoi nous avons affecté à chaque zone, sa part de charge.

3.7. Répartition des charges

Les charges sont symétriques par rapport au grand axe du massif de la turbine. Autrement dit, la résultante des efforts et le centroïde de la surface du radier sont nécessairement sur ce même axe. Nous avons donc la possibilité d'un seul excentrement. Si nous choisissons une fondation mixte radier-pieux, les charges agissant sur chaque pieu peuvent être obtenues à l'aide de la formule suivante:

$$R_p = \frac{P}{n} \pm \frac{Px_0x_n}{I_g} \quad (3.2) \quad (\text{référence [2]})$$

où : R_p = charge agissant sur un pieu, en tonnes;

P = Résultante de toutes les forces verticales agissant sur le groupe de pieux en tonnes;

n = nombre de pieux;

x_0 = distance entre le centre de gravité des charges appliquées et le centre de gravité du groupe de pieux, en mètres;

x_n = distance entre le centre de gravité du groupe de pieux et un pieu, mesurée parallèlement à x_0 .

I_g = moment d'inertie du groupe de pieux, calculé par rapport à l'axe perpendiculaire à la direction de l'excentrement.

Le moment d'inertie I_g est calculé à l'aide de la formule suivante:

$$I_g = A \times \sum x_i^2 \quad (3.3)$$

où A désigne la section du pieu et x_i , la même chose que x_n

3.7.1. Centre de gravité du groupe de pieux

Une coïncidence entre le centroïde du radier et le centre de gravité du groupe de pieux va dans le sens d'une répartition uniforme des pressions. C'est pourquoi, il faut considérer ce cas et veiller lors de la détermination du nombre de pieux

adéquat pour assurer la stabilité statique et dynamique de l'ouvrage, à ce que les deux centres de gravité soient le plus voisins possible.

Le centroïde de surface est donné par la formule :

$$x_c = \frac{\sum V_i \times x_i}{V} \quad (3.4)$$

où V représente le volume et x la distance de l'origine du repère au centre de gravité d'un élément considéré (voir figure 3.1), ici comptée à partir du côté turbine.

$$x_c = \frac{(9,85 \times 4,42 \times 1,22 \times \frac{9,85}{2}) + (3,76 \times 6,4 \times 1,22 \times (9,85 + \frac{3,76}{2})) + (7,94 \times 6,4 \times 1,4 \times (9,85 + 3,76 + \frac{7,94}{2}))}{1,22(9,85 \times 4,42 + 3,76 \times 6,4) + (1,4 \times 7,94 \times 6,4)} = 12,09m$$

3.7.2. Point d'application de la résultante des efforts verticaux

La coordonnée du point est donnée par la relation suivante où P désigne le poids et x_j , l'abscisse du point :

$$x_p = \frac{\sum P_i \times x_i}{P}$$

$$x_p = \frac{3718,3 \times 12,09 + 133,4 \times \frac{5,18}{2} + 66,7 \times \frac{3,51}{2} + 233,3 \times 9,85 + \frac{3,66}{2} + 257,8 \times \frac{13,61}{2} + 204,6 \times 13,61 + \frac{7,94}{2} + 44,48 \times 13,61 + 3,5 \times \frac{1,54}{2} + 685 \times 13,61 + \frac{7,96}{2} + 47,6 \times 4,7 + \frac{1,3}{2} + 140,1 \times (9,7 + \frac{1,1}{2})}{5531,28}$$

$$x_p = 12,31m$$

L'excentrement est alors $x_0 = x_p - x_c = 0,22m$.

En plus, le rapport de la masse de la massif et de la machine est : $\frac{3718,3}{1812,98} = 2,05$.

3.8. Conclusion

Vu la faible excentricité , le poids important et la rigidité de la dalle, nous pouvons supposer sans trop d'erreurs une répartition égale de la charge totale verticale entre les pieux.

Notons enfin que les charges sont très élevées :

- charge statique de l'ordre de 550 tonnes;
- effort excentré d'environ 90 tonnes.

$$= 34 =$$

CHAPITRE 4 :

Dimensionnement des fondations de la turbine sur pieux .

Chapitre 4 : Dimensionnement des fondations de la Turbine sur pieux.

4.1 Introduction :

La présence de sables à faible profondeur et l'importance des charges statiques et dynamiques induites par la turbine excluent la possibilité d'utilisation de fondations superficielles. Ceci découle du fait que les sables sont proscrits pour des fondations de machines vibrantes.

L'étude et la mise en oeuvre de fondations sur pieux de machines vibrantes constituent une branche complexe mais passionnante de la technique des fondations.

Elle fait appel à la théorie de base des vibrations harmoniques. Bien entendu, il ne serait pas nécessaire de se lancer dans des analyses très complexes pour venir à bout du problème, puisque la théorie des vibrations à un degré de liberté est généralement suffisante pour résoudre de nombreux cas avec une bonne précision, même si les forces appliquées aux fondations de machines introduisent fréquemment des mouvements autres que les déplacements linéaires dans une direction verticale.

Les problèmes qui se posent au géotechnicien sont globalement de deux ordres :

- définir les fréquences propres du système et les amplitudes maximales des déformations (déplacements et rotations) de la machine en marche.

Ces amplitudes dépendent de la masse et des dimensions du massif de fondation, de la présence ou non d'un dispositif anti-vibratil et de la nature du sol en place ;

- s'assurer que les vibrations transmises au sol ne risquent pas d'entraîner des tassements inacceptables du sol à plus ou moins long terme.

Les conditions de conception et de dimensionnement préalables avant la prise en compte des vibrations sont :

- la détermination sous charges statiques de la capacité portante d'un pieu isolé, et du groupe de pieux;
- la vérification de la capacité au flambement, et à la déformation des pieux et du sol.

4.2. Calcul de la capacité portante d'un pieu isolé

La capacité portante des pieux de fondations est généralement estimée en faisant appel :

- soit à des essais en place : pénétromètre statique, pressiomètre de Ménard ou S.P.T (Standard Penetration Test), ou autre pénétromètre dynamique ;
- soit à des essais réalisés en laboratoire ;
- soit à des essais de charge.

Le principe de calcul est le même pour toutes les méthodes. La charge limite du pieu est donnée par la formule (référence [10]):

$$Q_L = Q_{PL} + Q_{SL} \quad (4.1)$$

où, Q_{PL} = effort mobilisable sous la pointe :

Q_{SL} = effort mobilisable par frottement latérale :

Les méthodes les plus fiables sont celles qui font appel aux deux essais in situ : le pénétromètre statique et le pressiomètre. Deux documents officiels (le document technique unifié : D.T.U, et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de génie civil : C.C.T.G) similaires quant aux résultats et recommandés par la norme Française sont basés sur ces méthodes, pour le calcul de la charge limite d'un pieu isolé.

Les dispositions du D.T.U sur la base des résultats pressiométriques seront utilisées.

4.2.1. Pieux battus

La charge limite d'un élément de fondation est donnée par la relation (4.1). La résistance de pointe et le frottement latéral se calculent à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre.

4.2.1.1 Résistance de pointe

Le calcul du terme de pointe se fait par application de la formule suivante, liant directement la pression limite mesurée P_{lc} à la pression de rupture sous la pointe (référence [5]) :

$$q_p - q_0 = k(p_{lc} - p_0) \quad (4.2)$$

où :

- p_0 et q_0 sont les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui le plus souvent sont négligés.

- $P_{lc} = P_1$ pour une couche uniforme;

- sinon $p_{lc} = \sqrt[3]{p_{11} \times p_{12} \times p_{13}}$ (4.3)

P_{11} , P_{12} , et P_{13} représentent les pressions limites mesurées un mètre au dessus de la pointe, au niveau de la pointe et un mètre au dessous.

- le facteur k est appelé facteur de portance et est obtenu à partir du tableau 4.1 et de la figure 4.1. Il dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieux, de sa mise en oeuvre, ainsi que de son encastrement.

Avec les considérations ci dessus, la formule (4.2) devient :

$$q_p = k \times \sqrt[3]{p_{11} \times p_{12} \times p_{13}} \quad (4.4)$$

En considérant un battage du pieu au refus (à 8 m), nous avons à partir des résultats préssiométriques (référence Annexe 2) :

$$p_{lc} = \sqrt[3]{32 \times 28 \times 18} = 19,3 \text{bars}$$

Pour $1,5 < p_{lc} < 4\text{bars}$, le tableau 4.1 indique la courbe de catégorie 2 pour les marnes et marno-calcaire.

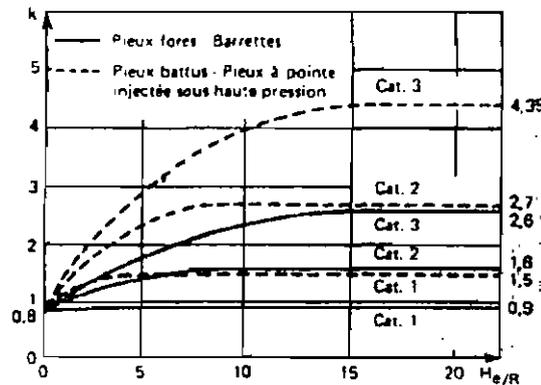
Tableau 4.1 Détermination de la courbe donnant k (référence [5]).

(d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

Pression limite P_c (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7 < 0,3 < 0,7	Argile molle Limon et craie molle Sable argileux et limoneux ou vaseux lâche	1
1,0 à 1,8 1,2 à 3,0 1,5 à 4,0 1,0 à 2,5 2,5 à 4,0 > 3,0 > 4,5	Sable et grave moyennement compacts Argile et limon compacts Marne et marno-calcaire Craie altérée Roche altérée Craie fragmentée Marne très compacte	2
> 2,5 > 4,5	Sable et gravier compacts à très compacts Roche fragmentée	3

En raison du nombre trop faible de résultats expérimentaux, les valeurs k correspondant à la catégorie 3 sont à utiliser avec prudence.

La figure 4.1 donne k en fonction de l'encastrement relatif $\frac{H_c}{R}$, où H_c représente l'encastrement relatif (ici, 4,5 m si nous négligeons la fiche dans les sables (voir chapitre 2)) et R la demi-dimension transversale (pour un forage de diamètre 250 mm, $R = 0,125\text{ m}$) d'où $\frac{H_c}{R} = \frac{4,5}{0,125} = 36$.



(d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

Figure 4.1: Courbe donnant k en fonction de l'encastrement relatif (référence [5])

La courbe 2 de la figure 4.1, en pointillé donne $k = 2,7$ pour $\frac{H_e}{R} > 20$.

On obtient donc $q_p = 2,7 \times 1930 = 5211 \text{ kN/m}^2$.

La section droite du trou est : $A = \pi \times \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{0,25^2}{4} = 0,049 \text{ m}^2$

La force portante est alors : $Q_p = A \times q = 0,049 \times 5211 = 255,4 \text{ kN}$.

Aux états limites de service, l'effort mobilisable sous la pointe est obtenu en considérant un facteur de sécurité de 3 (référence [5]), d'où :

$$Q_{pl} = \frac{1}{3} \times Q_p = \frac{1}{3} \times 255,4 = 85 \text{ kN}$$

4.2.1.2 Frottement latéral

L'effort mobilisable par frottement latéral est donné par la formule (référence [5]) :

$$Q_s = P \times \sum_{i=1}^n h_{si} \times q_{si} \quad (4.5)$$

où :

- P représente la surface de contact pieu-sol par mètre linéaire;
- h_{si} l'épaisseur de la couche i;
- et q_{si} , le frottement latéral unitaire obtenu à partir de l'abaque de *Bustmante* (figure 4.1.).

$$P = 1 \text{ m} \times \pi \times D = 1 \times 3,14 \times 0,25 = 0,785 \text{ m}^2.$$

Suivant la coupe du terrain et les hypothèses que nous avons faites (frottement négligé dans les sables), la longueur d'ancrage des pieux au refus sera de 4,5 m.

Dans cette couche de marne, la pression limite est supérieure à 1,5 MPa.

Le tableau 4.2 nous indique que la courbe de frottement latéral à considérer pour un pieu battu dans la marne est la *courbe E* de la figure 4.2 . Pour $P_1 = 1,5 \text{ MPa}$, nous lisons : $q_s = 180 \text{ kN/m}^2$.

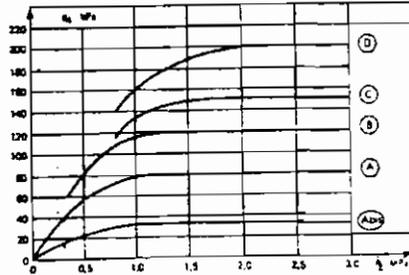
Tableau 4.2 : Courbes de frottement latéral à considérer (référence [5])

Courbe de frottement latéral à considérer (d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

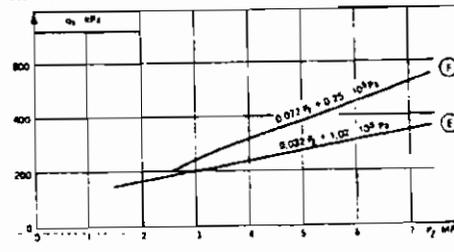
Nature du sol	Pression limite P_r (MPa)	État en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tube		Battu		Faible pression	Haute pression
			Béton	Métal	Déton	Métal		
Argile molle, vase, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥ D
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Craie altérée et fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Marne et marne-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	-	-	-	-	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F***	F***	≥ F	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	-	-	-	-	≥ F	> F

* Les valeurs entre parenthèses () correspondent, pour les pieux forés, à une exécution adossée de pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de permettre de maintenir le sol au contact du pieu. Pour les pieux battus, par exemple, à un recouvrement du sol sur le pieu après battage.
 ** Préconisé pour des sols dont $P_r \geq 1,5$ MPa.
 *** Seulement pour les cas où le battage est possible.

Frottement latéral unitaire limite



Frottement latéral unitaire limite



- (A) Sables argileux à vases - limons - argiles
- (B) Sables + graves moyens à très compacts
- (C) Craies molles à fragmentées
- (D) Argile raide
- (E) Marne + marne-calcaire
- (F) Rocher altéré à fragmenté

(d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

(d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

Figure 4.2: Frottement latéral unitaire en fonction de la pression limite (référence [5])

En comptant sur un facteur de sécurité de 2 (référence [5]) pour le frottement latéral, aux états limites de service, on a:

$$Q_{sl} = \frac{1}{2} \times 0,785 \times (4,5 \times 180) = 318 \text{ kN.}$$

La charge limite mobilisable par un pieu battu est enfin :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 403 \text{ kN.}$$

4.2.1.3. Evaluation de la capacité de l'armature du pieu

L'armature que nous avons choisi à partir du *Manuel du foreur* (référence [9]) est un tube pétrolier K55 de caractéristiques suivantes:

- limite élastique : 379 MPa ;
- épaisseur : 8,3 mm ;
- section annulaire : 4850 mm² ;
- diamètre : 193 mm.

Avec un facteur de sécurité de 3 (référence [5]), la charge admissible sur l'acier est :

$$Q_a = \frac{1}{3} \times 379 \times 10^3 \times 4850 \times 10^{-6} = 612,7 \text{ kN}$$

$$Q_a > Q_L. \text{ (vérification faite).}$$

4.2.2. Micropieux de type II

4.2.2.1. Force portante

Le calcul du micropieu se différencie de celui du pieu battu par la non prise en compte du terme de pointe dans le premier.

Pour un pieu foré, avec $P_1 > 1,5$ MPa, nous lisons sur la *courbe C* de la figure 4.2, une pression unitaire de 150 kPa.

Pour un forage de diamètre 8" 1/2, la surface de contact par mètre linéaire est:

$$P = 1 \text{ m} \times \pi \times 0,22 = 0,69 \text{ m}^2.$$

En considérant un ancrage de 6 m dans les marnes et en appliquant un facteur de sécurité de 2, la charge limite admissible est :

$$Q_L = Q_{su} = \frac{1}{2} \times 0,69 \times (6 \times 150) = 310 \text{ kN}$$

4.2.2.2 Evaluation de la capacité de l'armature du micropieu.

A partir du *Manuel du foreur*, nous avons choisi un tube pétrolier K55 de caractéristiques suivantes:

- limite élastique : 379 MPa ;
- épaisseur : 8,4 mm ;
- section annulaire : 2455 mm² ;
- diamètre : 101 mm.

Avec un facteur de sécurité de 2, la charge admissible sur l'armature est :

$$Q_a = \frac{1}{2} \times 379 \times 10^3 \times 2455 \times 10^{-6} = 465 \text{ kN}$$

$$Q_a > Q_L \text{ (vérifiée)}$$

4.3. Dimensionnement statique de la fondation

Il s'agit dans ce paragraphe, de déterminer le nombre optimal de pieux et l'espacement requis pour résister aux charges et surcharges provenant de l'ouvrage. Le calcul se fera en considérant séparément les deux parties de l'ensemble turbine-générateur, puisqu'elles n'ont pas la même largeur: ce qui permettra de maximiser le moment résistant qui est proportionnel à la distance qui sépare l'axe de la turbine aux axes des lignes de pieux.

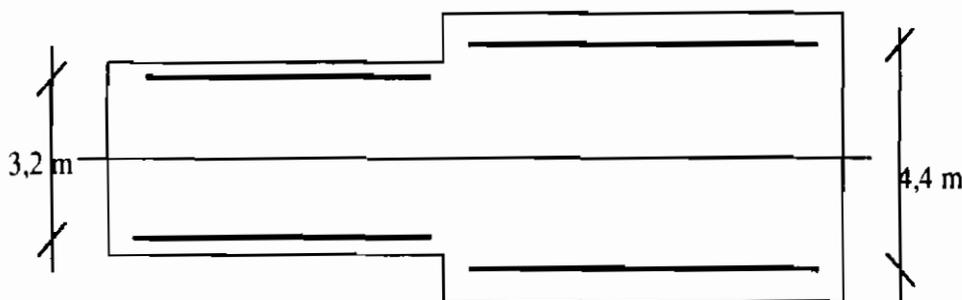


Figure 4.3. Disposition adoptée pour les pieux par rapport à l'axe de la turbine

4.3.1. Côté turbine

A partir de l'évaluation des charges faite au chapitre 3, nous avons:

- charge verticale permanente : $V = 1915 \text{ kN}$
- moment de renversement à la base du socle : $M = 3051 \text{ kN.m}$

Si nous choisissons deux lignes de pieux parallèles à l'axe de la turbine et espacées de 3,2 m , le moment résistant des pieux par rapport à l'axe sera :

$$M_R = V \times \frac{3,2}{2} = 1915 \times 1,6 = 3064 \text{ kN.m}$$

Le moment à considérer sera le moment résistant calculé ci-dessus, auquel nous appliquerons un facteur de sécurité de 2, ce qui constitue une sécurité complémentaire :

$$M_{ad} = \frac{M_R}{2} = \frac{3064}{2} = 1532 \text{ kN.m.}$$

Le moment restant, soit $3051 - 1532 = 1519 \text{ kN.m}$, est transmis par effet de torsion au socle adjacent qui est plus large, si le facteur de sécurité global au renversement est supérieur à la valeur requise qui est de 2.

La charge à reprendre par ligne de pieux est alors :

$$V_{RP} = \frac{V}{2} \pm \frac{M_{ad}}{3,2}$$
$$V_{RP} = \frac{1915}{2} \pm \frac{1532}{3,2} = 957,5 \pm 478,75 = \begin{matrix} 957,5 + 478,75 = 1436,25 \text{ kN} \\ 957,5 - 478,75 = 478,75 \text{ kN} \end{matrix}$$

Le nombre de micropieux par ligne est : $N_{T\mu,MP} = \frac{1436,25}{310} \cong 5$

Le nombre de pieux battus par ligne est : $N_{T\mu,PB} = \frac{1436,25}{403} \cong 4$

4.3.2. Côté générateur

La distance entre les deux lignes de pieux est prise égale à 4,4 m.

$$V = 3617 \text{ kN}$$

$M = 1650 + 1519 = 3169 \text{ kN.m}$ (les 1519 kN.m proviennent de la turbine comme expliqué à la section précédente).

$$M_R = V \times \frac{4,4}{2} = 3617 \times 2,2 = 7957,4 \text{ kN.m}$$

Le facteur de sécurité est : $FS = \frac{M_R}{M} = \frac{7957,4}{3169} = 2,51 > 2$. (valeur requise)

Le facteur de sécurité global au renversement est :

$$FS_G = \frac{1915 \times \frac{3,2}{2} + 3617 \times \frac{4,4}{2}}{3051 + 1650} = 2,34 > 2 \text{ (valeur requise)}$$

La charge par ligne de pieux est alors :

$$V_{RP} = \frac{3617}{2} \pm \frac{1650}{4,4} = 1808,5 \pm 375 = \begin{matrix} 1808,5 + 375 = 2183,5 \text{ kN} \\ 1808,5 - 375 = 1433,5 \text{ kN} \end{matrix}$$

Le nombre de micropieux par ligne est : $N_{T\mu,MP} = \frac{2183,5}{310} \cong 8$

Le nombre de pieux battus par ligne est : $N_{T\mu,PB} = \frac{2183,5}{403} \cong 6$

Le moment de renversement n'intervient globalement que lorsque la turbine est en marche. Nous allons essayer alors d'analyser ce qui se passe à l'arrêt.

4.3.3 : Calcul de la charge reprise par pieu à l'arrêt de la machine.

Les principales surcharges sont celles qui proviennent du toit et du socle de béton. Les valeurs suggérées par le constructeur de la machine sont : 1,2 kPa pour la surcharge du toit et 3,6 kPa sur le socle de béton. Les surfaces concernées avaient été évaluées au chapitre 2, soit 43,6 m² côté turbine et 74,9 m² côté générateur. Ce qui conduit à la distribution de charges et de surcharges suivante :

- côté turbine :

$$V_{LL} = 43,6 \times (1,2 + 3,6) = 209,28 \text{ kN.}$$

$$V_{DL} = 1915 \text{ kN}$$

$$\text{soit une charge totale } V_T = 1915 + 209,28 = 2124,28 \text{ kN}$$

- côté générateur :

$$V_{LL} = 74,9 \times (1,2 + 3,6) = 359,52 \text{ kN.}$$

$$V_{DL} = 3617 \text{ kN}$$

$$\text{soit une charge totale } V_T = 3617 + 359,52 = 3976,52 \text{ kN.}$$

Nous pouvons maintenant estimer la charge reprise par pieu lorsque la turbine est en marche (W_m) où à l'arrêt (W_a).

Tableau 4.3. Détermination de la charge reprise par pieu

	Charges côté turbine	Charges côté générateur
Micropieux		
W_m	$\frac{1436,25}{5} = 287,25 \text{ kN}$	$\frac{2183,5}{8} = 273 \text{ kN}$
W_a	$\frac{2124,28}{2 \times 5} = 212,5 \text{ kN}$	$\frac{3976,52}{2 \times 8} = 248,5 \text{ kN}$
Pieux battus		
W_m	$\frac{1436,25}{4} = 359,1 \text{ kN}$	$\frac{2183,5}{6} = 364 \text{ kN}$
W_a	$\frac{2124,28}{2 \times 4} = 265,5 \text{ kN}$	$\frac{3976,52}{2 \times 6} = 331,4 \text{ kN}$

Ech: 1: 100

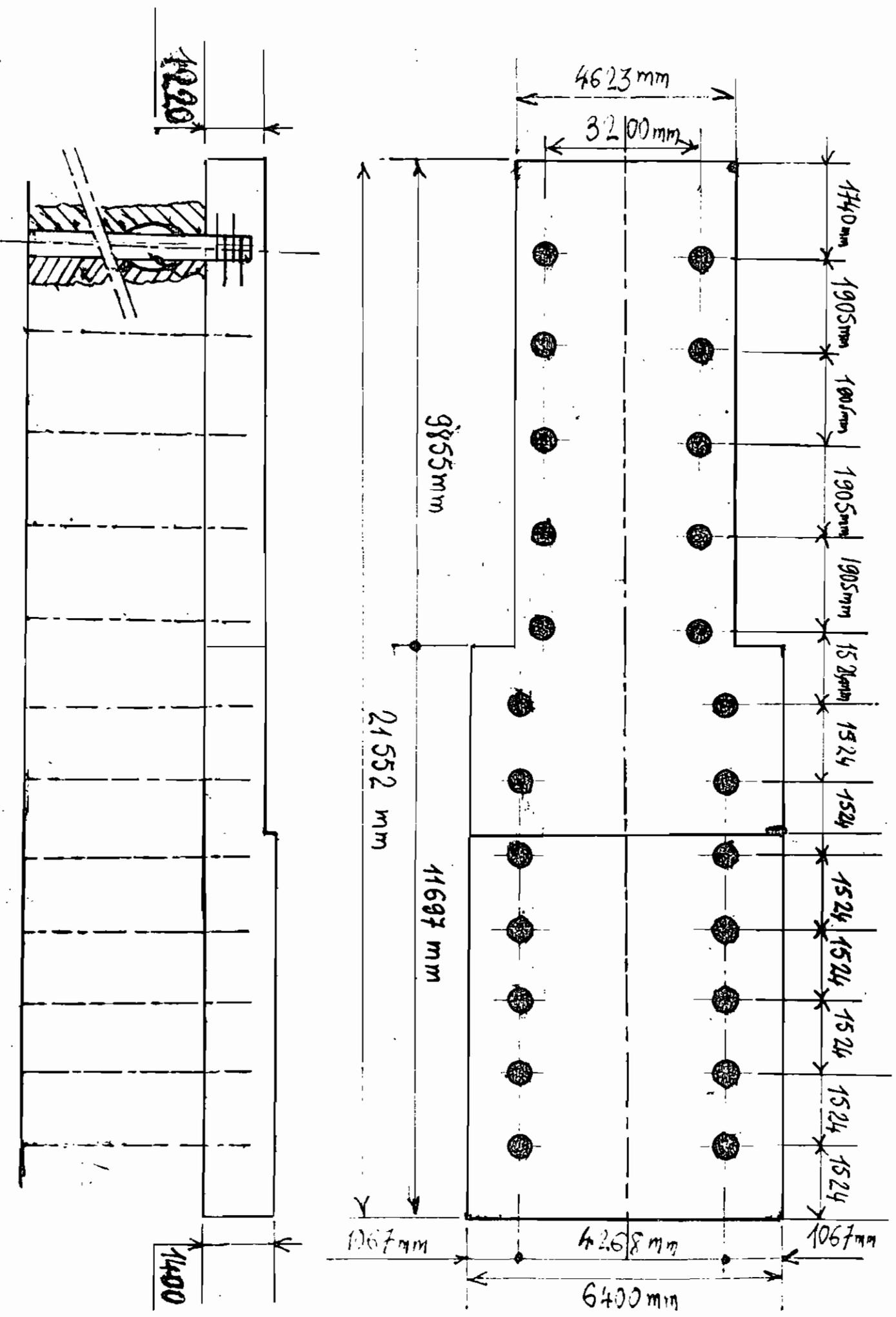
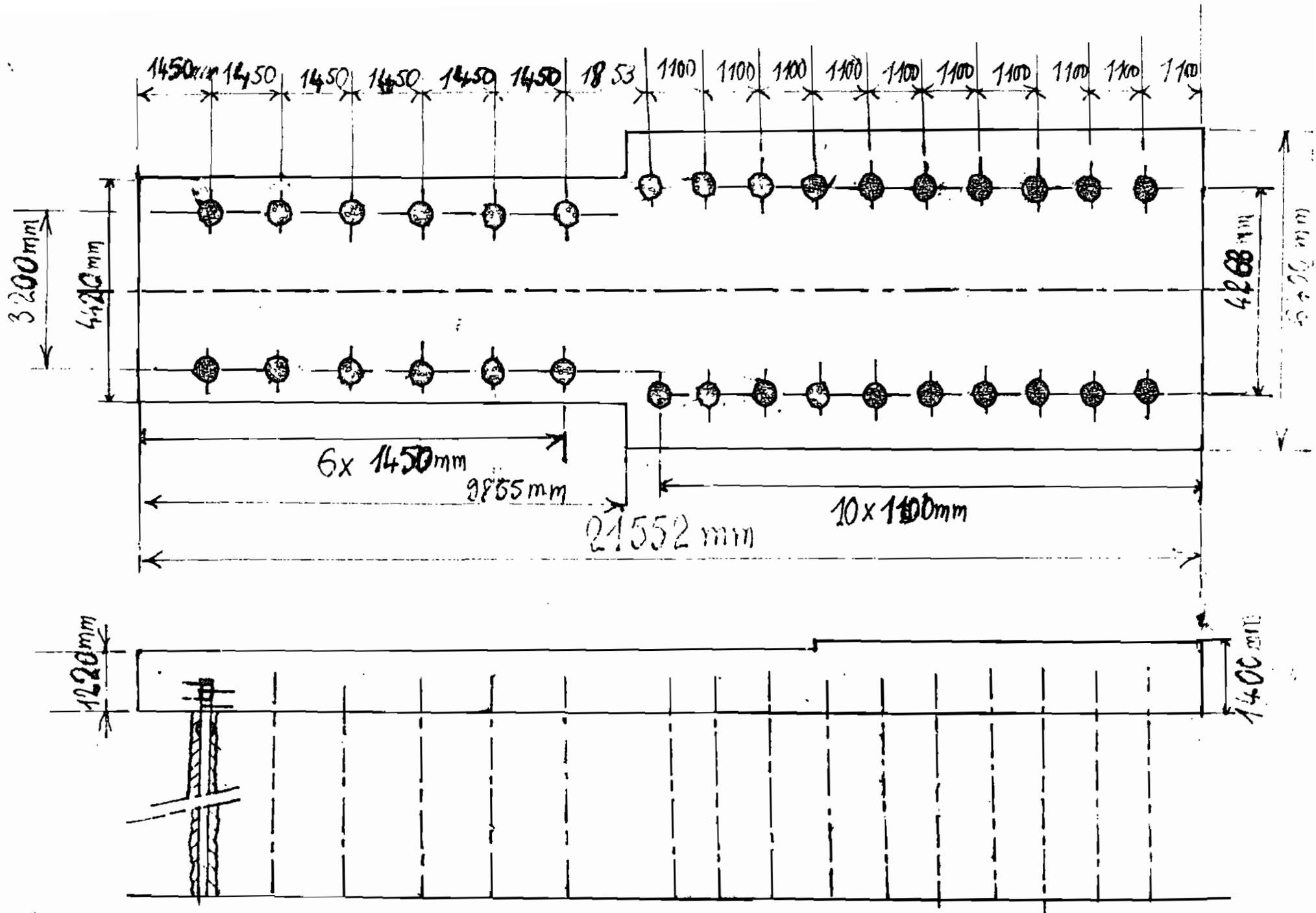


FIGURE 44: DISPOSITION DES PILEUX BATUS

= 4x =



Ech: 1: 100

FIGURE 4.5 : DISPOSITION DES MICROPIEUX

Les charges induites par la turbine en marche sont évidemment les plus grandes. Cependant, vu l'importance des vibrations, nous augmenterons à chacun des deux modes de fondation 6 éléments. Les figures 4.4. et 4.5. montrent la disposition des pieux dans le socle et leur espacement.

Avec l'augmentation du nombre de pieux, la charge reprise par pieu quand la machine est en marche, est présentée au tableau 4.4. :

Tableau 4.4. Détermination de la charge maximale reprise par pieu

	Charges côté turbine	Charges côté générateur
Micropieux : W_m	$\frac{1436,25}{6} = 239,4 \text{ kN}$	$\frac{2183,5}{10} = 218,35 \text{ kN}$
Pieux battus : W_a	$\frac{2124,28}{2 \times 5} = 212,4 \text{ kN}$	$\frac{3976,52}{2 \times 7} = 284 \text{ kN}$

4.3.4 : Effet de groupe des pieux

La théorie et les essais ont montré que la portance d'un groupe de pieux flottants, particulièrement dans les sols compressibles, est plus faible que le produit de la portance d'un pieu considéré isolément par le nombre de pieux du groupe (référence [2]).

La réduction apportée à chaque pieu dépend non seulement de la forme et de la dimension du groupe, mais aussi de la dimension, de l'espacement et de la longueur des pieux. Cette réduction ne s'applique pas pour les pieux travaillant en pointe. Lorsque la résistance de pointe et le frottement latéral agissent simultanément, la réduction s'applique simplement au deuxième terme.

Cette réduction est due au chevauchement des zones de compression tout autour de chaque pieu. Généralement, il est prouvé qu'un espacement d'au moins 10 % de la longueur des pieux est suffisant pour éviter la réduction et la plupart des effets dangereux.

Dans notre cas, nous pensons que l'effet de groupe est négligeable pour trois raisons principales :

- les pieux sont très espacés :

- au plan transversal, l'espacement minimum est 3,2 mètres soit 12,8 fois le diamètre du forage ou 40 % de la longueur du pieu;
- au plan longitudinal, le plus petit espacement est 1,524 mètre soit 6 fois le diamètre du forage ou 19 % de la longueur du pieu.

- la charge appliquée sur un pieu équivaut à 77 % de la capacité portante pour les micropieux et 71 % pour les pieux battus, ce qui constitue une réserve de capacité non négligeable;

- l'effort mobilisable sous le socle qui repose directement sur le sol a été négligé dans les calculs, ce qui fait une sécurité supplémentaire.

La prise en compte de ces facteurs exclut l'occurrence d'une interférence entre les bulbes de pression des pieux, pris individuellement.

4.3.5. Vérification des micropieux au flambement

La méthode utilisée ici est celle de **MANDEL** (Annales des Ponts et Chaussées 1936 - Publication **GOUVENOT** (ITBTP N° 24)).

Le calcul de la force critique de flambement se fera en considérant les hypothèses suivantes :

- pieu encasté aux deux extrémités : en effet, en tête les micropieux sont repris dans le socle et en pied, ils sont ancrés dans une marne dure.

- seule ne sera prise en compte que la section du tube d'acier; on néglige le coulis d'injection.

La force critique de flambement est donnée par la formule suivante :

$$F_c = \varphi \times F_e \quad (4.6)$$

avec $F_e = \sqrt{E \times I \times K\phi}$ (4.7)

où : $E =$ module de Young = 2000 T/cm²

$I =$ inertie du tube en cm⁴, le tube est de diamètre extérieur 101 mm, et de diamètre intérieur 92,6 mm.

$$I = \pi \frac{D^4 - d^4}{64} = 3,14 \frac{10,1^4 - 9,26^4}{64} \approx 150 \text{ cm}^4$$

La valeur approchée de $K\phi = 1,6E_p$ où E_p est le module pressiométrique

(valeur moyenne dans la zone compressible = 65 bars).

$$K\phi = 1,6 \times 65 = 104 \text{ bars} = 0,104 \text{ T / cm}^2$$

d'où $F_e = \sqrt{2000 \times 150 \times 0,104} = 176,6 \text{ T}$

La valeur de φ est obtenue à partir de la formule suivante :

$$\varphi = 2 + \frac{\pi^2}{\lambda^2} \left(1 - \frac{|\sin(2\lambda)|}{\lambda}\right)^2 \quad (4.8)$$

avec $\lambda = \frac{l}{le}$ (4.9)

l est la moitié de la hauteur compressible, soit $l = 2,25 \text{ m}$.

$$le = \sqrt[4]{\frac{EI}{K\phi}} = \sqrt[4]{\frac{2000 \times 150}{0,104}} = 41 \text{ cm}$$

d'où $\lambda = 5,4$.

En remplaçant les valeurs obtenues dans la formule (4.8), on obtient $\varphi = 2,3$.

d'où $F_c = 2,3 \times 176,6 = 406,2 \text{ T}$.

Avec un facteur de sécurité de 3, la capacité au flambement est :

$$F_{adm} = \frac{F_c}{3} = \frac{406,2}{3} = 135,4 \text{ T}$$

soit cinq fois la sollicitation effective.

Il n'y a donc aucune crainte quant au flambement.

4.3.6. Tassement des pieux

Les résultats des essais de chargement effectués en vraie grandeur par le laboratoire des *Ponts et Chaussées* sur une gamme de pieux dont le diamètre B est compris entre 0,3 et 1,5 m et la longueur de fiche entre 6 et 45 m, sous une charge de référence de $0,7 Q_c$, montrent que le tassement en tête de pieu n'exède que très rarement le centimètre. Ces résultats ont permis d'établir des règles simples pour estimer dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7 Q_c$:

- pour les pieux forés :

$$S_{\text{ref}} = 0,006B = 0,006 \times 220 = 1,32 \text{ mm}$$

avec des valeurs extrêmes de $0,003B$ et $0,010B$; soient respectivement 0,66 mm et 2,2 mm.

- pour les pieux battus :

$$S_{\text{ref}} = 0,009B = 0,009 \times 250 = 2,25 \text{ mm}$$

avec des valeurs extrêmes de $0,008$ et $0,012B$; soient respectivement 2 mm et 3 mm.

Ces résultats confirment que les tassements des fondations sur pieux sous charges usuelles ne constituent généralement pas un paramètre de calcul pour la plupart des structures.

Il existe évidemment plusieurs méthodes d'estimation des tassements, mais les résultats obtenus sont généralement dispersés.

Nous utiliserons la méthode de *CASSAN* pour estimer le tassement des pieux de la fondation de la turbine à gaz. La procédure de calcul sera présentée à l'annexe 3.

La formule de base pour le tassement s'écrit selon *CASSAN* :

$$Y_0 = \frac{4 \times P}{\pi \times D} \times \frac{1 + \frac{R}{a \times D \times E_b} \text{th}(ah)}{R + a \times D \times E_b \times \text{th}(ah)} \quad (4.10)$$

$$\text{avec } a^2 = \frac{4 \times B}{D \times E_b} \quad (4.11)$$

Y_0 = tassement en tête du pieu;

P = charge en tête du pieu;

D = diamètre du pieu;

E_b = module d'élasticité du pieu;

h = longueur du pieu;

R est le terme de pointe: pour un sol de coefficient de poisson 0,33, R est approximé par $4,5E$ pour les pieux forés (R_f) et $13,5E$ pour les pieux battus (R_b) avec E désignant le module pressiométrique ($E = 180$ bars).

$$R_f = 4,5 \times 180 = 810 \text{ bars, soit } 81 \text{ N/mm}^2$$

$$R_b = 13,5 \times 180 = 2430 \text{ bars, soit } 243 \text{ N/mm}^2.$$

B est le terme de frottement latéral: il est approximé par $0,42E$ (B_f) pour les pieux forés et $1,25E$ pour les pieux battus (B_b).

$$B_f = 0,42 \times 180 = 75,6 \text{ bars, soit } 7,56 \text{ N/mm}^2$$

$$B_b = 1,25 \times 180 = 225 \text{ bars, soit } 22,5 \text{ N/mm}^2.$$

Le module de déformation du pieu sera déterminé en considérant le tube d'acier et le coulis de ciment ou le béton. Nous prendrons alors comme module d'élasticité celui du béton armé : $E_b @ 40 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ soit 40000 N/mm^2

A partir de la relation (4.11), on détermine a :

$$\text{- pour les micropieux : } a^2 = \frac{4 \times 7,56}{220 \times 40000} = 3,44 \cdot 10^{-6} \Rightarrow a = 0,0018$$

$$\text{- pour les pieux battus : } a^2 = \frac{4 \times 22,5}{250 \times 40000} = 9 \cdot 10^{-6} \Rightarrow a = 0,003$$

Nous continuerons de prendre comme longueur des pieux, la longueur d'ancrage dans les marnes, soient 6 m pour les micropieux et 4,5 m pour les pieux battus. En remplaçant par leurs valeurs les termes de la formule (4.10), nous obtenons les tassements en tête de pieux, soient:

- pour les micropieux :

$$Y_0 = \frac{4 \times 239,4 \cdot 10^3}{\pi \times 220} \times \frac{1 + \frac{81}{0,0018 \times 220 \times 40000} th(0,0018 \times 6)}{81 + 0,0018 \times 220 \times 40000 \times th(0,0018 \times 6)} = 5,5mm$$

- pour les pieux battus :

$$Y_0 = \frac{4 \times 287,25 \cdot 10^3}{\pi \times 250} \times \frac{1 + \frac{243}{0,003 \times 250 \times 40000} th(0,003 \times 4,5)}{243 + 0,003 \times 250 \times 40000 \times th(0,003 \times 4,5)} = 2,26mm$$

Les résultats trouvés montrent que les tassements sont très négligeables.

4.4. Analyse dynamique des fondations

Les fondations des machines alternatives (compresseurs, turbines, etc.) sont soumises à des vibrations résultant de forces excentriques, à fréquences variables dans le temps et dans la durée. Ces efforts dynamiquement non équilibrés, peuvent causer des nuisances aux personnes et des dégâts aux équipements, si leur fréquence coïncide avec celle du système machine-fondation-sol (résonance).

Dés lors, il devient impératif pour le géotechnicien, de dimensionner ses fondations en évitant la résonance avec une sécurité convenable.

4.4.1. Description de l'équipement

Sommairement, la machine en question est une turbine à réaction multi-étages actionnée par des gaz chauds d'un générateur de gaz à flux axial, composée de compresseurs multi-étages entraînés par des turbines à réaction multi-étages.

L'équipement est composé:

- d'un compresseur basse pression et d'une turbine basse pression, tournant à 6000 tr/min;
- d'un compresseur haute pression et d'une turbine haute pression, tournant à 9000 tr/min;
- d'une turbine libre tournant à 3000 tr/min.

Il n' y a pas de contact direct entre ces trois composantes de la turbine.

Les efforts excentriques induites par ces éléments en rotation sont:

- une force centrifuge due à la charge excentrique du compresseur (525 kN) qui agit en toute direction dans le plan du palier avant (voir figure 3.3.) avec une fréquence de 6000 tr/min;

- une force centrifuge due à la charge excentrique de la turbine (889,6 kN) qui agit en toute direction dans le plan du palier arrière (voir figure 3.2.) avec une fréquence de 3000 tr/min:

Les points d'application de ces efforts uniformément distribués sont représentés à la figure 4.6. :

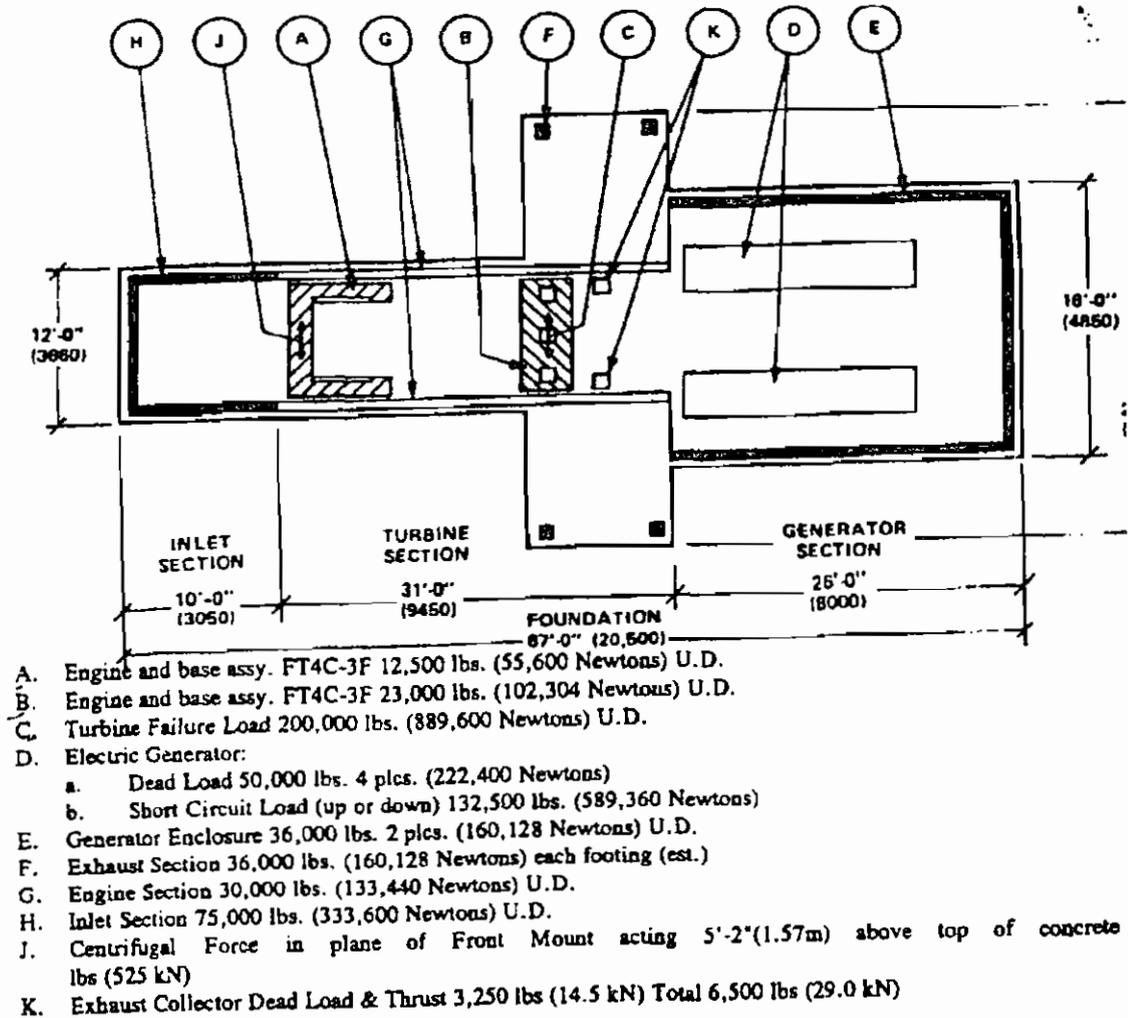


Figure 4.6: Plan des charges

Ces charges excentriques ne sont pas coïncidentes. La plus critique pour l'équipement est la seconde, qui d'ailleurs correspond à la charge de rupture de la turbine. Elle sera considérée pour l'analyse des vibrations de la fondation.

4.4.2. Caractéristiques dynamiques du sol et des pieux

Il s'agit de déterminer le coefficient d'amortissement C_z et la constante de ressort K_z , en utilisant les propriétés élastiques du sol et des matériaux constitutifs des pieux.

4.4.2.1. Caractéristiques du sol

Ce sont :

- le poids spécifique du sol (voir Annexe 1) : $= 19 \text{ kN/m}^3$;
- le coefficient de poisson μ , estimé à 0,33 pour les marnes calcaires (référence [6]) ;
- le module de déformation, obtenu à partir des résultats de l'essai préssiométrique :
 $E = 18000 \text{ kN/m}^2$;
- le module de cisaillement G , calculé à partir de E et μ :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{18000}{2(1+0,33)} = 6767 \text{ kN/m}^2$$

4.4.2.2. Caractéristiques des pieux

Les pieux étant constitués de tubes d'acier enrobés de coulis pour les micropieux et remplis de béton pour les pieux battus, nous pouvons a priori utiliser les caractéristiques élastiques moyennes du béton armé, bien que cela s'avère trop sécuritaire.

Pour les pieux, nous considérerons les valeurs suivantes:

- $E_p = 40.10^6 \text{ kN/m}^2$;
- $= 25 \text{ kN/m}^3$;
- $\mu = 0,2$;
- $G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{40.10^6}{2(1+0,2)} = 16,7.10^6 \text{ kN/m}^2$

4.4.2.3. Calcul de K_z et de C_z

L'analyse des vibrations de fondations sur pieux à été particulièrement développée par le professeur *M. NOVAK* de l'université d'Ontario, au Canada (référence [4]).

La théorie de base pour les vibrations dans un plan vertical, est basée sur l'équation suivante:

$$G (S_{w,1} + iS_{w,2}) \times w(z,t) = F(t) \quad (4.12), \quad \text{avec } i^2 = -1 .$$

Les paramètres $S_{w,i}$ dépendent du coefficient de poisson et de $x_0 = a_0 \sqrt{q} = \frac{r_0 w \sqrt{q}}{v_s}$,

où $q = \frac{1 - 2\mu}{2 - 2\mu}$. Ils sont très complexes et font intervenir les fonctions de *Bessel*

d'ordre 0 et 1, en fonction de a_0 et x_0 . On recourt le plus souvent à l'analyse numérique et l'informatique pour les calculer.

Des solutions ont été apportées pour des pieux encastrés en tête et libre ou encastrés en pied. Elles convergent pour $\frac{L}{r_0} > 25 \text{ à } 30$, où r_0 désigne le rayon effectif du

pieu.

Calculons d'abord les différents paramètres énumérés ci-dessus:

$$\frac{L}{r_0} = \frac{6}{0,11} = 54 > 30 \text{ pour les micropieux ;}$$

$$\frac{L}{r_0} = \frac{4,5}{0,125} = 36 > 30 \text{ pour les pieux battus ;}$$

$$\text{La vitesse de design est : } w = \frac{3000 \times 2\pi}{60} = 314,2 \text{ rad / s}$$

La vitesse de l'onde de cisaillement dans le sol est donnée par :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} = \sqrt{\frac{6767 \times 9.81}{19}} = 59,1 \text{ m / s.}$$

= 58 =

La vitesse de l'onde de cisaillement dans le pieu est donnée par :

$$V_p = \sqrt{\frac{E_p}{\rho_p}} = \sqrt{\frac{40.10^6 \times 9,81}{25}} = 3962 \text{ m/s.}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \frac{59,1}{3962} = 0,015$$

$$\frac{\rho_s}{\rho_p} = \frac{\gamma_s}{\gamma_p} = \frac{19}{25} = 0,76 \approx 0,7$$

$$-x_0 = a_0 \sqrt{q} = \frac{r_0 w \sqrt{q}}{v_s} = \frac{0,11 \times 314,2 \times \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,33}{2 - 2 \times 0,33}}}{59,1} = 0,29 \approx 0,3 \text{ pour les micropieux}$$

$$-x_0 = a_0 \sqrt{q} = \frac{r_0 w \sqrt{q}}{v_s} = \frac{0,125 \times 314,2 \times \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,33}{2 - 2 \times 0,33}}}{59,1} = 0,33 \approx 0,3 \text{ pour les pieux battus.}$$

Le tableau 4.5 conçu pour des pieux en béton avec $\frac{\rho_s}{\rho_p} = 0,7$, $\frac{L}{r_0} = 30$, $a_0 = 0,3$

et $= 0,33$ donne les variables $f_{18,1}$ et $f_{18,2}$ qui permettront de calculer la constante de ressort K_z et le coefficient d'amortissement C_z , à partir des relations

suivantes :

$$\begin{aligned} K_z &= \frac{EA}{r_0} f_{18,1} \\ C_z &= \frac{EA}{V_s} f_{18,2} \end{aligned} \quad (4.13)$$

Tableau 4.5: Détermination des valeurs de $f_{i,j}$ (référence [4])

Novak's $f_{i,j}$ values for an intermediate value of $\mu = 0.33$ for a concrete pile with $\rho/\rho_p = 0.1$

Values from author's computer program based on Novak (1974) and Novak and Howell (1977) Value $f_{12,1}$ are for torsion and using author's identification

Fixed parameters: $L/r_0 = 30$, $a_0 = 0.3$ and for torsion $\beta = 0.10$, $\mu = 0.33$.

V_s/V_c	Stiffness					Damping				
	$f_{8,1}$	$f_{7,1}$	$f_{6,1}$	$f_{11,1}$	$f_{12,1}$	$f_{18,2}$	$f_{7,2}$	$f_{9,2}$	$f_{11,2}$	$f_{12,2}$
0.01	0.034	0.199	-0.019	0.004	0.045	0.002	0.136	-0.028	0.008	0.002
0.02	0.035	0.282	-0.038	0.010	0.072	0.007	0.198	-0.056	0.023	0.007
0.03	0.037	0.345	-0.057	0.018	0.105	0.016	0.245	-0.084	0.043	0.011
0.04	0.040	0.398	-0.076	0.027	0.139	0.027	0.283	-0.112	0.066	0.015
0.05	0.044	0.445	-0.095	0.038	0.174	0.041	0.314	-0.141	0.092	0.019
0.06	0.049	0.448	-0.114	0.050	0.208	0.055	0.346	-0.169	0.122	0.022

A partir du tableau 4.3, on interpole pour $\frac{V_s}{V_p} = 0,015$ entre $\frac{V_s}{V_p} = 0,01$ et $0,02$ pour

déterminer $f_{18,1}$ et $f_{18,2}$:

$$f_{18,1} = 0,0345 :$$

$$f_{18,2} = 0,0045 .$$

On peut calculer maintenant K_z et de C_z pour un pieu :

$$K_{z,1} = \frac{EA}{r_0} f_{18,1} = \frac{40 \cdot 10^6 \times 3,14 \times 0,11^2}{0,11} \times 0,0345 = 476894 \text{ kN/m}$$

pour un micropieu

$$C_{z,1} = \frac{EA}{V_s} f_{18,2} = \frac{40 \cdot 10^6 \times 3,14 \times 0,11^2}{59,1} \times 0,0045 = 116 \text{ kN/m.s}$$

$$K_{z,2} = \frac{EA}{r_0} f_{18,1} = \frac{40 \cdot 10^6 \times 3,14 \times 0,125^2}{0,125} \times 0,0345 = 541925 \text{ kN/m}$$

pour un pieu battu.

$$C_{z,2} = \frac{EA}{V_s} f_{18,2} = \frac{40 \cdot 10^6 \times 3,14 \times 0,125^2}{59,1} \times 0,0045 = 149,5 \text{ kN/m.s}$$

Les pieux sont disposés de telle sorte que le rapport d'espacement $\frac{S}{d}$ soit supérieur

à 5, la constante de ressort totale et le coefficient d'amortissement global sont

obtenus en multipliant les valeurs unitaires par le nombre de pieux :

$$\begin{aligned} - K_{z,j} &= 32 \times 476894 = 15260608 \text{ kN/m} \\ - C_{z,j} &= 32 \times 116 = 3712 \text{ kN/m.s} \end{aligned} \quad \text{pour les micropieux;}$$

$$\begin{aligned} - K_{z,j} &= 24 \times 541925 = 13006200 \text{ kN/m} \\ - C_{z,j} &= 24 \times 149,5 = 3588 \text{ kN/m.s} \end{aligned} \quad \text{pour les pieux battus;}$$

4.4.2.4. Calcul de l'amplitude des vibrations

L'amplitude des vibrations est obtenue en appliquant la formule suivante :

$$Z = \frac{F_0}{\sqrt{(K_{z,j} - m\omega)^2 + (C_{z,j}\omega)^2}} \quad (4.14)$$

- $F_0 = 889,6 \text{ kN}$ est l'effort dynamique.

- m représente la masse totale de l'ensemble machine-fondation :

$$m = \frac{5531,28}{9,81} = 563,84 \text{ kN.s}^2 / \text{m}.$$

En remplaçant les termes de l'équation (4.14) par leurs valeurs respectives, on obtient:

- pour les micropieux : $Z = 0,06 \text{ mm}$;

- pour les pieux battus : $Z = 0,07 \text{ mm}$.

Généralement, pour les machines dont la fréquence est supérieure à 1800 tr/min, la

limite de l'amplitude de vibration est fixée à $\frac{45000}{f^2} = \frac{45000}{3000^2} = 0,005 \text{ cm} = 0,05 \text{ mm}$.

Pour être conforme à la limite définie ci dessus, nous devons soit augmenter la masse du socle de béton, soit augmenter le nombre de pieux.

En choisissant la seconde alternative et en fixant Z à $0,05 \text{ mm}$, la résolution de l'équation 4.14 indique qu'il faut 38 micropieux ou 33 pieux battus. Ce qui diminuera davantage la charge par pieu et les tassements qui étaient d'ailleurs négligeables.

Le design étant fait sur la base de pieux en béton armé, nous pouvons prévoir des déformations plus faibles en comptant sur la forte inertie de l'acier et ses propriétés élastiques très grandes par rapport à celles du béton armé.

La figure 4.7. montre les amplitudes des déplacements en fonction de la fréquence et des critères d'acceptabilité pour les personnes et les machines.

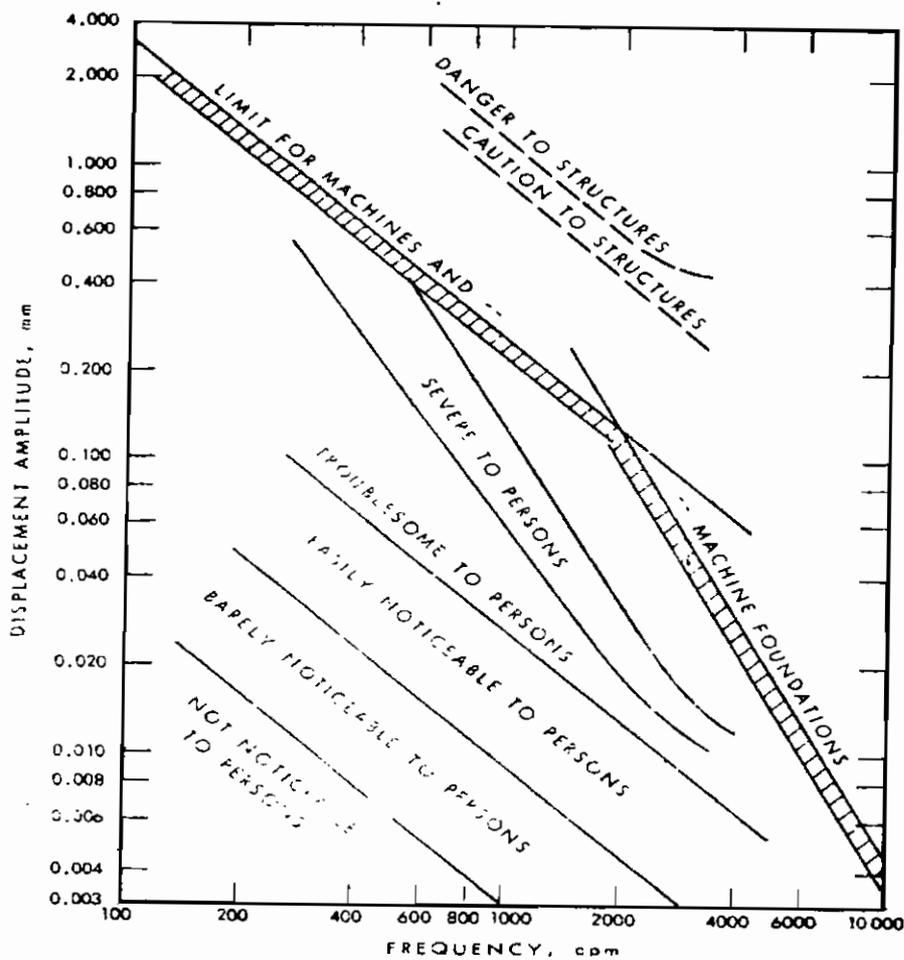


Figure 4.7. Amplitude des déplacements en fonction de la fréquence. (référence [7])

4.4.2.5. Calcul de la fréquence propre du système

La fréquence propre est déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_z}{m}} \quad (4.15)$$

En remplaçant les différents termes par leurs valeurs respectives, nous obtenons :

$$\text{- pour les micropieux : } f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{38 \times 476894}{563,84}} = 1712 \text{tr / min}$$

$$\text{- pour les pieux battus : } f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{33 \times 541925}{563,84}} = 1701 \text{tr / min}$$

$$\frac{f_n}{f} = \frac{1712}{3000} = 0,57 .$$

Il serait souhaitable d'éviter des fréquences relatives comprises entre 0,5 et 1,5 pour ne pas trop s'approcher de la résonance et risquer d'obtenir une grande amplitude de vibration. Cependant, la différence observée entre la fréquence relative calculée (0,57) et la limite inférieure suggérée (0,5) est très faible, et même serait moindre si les propriétés élastiques réelles des pieux étaient utilisées dans la vérification des effets dynamiques.

CHAPITRE 5:

Etude d'exécution des fondations et évaluation financière.

5.1. Introduction

L'exécution correcte de travaux de fondations est essentielle dans la tenue de toute construction pour deux raisons essentielles:

- le calcul de la portance d'un pieu tient compte de son mode opératoire;
- le meilleur moyen d'assurer ou d'améliorer la force portante d'un pieu est de veiller à une exécution correcte du travail de mise en oeuvre.

5.2. Exécution des micropieux

L'emplacement de chaque pieu matérialisé sur le sol, est obtenu par un piquetage précis au moyen d'appareils optiques (théodolite, etc.).

Le principe d'exécution des pieux forés est simple: creuser l'emplacement du pieu (forage) en extrayant les terres, mettre en place le tubage, puis remplir le trou de béton.

Le forage sera exécuté au tricone 8" 1/2 (220 mm) sous boue bentonitique.

Après, le tube armature muni de centreurs sera mis en place à l'aide d'une grue ou d'un treuil, avec lançage simultané à l'eau claire pour le forage. Le coulis de ciment de composition suivante par m³ :

- 1200 kg de ciment CHF (l'eau de la nappe est saumâtre);
- 590 litres d'eau;

sera alors injecté par l'intermédiaire du tube armature, jusqu'à apparition d'un coulis sain en surface.

Lors du terrassement, une attention particulière devrait être portée à la présence des micropieux, qui doivent être dégagés de leur gangue de coulis avant la mise en place du béton de propreté. Des cavaliers pourront alors être soudés sur les pieux afin d'assurer une meilleure liaison pieux-radier.

Les photos 5.1. à 5.5. prises lors de la réalisation des fondations de la turbine à gaz n° 3 au Cap des Biches, montrent les différentes phases d'exécution des micropieux.



FIGURE 5.1 : Injection des micropieux

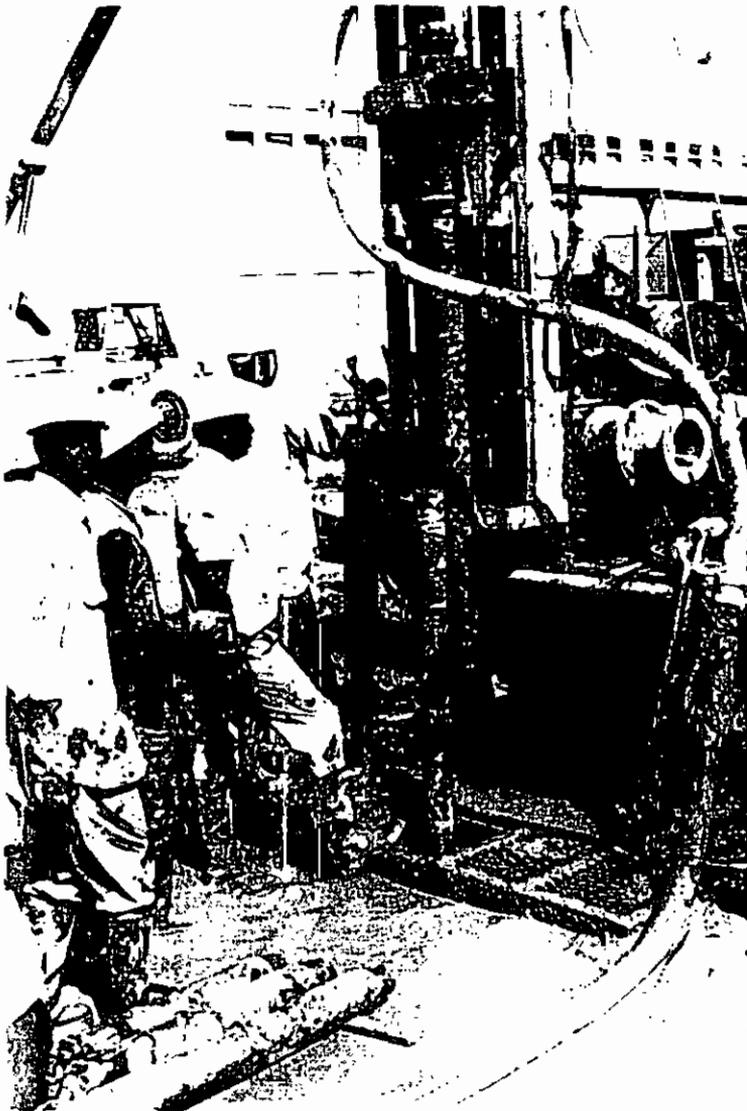


FIGURE 5.2 : Phase de forage

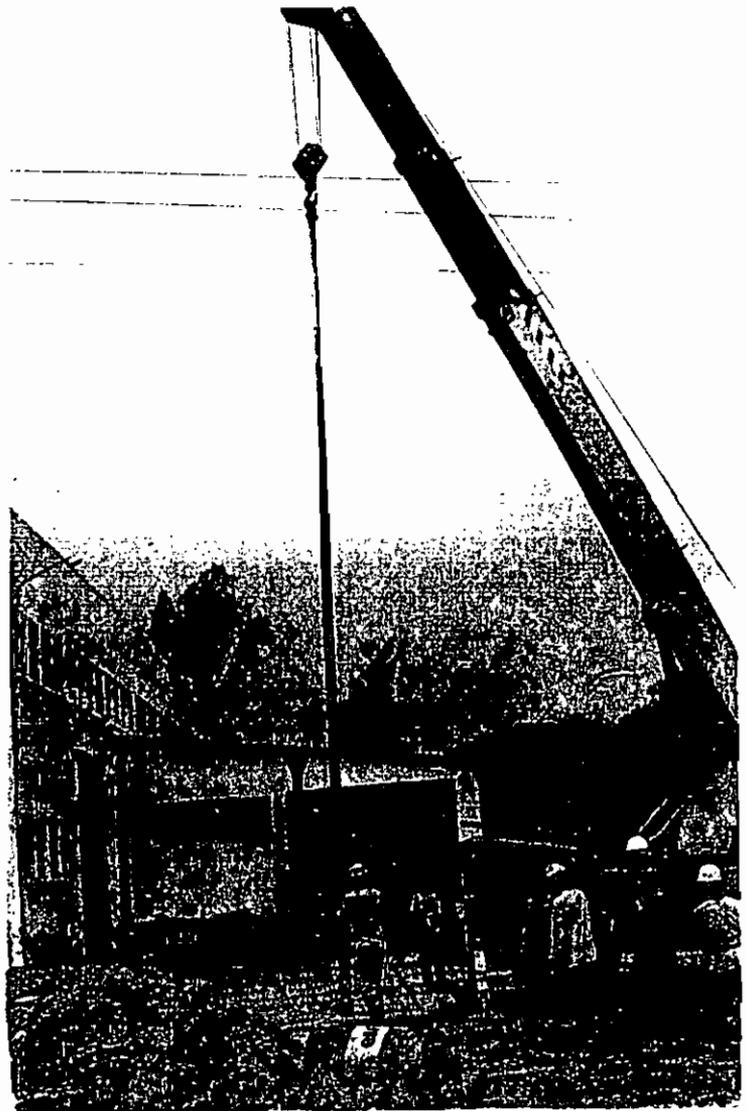


FIGURE 5.3 : Mise en place de l'armature
du micropieu

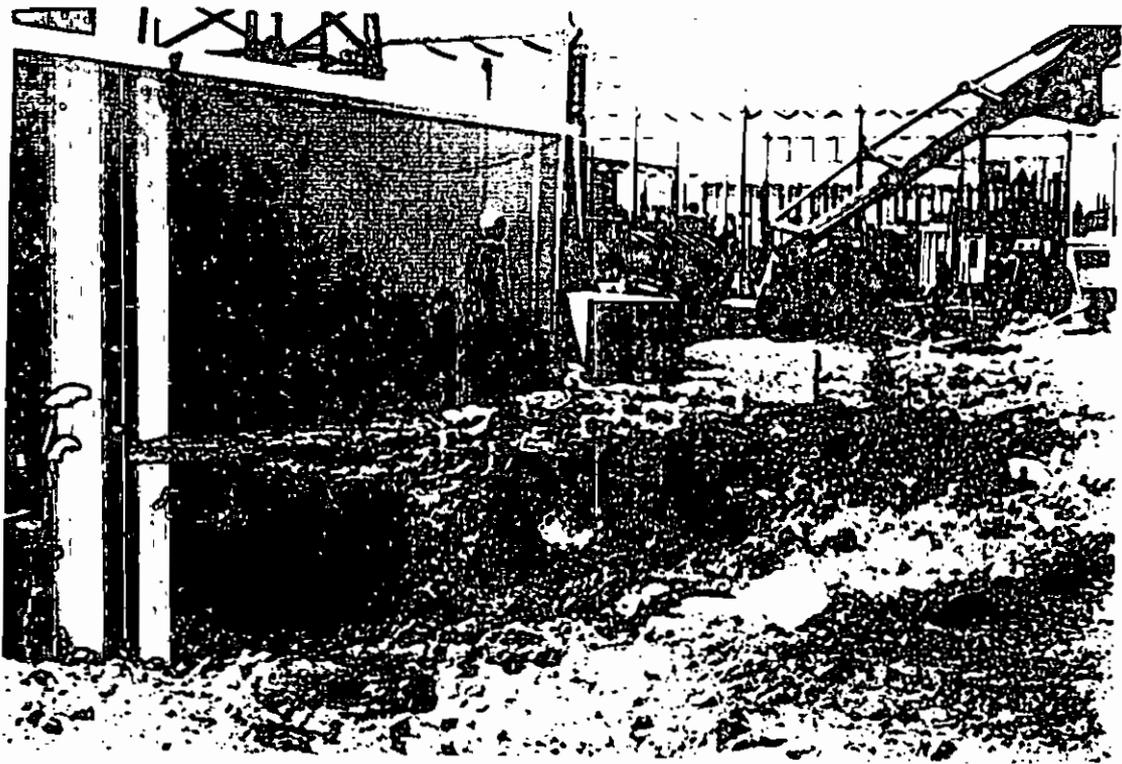


FIGURE 5.4 : Récepape des micropieux

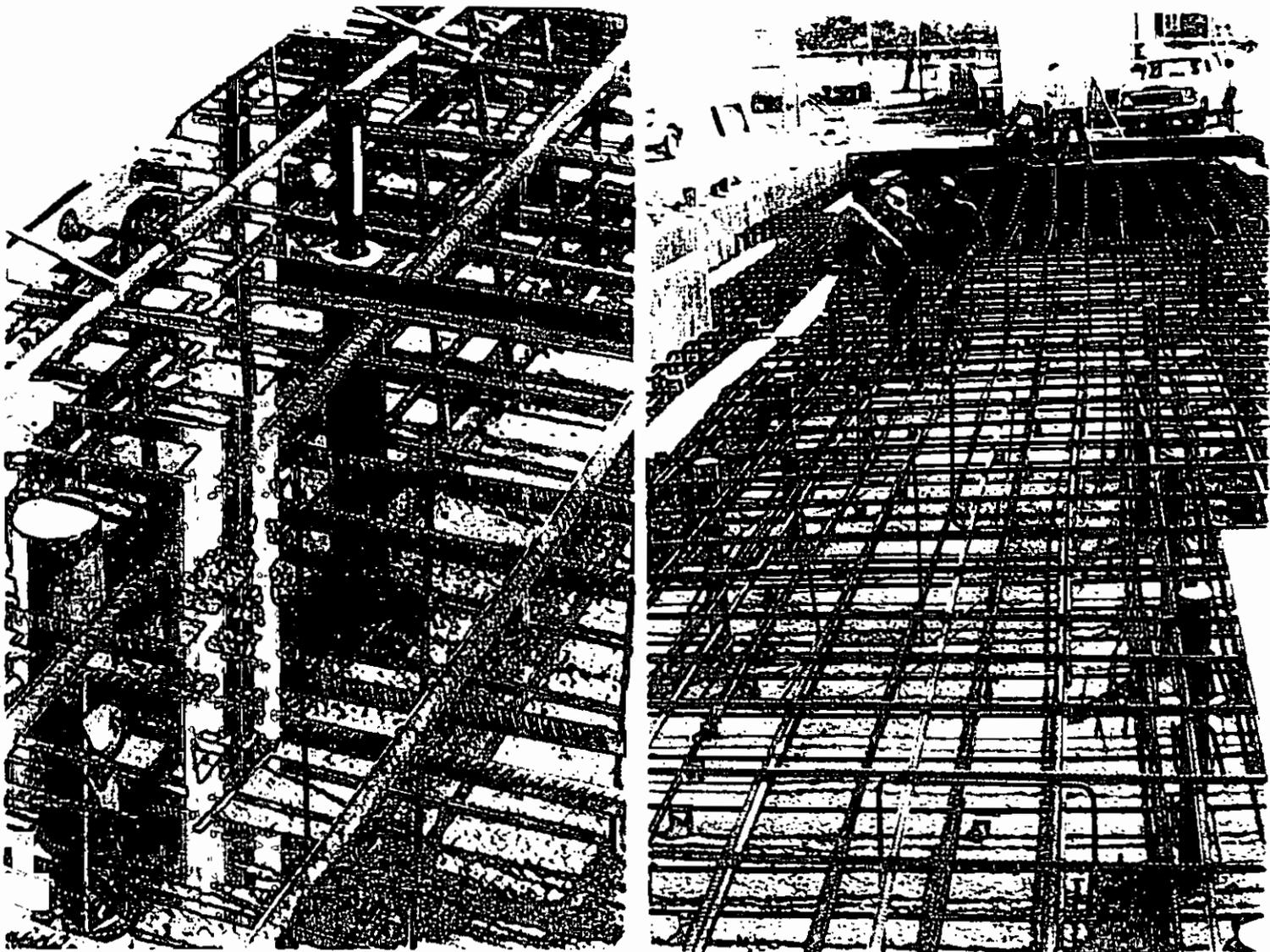


FIGURE 5.5 : Vue d'ensemble des micropieux et du ferailage du socle de l'éton après récepape

5.3. Exécution des pieux battus

Après la mise en place des piquets matérialisant l'emplacement des pieux, on peut commencer l'opération de battage qui consiste à enfoncer le pieu en frappant la tête protégée par un casque au moyen d'un marteau, d'une masse plus ou moins lourde, appelée mouton, et cela jusqu'à ce que le refus imposé soit obtenu. Il est préférable de commencer le battage à partir du centre de l'emprise de l'ouvrage vers la périphérie pour que les efforts de battage n'aient pas d'influence négative sur les pieux déjà mis en place.

Le chef de chantier devra tenir à jour un carnet de battage, mentionnant les informations suivantes pour chaque pieu:

- numéro , longueur du pieu;
- sonnette et mouton utilisés (poids et hauteur de chute);
- enfoncement mesuré pour chaque volet de 10 ou 20 coups de mouton;
- longueur totale de la fiche;
- les incidents éventuels survenus en cours de battage.

Lorsque des difficultés de pénétration des pieux se posent dans les sables en particulier, on peut permettre le lançage qui consiste à injecter près de la pointe de l'eau sous pression. Le lançage doit être arrêté quelques mètres avant la fin du battage pour obtenir un refus.

Enfin, après terrassement, l'extrémité supérieure des pieux battus doit être recépée (élimination des zones fortement sollicitées lors du battage).

Nous pouvons remarquer que les micropieux sont plus faciles d'exécution et peuvent être utilisés dans des endroits réduits contrairement aux pieux battus qui utilisent souvent de gros engins dont les vibrations en cours de battage peuvent engendrer beaucoup de dommages.

5.4. Évaluation financière des fondations

Les dépenses estimées et définitives font partie intégrante de la technique et doivent être toujours confrontées avec les qualités techniques des différents types de pieux choisis, qui dans notre cas, sont des pieux battus ou des micropieux.

La coupe géologique du terrain permettrait d'atteindre des rendements de l'ordre de six micropieux par jour ou de cinq pieux battus par jour avec un matériel moyennement performant. Ce qui conduirait à une durée d'exécution de neuf jours pour chacun des deux choix, si l'on compte deux jours et demi de récépage. ces estimation s'appuient sur une journée de travail normal, c'est à dire huit heures.

Les quantités et prix unitaires suivants seront considérés pour le calcul des déboursés:

- machine de battage

- une grue support: 45000 F/h;
- un mouton de battage Delmag (diésel) : 25000 F/h;
- un groupe de soudure : 5000 F/h;

- fournitures

- tubes métalliques : 450 F/kg;
- acier tor : 750 F/kg;
- béton de remplissage : 80000 F/m³;

- Personnel

- un chef de chantier : 4000 F/h;
- un chef grutier : 2000 F/h;
- un chef batteur : 800 F/h;
- huit manoeuvres : 300 F/h.manoeuvre;

- forage

- machine de forage : 43750 F/h;
- centrale d'injection : 10000 F/h;
- grue de manutention : 25000 F/h.

- Option pieux battus (longueur de 8 m)

- volume de béton = $\frac{0,25^2 \times \pi \times 8}{4} = 0,393 m^3$

La masse de l'armature est obtenue en multipliant sa densité, par sa longueur et sa section.

- armature (tube de densité 7,85 kg/m³) :

$$M = 8 \times 7,85 \times 4850.10^{-6} = 305 \text{ kg}$$

- armature (acier tor) : 80 kg

- Option micropieux (longueur de 9,5 m)

- volume du coulis de ciment = $\frac{0,22^2 \times \pi \times 9,5}{4} = 0,361 m^3$

- armature (tube de densité 7,85 kg/m³) = $9,5 \times 7,85 \times 2450.10^{-6} = 183 \text{ kg}$

Nous allons compiler ces données dans les tableaux 5.1. et 5.2. afin d'évaluer les déboursés secs.

Tableau 5.1. :Option pieux battus

Désignation	Unité	Quantité	Prix
<u>Machine</u>			
- grue support	F/h	1	45000
- mouton de battage	F/h	1	25000
- groupe de soudure	F/h	1	5000
<u>Personnel</u>			
- chef de chantier	U	1	4000
- chef grutier	U	1	2000
- chef batteur	U	1	800
- soudeur	U	1	400
- manoeuvres	U	8	300
Coût horaire			83730

- coût du pieu : $\frac{8}{5} \times 83730 = 133970 \text{ F}$

- coût du béton : $0,393 \times 80000 = 31440 \text{ F}$

- coût de l'armature du tube : $305 \times 510 = 155550 \text{ F}$

- Coût de l'armature tor : $80 \times 750 = 60000 \text{ F}$

Total à déboursier pour un pieu = 380960 F

Total à déboursier pour les 33 pieux = 12571680 F

Tableau 5.2. :Option Micropieux

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire
<u>Machine</u>			
- machine de forage	F/h	1	43750
- centrale injection	F/h	1	10000
-grue manutention	F/h	1	25000
- groupe de soudure	F/h	1	5000
<u>Personnel</u>			
- chef de chantier	U	1	4000
- chef grutier	U	1	2000
- soudeur	U	1	400
- manoeuvres	U	8	300
Coût horaire			91680

- coût du pieu : $\frac{8}{6} \times 91680 = 122240 \text{ F}$

- coût du béton : $0,361 \times 80000 = 28880 \text{ F}$

- coût de l'armature du tube : $183 \times 510 = 93330 \text{ F}$

Total à déboursier pour un pieu = 244450 F

Total à déboursier pour les 38 micropieux = 9289100 F

Nous voyons que les déboursés pour réaliser les pieux battus sont supérieurs à ceux nécessaires pour réaliser les micropieux. En choisissant l'option micropieux, il en résulte une économie appréciable de **3.282.580 FCFA.**

Conclusions et recommandations

L'étude réalisée à travers ce projet prouve que l'effet des vibrations a une influence non négligeable sur la stabilité des massifs de fondations sur pieux.

Le premier design réalisé pour le compte de la SENELEC par le bureau d'études américain " Loomis and Loomis Inc. " ne s'est malheureusement pas apesanti sur cet aspect et de ce fait, risquait d'entraîner un sous-dimensionnement évident.

En effet, il était prévu la mise en place de 24 pieux battus ancrés en tête dans un socle de béton et en pieds dans une couche apte à reprendre les charges de l'ensemble turbine-générateur. L'étude a révélé que cette disposition ne tenait compte essentiellement que de l'aspect statique du problème et, si aujourd'hui elle s'était réalisée telle quelle, elle aurait induit des dommages importants à la SENELEC:

- déformations excessives (0,07 mm) supérieures à la limite permise dans ce cas (0,05 mm) :
- durée de vie de la machine réduite sans compter les nuisances qu'engendreraient les vibrations sur les personnes, les ouvrages voisins et les aléas liés au battage (faux refus, coûts élevés par rapport aux micropieux, et répercussion néfaste sur les constructions voisines pour ne citer que celles-là.);

Les incidences de ces facteurs évaluées économiquement auraient engendré un manque à gagner important à la SENELEC, ce qui serait insensé compte tenu de l'état actuel des connaissances.

Heureusement, l'expérience a une fois de plus servi en substituant cette solution par une autre. Toutefois cette dernière intervention a conduit à un léger surdimensionnement .

En effet, la turbine repose actuellement sur un massif supporté par 48 pieux disposés 2 à 2 sur 4 lignes créant ainsi une forte inertie, et il est remarquable qu'à la centrale de Cap des Biches, que c'est presque le seul endroit, où l'on ne sent pas trop l'effet des vibrations.

Notre étude a confirmé cette alternative, bien sûr avec moins de pieux (38) disposés sur deux lignes (voir figure 6.1), soit 10 pieux de moins que ce qui est actuellement réalisé .

Les déformations engendrées dans ce cas sont très acceptables et le risque de résonance carrément écarté.

Nous voyons donc que les micropieux présentent des avantages certains dont :

- leur facilité d'exécution et la possibilité de travailler dans des espaces très réduits;
- l'adaptabilité du matériel à d'autres travaux de fondation;
- l'économie, en particulier par rapport aux pieux battus.

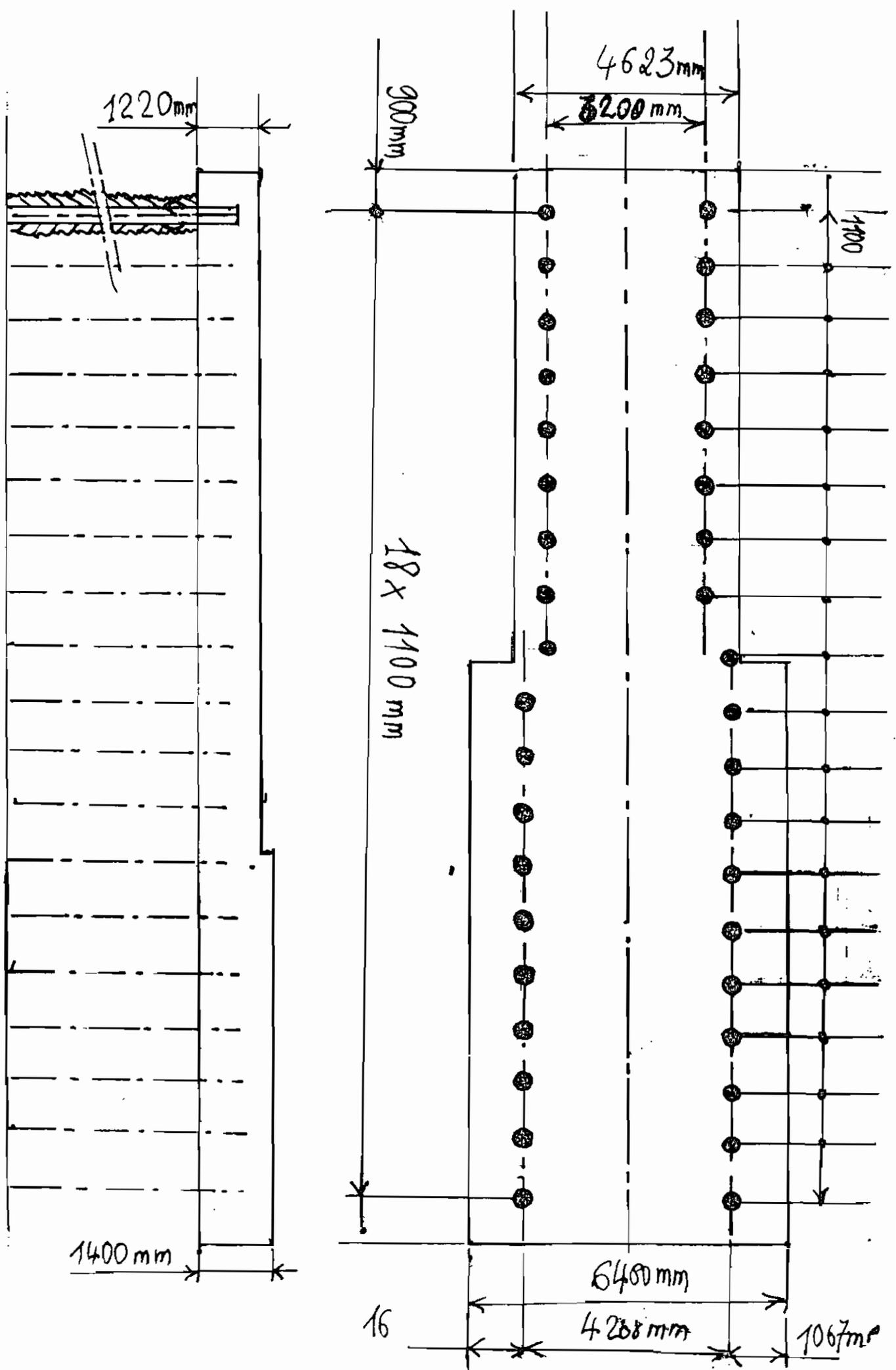
C'est dire donc, que dans un cas aussi contraignant, ce mode de fondation spéciale est techniquement et économiquement meilleur, en d'autres termes, plus approprié que la mise en oeuvre de pieux battus. Voilà pourquoi, nous pensons que l'utilisation des micropieux doit être vulgarisée davantage, car offrant de larges possibilités.

Toutefois, il serait souhaitable d'étendre la présente étude au dimensionnement structural du socle en béton armé dont les dimensions sont déjà proposées ici, en tenant compte des vibrations.

En plus, le design actuel pourrait être amélioré en initiant un programme d'ordinateur fondé sur l'approche de **NOVAK** (référence [4]). Ce qui permettrait de simuler le comportement dynamique de différents types de matériaux utilisables en fondations, et suivant les six degrés de liberté .

Ech: 1:100

Figure S.1: Disposition définitive des micropieux



BIBLIOGRAPHIE

- [1] OLIVIER, Emile. SOLS ET FONDATIONS, Paris, 5^e éd., ESF 1979 - 363p.
- [2] G. A., LEONARDS. LES FONDATIONS, Paris, DUNOD 1968 - 1106p.
- [3] ZAVEN, Davidian. PIEUX ET FONDATIONS SUR PIEUX, Paris, EYROLLES 1969 - 192p.
- [4] BOWLES, Joseph E. FOUNDATIONS ANALYSIS AND DESIGN, U.S.A., 4^e éd. - 1004p.
- [5] Jacquart et P. Berthelot. MECANIQUE DES SOLS ET FONDATIONS PROFONDES, Paris, STAGE DSS 10, 17 et 18 Mai 1994. - 180p.
- [6] BRAJA M. Das. FUNDAMENTALS OF SOIL DYNAMICS, Elsevier Science publishing Co, Inc. New york 10017. - 399p.
- [7] CANADIAN FOUNDATIONS ENGINEERING MANUEL, The Canadian geotechnical Society, 1985, second edition.
- [8] Projet de Fascicule 62 - Titre V du C.C.T.G. REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL. Avril 1992. - 171p.
- [9] MANUEL DU FOREUR. Institut Français du Pétrole, éd TECHNIP, 1989.
- [10] DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIE SUR LES FONDATIONS PROFONDES, Réf. D.T.U 13.2, Septembre 1992.
- [11] PILOT Georges, CHAPUT Daniel et QUEROI Daniel. REMBLAIS ROUTIERS SUR SOLS COMPRESSIONNELS, Paris, Ministère de la coopération, 1988. - 215p.
- [12] MM.G.DAWANCE et M. GUILLOT. VIBRATION DES MASSIFS DE FONDATIONS DE MASSIFS. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Mai 1963, 6^e année, N° 185.
- [13] R. CLAUDON. ETUDE DES MASSIFS SUR PIEUX. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Mars-Avril 1965, 18^e année, N° 207-208.
- [14] "Loomis and loomis Inc.", CALCULATIONS FOR FOUNDATIONS OF SENELEC, 13 juin 1994, 23p.
- [15] SINNIGER R. COURS DE FONDATIONS. Département de Génie Civil, EPF Lousanne, SUISSE, 1983.

ANNEXES

ANNEXE 1:
*Rapport de
reconnaissance des sols*

CENTRE EXPERIMENTAL
DE RECHERCHES
ET D'ETUDES
POUR L'EQUIPEMENT



Dakar, Sénégal - Tel: 32_35_18 32_52_29. BP. 189
FAX: 32_10_72 - Route du Svc Géographique, Dakar/Thann

S E N E L E C

TURBINE A GAZ N° III

(TAG-III-CAP DES BICHES)

RECONNAISSANCE DES SOLS

DOSSIER : 93/4372.



DAKAR. Hann
B.P. 189
Tél. : 32.35.18 — 32.52.29
Compte: Credit Lyonnais Dakar
30608821 .0540.000/ H

Dakar, le 11 Janvier 1994

Dossier No 93/4J72
Réception No.....

SENELEC
Turbine à Gaz n°III
(TAG-III-Cap des Biches)
Reconnaissance des sols

R A P P O R T

A la demande et pour le compte de la SOCIETE NATIONALE D'ELECTRICITE (SENELEC), le CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT (CEREEQ), a procédé à une reconnaissance des sols de fondation devant abriter la future Turbine à Gaz n° III (TAG III), située à l'ouest de la TAG-II, (voir plan implantation).

L'étude consistait à identifier les différents sols rencontrés jusqu'à 20.0 mètres, déterminer leurs caractéristiques géotechniques, et leur capacité portante.

Il a été par ailleurs demandé au CEREEQ de procéder à des puits manuels sur deux sites voisins de celui du TAG-III qui serviront de réservoirs.

La reconnaissance au niveau de la TAG-III a consisté à un sondage carotté descendu jusqu'à 20.0 mètres, un puits manuel, quatre pénétrations dynamiques et des essais de laboratoire.

1. PUIITS MANUELS :

Il s'agit de puits manuels à ciel ouvert, dénommés PU1 à PU3, conformément au plan d'implantation joint en annexe. Initialement prévus à 4.0 mètres de profondeur, ils ont tous été arrêtés à la rencontre de la nappe soit :

1.50 m pour les PU1 et PU3

2.40 m pour le PU2

- R_d = résistance à la rupture du sol (bar)
- e = enfoncement par un coup (cm)
- M = poids du mouton (63.5 Kg)
- P = poids des tiges + enclumes + pointe (Kg)
- H = hauteur de chute du mouton (50 cm)
- S = section pointe (15.2 cm²)

Les résultats de ces essais sont traduits sous forme de diagrammes pénétrométriques dans les feuilles se trouvant en annexes; (graphiques 3 à 6).

Sur les graphiques, la résistance dynamique de pointe R_d , exprimée en MPa est portée en abscisse. La profondeur comptée à partir du terrain naturel est en ordonnée (cm).

Pour chaque essai, un graphique traduit la variation de la résistance de rupture du sol en fonction de la profondeur.

L'examen des courbes pénétrométriques permet de tirer les observations ci-après :

- En surface, les résistances de pointe sont élevées, (dépassant 10 MPa), correspondant en partie à la couche de graveleux latéritique.
- Entre 1.0 et 3.0 m, les résistances de pointe les plus faibles sont rencontrées avec une moyenne de 1.5 MPa, ce qui correspond, pour ce type d'appareil, à 0.75 KG/cm² de résistance du sol.
- De 3.0 m à 8.0 m, les R_d accusent une nette hausse et, mis à part, deux points isolés ($Pd\ 3$: 3.60 m, $R_d = 1.5$ MPa ; $Pd\ 1V$: 3.40 m $R_d = 1.5$), les R_d observés sont supérieurs à 6.5 MPa, ce qui correspond à une résistance de sol minimale de 3.25 Kg/cm².

Le refus à la pénétration s'observe au voisinage de 8.0 mètres.

La coupe des différents puits est jointe en annexe.

On retiendra du haut en bas :

- en surface, sur 10 à 15 cm, une couche de graveleux lateritique pour PU-I et PU-III.
- de l'argile sableuse noirâtre à grisâtre avec présence de pierres roulées

A signaler une infiltration de gas-oil, constatée au niveau de la nappe du PU-II à 2.40 mètres.

Les niveaux de la nappe pour PU-I et PU-III ont été respectivement à 1.50 et 1.40 mètres.

II. PENETRATIONS DYNAMIQUES :

Quatre essais de pénétrations dynamiques ont été effectués dans la zone d'implantation de la TAG-III, à l'aide d'un pénétromètre, type BORRO.

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer un train de tige terminé par une pointe conique dans le sol à l'aide d'une masse tombante selon une hauteur définie.

La section de cette pointe est supérieure à celle des tiges, pour éviter qu'une partie de l'effort de battage soit mobilisée par un frottement latéral au niveau du train de tiges. Le nombre de coups nécessaires pour enfoncer le train de tige de 20 cm est noté ; à partir des caractéristiques principales de l'appareil indiquées ci-dessous, la résistance dynamique du sol est calculée à différentes profondeurs à l'aide de la formule suivante dite "des Hollandais".

$$R_d = \frac{M^2 H}{S(M+P)} \times \frac{1}{e}$$

.....

2). Le Sable coquiller : Pas de prélèvement intact

Equivalent de sable = 30 %
SPT (N2 + N3) = 32

3). Les Marnes crayeuses molles :

Densité sèche : 1.35 et 1.72 à partir de 9.0 mètres
Passant à 80 microns : 92 à 99 % et 77 % --"
Indice de plasticité : 58 à 79 % et 22 % --"
Angle de frottement interne : 12 à 15°
Pression de consolidation : 1.7 à 4.2 Kg/cm² et 0.6 Kg/cm²
à partir de 9.0 mètres
Coefficient de compressibilité : 0.20 à 0.22
et 0.045 à partir de 9.0 mètres
Pression de gonflement : 0.7 à 1.6 Kg/cm² et nulle à 9.0 m

4). Les marnes beiges dures :

Densité sèche : 1.66 à 2.49
Passant à 80 microns : 89 à 94
Indice de plasticité
Angle de frottement interne
Pression de consolidation
Coefficient de compressibilité
Pression de gonflement

Essais impossibles
le matériau très compact
ne se délite pas ; voir RC
sur coupe

5). Les Marnes dures grisâtres :

Densité sèche : 2.46
Passant à 80 microns
Indice de plasticité
Angle de frottement interne
Pression de consolidation

....

III. SONDAGE CAROTTE :

Le sondage carotté, réalisé au centre de l'emplacement de la TAG-III a été exécuté grâce à une Sondeuse SIMCO 2800 HS montée sur camion.

Des prélèvements des sols rencontrés ont été faits en vue de leur reconnaissance, de leur identification au laboratoire et des tests mécaniques et physiques.

La coupe des sols rencontrés est jointe en annexe (graphique 7).

On retiendra :

- 0.00 - 1.50 m : argile sableuse
- 1.50 - 3.50 m : sable coquillé : SPT (N2 + N3) = 32
- 3.50 - 18.70 m : marne crayeuse molle à marne grisâtre avec Rc variant de 1.31 Kg/cm² à 163 Kg/cm².
- 18.70 - 20.00 m : Tuf consolidé grisâtre avec Rc = 32 Kg/cm²

IV. ESSAIS DE LABORATOIRE :

Des essais de laboratoire ont été réalisés sur les différents prélèvements (voir récapitulatif des résultats en annexe).

On notera pour les différents sols rencontrés :

1). Les Argiles Sableuses :

- Densité sèche : 1.52 à 1.72
- Passant à 80 microns : 34 à 54 %
- Indice de plasticité : 19 à 43 %
- Angle de frottement interne : 24 à 25 ° avec C = 0.24 Kg/cm²
- Pression de consolidation : 0.800 à 0.900 Kg/cm²
- Coefficient de compressibilité : 0.20 à 0.24 : soit des sols moyennement compressibles
- Pression de gonflement: nulle.

.....

S'agissant des réservoirs annexes, seuls des petits manuels ont été exécutés à la demande du client, et un dimensionnement correct ne peut se faire sur la base de cet élément.

Nous pouvons simplement suggérer à titre indicatif, étant donné la proximité du site de la TAG-III, de supposer la même nature de terrain sur les trois sites ; dans ces conditions, une fondation sur semelle isolée ancrée juste avant la nappe et transmettant une charge de 0.70 Kg/cm² pourrait être envisagée ; les pressions de gonflement devraient être sans effet car, les marnes baignant dans la nappe.

Il appartiendra au client d'apprécier cette hypothèse selon les risques courus et qui n'engageront aucunement le CEREEQ.-

Les Ingénieurs chargés de l'étude

Demba NGOM

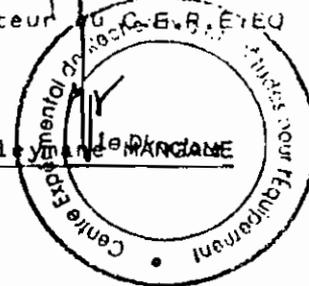


Mamadou MBENGUE



Le Directeur

Papa Souleymane



Coefficient de compressibilité	} Essais impossibles le matériau très compact ne se délite pas ; voir Rc sur coupe
Pression de gonflement	

6). Les Tufs consolidés grisâtres :

Densités sèches : 1.74

Les autres essais sont impossibles, le matériau compact ne se délitant pas.

V. DISCUSSIONS ET CONCLUSIONS :

Les résultats observés aussi bien par les pénétrations dynamiques, les coupes de sondages et les essais de laboratoire confirment la tendance généralement observée dans la zone du Cap des Biches. On retiendra :

- des argiles sableuses et des sables jusqu'à 3.50 mètres avec une capacité portante des sols retenue pour cette zone de 0.75 Kg/cm².
- de 3.50 m à 18.70 m, nous avons des marnes calcaires, molles au départ et dures à partir du voisinage de 10 mètres.

A signaler que l'état très compact de ce matériau (Rc pouvant aller jusqu'à 163 Kg/cm²) ne permet pas l'exécution de plusieurs essais initialement programmés.

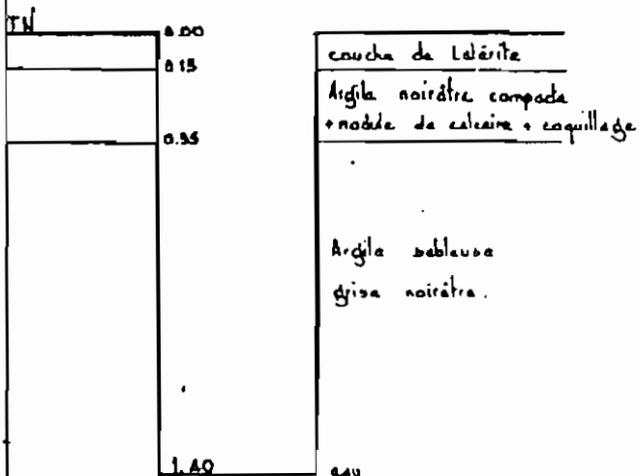
- A partir de 18.70 m, nous rencontrons des tufs qui sont très compacts.

Compte tenu de ces informations, on peut à priori retenir pour la turbine à gaz, une fondation sur puits ou pieux, fichés au niveau des marnes. Toutefois, le CEREEQ, étant donné le type spécial de machines (turbine), ne peut élaborer des calculs de fondation ; il appartiendra au constructeur de la machine, fort des éléments géotechniques livrés dans ce rapport, d'effectuer son dimensionnement avec toutes les données techniques de vibration et les contraintes liées à l'installation de ce type d'ouvrage.

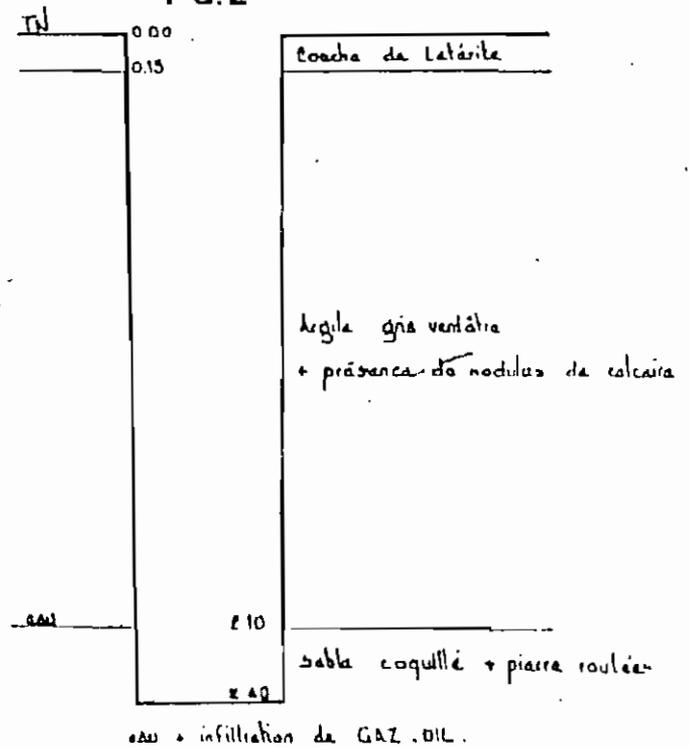
.....

CHANTIER: SENELEC - TAG.3 - cap des biches.
COUPE DES SONDAGES MANUELS

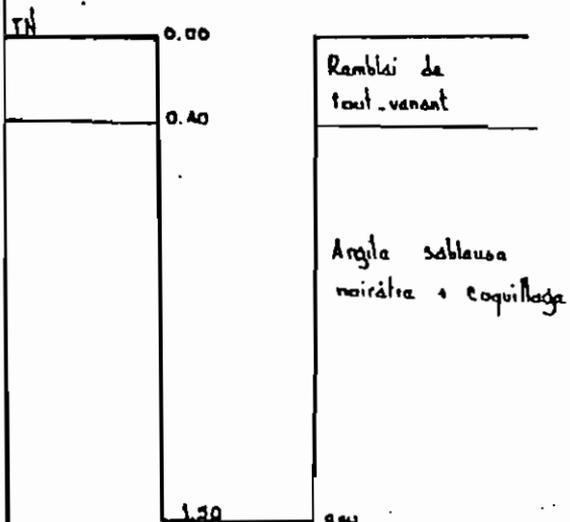
Pu.1



Pu.2

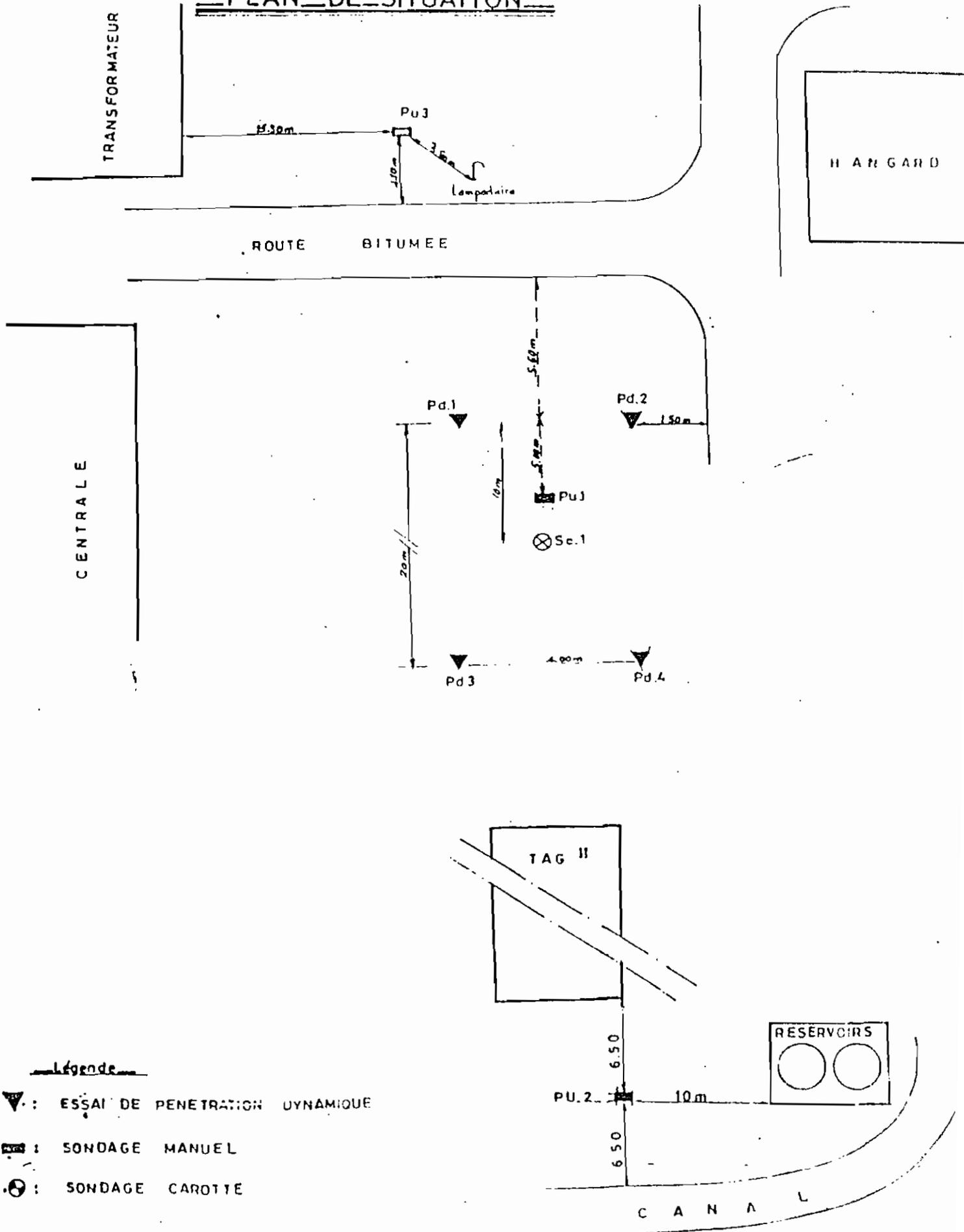


Pu.3



cap des biches

PLAN DE SITUATION



Légende

- ▼ : ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE
- ☒ : SONDAGE MANUEL
- ⊗ : SONDAGE CAROTTE

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES
ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT



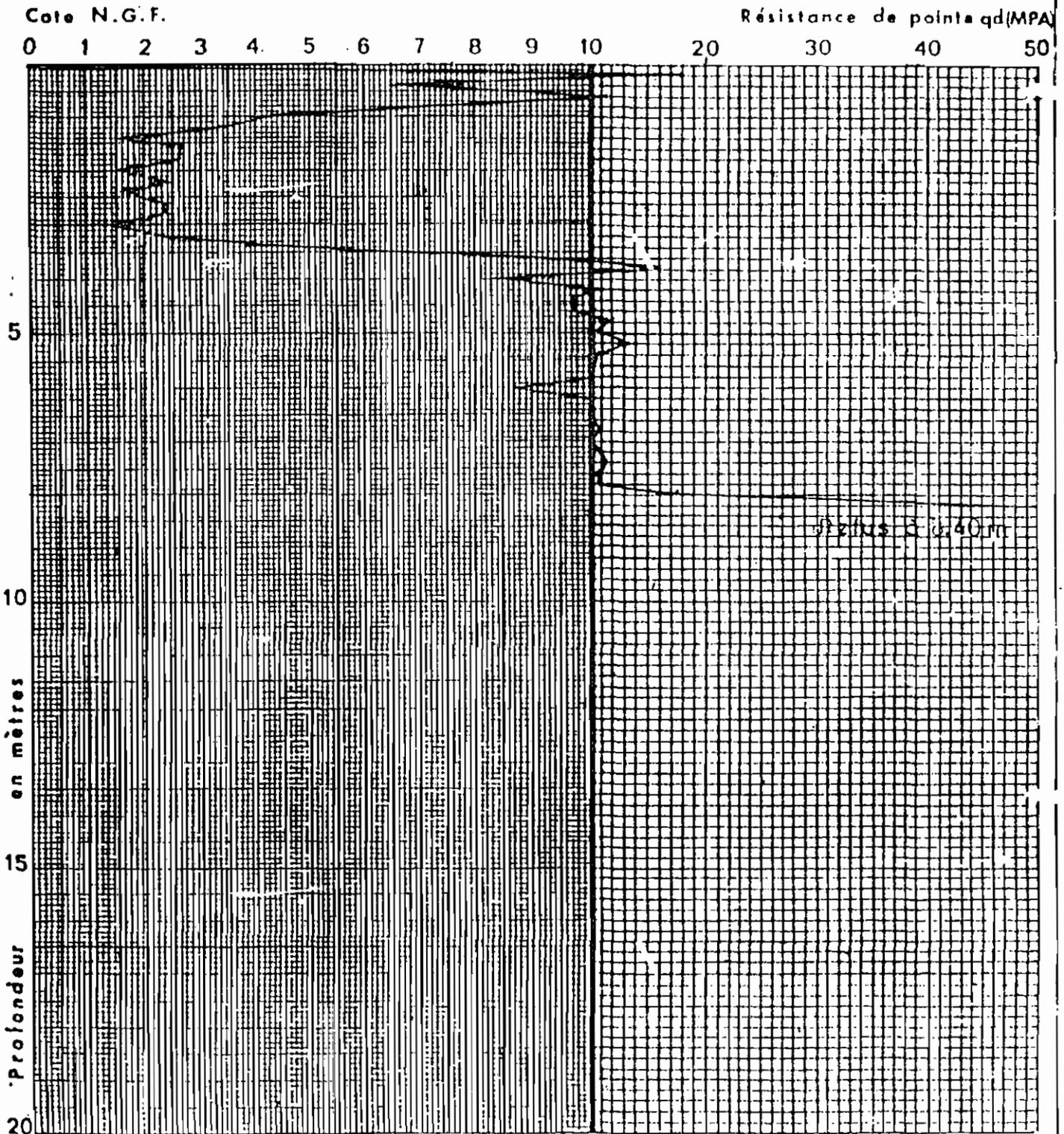
CHANTIER: SENELEC TAG.3 CAP DES BICHES DOSSIER N° 93 / 4372

PENETROMETRE DYNAMIQUE (P.011)

TYPE Barra. II 2 DATE 14 / 12 / 93
SECTION DE LA POINTE en cm² 15.2
NIVEAU DE L'EAU .

CARACTERISTIQUES DE L'APPAREIL

HAUTEUR DE CHUTE Cm . 50
POIDS DU MOUTON Kg . 63.5 .
POIDS MORT AU DEBUT DE L'ESSAI .
POIDS PAR TIGE SUPPLEMENTAIRE
DE METRE .



1.MPA . 10 bars

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES
ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT



CHANTIER: SENELEC TAG.3 CAP DES BICHES DOSSIER N° 93/4372

PENETROMETRE DYNAMIQUE (Std 1)

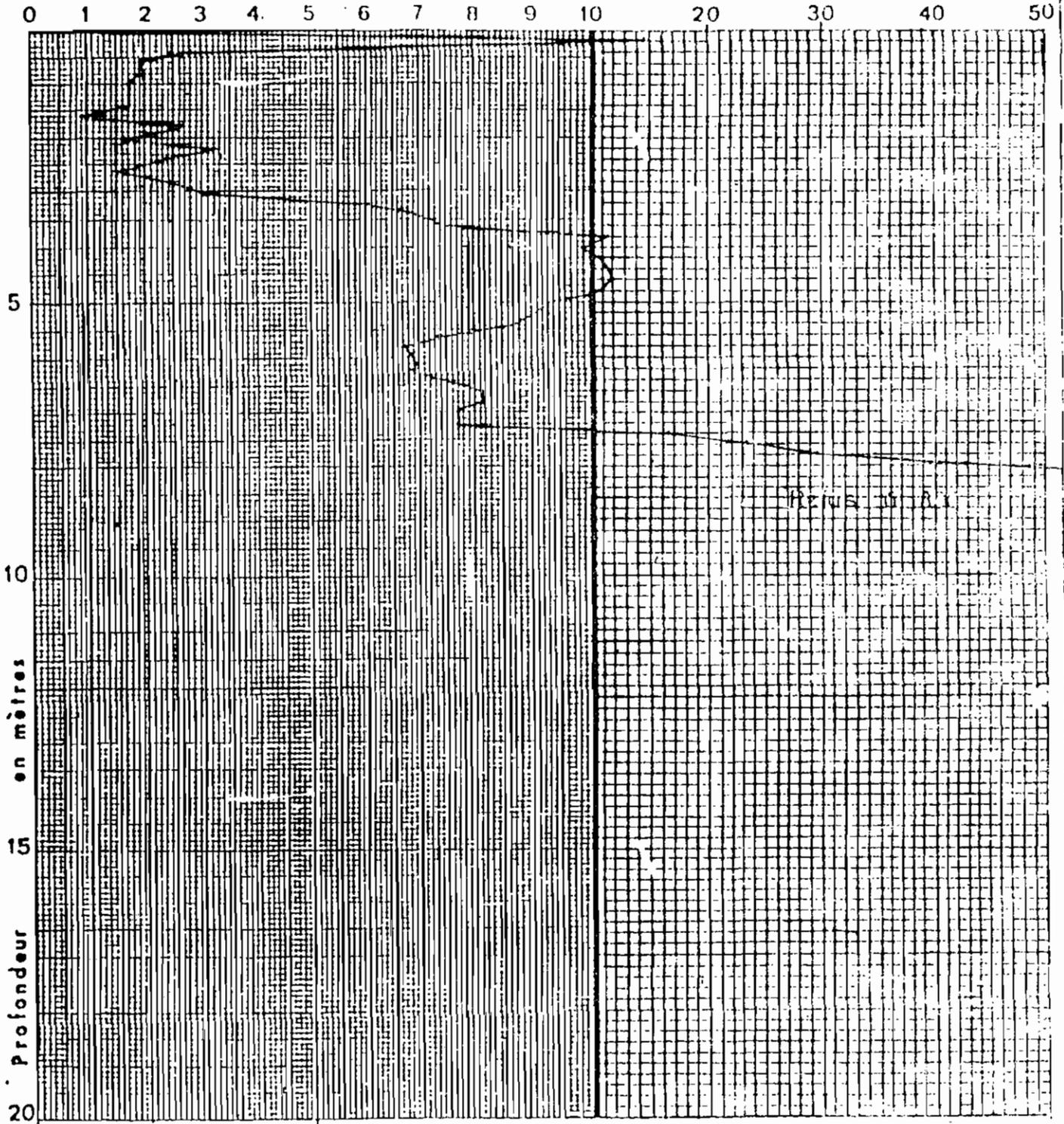
TYPE B₁₀ P2 DATE 14.12.93
SECTION DE LA POINTE en cm² 15.7
NIVEAU DE L'EAU .

CARACTERISTIQUES DE L'APPAREIL

HAUTEUR DE CHUTE . 50 cm
POIDS DU MOUTON . 63.5 kg
POIDS MORT AU DEBUT DE L'ESSAI.
POIDS PAR TIGE SUPPLEMENTAIRE
DE METRE .

Cote N.G.F.

Résistance de pointe qd(A)



1 MPA = 10 bars

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES
ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT



CHANTIER: SENELEC TAG.3 CAP DES DICHES

DOSSIER N° 93/4372

PENETROMETRE DYNAMIQUE (Pd IV)

TYPE: Botte 112 DATE: 15.12.93
SECTION DE LA POINTE en cm²: 15.2
NIVEAU DE L'EAU:

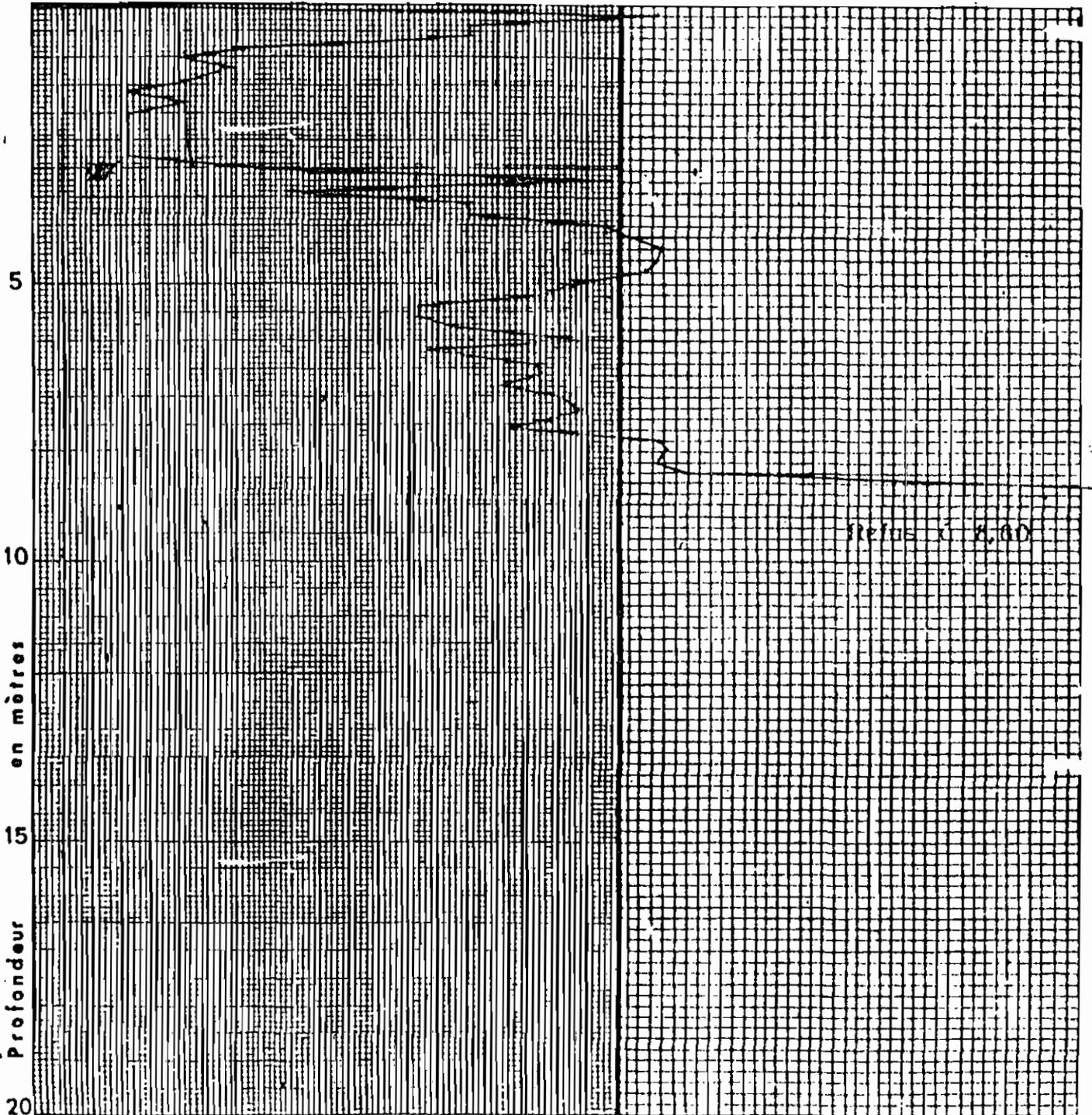
CARACTERISTIQUES DE L'APPAREIL

HAUTEUR DE CHUTE . 50 cm
POIDS DU MOULON . 615 kg
POIDS MORT AU DEBUT DE L'ESSAI .
POIDS PAR TIGE SUPPLEMENTAIRE
DE METRE .

Cote N.G.F.

Résistance de pointe qd (MPa)

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50



1.MPA = 10 bars

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES
ET D'ETUDES POUR L'EQUIPEMENT



CHANTIER SENELEC TAG.3 CAP DES RICHES DOSSIER N° 93/4372

PENETROMETRE DYNAMIQUE (PDM)

TYPE *Bairo* 02 DATE 15.12.93
SECTION DE LA POINTE en cm² 15.7
NIVEAU DE L'EAU .

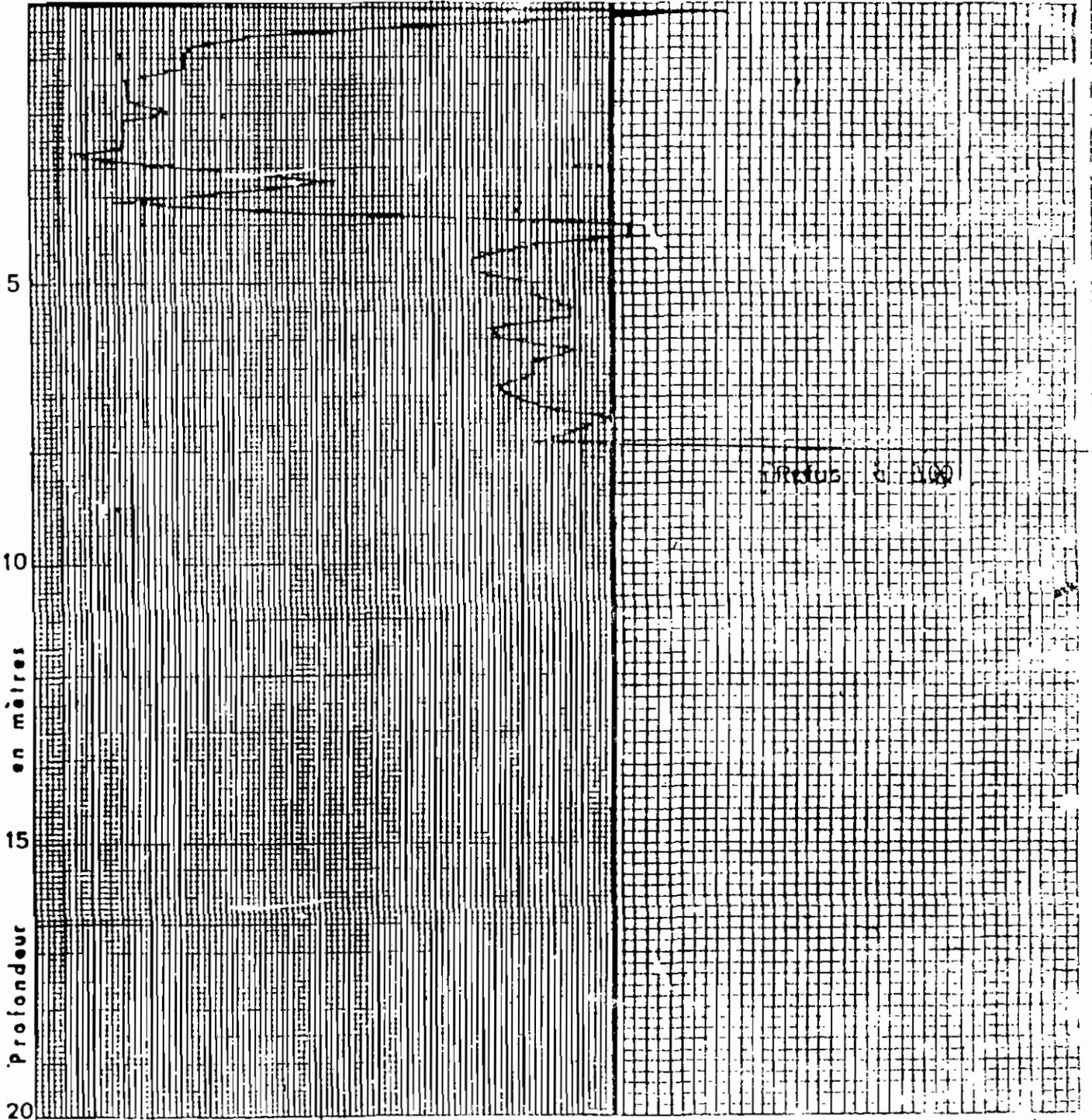
CARACTERISTIQUES DE L'APPAREIL

HAUTEUR DE CHUTE . 50cm
POIDS DU MOUTON . 63.5kg
POIDS MORT AU DEBUT DE L'ESSAI .
POIDS P. TIGE SUPPLEMENTAIRE
DE METRE .

Cote N.G.F.

Résistance de pointe qd (MPa)

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50



1 MPa = 10 bars

ESSAIS DE LABORATOIRE

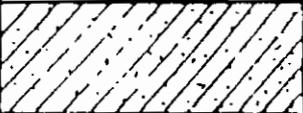
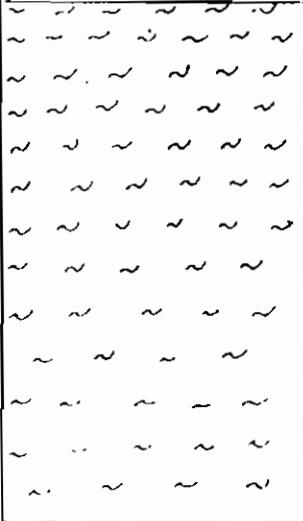
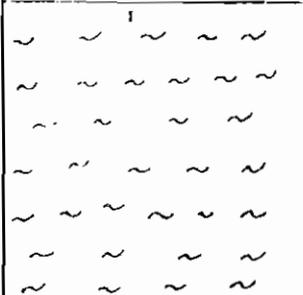
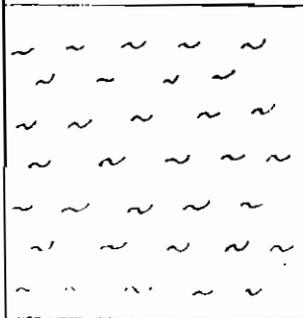
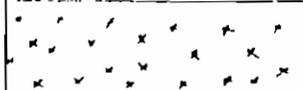
QUATRIÈME

CHANTIER TAG.3 Cap des biches

Puits Manuels		Pu.1	Pu.2	Pu.2	Pu.3	
Profondeur		1.00 / 1.20	0.80 / 1.00	1.80 / 2.00	0.80 / 1.00	
Nature de l'échantillon		Argile sableuse grise noirâtre.	Argile grise verdatre, inclusion de calcaire.	Argile grise verdatre polluee de gaz. oil	Argile sableuse noirâtre, coquillage.	
Teneur en eau naturelle % W %		21.7	16.1	19.8	18.9	
Poids spécifique apparent	humide X	1.925	2.00	1.990	2.035	
	sec δd	1.580	1.720	1.660	1.710	
Poids spécifique des grains δs		2.685	2.69	2.695	2.69	
Teneur en eau de saturation % S %		26.0	20.9	23.1	21.30	
Degré de saturation % Sr		83.4	77.0	65.7	88.7	
Porosité n						
Indice des vides e		0.5993 / 0.7512	0.5640 / 0.6712	0.6235 / 0.7353	0.5731 / 0.582	
Equivalent de sable % ES						
Analyse granulométrique et densimétrique	% éléments inférieurs a	1 mm	99.5	91.5	85.5	97.0
		0.5 mm	97.0	86.0	75.0	92.5
		0.1 mm	34.5	54.5	52.0	51.0
		50 μ				
		5 μ				
Limite de liquidité % WL		31.0	46.0	64.5	43.0	
Limite de plasticité % Wp		12.0	16.0	21.0	18.0	
Indice de plasticité % Ip		19.0	30.0	43.5	25.0	
Angle de frottement interne φ					23.7	
Cohésion Kg/cm ² C					0.24	
Coefficient de perméabilité (cm/sec) K ₀						
Pression de consolidation (Kg/cm ²) Pc		0.380	0.800	0.806	0.900	
Coefficient de compressibilité Cc		0.211	0.245	0.225	0.197	
Pression de gonflement (Kg/cm ²) Pg						
Vitesse de consolidation Cv						
Résistance à la compression (Kg/cm ²) Rc						

SENELEC - TAG III

Cap des BICHES - Sc.1

COUPE	PROFONDEUR (m)	NATURE DU SOL
	1.50	Rambais d'argile sableuse grossière noirette Rc = 0.07 bars
	2.50	Sable coquille S.P.T. = N = 32
	10.50	Marna calcaire molle Rc représentatives: — 1.31 bars à 4m — 1.92 bars à 6m — 7.23 bars à 9m
	14.50	Marna dure beige Rc = 113 bars à 13.50m
	18.70	Marna dure cristalline Rc représentatives — 163 bars à 15.50m — 80 bars à 18.50m
	20.00	Tufa consolidés cristallins Rc = 32 bars

CHANTIER TAG. 3 Cap des biches

Sondage Carotté		Sc.1	Sc.1	Sc.1	Sc.1	
Profondeur		7.00 / 7.20	9.00 / 9.20	11.0 / 11.20	13.0 / 13.20	
Nature de l'échantillon		Marno calcaire	Marno calcaire	Marno dure brige	Marno dure baige	
Teneur en eau naturelle % W %		34.5	18.8	22.6	22.1	
Poids spécifique apparent	humide X	1.865	2.045	2.035	2.085	
	sec δd	1.385	1.720	1.660	1.705	
Poids spécifique des grains δs		2.69	2.685	2.685	2.695	
Teneur en eau de saturation % S %		35.0	20.8	23.1	21.5	
Degré de saturation % Sr		98.5	90.3	97.8	102.7	
Porosité n						
Indice des vides e			0.5610 / 0.7170			
Equivalent de sable % ES						
Analyse granulométrique et densimétrique	éléments inférieurs a	1 mm	99.0	80.5	94.5	98.5
		0.5 mm	98.5	79.0	93.5	98.0
		0.1 mm	97.0	77.0	89.5	94.0
		50 μ				
		5 μ				
Limite de liquidité % WL			49.5			
Limite de plasticité % WP			27.0			
Indice de plasticité % Ip			22.5			
Angle de frottement interne φ						
Cohésion Kg/cm ² C						
Coefficient de perméabilité (cm/sec) Ko						
Pression de consolidation (Kg/cm ²) Pc			0.600			
Coefficient de compressibilité Cc			0.045			
Pression de gonflement (Kg/cm ²) Pg						
Vitesse de consolidation Cv						
Résistance à la compression (Kg/cm ²) Rc		—	7.23	—	112.83	

ESSAIS DE LABORATOIRE

GRAPHIQUE: 0

CHANTIER TAG.3 Cap des biches

Sondage Carotté		Sc.1	Sc.1	Sc.1	Sc.1	
Profondeur		120 / 150	150 / 300	400 / 420	580 / 600	
Nature de l'échantillon		Argile sablaise noirâtre	sable coquille	Marno Calcaire	Marno calcaire	
Teneur en eau naturelle % w		20.6	—	39.1	37.2	
Poids spécifique apparent	humide γ	2.055	—	1.880	1.850	
	sec δ_d	1.705	—	1.350	1.350	
Poids spécifique des grains δ_s		2.685	—	2.690	2.675	
Teneur en eau de saturation % S		21.4	—	36.9	36.9	
Degré de saturation % S_r		96.2	—	105.9	100.8	
Porosité n						
Indice des vides e		0.5748/		0.9926/ 0.9715	0.9963/10483	
Equivalent de sable % E_s			30	—	—	
Analyse granulométrique et densimétrique	% éléments inférieurs à	2 mm	96.5	—	97.0	100.0
		0.5 mm	92.0	—	95.5	100.0
		0.1 mm	37.0	—	92.0	99.5
		50 μ				
		5 μ				
Limite de liquidité % W_L		37.5		88.5	107.5	
Limite de plasticité % W_P		14.0		30.5	28.0	
Indice de plasticité % I_P		23.5		58.0	79.5	
Angle de frottement interne φ		2'5"		12	1.5	
Cohésion Kg/cm^2 C		0.24		0.30	0.32	
Coefficient de perméabilité (cm/sec) K_0						
Pression de consolidation (Kg/cm^2) P_c				1.70	4.20	
Coefficient de compressibilité C_c				0.22	0.207	
Pression de gonflement (Kg/cm^2) P_g				0.70	1.6	
Vitesse de consolidation C_v						
Résistance à la compression Kg/cm^2 R_c		0.80	—	1.51	1.94	

SENELEC TAG III

DOSSIER 98/4372

GRAPHIQUE 12

Cap des biches - Sc.1:15.50_15.70

MARNE DUD

FORCE (KN)

10

$$H = 15.35$$

$$D = 8.6$$

$$S = 58.05$$

$$H/D = 1.78$$

$$\delta d = 2.16$$

$$R_c = 163.5 \text{ bars}$$

20

Pour $\sigma < 32 \text{ bars}$ $E = 12631 \text{ bars}$

Pour $32 < \sigma < 63$ $E = 21560 \text{ bars}$

10

0

50

100

Déformations

(en 1/100 mm.)

ESSAIS DE LABORATOIRE

GRAPHIQUE 1

CHANTIER TAG.3 Cap des biches

Sondage Carotté		Sc.1	Sc.1	Sc.1	Sc.1
Profondeur		14.00 / 14.30	15.50 / 15.70	18.50 / 18.70	19.50 / 19.70
Nature de l'échantillon		Marna dure baigre	Marna dure grisâtre	Marna dure grisâtre	Tufs consolidés grisâtre
Teneur en eau naturelle % W _n		2.7	3.0	2.8	18.6
Poids spécifique apparent	humide γ	2.560	2.535	2.530	2.070
	sec δ _d	2.490	2.460	2.460	1.740
Poids spécifique des grains δ _s		2.68 ⁵	2.69	2.69 ⁵	2.69
Teneur en eau de saturation % S _w		2.9	3.4	3.5	20.2
Degré de saturation % S _r		93.1	88.2	80.0	90.0
Porosité n					
Indice des vides e					
Equivalent de sable % ES					
Analyse granulométrique et densimétrique	% éléments inférieurs à	2 mm			
		0.5 mm			
		0.1 mm			
		50 μ			
		5 μ			
Limite de liquidité % W _L					
Limite de plasticité % W _p					
Indice de plasticité % I _p					
Angle de frottement interne φ					
Cohésion Kg/cm ² C					
Coefficient de perméabilité (cm/sec) K ₀					
Pression de consolidation (Kg/cm ²) P _c					
Coefficient de compressibilité C _c					
Pression de gonflement (Kg/cm ²) P _g					
Vitesse de consolidation C _v					
Résistance à la compression (Kg/cm ²) R _c			163.5	80.5	32.0

SENELEC TAG III

Cap des biches

Sc1 - 18.50 - 18.70

DOSSIER 91/4372

GRAPHIQUE 13

FORCE (KN)

MARNE DURE

$$\gamma_d = 2.16$$

$$R_c = 80.5 \text{ bars}$$

$$H = 15.1$$

$$D = 0.9$$

$$S = 62.17$$

$$H/D = 1.69$$

40

30

20

10

0

50

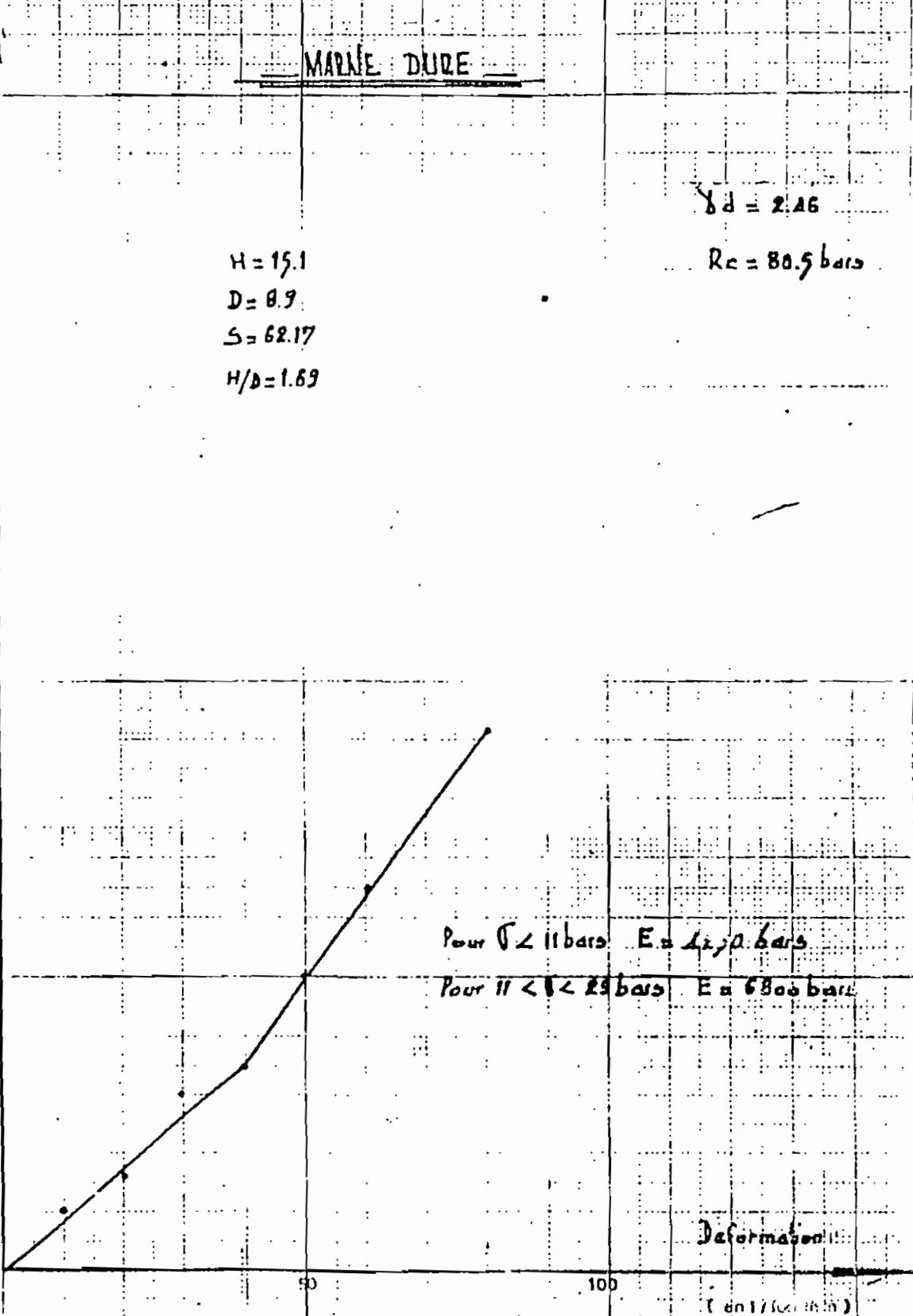
100

Pour $\sigma < 11 \text{ bars}$ $E = 1270 \text{ bars}$

Pour $11 < \sigma < 29 \text{ bars}$ $E = 6800 \text{ bars}$

Deformation

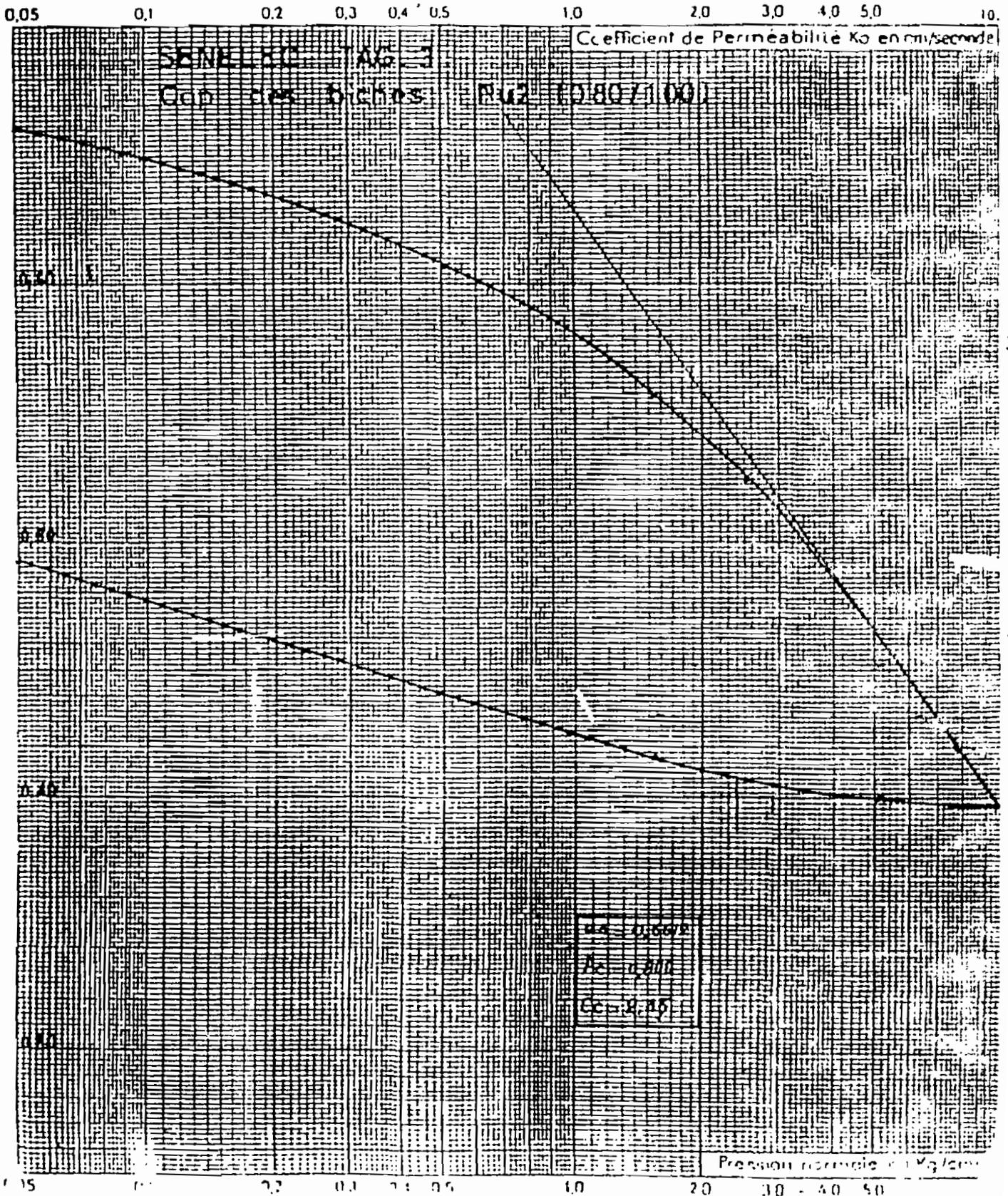
(en 1/100000)



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

GRAPHIQUE 16

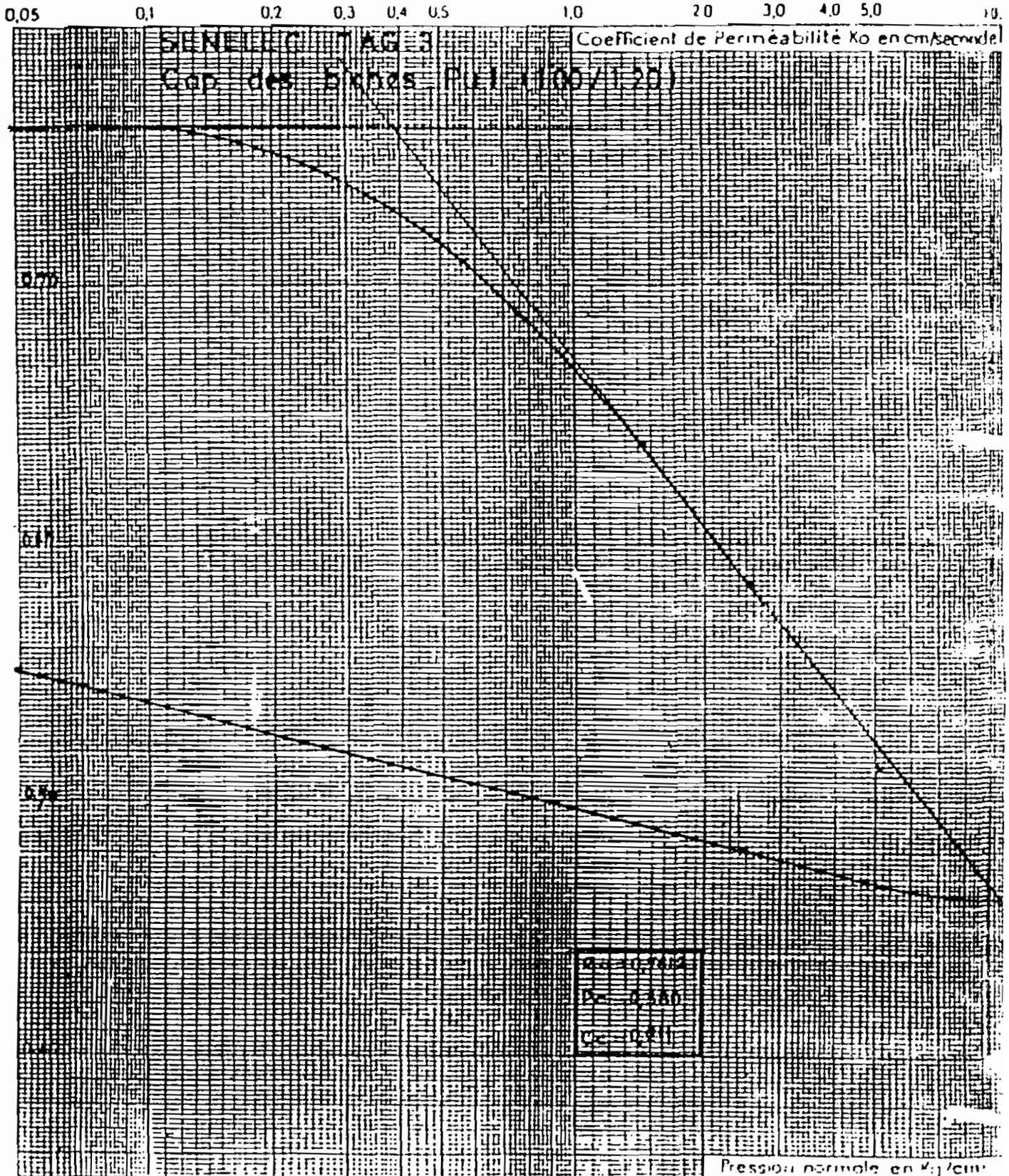
Indice des vides ϵ - volume des vides / Volume absolu des grains



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

GRAPHIQUE 15

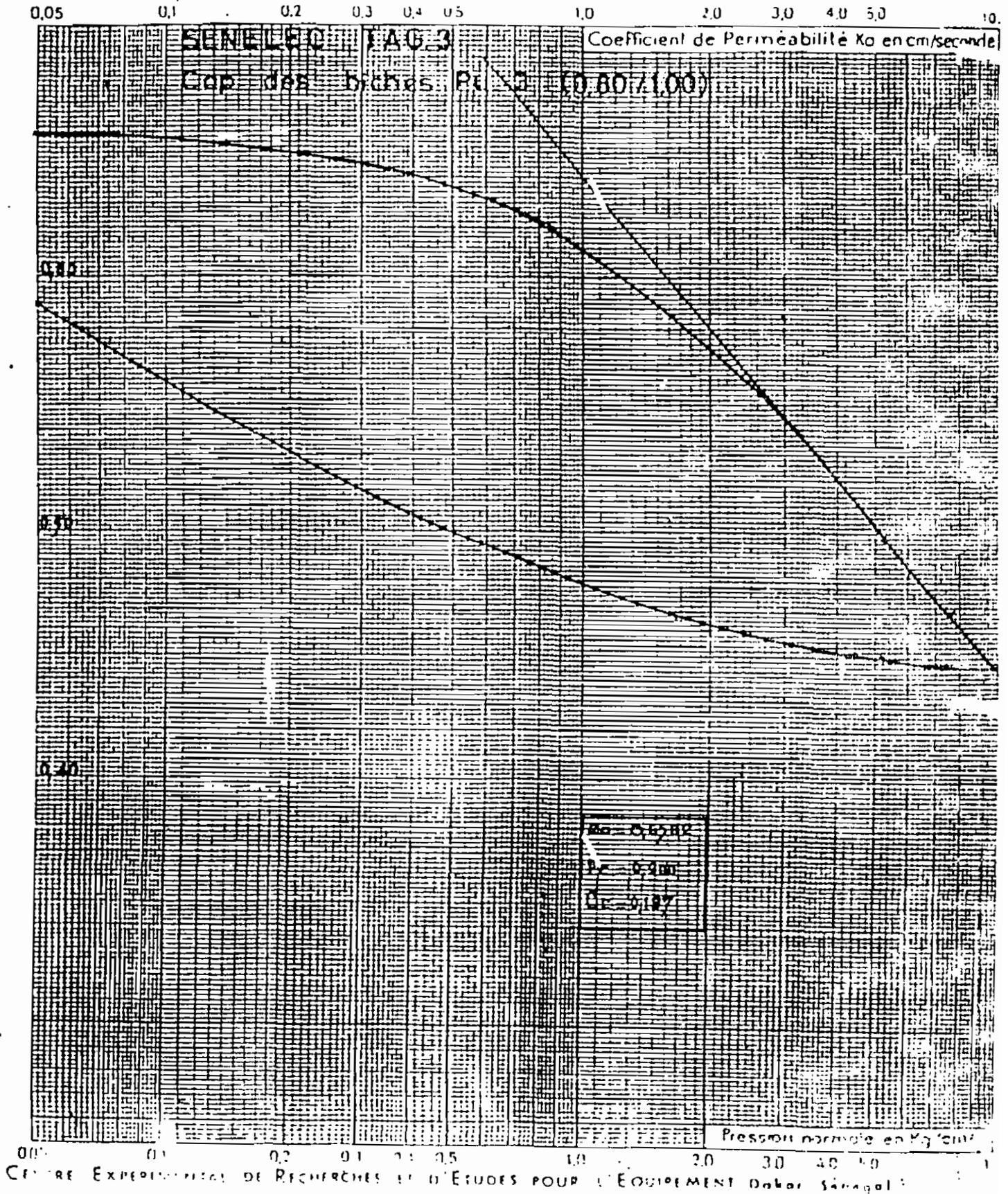
Indice des vides (Volume des vides / Volume absolu des grains



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

GRAPHIQUE 18

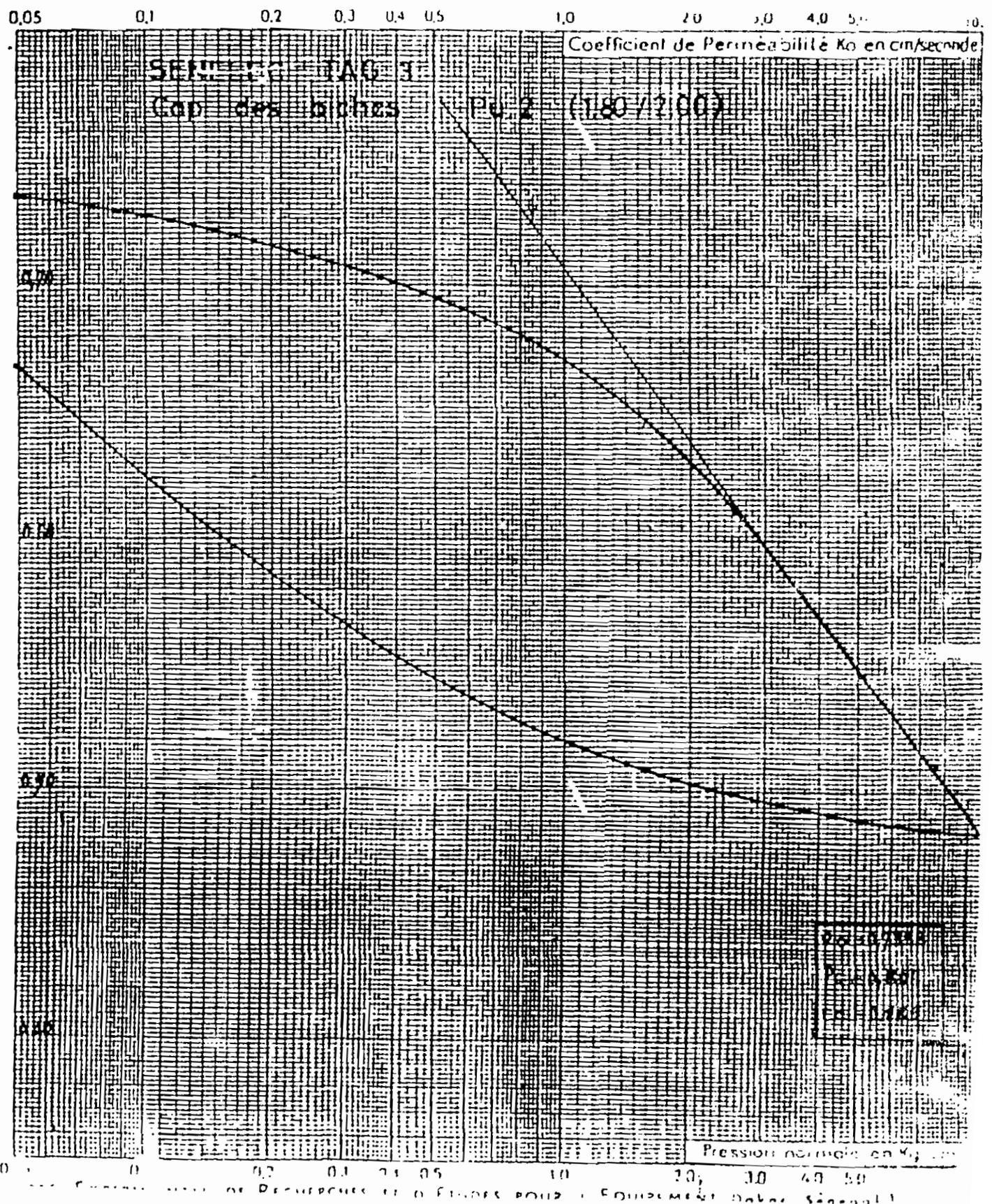
indice des vides e - volume des vides / Volume absolu des grains



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

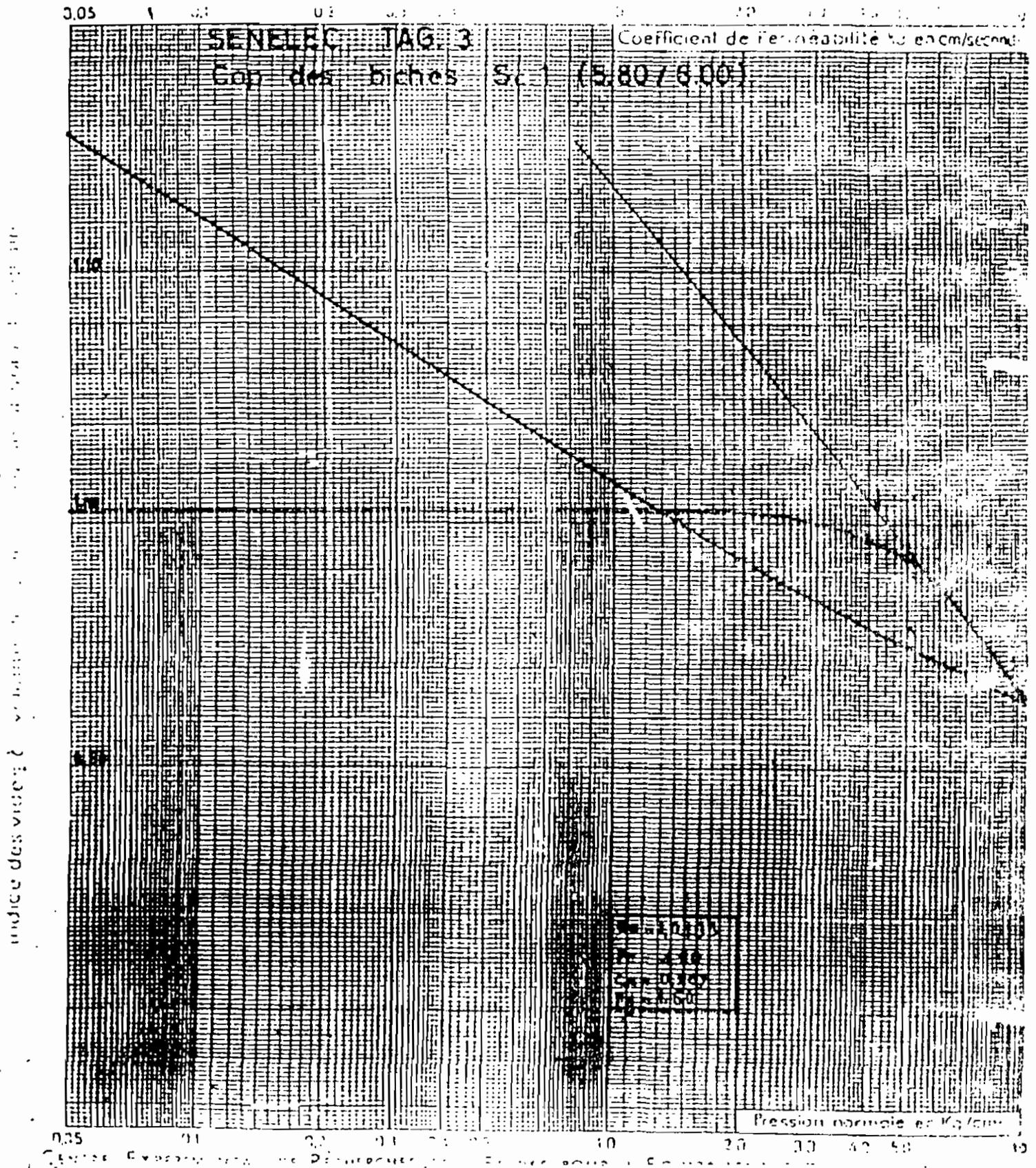
GRAPHIQUE 17

Indice des vannes (comme des vannes) / Volume absolu des grains



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

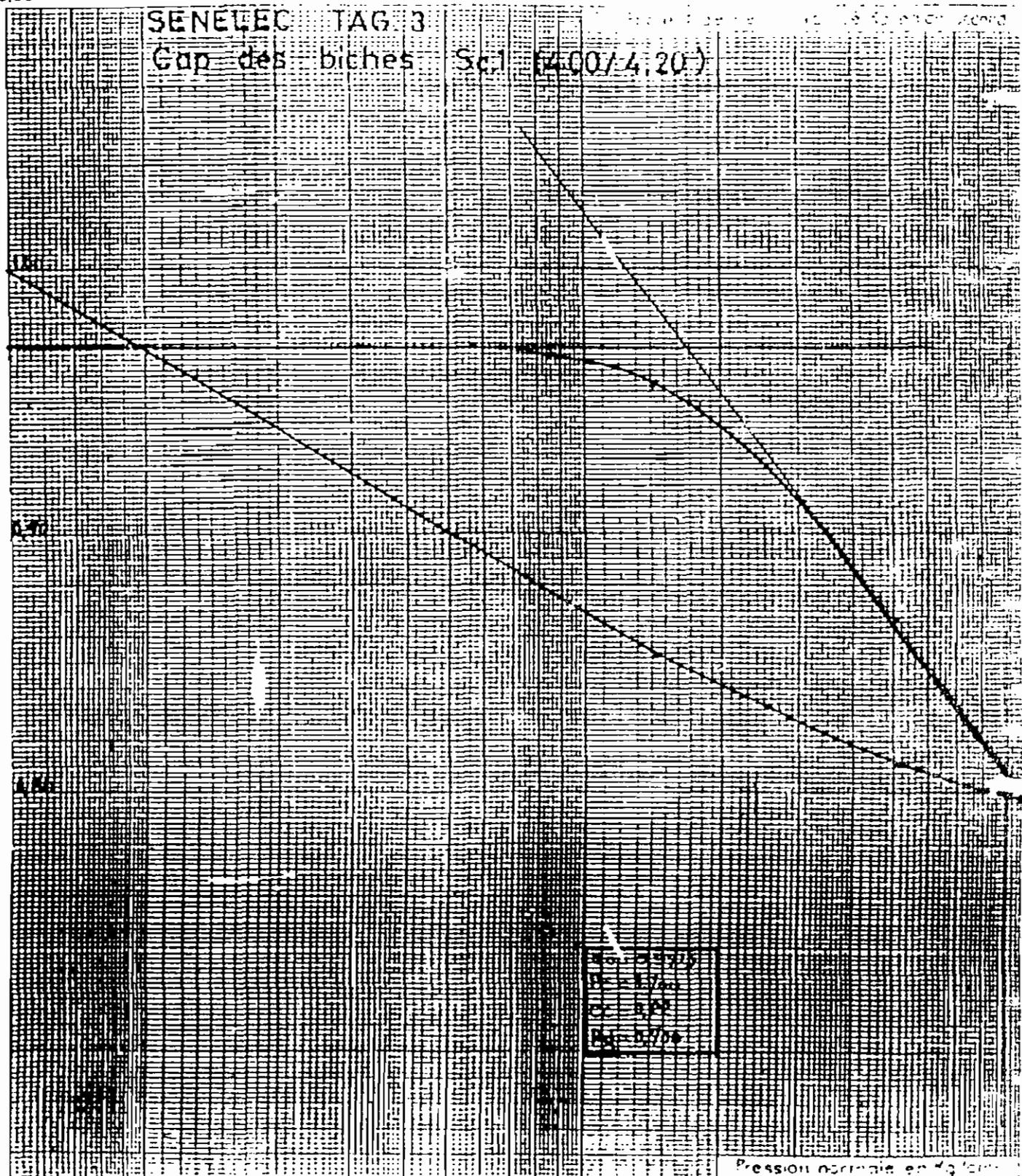
GRAPHIQUE : 20



ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

GRAPHIQUE 19

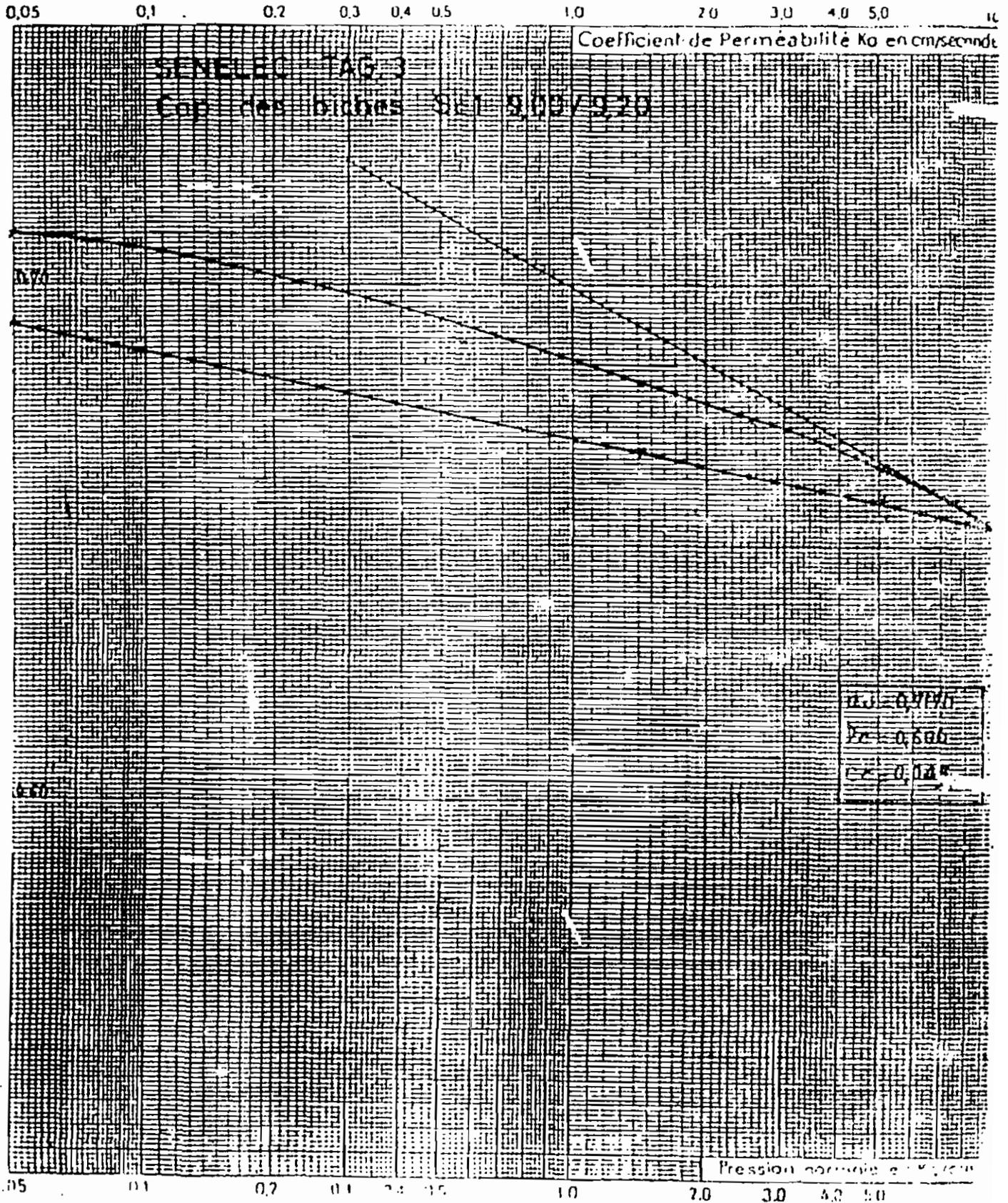
3.05



ESSAI DE COMPRESSIBILITÉ - PERMÉABILITÉ

GRAPHIQUE 21

Indice des annexes : Annexe des plans / Volume absolu des joints



ANNEXE 2:
*Résultats de
l'essai pressiométrique*

ANNEXE 3:
*Méthode de calcul
des tassements de Cassan*

2.5.2.2. Méthode de Cassan (1966, 1968)

La méthode est basée sur les résultats obtenus par Cambefort. Les hypothèses faites par Cassan sont les suivantes :

- Le pieu se trouve dans un terrain homogène, ou dans un sous-sol dans lequel on puisse déterminer une valeur moyenne. Seuls sont exclus les pieux colonnes.
- Le domaine de charge est tel qu'il y a toujours adhérence entre le sol et le fût (tronçon 0' - 1 de la courbe charge - tassement idéalisée par Cambefort). Cette hypothèse est pratiquement toujours assurée dans le domaine des charges d'utilisation pratique. Il ne reste donc que les deux lois suivantes :

$$n_h = q \cdot D_h + R \cdot \frac{Y_h}{D_h}$$

$$F = A + B_y (h_1 = 0)$$

avec les inconnues :

$$q, R, A, B$$

- En première approximation et conformément aux conclusions tirées par Cambefort, les paramètres q et A peuvent être négligés. En effet, q est faible devant R et A est également petit. On écrit donc :

$$n_h = R \cdot \frac{Y_h}{D_h}$$

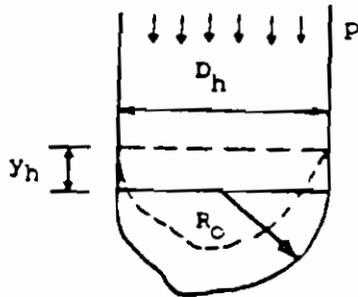
$$F = B_y$$

avec les inconnues :

$$R \text{ et } B$$

Cassan détermine alors la valeur de ces paramètres R et B en fonction du module de déformation du sol E mesuré à l'aide d'essais pressiométriques.

Terme de pointe R :



Hypothèse : La base du pieu est une demi-sphère rigide.

Tassement instantané sous une force verticale dans un massif de sol (selon Josselin de Jong).

$$y_h = \frac{1+\nu}{3E} p \cdot \frac{D_h}{2} \rightarrow p = \frac{6E}{1+\nu} \frac{y_h}{D_h}$$

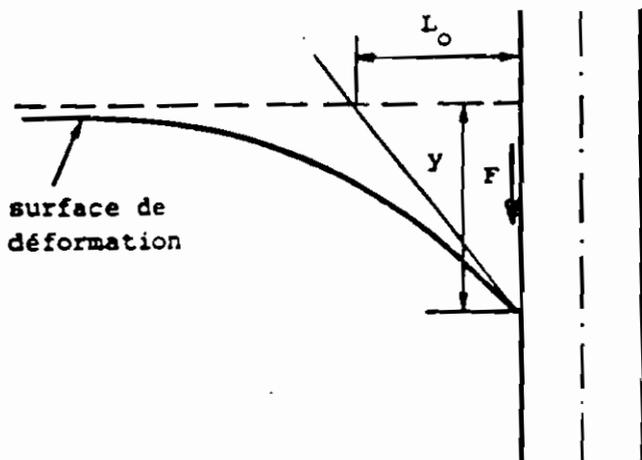
$$p = R_p = R \cdot \frac{y_h}{D_h}$$

avec $\nu = 1/3$ on obtient pour :

- les pieux forés $E =$ module pressiométrique ; $R = 4,5 E$

- les pieux battus E_a (module alterné) $\approx 3 E$; $R = 13,5 E$

Frottement latéral, terme B :



F = frottement sur le fût

y = déformation du sol et du pieu au droit de l'élément considéré

y/L_0 = tangente à la surface de déformation près du pieu

G = module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Au contact du pieu : $\frac{F}{G} = \frac{y}{L_0} \rightarrow F = \frac{E}{2(1+\nu) \cdot L_0} \cdot y$

$$F = B \cdot y$$

Selon Cambefort et pour des pieux de diamètre compris entre 0,4 et 1,2 m :

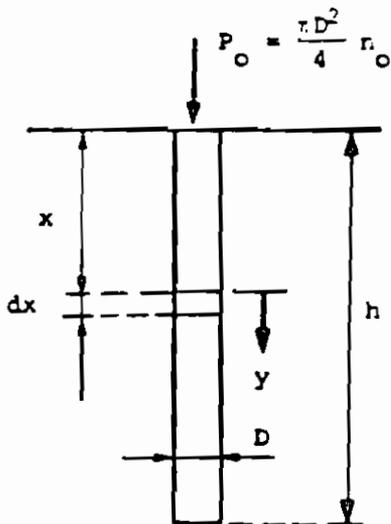
- pieux forés $L_0 \approx 0,9$ alors $B \approx 0,42 E$ ($\nu = 1/3$)
- pieux battus $L_0 \approx 0,3$ alors $B \approx 1,25 E$

Cassan recommande de prendre pour E la moyenne harmonique des modules mesurés le long du fût.

Après avoir déterminé R et B on peut passer à l'évolution du tassement.

Méthode de Cassan

Evaluation des tassements



n = contrainte verticale dans le pieu au niveau x

- Equilibre de l'élément dx :

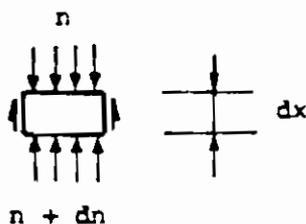
$$\frac{\pi D^2}{4} (n+dn) + \pi D F dx = \frac{\pi D^2}{4} n$$

$$\frac{dn}{dx} = - \frac{4B}{D} y \text{ car } F = By$$

- Raccourcissement élastique dy de l'élément dx :

$$dy = - \frac{n}{E_b} dx \quad n = E_b \frac{dy}{dx}$$

E_b = module de déformation du pieu



En dérivant et remplaçant, on obtient : $\frac{d^2y}{dx^2} - \frac{4B}{DE_b} = 0$

d'où le tassement en tête du pieu :

$$y_0 = \frac{4 P_0}{\pi D} \frac{1 + \frac{R}{aDE_b} \operatorname{th} ah}{R + aDE_b \operatorname{th} ah} \quad \text{avec } a^2 = \frac{4B}{DE_b}$$

Si ah est petit ($< 0,8$ env.)

$$y_0 = \frac{4 P_0}{\pi D} \frac{1 + \frac{R}{E_b} \cdot \frac{h}{D}}{R + 4 Bh}$$

L'expérience montre que les tassements calculés par la méthode de Cassan sont généralement de 1,0 à 1,35 fois plus grands que les tassements mesurés (back analysis).