

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT genie civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE LA LIQUEFACTION
DES SABLES SATURES SOUS
L'ACTION DES CHARGES
CYCLIQUES .

Proposé par :

L.E.M

Etudié par :

kessouri Ilies
Matouk zineeddine

Dirigé par :

A_ L'hocine
A_kenana

PROMOTION : JANVIER 1986

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- Mes parents
- Mes freres et soeurs
- Toute ma famille
- Tous mes amis(es)



Zine eddine MATOUK

Je dédie ce modeste travail à:

- Mes parents
- Mes freres et soeurs
- Ma famille
- Mes amis(es)

Ilies KESSOURI

REMERCIEMENTS

Nos remerciements sincères à notre promoteur Mr KENANA pour son suivi et pour les conseils qu'il nous a prodigué tout le long de l'élaboration de notre mémoire.

Nous tenons tout particulièrement à adresser nos remerciements et à exprimer notre reconnaissance à Monsieur L'HOCINE, ingénieur au L.E.M, pour sa gentillesse, sa disponibilité, et pour l'aide qu'il nous a apporté dans la réalisation de ce travail.

Nos remerciements les plus sincères à Monsieur OUMERACI, docteur ingénieur au L.E.M, pour son aimable collaboration, ses conseils et son incomparable compétence qu'il a bien voulu mettre à notre service.

Notre profonde gratitude à toutes les personnes ayant participé d'une manière ou d'une autre à la réalisation de notre thèse, en particulier:

- Mr BOUTAMINE
- Mr KHALIFA
- les ACHAIBOU
- NOUREDDINE .

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous exprimons notre reconnaissance au JURY qui nous honorera en jugeant notre travail.

KESSOURI Ilies

MATOUK Zine-eddine

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- 1- INTRODUCTION
- 1-1 POSITION DU PROBLEME
- 1-2 OBJECTIFS DE L'ETUDE
- 1-3 MOYENS D'ETUDE ET METHODOLOGIE
- 2- MECANISME DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SOUS CHARGES CYCLIQUES
- 2-1 DESCRIPTION DU PHENOMENE
- 2-2 THEORIE
- 3- FACTEURS INFLUENCANT LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION
- 3-1 GRANULOMETRIE
- 3-2 DENSITE RELATIVE INITIALE D_r
- 3-3 STRUCTURE DU SOL
- 3-4 SOLLICITATIONS DYNAMIQUES ANTERIEURES
- 3-5 INFLUENCE DE L'EFFORT APPLIQUE
- 3-6 DUREE D'APPLICATION DE LA CHARGE
- 3-7 INFLUENCE DE LA SURCONSOLIDATION
- 3-8 MODE DE VIBRATION
- 3-9 INFLUENCE DU DRAINAGE
- 3-10 L'AIR DANS LES INTERSTICES
- 4- ESSAI POUR L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION
- 4-1 ESSAI DE LABORATOIRE
- 4-2 ESSAI IN SITU
- 5- ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DU SEISME
- 5-1 METHODE DE DETERMINATION DU NOMBRE EQUIVALENT DE CYCLES DE CONTRAINTES UNIFORMES
- 5-2 METHODES GENERALES D'EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION D'UNE COUCHE HORIZONTALE
- 5-2-1 METHODE DE SEED ET IDRISSE
- 5-2-2 METHODES JAPONAISES
- 5-2-3 CORRELATION SPT/ MAGNITUDE (SEED 1979)
- 5-2-4 METHODE UTILISANT LA CORRELATION CPT/SPT
- 6- ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DE LA HOULE
- 6-1 INTRODUCTION
- 6-2 DEPOUILLEMENT D'UN ENREGISTREMENT DE HOULE
- 6-3 MECANISME DE LA HOULE

- 6-4 DIFFERENCE ENTRE L'ACTION DE LA HOULE ET CELLE DU SEISME
- 6-5 PROCEDURE D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DE HOULE
- 7- ETUDE DE CAS
 - 7-1 NOUVEAU PORT DE BEJAIA
 - 7-1-1 ANALYSES DES DONNEES SISMIQUES
 - 7-1-2 ETUDE DE LA LIQUEFACTION
 - 7-2 ETUDE DE LA LIQUEFACTION POUR LA JETEE DU PORT DE SKIKDA
 - 7-2-1 ETUDE AU SEISME
 - 7-2-2 ETUDE A LA HOULE
 - 7-3 ETUDE D'EXTENSION DU PORT D'ALGER
 - 7-3-1 PRESENTATION DU SITE
 - 7-3-2 RECONNAISSANCE IN SITU
 - 7-3-3 ETUDE DYNAMIQUE

1- INTRODUCTION

1-1 POSITION DU PROBLEME

L'extention considérable des dommages imputables à la liquéfaction des sols, occasionnés par les tremblements de terre qui frappèrent la région de VALDEZ en ALASKA et celle de NIGATA au JAPON stimula les recherches pour comprendre et reconnaître les conditions responsables de la liquéfaction.

De façon générale, on appelle liquéfaction un processus de transformation d'une substance solide en un liquide.

Pour un sol pulvérulent, la transformation de l'état solide à l'état liquide se fait par augmentation de la pression interstitielle.

Ce phénomène a été la cause de désordres variés, glissement de terrain éboulements, rupture de barrages, destruction d'ouvrages portuaires etc...

1-2 OBJECTIFS DE L'ETUDE

Le but de notre travail consiste en un premier lieu à étudier le phénomène de la liquéfaction des sols sous charges cycliques.

Dans ce premier chapitre, on s'intéressera aux différents paramètres influençant le phénomène de liquéfaction.

L'accent sera mis sur les caractéristiques des sols liquéfiables et ce en s'intéressant de près aux essais effectués in situ et au laboratoire.

La seconde partie de notre travail se résume à des études de cas concernant des ouvrages maritimes situés à BEJAIA, SKIKDA, et ALGER.

1-3 MOYENS D'ETUDES ET METHODOLOGIE

Cette étude se fera selon le schéma suivant:

- Etude des paramètres influençant le phénomène de liquéfaction.
- Interprétation des essais courants in situ et au laboratoire.
- Rapprochement entre les résultats d'essais cycliques en laboratoire et au SPT (standart penetration test)
- Examiner un critere permettant d'apprécier selon la magnitude la possibilité de liquéfaction d'une couche à partir des résultats de l'essais SPT.
- Evolution des criteres empiriques ainsi que les données expérimentales sur lesquelles sont fondées les corrélations proposées en 1976 par le professeur SEED.

2-MECANISMES DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SOUS DES CHARGES CYCLIQUES

2-1 DESCRIPTION DU PHENOMENE

Les sables saturés soumis à des cycles de chargement comme ceux produits par un seisme ou par une houle, peuvent se liquéfier c.a.d perdre toute résistance au cisaillement par augmentation de la pression intersticielle. Cette perte de résistance s'accompagne de déformation dont l'amplitude reste ou non limitée selon les conditions.

De façon générale pour qu'il y ait liquéfaction, il faut qu'il y ait conjonction des 3 phénomènes suivants:

- Présence d'un terrain sableux.
- Présence d'une nappe.
- Chargement d'origine cyclique. (ex: seisme, houle, vibration d'une machine)

Il convient cependant de remarquer dès à présent que ces conditions sont nécessaires mais pas suffisantes pour avoir une liquéfaction.

Le phénomène de liquéfaction peut avoir lieu sur des sables laches et saturés.

L'augmentation de la pression intersticielle cause une réduction de la résistance au cisaillement pour s'annuler dans la plus part des cas.

Le sol en perdant toute résistance au cisaillement se comportera comme un liquide.

THEORIE : La contrainte d'un sable due aux frottements internes uniquement,

$$\text{à l'état saturé: } \tau = C + \sigma' \operatorname{tg} \psi \quad (1)$$

$$\text{avec : } \sigma' = \sigma - u$$

τ : contrainte de cisaillement.

σ : contrainte normale dans tous les plans à la profondeur Z.

U: pression intersticielle = $\gamma_w \cdot Z$

ψ : angle de frottement interne.

C: cohésion (C=0, pour les sols pulvérulents).

Considérons les contraintes dans le plan horizontal à la profondeur Z: $\sigma = \gamma_{\text{sat}} \cdot Z$

$$\text{de (1): } \tau = \sigma' \operatorname{tg} \psi = \gamma_d \cdot Z \operatorname{tg} \psi \quad \gamma_d: \text{dejaugée}$$

γ_{sat} : saturée

Si la pression intersticielle augmente de $+\Delta U = \gamma_w \cdot h'_w$

$$\tau \text{ devient : } \tau = (\gamma_d \cdot Z - \Delta U) \operatorname{tg} \psi \quad \text{avec } \Delta U = \gamma_w \cdot h'_w$$

Le sol perd toute sa contrainte de cisaillement pour:

$$\gamma_d \cdot Z - \Delta U = 0 \quad \Delta U = \gamma_d \cdot Z = \gamma_w \cdot h'_w$$

Cette perte totale est due au transfert des forces intergranulaires des grains vers la pression interstitielle .

D'autre part ,l'aspect fondamental de la liquefaction repose sur la constatation experimentale suivante:

Un echantillon de sable aussi dense soit ^{il} soumis à un cycle de chargement alterné, tend à diminuer de volume. Si cet echantillon est saturé et si son volume est maintenu constant. (échantillon saturé en condition non drainée) Cette tendance à la diminution de volume sera compensée par une augmentation de la pression interstitielle ΔU , il en résulte d'après l'équation fondamentale de TERZAGHI une diminution de la contrainte effective $\Delta \sigma'$ et donc de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à cette contrainte effective.

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta u \Rightarrow \Delta \sigma' = - \Delta u \quad (\Delta \sigma = 0)$$

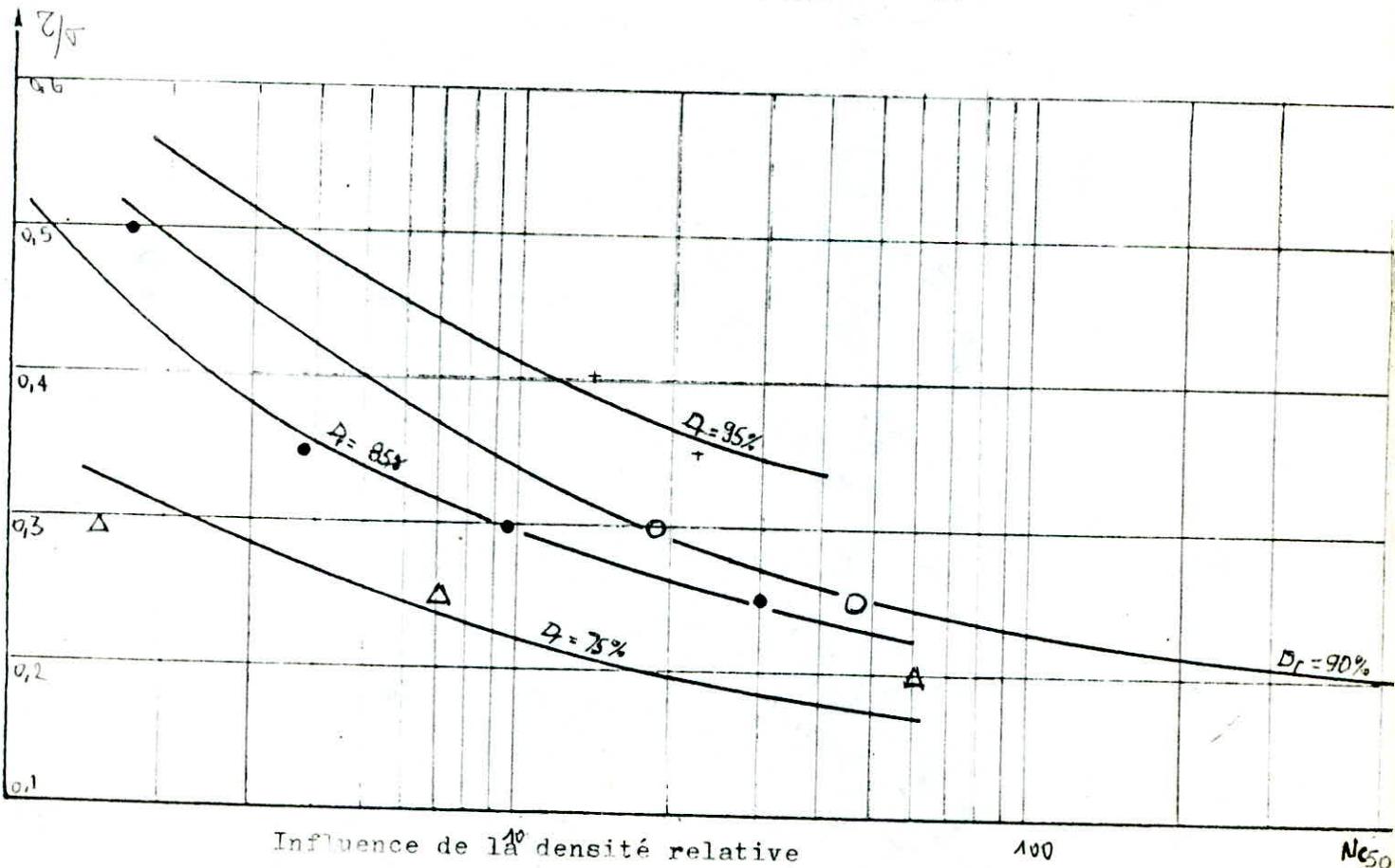
3-FACTEURS INFLUENCANT LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION

3-1 GRANULOMETRIE: La granulometrie affecte le comportement du sable pendant les vibrations. Un sable fin est uniforme ($d_{50} = 0,08\text{mm}$ à $0,3\text{mm}$) est plus liquéfiable qu'un gros sable sous les mêmes conditions. La perméabilité de ce dernier étant plus importante, elle permet une dissipation plus rapide de la pression interstitielle diminuant ainsi le risque de liquéfaction.

3-2 DENSITE RELATIVE INITIALE D_r : Les observations in situ ont montré que la densité D_r du sol est importante, plus sa résistance à la liquéfaction est élevée. Le tassement et la pression interstitielle sont considérablement réduits pendant les vibrations.

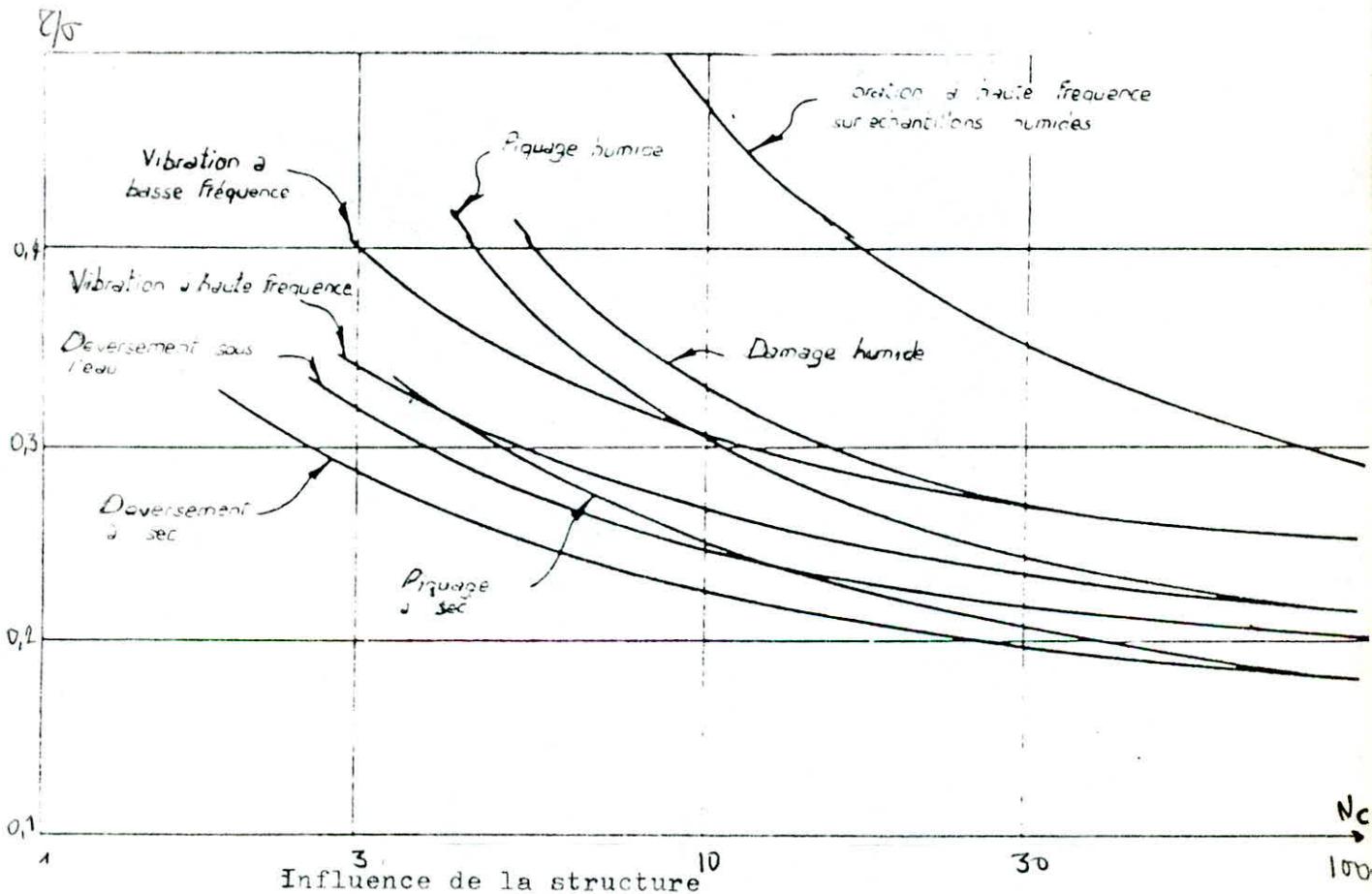
Au laboratoire, on constate que la résistance au cisaillement cyclique est pratiquement proportionnelle à la densité relative pour des valeurs comprises entre 0 et 75% pour des valeurs plus grandes, la résistance est beaucoup plus grande

$$D_r = \frac{e - e_{\max}}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$

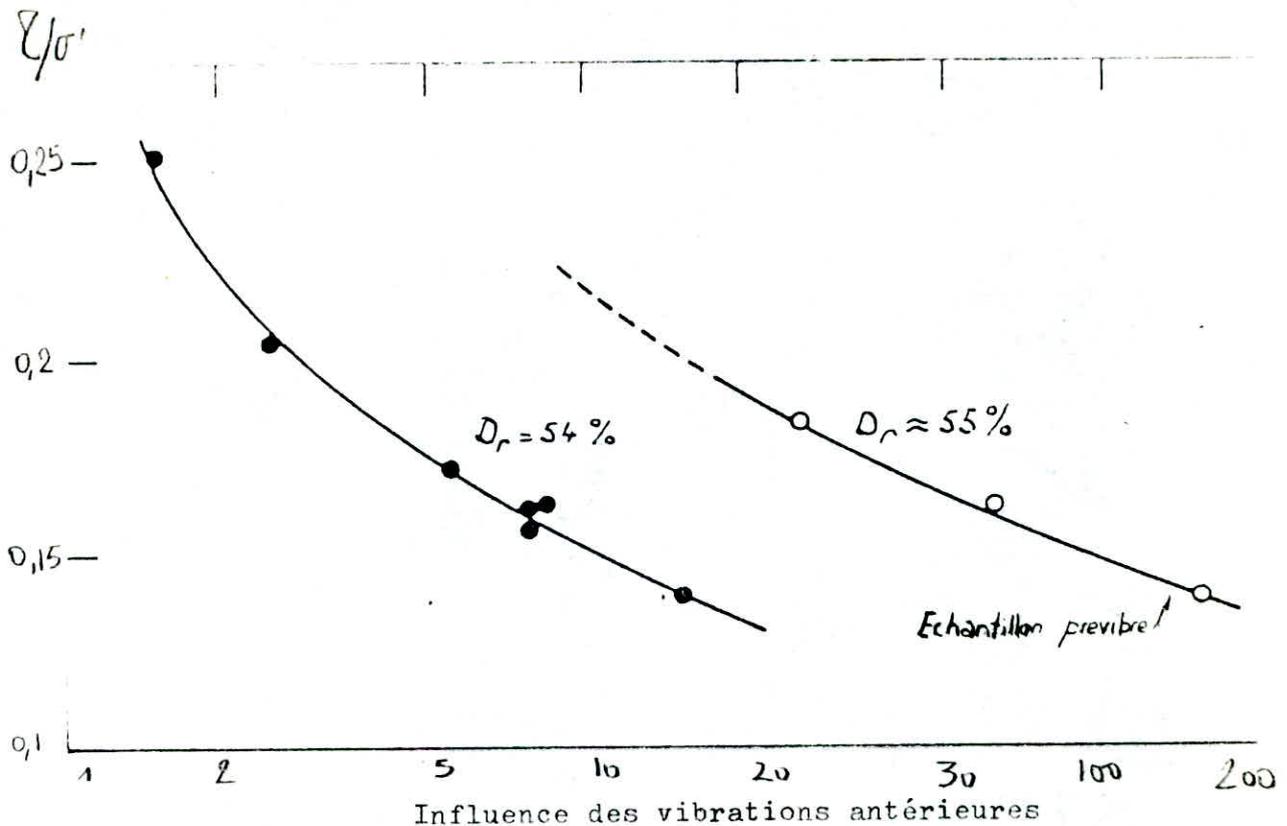


3-3 STRUCTURE DU SOL: La structure de l'assemblage des grains (à ne pas confondre avec la granulometrie) a une influence primordiale sur la résistance au cisaillement cyclique.

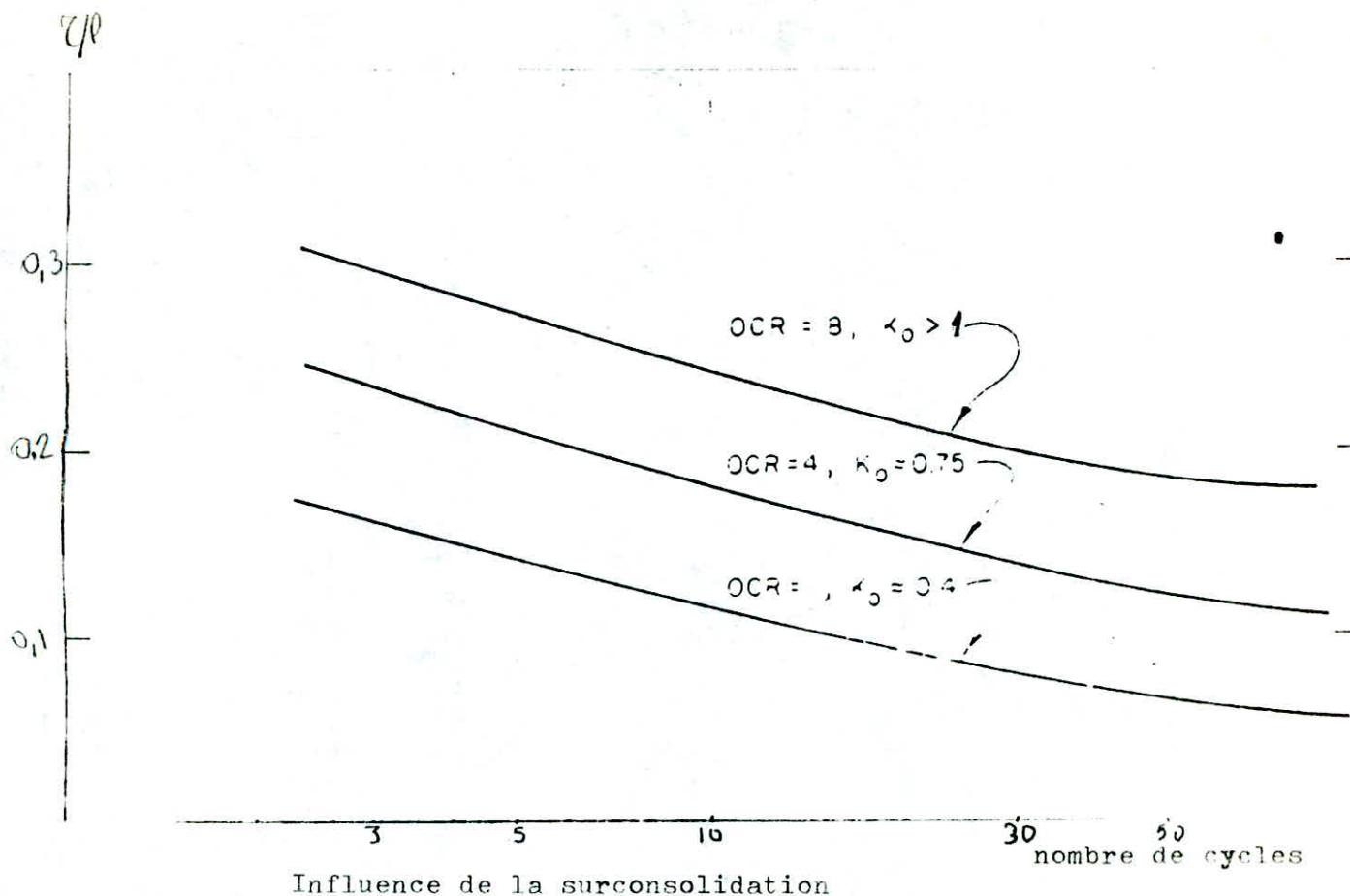
Plusieurs chercheurs ont montré cela en faisant des essais sur des échantillons ayant la même granulometrie et en leur faisant appliquer le même nombre de cycles, mais en changeant à chaque fois la structure des grains; la résistance au cisaillement ainsi obtenue pourrait varier de plus de 100% d'un échantillon à un autre. (SEED a même trouvé des variations de 200%).



3-4 SOLLICITATIONS DYNAMIQUES ANTERIEURES: La résistance au cisaillement cyclique croît en fonction de l'amplitude et du nombre de sollicitations antérieures. Par contre, elle décroît pour un échantillon ayant atteint la condition de liquéfaction, ceci par rapport à un échantillon vierge, bien que la contrainte antérieure ne causa aucun changement significatif sur la densité du sable.



- 3-5 INFLUENCE DE L'EFFORT APPLIQUE: Si l'effort augmente, le nombre de cycles pour l'obtention de la liquéfaction diminue. Cette constatation est en accord avec les observations réelles car la résistance à la liquéfaction diminue avec une augmentation de l'accélération maximale (donc de l'effort appliqué).
- 3-6 DUREE D'APPLICATION DE LA CHARGE: En appliquant des charges importantes et pour de longues durées sur le sol, la résistance à la liquéfaction est fortement augmentée; elle peut être supérieure à celle d'un dépôt récent de 40 à 60%. LEE explique ce phénomène par une cimentation des grains.
- 3-7 INFLUENCE DE LA SURCONSOLIDATION: La surconsolidation s'accompagne généralement d'une augmentation de K_0 (coefficient des terres au repos). Cette augmentation de K_0 pour N donné, produit une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique.



3-8 MODE DE VIBRATION: En général, les vibrations verticales ne mènent qu'à des tassements; par contre les vibrations horizontales fortes engendrent la liquéfaction. Au laboratoire les essais sont faits sous des vibrations unidirectionnelles; en réalité les vibrations sont multidirectionnelles et elles sont plus sévères que les premières. Les chercheurs ont trouvé une différence de résistance au cisaillement cyclique entre ces deux modes de 10% .

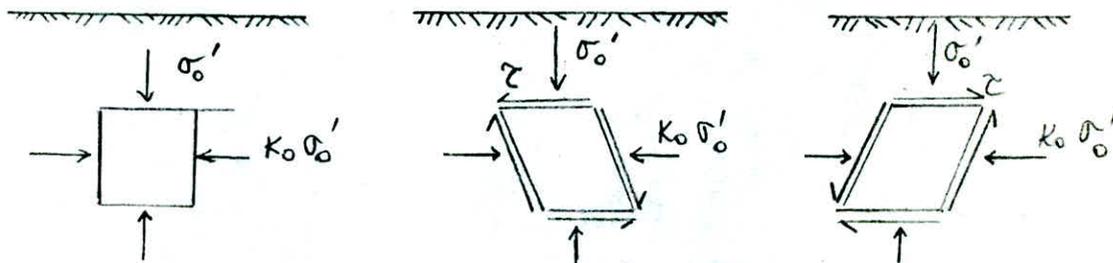
3-9 INFLUENCE DU DRAINAGE: Généralement les sables sont plus perméables que les sols à grains fins. Cependant sous des chargements rapides le dépôt se comporte comme s'il était non drainé d'où augmentation des chances de liquéfaction. Un drain est considéré très efficace s'il est 200 fois plus perméable que le sol ou il est installé.

3-10 L'AIR DANS LES INTERSTICES: Si l'air est emprisonné dans l'eau la ou la pression interstitielle s'est développée, une partie va se dissiper : ceci est dû à la compression de l'air d'où réduction des chances de liquéfaction.

4 ESSAI POUR L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

4-1 ESSAIS AU LABORATOIRE

Divers types d'essais ont été développés avec pour objectif une simulation aussi proche que possible des cycles de chargement réels subis par un échantillon de sol. Ce chargement idéalisé (hypothèse d'onde de cisaillement se propageant verticalement) est représenté par:



Pendant un cycle, la contrainte normale σ'_0 s'exerçant sur le plan horizontal est constante, la contrainte de cisaillement τ varie entre deux valeurs extrêmes $-\tau_{max}$ et $+\tau_{max}$. Il existe actuellement 2 types d'appareils couramment utilisés pour la réalisation d'essais de liquéfaction sur les sables: L'appareil triaxial et l'appareil de cisaillement simple. Aucun appareillage développé à l'heure actuelle n'est parfaitement satisfaisant mais tous permettent cependant d'obtenir de bonnes corrélations avec les observations du comportement in situ des sables. Ces essais permettent de mettre en évidence, en les isolant un par un, les facteurs fondamentaux influant sur la résistance au cisaillement cyclique des sables.

Plusieurs études ont montré (conditions de laboratoire) que la contrainte cyclique de cisaillement causant la liquéfaction est approximativement, directement proportionnelle à la contrainte normale effective initiale.

Le résultat des essais est généralement donné sous la forme de τ/σ'_0

4-1-1 ESSAI TRIAXIAL DYNAMIQUE: Concepts généraux et procédures d'essai:

Les échantillons prélevés sont consolidés tout autour sous une contrainte σ_a

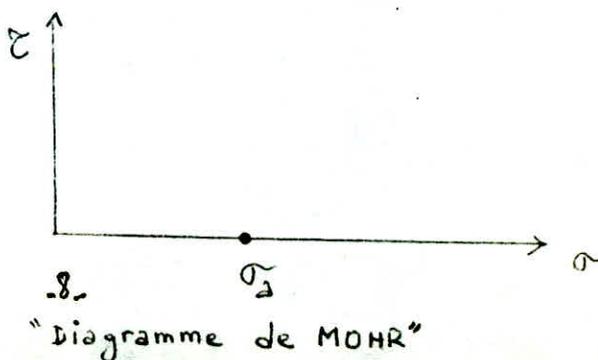
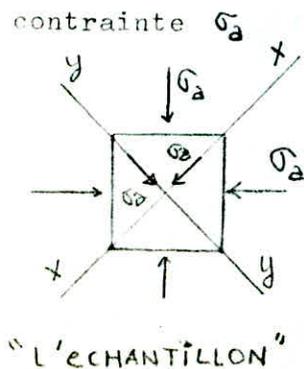


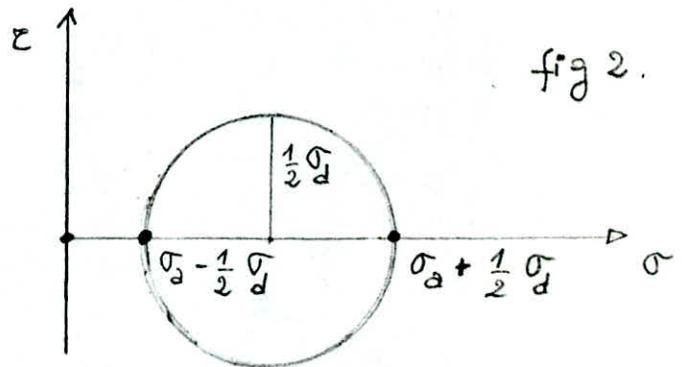
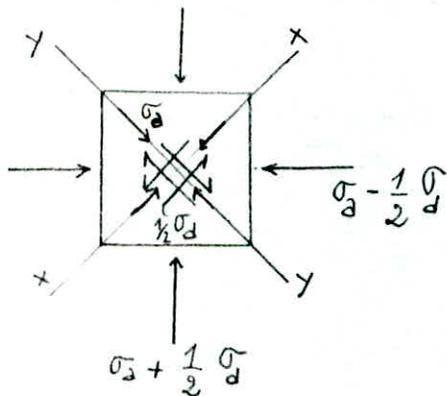
fig 1

LE diagramme de MOHR correspondant à cette condition de contrainte est un point (fig1).

Sur le plan x-x la contrainte totale normale est égale à σ_a , la contrainte de cisaillement est nulle, même chose pour le plan y-y.

Maintenant, si la contrainte axiale est égale à $\sigma_a + \frac{1}{2}\sigma_d$ et la contrainte radiale égale à $\sigma_a - \frac{1}{2}\sigma_d$ (fig2).

Le cercle de MOHR aura l'allure suivante:

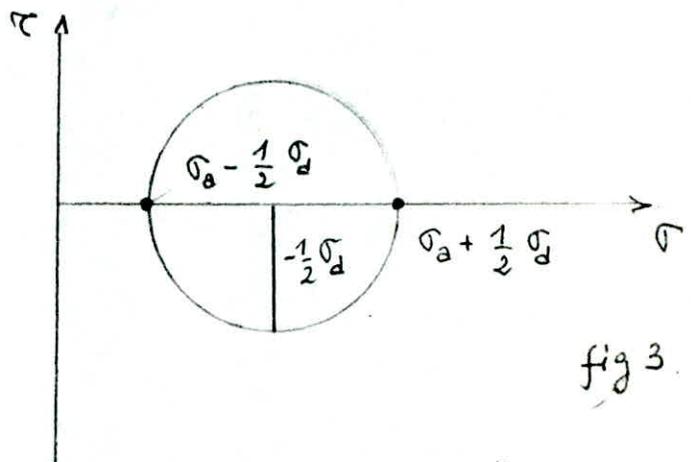
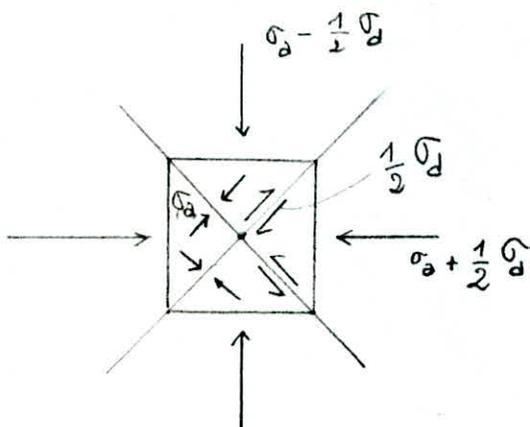


"Diagramme de MOHR"

Sur le plan x-x la contrainte totale normale est égale à σ_a , la contrainte de cisaillement est égale à $\frac{1}{2}\sigma_d$

Sur le plan y-y la contrainte totale normale est aussi égale à σ_a mais, la contrainte de cisaillement est égale à $-\frac{1}{2}\sigma_d$

Similairement pour une contrainte axiale égale à $\sigma_a - \frac{1}{2}\sigma_d$ et une contrainte radiale égale à $\sigma_a + \frac{1}{2}\sigma_d$ on aura le schéma suivant (fig3).



"Diagramme de MOHR"

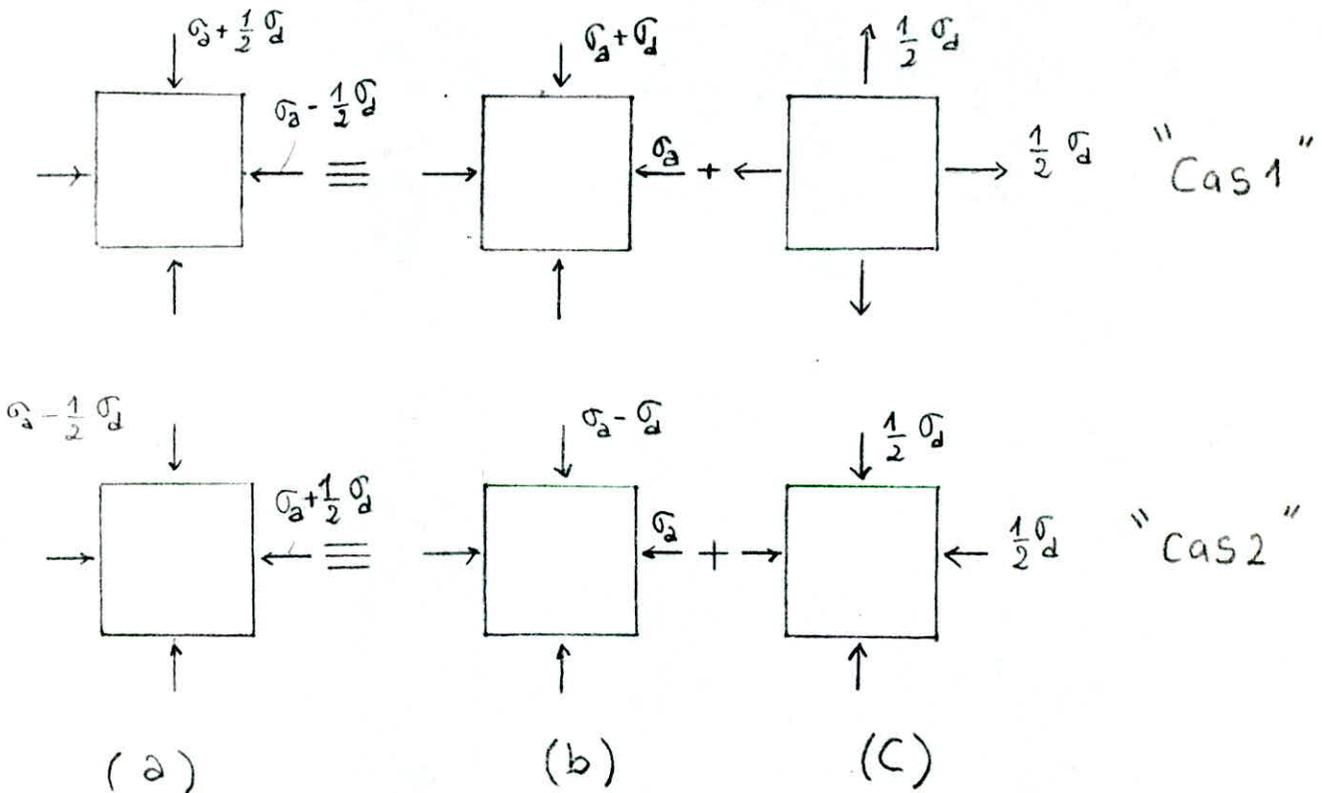
Sur les plans x-x et y-y la contrainte totale normale est σ_a , la contrainte de cisaillement $\tau = -\frac{1}{2}\sigma_d$ sur le plan x-x, et $\tau = +\frac{1}{2}\sigma_d$ sur le plan y-y.

On peut voir donc que par l'application d'une contrainte normale cyclique simultanément dans les directions horizontales et verticales.

Les conditions de contraintes sur les plans x-x et y-y sont similaires aux conditions de contrainte d'un élément de sol en place.

Au laboratoire, pour des échantillons saturés il est difficile de réaliser, les conditions citées préalablement.

Cependant des essais donnant les mêmes conditions de contrainte peuvent être réalisés. Ceci se voit sur les schémas suivants:



Les conditions de contrainte sur la fig (a) est la somme des conditions sur les figures (b) et (c).

L'essai se fera par l'application d'une contrainte de confinement σ_a ensuite par l'application d'une contrainte cyclique σ_d comme le montre la fig (b), sans pour autant changer la contrainte radiale. L'effet des contraintes sur la fig (c) n'affectera que la pression

intersticielle , pour le "cas1" l'effet de la condition de contrainte en fig(c) est de réduire la pression intersticielle de l'échantillon soumis aux chargements cycliques, d'une valeur de $\frac{1}{2} \sigma_d$ sans causer de changement dans la contrainte axiale , ainsi l'effet des conditions de contrainte en fig(a) peuvent être atteintes en réduisant celles de la fig(b) d'une pression intersticielle $u = \frac{1}{2} \sigma_d$

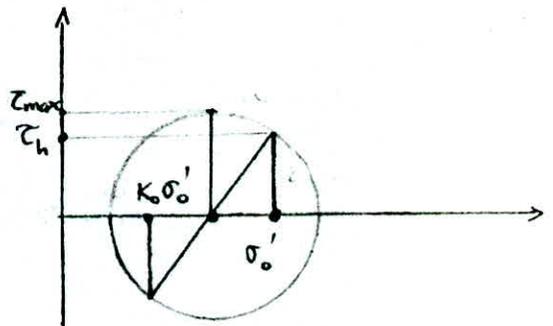
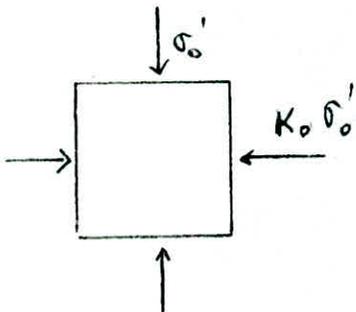
Le "cas2" est similaire au précédent à part qu'il faut ajouter une pression intersticielle $u = \frac{1}{2} \sigma_d$ à celle de la fig(b) pour avoir les conditions de la fig(a).

4-1-2 ESSAI DE CISAILLEMENT SIMPLE

En principe les conditions au laboratoire sont correctement respectées dans l'essai de cisaillement simple.

Comme nous avons vu précédemment l'échantillon est consolidé sous une contrainte effective σ'_0 (contrainte totale σ_a); et pour empêcher les déformations latérales une contrainte effective horizontale $K_0 \sigma'_0$ est appliquée , donnant ainsi la condition de contrainte . L'échantillon est aussi sujet à une contrainte de cisaillement τ_{hv} horizontale et verticale. Il faut noter cependant que la contrainte de cisaillement maximum dans l'échantillon n'est pas la contrainte τ_{hv} appliquée mais τ_{max} avec:

$$\tau_{max} = \tau_h^2 + \left[\frac{\sigma'_0(1-K_0)}{2} \right]^2$$



Quand la contrainte de cisaillement est appliquée il y a une réorientation des directions principales.

La direction de la contrainte principale majeure tourne progressivement autour d'un angle (habituellement $< 40^\circ$) sur chaque côté de la verticale.

4-1-3 EXPLOITATION DES RESULTATS DES ESSAIS

Relation entre $\frac{\sigma_d}{2\sigma_a}$ et $\frac{\tau_{max}}{\sigma_a}$

Le rapport de contraintes $(\tau/\sigma_c)_{max}$ est le maximum du rapport de la contrainte développée durant le chargement cyclique à la contrainte normale de consolidation.

A l'essai de cisaillement simple ce rapport est très proche de $\frac{\tau_{hv}}{K_o \sigma'_o}$

$$\text{c.a.d. } \left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_{max} \approx \frac{\tau_{hv}}{K_o \sigma'_o}$$

dans l'essai triaxial de compression:

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_c}\right)_{max} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_a} = \frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \quad ; \text{ donc pour un même échantillon:}$$

$$\left(\frac{\tau_{hv}}{K_o \sigma'_o}\right)_{CS} \approx \frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \quad \text{donc } \left(\frac{\tau_{hv}}{\sigma'_o}\right)_{CS} \approx K_o \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_a}\right)_{\text{Triax}}$$

$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{mc}}$ est le rapport de la contrainte de cisaillement maximum induite dans l'échantillon durant le cycle de chargement sur la contrainte principale moyenne durant la consolidation initiale.

$$\sigma'_{mc} = \frac{\sigma'_o(1+2K_o)}{3} \quad \sigma'_o = \frac{3\sigma'_{mc}}{1+2K_o}$$

$$\tau_{max}^2 = \tau_h^2 + \frac{\sigma_o'(1-K_o)^2}{4} \quad \tau_h^2 = \tau_{max}^2 - \frac{\sigma_o'^2(1-K_o)^2}{4}$$

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma'_o}\right]^2 = \left[\frac{\tau_{max}}{\sigma'_o}\right]^2 - \frac{(1-K_o)^2}{4}$$

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_o} = \left[\left[\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{mc}}\right]^2 \frac{(1+2K_o)^2}{9} - \frac{(1-K_o)^2}{4} \right]^{1/2}$$

à l'essai triaxial de compression:

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{mc}} = \frac{\sigma_d}{2\sigma_a}$$

donc sous la même condition de τ_{max}/σ'_{mc}

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma'_o}\right]_{CS} = \left[\left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_a}\right]_{\text{triax}}^2 \frac{(1+2K_o)^2}{9} - \frac{(1-K_o)^2}{4} \right]^{1/2}$$

Les valeurs numériques de cette relation dépendant des valeurs de

$\frac{\sigma_d}{2\sigma_a}$ et de K_o .

Cependant dans le cas ou $\sigma_d / 2\sigma_a = 0,4$; on a pour differentes valeurs de K_0 :

$$K_0 = 0,5 \left(\frac{\tau_h}{\sigma'_o} \right)_{CS} = 0,25 \left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_d} \right]_{Triax}$$

$$K_0 = 0,6 \dots\dots = 0,54 \dots\dots\dots$$

$$K_0 = 0,8 \dots\dots = 0,83 \dots\dots\dots$$

$$K_0 = 1 \dots\dots = 1 \dots\dots\dots$$

Indiquant ainsi une grande difference entre les parametres définissant la résistance du sol pour des valeurs petites de K_0 .

$\Delta\tau_{max} / \sigma_{mc}$ est le rapport entre la variation maximale de la contrainte de cisaillement durant le chargement cyclique et la contrainte principale moyenne sur l'échantillon durant la consolidation .

$$\frac{\Delta\tau_{max}}{\sigma_{mc}} = \frac{\tau_h^2}{\sigma'_o(1+2K_0)} \quad \text{pour le cisaillement simple}$$

$$\frac{\Delta\tau_{max}}{\sigma_{mc}} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_a} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \quad \text{pour le triaxial de compression}$$

Donc pour une repture sous la même condition de τ_{max} / σ_{mc} :

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma'_o} \right]_{CS} = \frac{1+2K_0}{3} \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right]_{Triax}$$

La relation entre les conditions de repture du cisaillement simple et du triaxial peut s'exprimer ainsi:

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma'_o} \right]_{CS} = \alpha \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right]_{Triax} \quad \text{avec } \alpha = \frac{1+2K_0}{3}$$

CORRELATION ENTRE LES RESULTATS DU TRIAXIAL ET DE L'ESSAI IN SITU

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma_v} \right]_{in\ situ} = \beta \left[\frac{\tau_h}{\sigma_a} \right]_{CS} \quad \begin{array}{l} \beta: \text{varie avec la densité relative} \\ \sigma_v: \text{contrainte totale verticale} \end{array}$$

$$\left[\frac{\tau_h}{\sigma_v} \right]_{is} = \beta \cdot \alpha \left[\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right]_{Triax}$$

$$\text{Finalement on a: } \left[\frac{\tau_h}{\sigma_v} \right]_{is} = Cr \left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right]_{Triax} \quad \text{avec } Cr = \alpha \cdot \beta$$

4-2 LES ESSAIS IN SITU

4-2-1 ESSAI SPT (Standart Penetration Test) ou éssais de pénétration dynamique.

L'essai in situ le plus courant en vue de déterminer le potentiel de liquéfaction est l'essai SPT. Il a été exploité par les Japonais et les Américains. Le SPT permet d'évaluer la compacité d'un sol pulvérulent.

L'appareillage comprend:

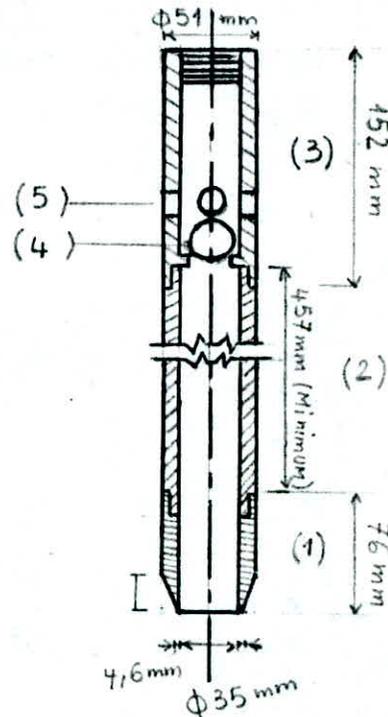
- un carrotier
- un train de tiges et accessoires
- un mouton de battage (poids 63,5 kg
hauteur de chute 76 cm)

à une profondeur donnée H, on enfonce le carottier sur 45 cm

- n_1 de H à H+15 cm
- n_2 de H+15 cm à H+30 cm
- n_3 de H+30 cm à H+45 cm

Le nombre de coups est $N = n_2 + n_3$

- (1) Trousse coupante
- (2) Tube fendu
- (3) Raccord
- (4) Bille en acier 25 mm
- (5) 4 events 13 mm (minimum)



4-2-2 ESSAIS CPT (cone penetration test) ou essais de penetration statique

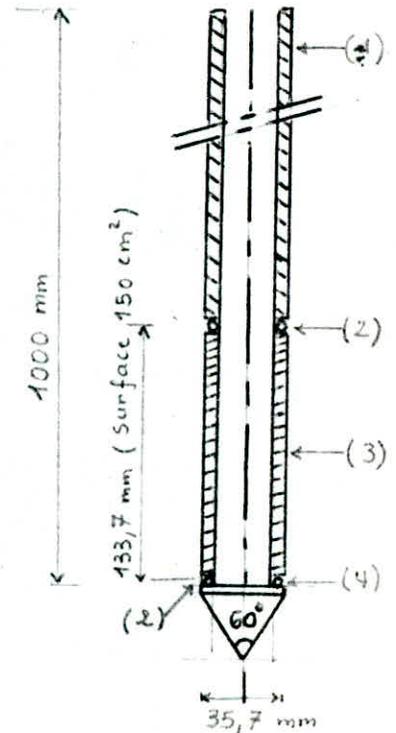
Le pénétrétre statique CPT est conçu selon les normes européennes et américaines. L'enfoncement se fait par verinage à vitesse constante (2cm/s)

L'appareillage comprend:

- une pointe conique et éventuellement un manchon de frottement.
- un train de tubes et de tiges.
- un dispositif de fonçage (verin-support-ancrages ou poids mort)
- un système de mesure.

La pointe est enfoncée par verinage dans le sol par l'intermédiaire du train de tiges ou de tubes. La mesure de la résistance à l'enfoncement se fera tous les 20cm au plus.

Les résultats seront exploités suivant le tableau suivant:



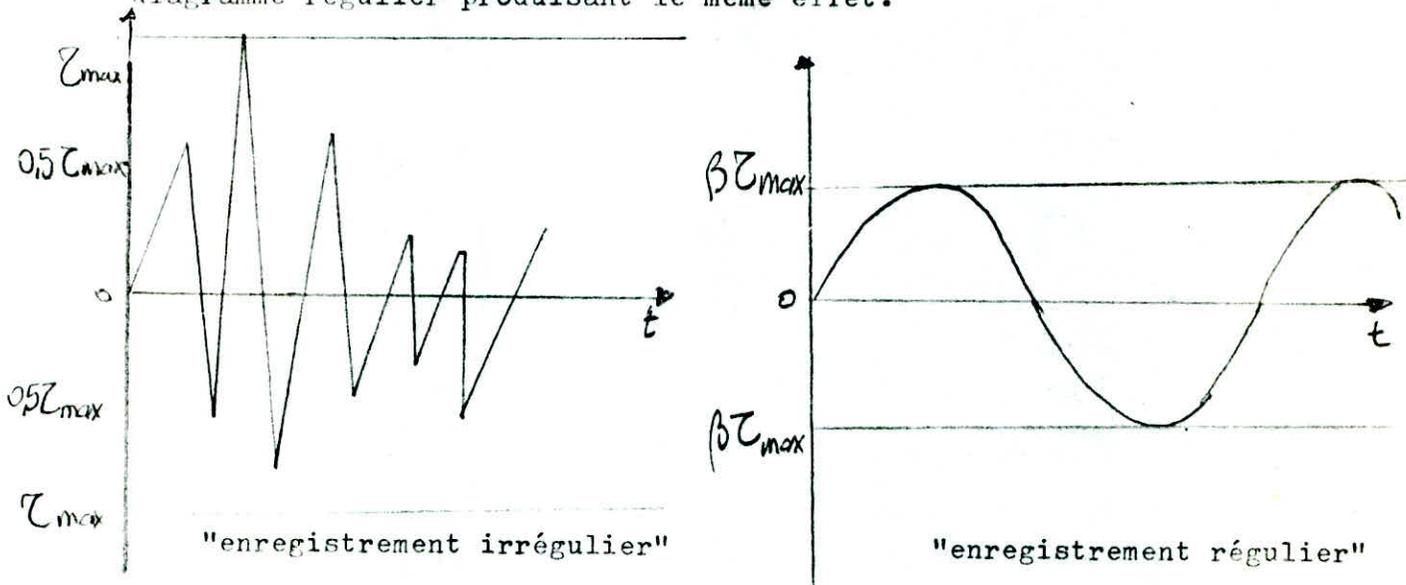
Notations	Definitions	Formules	Unités
A_c	surface de la base du cône		m^2
A_s	surface laterale du manchon		m^2
Q_c	effort total sur le cône		N
Q_s	effort d'enfoncement du manchon		N
Q_t	effort total d'enfoncement		N
Q_{st}	effort total de frottement latéral	$Q_{st} = Q_t - Q_c$	N
q_c	résistance unitaire du cône	$q_c = Q_c / A_c$	Pa
f_s	frottement latéral unitaire	$f_s = Q_s / A_s$	Pa
Rf	pourcentage de frottement	$Rf = f_s / q_c$	sans
If	indice de frottement	$If = q_c / f_s$	sans

- ** (1) tube de fonçage
 (2) joint
 (3) manchon de frottement
 (4) vide annulaire
 (5) cône

5-ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'ACTION DU SEISME

5-1-METHODE DE DETERMINATION DU NOMBRE EQUIVALENT DE CYCLES DE CONTRAINTES UNIFORMES:

Les enregistrements du seisme ont une forme irrégulière, il est donc pratiquement impossible de simuler ces vibrations au laboratoire. Cependant seul l'effet engendré par le seisme sur le sol nous intéresse, il est donc plus judicieux de passer d'un diagramme irrégulier à un diagramme régulier produisant le même effet.



Une methode a été proposée, elle est basée sur la constatation de plusieurs sites.

-DETERMINATION DE β : L'expérience a montré que la contrainte de cisaillement moyenne est égale à 65% de la contrainte de cisaillement maximum (correspondant à a_{max}) $\beta = 0,65$

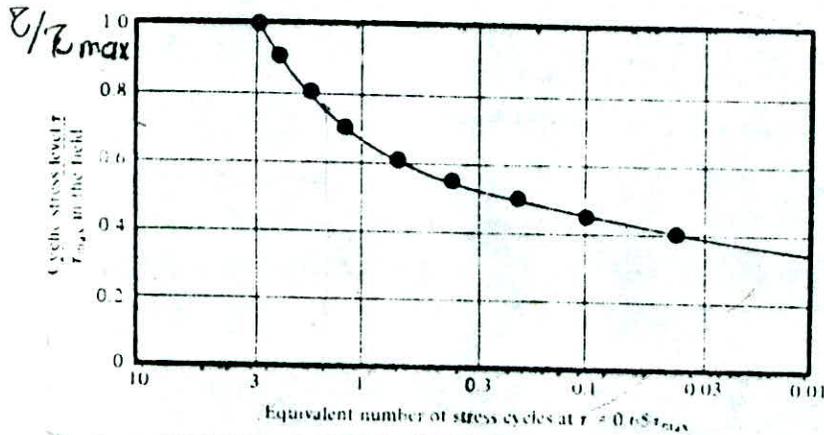
-DETERMINATION DE a_{max} : L'accélération maximum a_{max} est tirée directement de l'accélérogramme .

-DETERMINATION DE N: Pour déterminer N il faut tout d'abord tracer le tableau suivant:

contrainte de cisaillement τ_{max}	au dessus de l'axe horizontal			au dessous de l'axe horizontal		
	nombre de cycles	facteur de conversion	nombre equivalent de cycles	nombre de cycles	facteur de conversion	nombre equivalent de cycles
1,00						
0,95						
0,90						
0,85						
			TOTAL			TOTAL
(1)	(2)	(3)	(4) 16	(5)	(6)	(7)

Ensuite on procede aux étapes suivantes:

- 1-Determination du nombre de cycles de contraintes à des valeurs différentes de (σ_{max} ; $0,95\sigma_{max}$; $0,90\sigma_{max}$;.....) au dessus de l'axe horizontal (col 2) et au dessous (col 5).
- 2-Determiner les facteurs de conversions(col 3) et (col 6) à partir de la courbe suivante:



- 3-Determiner le nombre de cycles uniformes à la contrainte maximale de $0,65 \sigma_{max}$ (col 4 et 7)

$$\text{col4} = \text{col2} \times \text{col3}$$

$$\text{col7} = \text{col5} \times \text{col6}$$

- 4-Determiner le nombre total des cycles de contraintes équivalent à $0,65 \sigma_{max}$ au dessus de l'axe horizontal en faisant la somme des valeurs de la col 4 et au dessous de l'axe horizontal en faisant la somme de la col 7.

- 5-Enfin N sera la moyenne des résultats de la somme.

$$N = \frac{1}{2} (\text{Nb eq de cycles au dessus} + \text{Nb eq de cycles au dessous})$$

En absence d'enregistrement, SEED et IDRIS donnent les valeurs suivantes pour différentes valeurs de M (magnitude)

7	10
7-1/2	20
8	30

5-2 METHODES GENERALES D'EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION
D'UNE COUCHE HORIZONTALE

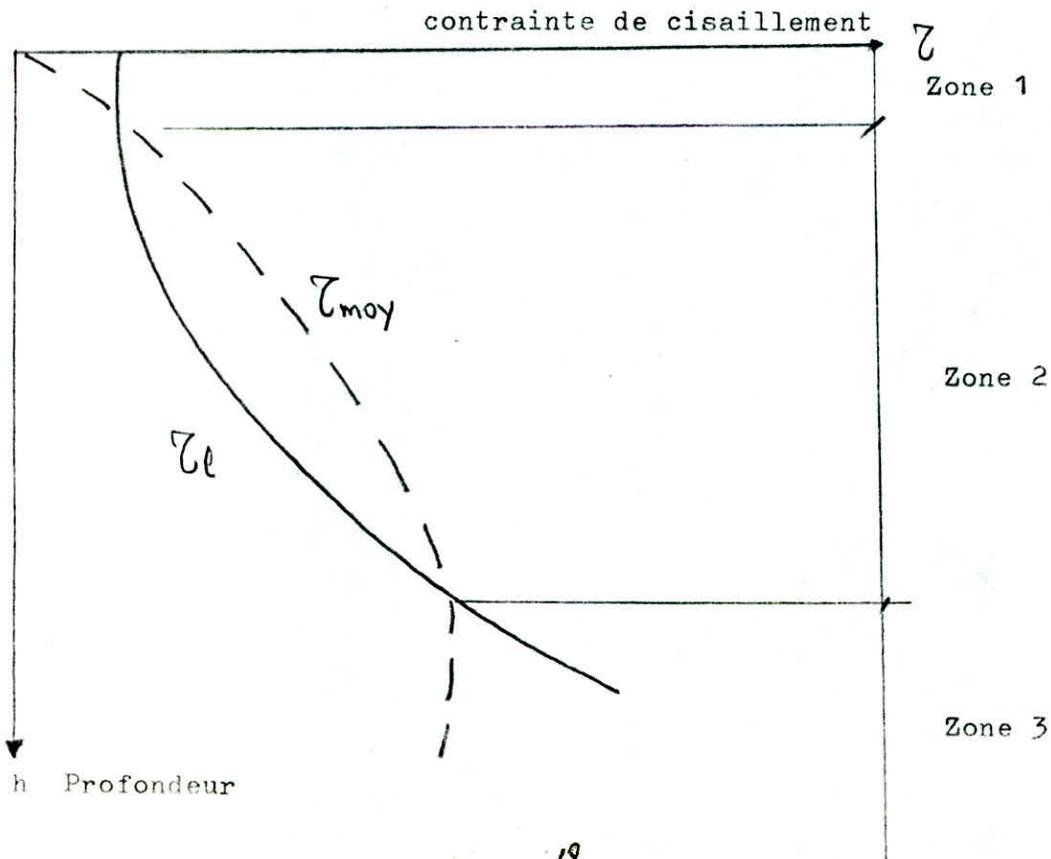
METHODE DE SEED ET IDRIS

- HYPOTHESES

- A- LE SEISME: A partir de l'accélérogramme on determine l'accélération maximum a_{max} du seisme qui est liee à la magnitude , grace à ce dernier paramètre on definit le nombre N_c de sollicitations équivalentes correspondant aux sollicitations irrégulieres du seisme.
- B- LE SABLE: Caracterisé par sa contrainte limite de liquéfaction τ_e , par sa densite relative D_r .

METHODE

- Il s'agit de calculer et de tracer en fonction de la profondeur :
- 1-La valeur moyenne de la contrainte de cisaillement τ_{moy} induite par le seisme pour le nombre N_c de cycles.
 - 2-La contrainte de cisaillement limite τ_e de liquéfaction correspondant au nombre N_c de cycles



INTERPRETATION: Pour qu'il y ai liquéfaction ,il faut que la contrainte moyenne induite par le seisme soit supérieure à la contrainte limite du sable.

$$\tau_{moy} > \tau_e$$

La zone 2 : Pour cette zone ,on voit que $\tau_{moy} > \tau_e$:un risque de liquéfaction est à envisager

Les zones 2 et 1 : $\tau_{moy} < \tau_e$, pas de risque de liquéfaction

EVALUATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT MOYENNE INDUITE PAR LE SEISME

-L'expérience a montre que : La contrainte de cisaillement moyenne est égale à 65% de la contrainte de cisaillement maximum

$$\tau_{moy} = 0,65 \tau_{max} \quad (1)$$

HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES

- Nous avons vu précédemment que seules les ondes de cisaillement verticales peuvent provoquer la liquéfaction . On ne tiendra compte que de celles-ci.

METHODE:

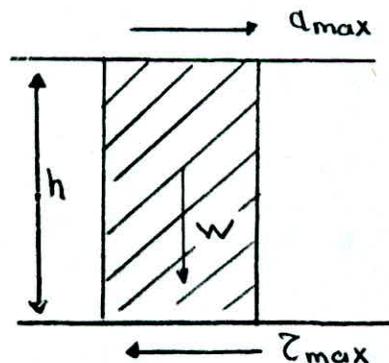
A partir de la relation de la dynamique $F=M\ddot{x}$ et on supposant que le sol est parfaitement rigide

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{max} \quad (2)$$

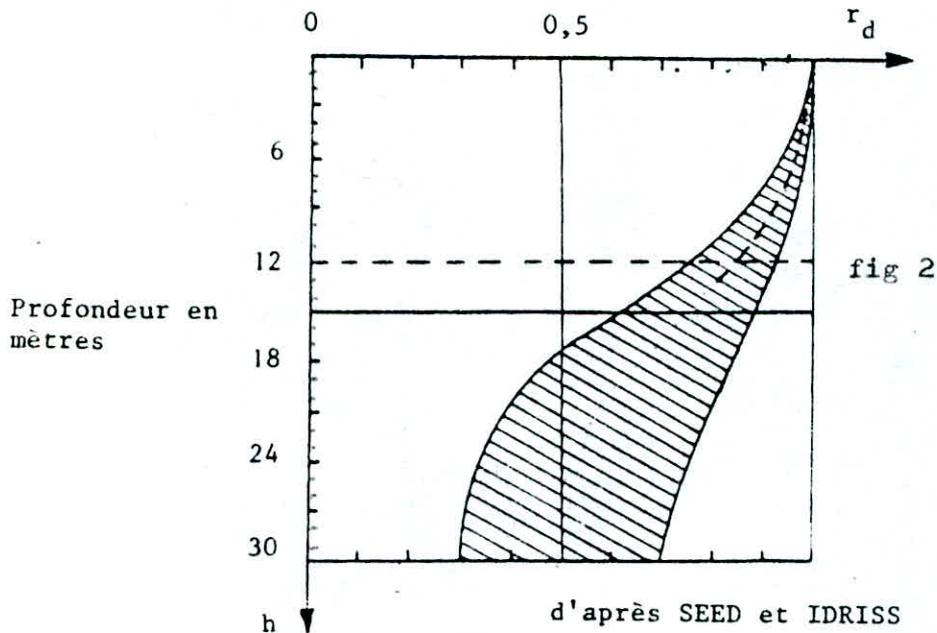
(Avec γ =Le poids spécifique des terres.

g = accélération de la pesanteur

$(\tau_{max})_r$ = la contrainte de cisaillement max induite par le seisme pour un sol supposé rigide



EN fait le sol est déformable et pour tenir compte de sa flexibilité ,on multiplie la contrainte de cisaillement calculée en (2) par un facteur r_d donné par le graphe (fig2)



$$\tau(\max) = r_d (\tau_{\max})_r \quad (3)$$

de (3) et (2) on tire:

$$(\tau_{\max})_d = \frac{\sigma_0}{g} \cdot a_{\max} \cdot r_d \quad (4)$$

de (4) et (1) on tire :

$$\tau_{\text{moy}} = 0,65 \cdot \frac{\sigma_0}{g} \cdot a_{\max} \cdot r_d \quad (5)$$

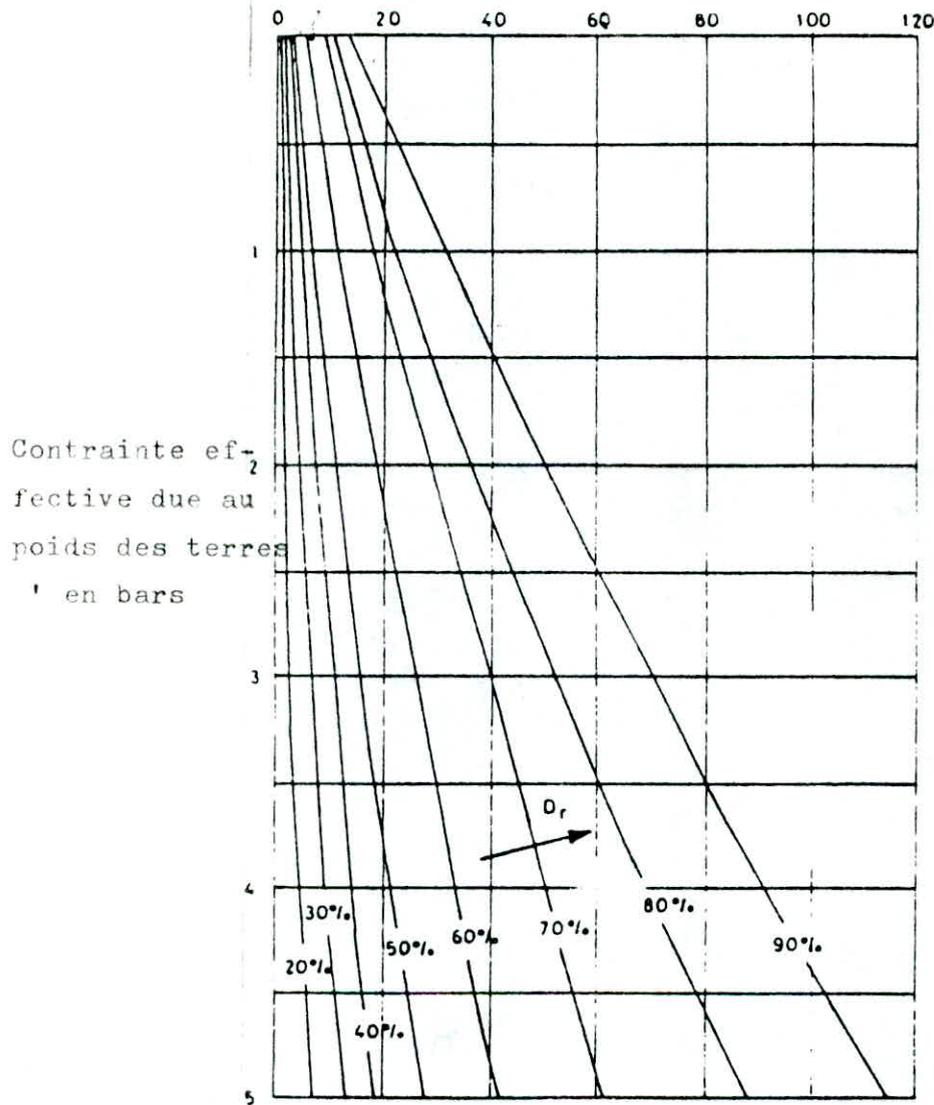
EVALUATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT LIMITE DE LIQUEFACTION

-Données:

-Le sol est défini:

- ** Par sa granulométrie et en particulier par D50 (le diamètre moyen des grains)
- ** Par sa densité relative D_r , soit mesurée au laboratoire, soit estimée à partir du SPT (Standart Pénétration Test).

L'abaque (Fig3) donne une estimation de la densité relative en fonction du nombre de coups N pour 30 cm d'enfoncement au SPT après correction de la contrainte effective due à la présence de la nappe d'eau.



N (nombre de coups pour 30cm d'enfoncement)

Contrainte effective due au poids des terres en bars

(d'après GIBBS et HOLTZ)

A partir des essais de laboratoire, on calcule le taux de sollicitation critique R_t qui provoque la liquéfaction initiale en N_c cycles et ceci à l'aide de l'appareil triaxial

$$R_t = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right) e \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \sigma_d : \text{contrainte déviatorique} \\ \sigma_a : \text{pression de consolidation de l'échantillon} \end{array}$$

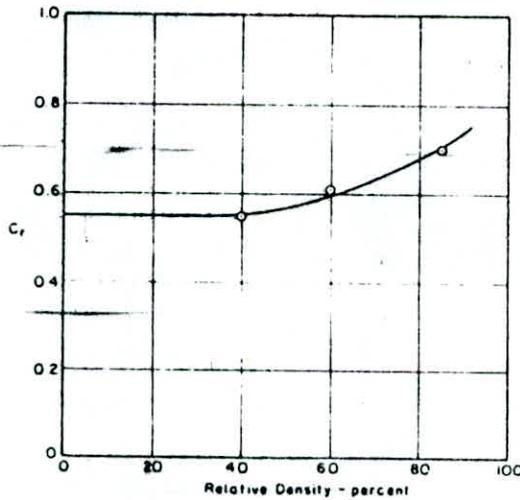
Le taux de sollicitation critique in situ provoquant la liquéfaction initiale en N_c cycles est :

$$R_i = \frac{\sum e}{\sigma'_0} \quad \text{avec} \quad \sigma'_0 : \text{contrainte effective due au poids des terres}$$

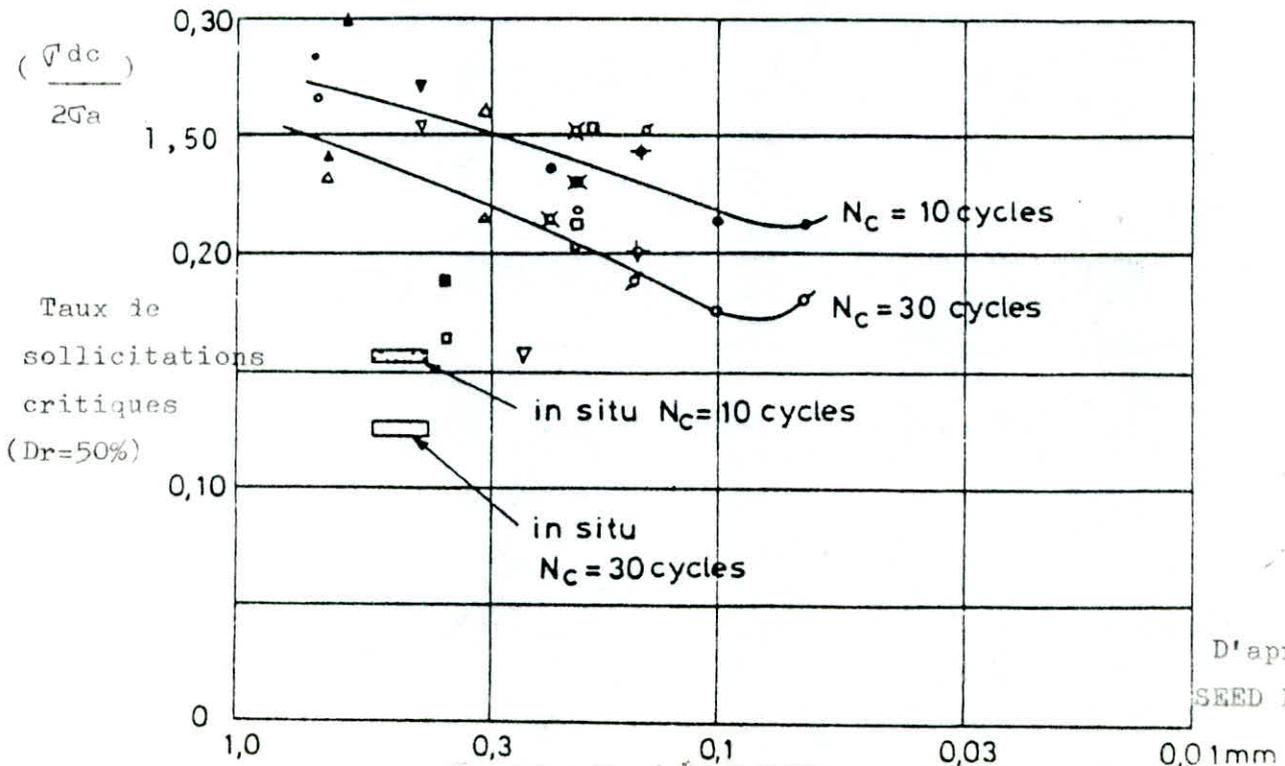
Les essais au laboratoire étant réalisés sous condition isotrope ($K_0=1$), il est nécessaire donc de corriger les résultats bruts d'essais par un facteur correcteur C_r pour tenir compte de la valeur réelle de K_0 en place.

On aura
$$\frac{\tau_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right) C_r \quad (6)$$

C_r étant donné par l'abaque ci-dessous en fonction de D_r



Un certain nombre d'essais triaxiaux sur des sables saturés ayant une densité relative $D_r=50\%$ ont donné les courbes suivantes du taux de sollicitation critique en fonction du diamètre moyen d_{50}



D'après
SEED ET IDRIS

Pour une densité relative $D_r < 80\%$, la contrainte de cisaillement limite de liquéfaction τ_l est proportionnelle à D_r .

Finalement on aura:

$$\tau_l = \sigma'_o \cdot \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right)_{1,50} \cdot C_r \cdot \frac{D_r}{50} \quad (7)$$

ETAPES DE CALCUL

I- Se donner un seisme de reference.

- Determiner a max : accélération maximum.
- M : la magnitude.
- Nc : le nombre de cycles équivalentsq.

2- Calculer τ moy d'après (5).

3- Determiner d_{50} .

4- Déterminer D_r (laboratoire, ou in situ par le SPT).

5- Déterminer $\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_a} \right)_{1,50}$ et C_r par les graphiques .

6- Calculer $\tau_{1,50}$ d'après (7).

7- Voir les zones d'intersection entre les courbes (5) et (7) .

5-2-2 METHODES JAPONAISES

Pour l'exploitation des résultats du SPT, il n'a été tenu compte dans la méthode précédente que de la contrainte verticale effective et dans une certaine mesure de la densité relative. Par contre la granulométrie a été omise, alors que la taille des grains influence très directement les résultats des essais SPT et la résistance cyclique des sols pulvérulents. Cette méthode a connu une évolution avec le temps et a été améliorée. On citera toutes les étapes faites.

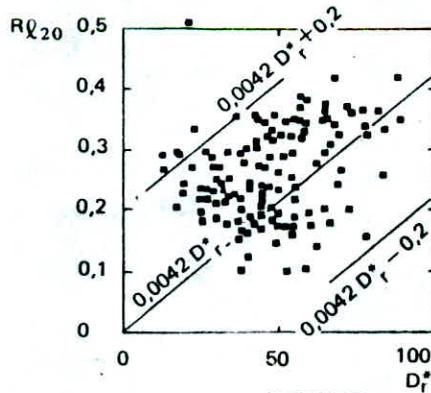
1° ETAPE

- Dans un premier temps la résistance cyclique non drainée $R_{1,20}$ à l'appareil triaxial a été rapprochée de la densité relative D_r estimée par MEYERHOF de la relation empirique suivante:

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0,7}} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} N: \text{nombre de coups au SPT.} \\ \sigma'_v: \text{contrainte effective due} \\ \text{aux poids des terres (en } 10^5 \text{ Pa)} \end{array}$$

$$R_{1,20} = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c} \right) \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \sigma'_c: \text{contrainte effective de confinement isotrope} \\ \text{initiale} \\ \sigma_{dp}: \text{deviateur cyclique pour lequel une deformation} \\ \text{axiale de 5\% à 6\% est atteinte en vingt cycle} \\ \text{à l'appareil triaxial.} \end{array}$$

En traçant $R_{1,20}$ en fonction de D_r , on a la figure suivante



$$D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0,7}}$$

Le paramètre D_r ne peut pas à lui seul nous rendre compte de la résistance cyclique. Donc d'autres investigations s'avèrent nécessaires.

2°ETAPE

-Le diamètre des grains étant un paramètre primordial dans l'étude de la liquéfaction, on en a tenu compte ici ; il influence la résistance cyclique.

La corrélation obtenue peut être exprimée comme suit :

$$r_1 = \begin{cases} 0,88 \left[\sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 70}} - 0,258 \log \left(\frac{d_{50}}{0,35} \right) \right] & \text{pour } 0,04 \leq d_{50} \leq 0,60 \text{ mm} \\ 0,88 \left[\sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 70}} - 0,0567 \right] & \text{pour } 0,60 \leq d_{50} \leq 1,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec σ_v' = contrainte verticale effective (KPA)

d_{50} = diamètre moyen des grains (en mm)

Pour l'évaluation de la résistance du sable on utilise le paramètre F_1

$F_1 = \frac{R}{L}$ avec: R = rapport de contrainte provoquant la liquéfaction

et $L = \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_v} \right)_{\max} = \frac{a \max}{g} * \frac{\delta h}{\sigma_v'} * r_d$ en place. avec $r_d = 1 - 0,015 Z$
 r_d : terme correcteur propose par IWASAKI et AL.

Z: profondeur (m)

Après l'application de ces divers facteurs correctifs, on peut assimiler R à $R_{1,20}$

$$R_{1,20} = R \rightarrow F_1 = \frac{R_{1,20}}{L}$$

D'où pour $F_1 > 1$: Pas de liquéfaction.

Cette nouvelle approche ne reflète le comportement du sol qu'à une profondeur Z donnée, elle ne nous renseigne pas sur l'ensemble du profil.

3°ETAPE

- Pour avoir de plus amples renseignements, les auteurs proposent de calculer le potentiel de liquéfaction P_1 et cela en ne tenant compte que des 20 premiers metres.

$$P_1 = \int_0^{20} F(10 - 0,5 Z) dZ \quad \text{avec} \quad F = \begin{cases} 1 - F_1 & \text{si } F_1 \leq 1 \\ 0 & \text{si } F_1 > 1 \end{cases}$$

si $P_1 \leq 5$ la liquéfaction est peu probable.

si $P_1 \geq 15$ le risque de la liquéfaction est important.

Jusqu'à présent ce qui a été mentionné n'est valable que pour des seismes de magnitudes comprises entre 7 et 8. Pour des magnitudes plus faibles les résultats seraient trop pessimistes.

4° ETAPE:

La nouvelle corrélation tient compte de la modulation de la valeur R en fonction de la magnitude du seisme, permettant ainsi de couvrir un large intervalle de magnitudes..

Elle consiste à rattacher directement le résultats de l'essais SPT au rapport des contraintes en place $\frac{\tau}{\sigma'_v}$ moy et non au resultat R_{120} de l'essai triaxi

$$R_{ln} = R_{120} \left(\frac{n}{20} \right)^{-0,20} \quad \frac{\tau}{\sigma'_v} = C_r \cdot R_1$$

R_{LN} : le rapport des contraintes engendrant une déformation limitée axiale de 5 à 6% en n cycles.

Le nombre de cycles n est donne dans le tableau suivant en fonction de la magnitude.

MAGNITUDE (M)	5,5 à 6	6,5	7	7,5	8
NOMBRE DE CYCLES (n)	5	8	12	15	20

5° ETAPE:

En se basant sur les éléments précédents la résistance à la liquéfaction caractérisée par $\frac{\tau}{\sigma'_v}$ est évaluée à partir des essais SPT par la relation suivante:

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = \left[\begin{array}{l} A \left[\frac{N}{\sigma'_v + 70} - 0,258 \log \left(\frac{d_{50}}{0,35} \right) \right] \text{ pour } 0,04 \leq d_{50} \leq 0,60\text{mm} \\ A \left[\frac{N}{\sigma'_v + 70} - 0,0567 \right] \text{ pour } 0,60 \leq d_{50} \leq 1,50\text{mm} \end{array} \right]$$

Les valeurs du coefficient A dependent de la magnitude

MAGNITUDE	6,5 à 6	6,5	7	7,5	8
A	0,66	0,60	0,56	0,53	0,50

Le rapport des contraintes $\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v}$ du au seisme est évalué de la même façon que pour la méthode de SEED et IDRIS cad :

$$\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \frac{\delta h}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d \quad \text{donc si } \frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v} < \frac{\tau}{\sigma'_v} :$$

Pas de liquéfaction

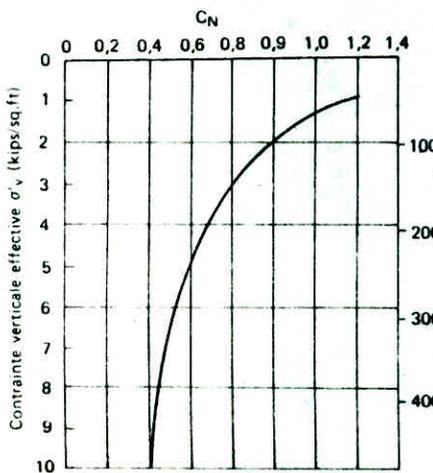
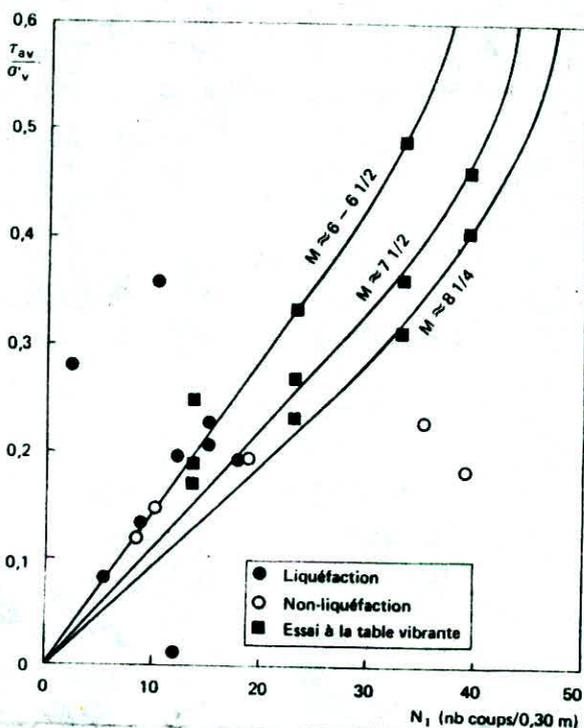
5-2-3 CORRELATION SPT / MAGNITUDE, (SEED 1979)

Cette corrélation a été proposée par SEED en (1976) et corrigée par la suite en (1979).

Pour $M=7,5$, SEED a utilisé les résultats des observations du seisme de NIGATA. En ce qui concerne les magnitudes 6 et $8\frac{1}{4}$ les courbes ont été tracées à partir des résultats d'essais à la table vibrante.

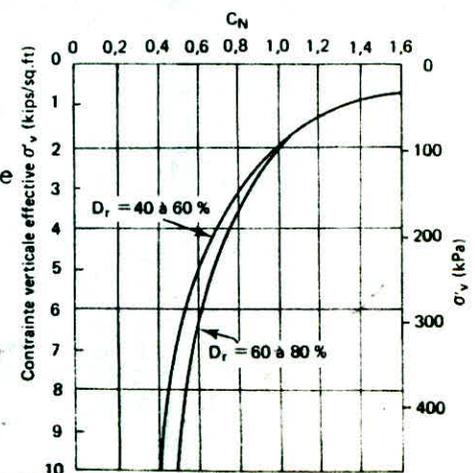
Néanmoins, cette corrélation n'est applicable que pour des sables moyens et propres. ($d_{50} = 0,2$ à $0,7$ mm)

Ceci a été confirmé par les travaux de PYKE et AL concernant le port de Los Angeles lors du seisme de Long Beach en 1933.



Systeme à corde et tambour (norme Américaine et Japonaise) ←

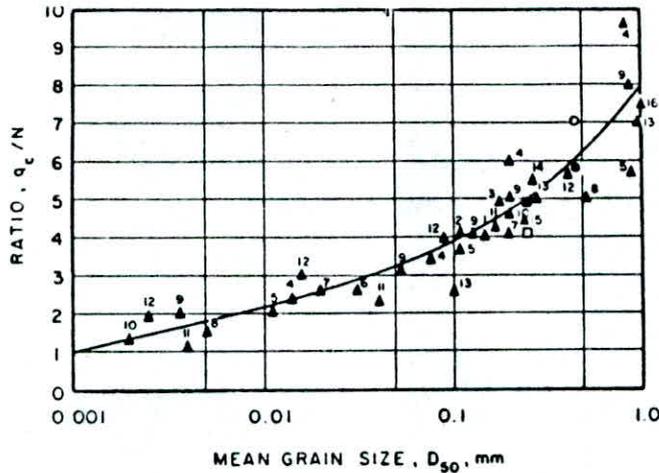
Systeme de de mouton à chute libre (norme Européenne) →



-Le nombre de coups du SPT (N) doit être corrigé par un coefficient C_N donné par les abaques ci-dessus. ($N_1 = C_N \cdot N$)

5-2-4 METHODE UTILISANT LA CORRELATION CPT/SPT

Des recherches ont été menées rapprochant les résultats du SPT(N) à ceux du CPT(q_c), elles ont conduit à des variations assez larges des valeurs du rapport $\frac{q_c}{N}$. L'une des raisons objectives tient à l'influence de la taille des grains sur la résistance au SPT tout particulièrement. Les résultats sont reproduits sur la figure suivante établie par ROBERTSON et AL (1982).



- | | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1. Meyerhof (1956) | 9. Nixon (1982) |
| 2. Meigh and Nixon (1961) | 10. Kruizinga (1982) |
| 3. Rodin (1961) | 11. Douglas (1982) |
| 4. De Alencar Velloso (1959) | 12. Muromachi & Kobayashi (1982) |
| 5. Schmertmann (1970) | 13. Goel (1982) |
| 6. Sutherland (1974) | 14. Ishihara & Koga (1981) |
| 7. Thornburn & MacVicar (1974) | 15. Laing (1983) |
| 8. Campanella et al. (1979) | 16. Mitchell (1983) |

(q_c exprimée en bars)

Pour l'exploitation des résultats du CPT; il suffit de déterminer le rapport $\frac{q_c}{N}$ pour le diamètre moyen donné, ensuite estimer N à partir de ce rapport et l'utiliser dans les formules empiriques précédemment citées.

6-ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DE LA HOULE

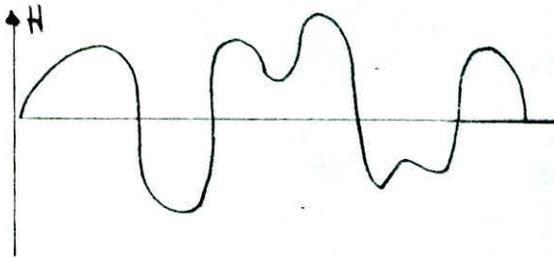
6-1-INTRODUCTION:

Le phenomene de la houle a pris une grande importance avec les constructions intensives en ocean. Les structures au large et les constructions sous marines sont des projets qui necessitent une étude sur la liquefaction . Cette étude necessite les données suivantes:

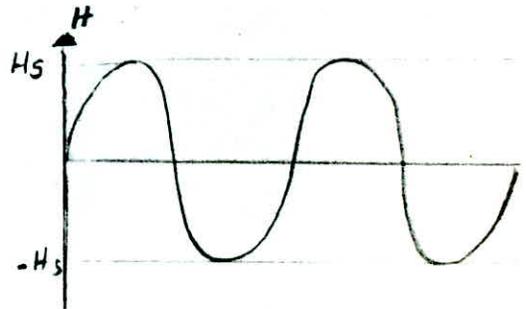
- details geotechniques de la houle.
- les caracteristiques de la houle.
- la distribution des contraintes de cisaillement cyclique dans le sol marin, résultant du passage du train de vagues.
- les résultats des essais de laboratoire définissant les efforts de cisaillement cycliques pour les sols liquéfiables.

6-2-DEPOUILLEMENT D'UN ENREGISTREMENT DE HOULE

Comme pour le seisme , le passage d'une houle irréguliere à une houle réguliere s'avère nécessaire.



houle réelle



houle réguliere

Seules les vagues les plus grandes intéressent les ingénieurs; ce sont celles que note un observateur. Partant de cette idée , chaque train de houle a été caractérisé par sa hauteur significative qui a la valeur moyenne des creux du tiers supérieur des vagues du train de houle.

Cette hauteur est déterminée de plusieurs façons.

A-METHODE MANUELLE

C'est la methode la plus longue mais la plus sure; elle consiste à relever toutes les hauteurs de vagues et leurs périodes correspondantes. H_s sera égale à $h_i/(N/3)$ ou les H_i sont les $N/3$ premières, plus grandes valeurs. La période significative T_s est la valeur moyenne des périodes correspondant au tiers supérieur des vagues.

B-METHODE DES DEUX PLUS GRANDS CREUX H_1 ET H_2

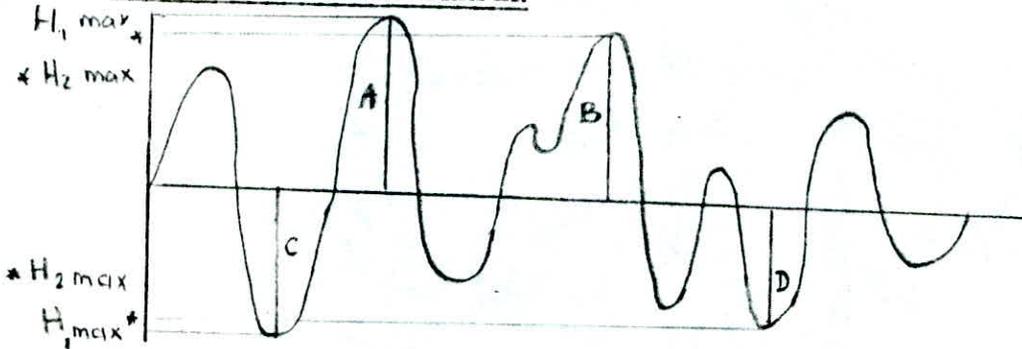
Cette methode derive de la distribution des hauteurs qui suit la loi de RAYLEIGH.

Pour la premiere grande vague sa probabilité est de $1/N$ d'ou $m_{01} = H_1^2 / 8 \text{Ln} N$
 Pour la seconde grande vague sa probabilité est de $2/N$;

d'ou $m_{02} = H_2^2 / 8 \text{Ln}(N/2)$

on a $H_s = 4\sqrt{m_0}$ avec $m_0 = \frac{1}{2} (m_{01} + m_{02})$

C- METHODE DE TUCKEY-DRAPER



Cette methode consiste à determiner, sur l'enregistrement, les cotes des deux plus grandes cretes (A et B) et des deux plus grands creux (C et D).
 On posera ensuite que: $H_1 = A+B$ et $H_2 = C+D$

$$H_s = 2(\sqrt{m_{01}} + \sqrt{m_{02}})$$

$$\text{avec } \sqrt{m_{01}} = \frac{H_1}{2 \cdot 2 \text{Ln } N_Z} \frac{1}{1 + 0,289/\text{Ln } N_Z - 0,274/(\text{Ln } N_Z)^2}$$

$$\text{et } \sqrt{m_{02}} = \frac{H_2}{2 \cdot 2 \text{Ln } N_Z} \frac{1}{1 - 0,2 N/\text{Ln } N_Z - 0,103/(\text{Ln } N_Z)^2}$$

ou N_Z EST LE NOMBRE DE PASSAGES PAR LE NIVEAU MOYEN EN MONTANT.
 (pour le schéma ci dessus $N_Z = 5$)

N.B: Cette methode est d'autant plus correct que N_Z est plus grand.

6-3 MECANISME DE LA HOULE

A tout instant la distribution de la pression interstitielle au fond de l'océan varie d'un point à un autre suivant le passage de la houle. Ce changement de pression interstitielle a lieu à chaque cycle pendant la durée de passage des vagues provoquant ainsi des contraintes cycliques de cisaillement excédent parfois la résistance au cisaillement du sol d'ou perturbations dans les ouvrages suites aux déformations engendrées.

6-4 DIFFERENCES ENTRE L'ACTION DE LA HOULE ET CELLE DU SEISME

Le phenomene de la houle provoquant la liquiefaction est similaire sur beaucoup de points au phenomene de liquiefaction induit par le seisme. Cependant les differences suivantes existent:

- La periode d'une vague est superieure à celle d'une onde sismique.
- La durée de l'action de la houle est superieure à celle d'une onde sismique.
- Le chargement du à la houle est imposé sur la surface du sol plutot que dans des limites inferieures comme pour le seisme.

Les methodes analytiques et les essais couramment utilisés sont tres complexes et necessitent beaucoup de temps et d'investissement.

Nous essayerons donc, de presenter une methode simplifiée qui pourra nous donner une premiere approche du probleme.

6-5 PROCEDURE D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DE LA HOULE

ETAPE 1: Recueillir les parametres oceanographiques

Histogramme de la tempete de reference (hauteur des vagues, la periode, longueur, la valeur moyenne des 1% plus hautes vagues, la profondeur de l'eau en absence de houle).

ETAPE 2: Etablir le profil du sol

Des echantillons non remaniés seront testés à l'essai triaxial.

ETAPE 3: EVALUATION DE L'AUGMENTATION DE PRESSION DYNAMIQUE SUR LE FOND MARIN.

Les effets des vagues sur le fond marin suivent une distribution cosinusoidale donnée par l'equation (1).

$$P = \frac{\rho g H}{2} \cosh \left[\frac{2\pi (Z+d)/L}{\cosh (2\pi d)/L} \right] \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

Avec: -P: augmentation de la pression dynamique sur le fond marin due au passage du train de vagues.

-H: hauteur de la vague.

-d: profondeur de l'eau en absence de houle.

-Z: coordonnée verticale en absence de houle.

-X: coordonnée horisontale en absence de houle.

- ρ : masse volumique de l'eau de mer.

- g: accélération de la pesanteur.
- L: longueur de la vague.
- t: coordonnée du temps.
- T: période.

Des simplifications peuvent être apportées en faisant des approximations concernant la distribution des contraintes en choisissant une solution intermédiaire entre un chargement rectangulaire et un chargement triangulaire. La variation des résultats entre les 2 cas limites est assez représentative de la distribution des contraintes.

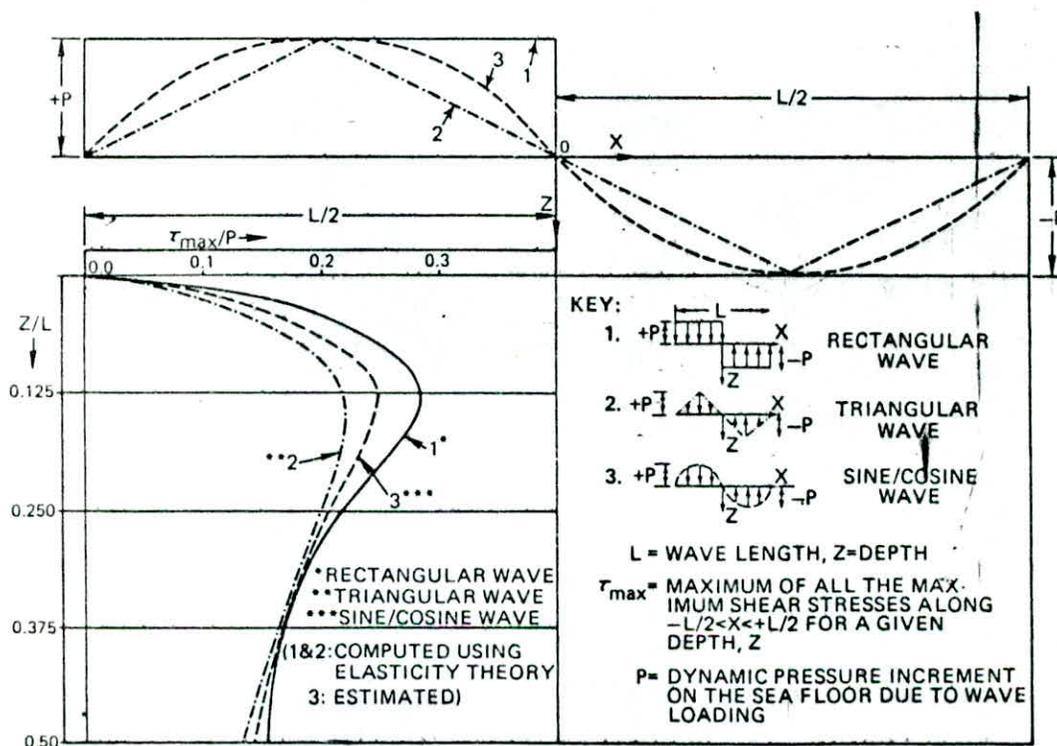


Fig 1: Distribution de la contrainte cyclique de cisaillement en fonction de Z sous l'effet d'un chargement de houle.

*Pour l'évaluation de P : on prend généralement une hauteur de vague de référence. La hauteur maximale pourrait être prise pour le calcul critique.

ETAPE 4: EVALUATION DE LA CONTRAINTE CYCLIQUE DE CISAILLEMENT

On utilisera la figure 1 pour différentes valeurs de la profondeur. Normalement la valeur critique est déterminée approximativement au quart de la longueur de la vague.

ETAPE 5: ESTIMATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE

La valeur de N déterminée à partir des essais SPT sera prise en considération. Cette valeur sera corrigée par le coefficient C_N pour donner N_1 : résistance à la pénétration corrigée.

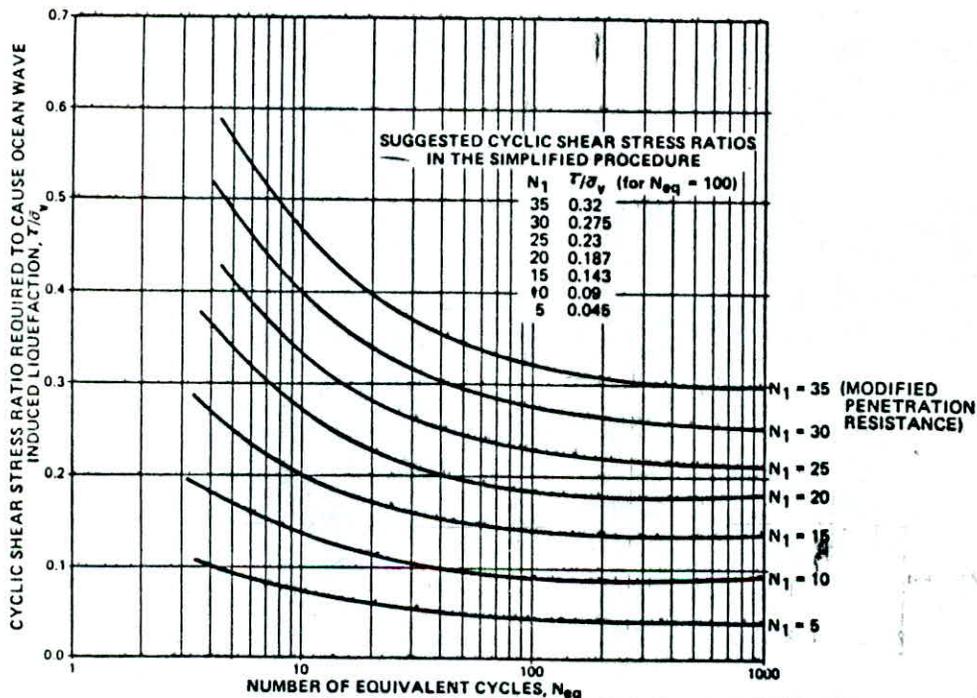
$$N_1 = C_N * N$$

C_N donné par les abaques; ou bien calculé à partir de la formule suivante:

$$C_N = 1 - 1,25 \log \frac{Q_v}{96} \quad / \quad Q_v : \text{exprimée en KPa}$$

-Selectionner le rapport de contraintes en fonction de N_1

à partir du tableau ci-dessous:



Relation entre le nombre équivalent de cycles et le rapport de contraintes cycliques de cisaillement requis pour causer la liquéfaction sous l'effet de la houle (pour différentes résistances de pénétration modifiée).

D'autres simplifications peuvent être faites en tenant compte des observations concernant les résultats de l'essai triaxial.

On remarque que le rapport de contrainte causant la liquéfaction pour un nombre de cycle équivalent à 100 est à peu près égal à 70% de celui concernant 10 cycles.

D'autre part il n'y a pas de variation importante de $\frac{\tau}{\sigma_v}$ entre $N_1=100$ et $N_1=1000$, d'où le choix de $N_1=100$ pour les valeurs variant entre ces 2 bornes.

ETAPE 6: ESTIMATION DU FACTEUR DE SECURITE

Ces facteurs sont estimés en comparant les résistances au cisaillement et les contraintes de cisaillement à des profondeurs différentes. Pour cela, on trace 50% des valeurs maximales des contraintes de cisaillement max évaluées dans la 4^o étape en fonction de la profondeur.

En multipliant le rapport de contraintes de cisaillement cycliques correspondant aux différentes profondeurs, par les pressions effectives correspondantes. Les courbes de la résistance au cisaillement en fonction de Z peuvent être comparées au tracé de la contrainte de cisaillement. Si la contrainte maximale de cisaillement cyclique τ_{max} ne dépasse pas la résistance au cisaillement évalué en (5): On n'a pas besoin de faire des analyses sophistiquées.

DISCUSSION : Cette procédure ne peut pas se substituer à des analyses sophistiquées et aux essais de laboratoire. Cependant, elle peut servir à une première approche du problème et dire si des analyses détaillées sont requises.

Quand les valeurs numériques des facteurs de qualité sont déterminées, il est possible de comparer τ_{max} et τ_{moy} avec τ (résistance au cisaillement cyclique):

- Si τ se trouve au dessus de τ_{max} (à n'importe quelle profondeur) on déduit qu'il n'y aura pas de liquéfaction.
- Si τ se trouve au dessus de τ_{moy} : des analyses détaillées sont requises;
- Au cas où on se trouve entre les 2 courbes τ_{moy} et τ_{max} , il faut considérer chaque cas individuellement.

7-ETUDE DE CAS

7-1 NOUVEAU PORT DE BEJAIA

7-1-1 ANALYSE DES DONNEES SISMIQUES

Pour l'évaluation du risque de liquéfaction, il est nécessaire d'estimer les accélérations maximales probables déjà ressenties sur le site. Cette évaluation est basée sur l'observation des accélérations supportées par les terrains de Bejaia dans la période 1910-1975:

-4 seismes $M=5$ observés en 65 ans.

-UN seisme $M=5,3$ a été observé le 06-08-1912 à 30km de Bejaia et dans un rayon inférieur à 50km autour de Bejaia.

D'autres parts, les calculs d'évaluation du risque de liquéfaction du site Sonatrach ont été conduits avec 3 valeurs d'accélération en tête du terrain $a_{max} = 0,10g ; 0,15g ; 0,20g$.

(en utilisant les méthodes empiriques de SEED et IDRIS)

ACCELERATIONS MAXIMALES ASSOCIEES

Pour un seisme défini, on peut à partir des éléments rassemblés dans la littérature, calculer les accélérations maximales associées.

Nous donnons ci-dessus un tableau donnant les accélérations calculées pour un seisme de magnitude $M=6,5$ à une distance épacentrale de 30km à 35km:

Accélérations maximales du rocher $M=6,5$

Référence	Distance applicable km	Moyenne	84% des valeurs
Duke et Al (1976)	34	0,18	0,24
Seed et Al (1976)	34	0,15	0,20
Trifunac (1976)	37	0,14	0,26
Boore et Al (1978)	30	0,15	0,21
Donovan et Bornstein (1978)	33	0,12	0,17
Mc Guire (1978)	39	0,17	0,25
Idriss et Power (1978)	35	0,15	0,20
Moyenne	35	0,15	0,22

Pour une magnitude de 6,8, les valeurs ci-dessus sont à multiplier par 1,35

L'accélération maximale en surface pour un site au rocher est:

-accélération maximale moyenne 0,15g

-accélération maximale moyenne 0,22

+l'écart type(84% des valeurs)

Certaines des méthodes de calcul permettent de prendre en compte la nature des matériaux du site (terrains lâches, raides, rocher, etc...)

On peut alors établir un tableau qui donne les valeurs de l'accélération maximale pour 2 distances d'épicentre (30 et 40km) et de deux types de sols: rocher et terrain meuble.

CALCUL DES ACCELERATIONS MAXIMALES

Méthode	Magnitude	distance épicentre	a max rocher	a max terrain meuble
Duke et Al (76)	6,5	30	0,19	0,13
	6,5	40	0,14	0,10
Seed et Al (76)	6,5	30	0,19	0,16
	6,5	40	0,21	0,27
Trifunac (76)	6,5	30	0,21	0,27
	6,5	40	0,12	0,16
Boore	6,5	30	0,15	0,14*
	6,5	40	0,09	0,09
Donovan	6,5	30	0,14	-**
	6,5	40	0,11	-
Mc Guire	6,5	30	0,23	0,18
	6,5	40	0,13	0,11
Hariss et Power	6,5	30	0,18	-**
	6,5	40	0,12	-**
Sadigh et Al	6,5	30	-	0,15
	6,5	40	-	0,11

* San Fernando

**pas de données

On remarque que les accélérations des terrains meubles sont en moyenne plus faibles dans un rapport de 0,8.(sauf pour les valeurs de Trifunac)

On peut faire l'approche suivante:

- a- M=6,5 a max moyen + 1 écart type en surface du rocher = 0,22 g
a max moyen + 1 écart type en surface du sol meuble = 0,18g
- b- M=6,8 a max moyen en surface du rocher = 0,20g
a max moyen en surface du terrain meuble = 0,16g

Conclusion: Pour les études de liquéfaction, on utilisera les valeurs suivantes

-accélération maximale en surface du sol: 0,16g à 0,18g
-nombre de cycles équivalents du seisme : N=10

7-1-2 ETUDE DE LA LIQUEFACTION (NOUVEAU PORT DE BEJAIA)

Stratigraphie: Les essais de laboratoire, les sondages et les pénétromètres conduisent à distinguer très schématiquement trois horizons principaux

Horizon(a): De l'ancien TN (terrain naturel) à -25m environ alternance de sables fins silteux et d'argile molle.

Horizon(b): De -25m au substratum; sables fins silteux avec quelques passées argileuses.

Horizon(c): Altération du substratum et substratum.

Caractéristiques d'identification globales pour l'horizon(a)

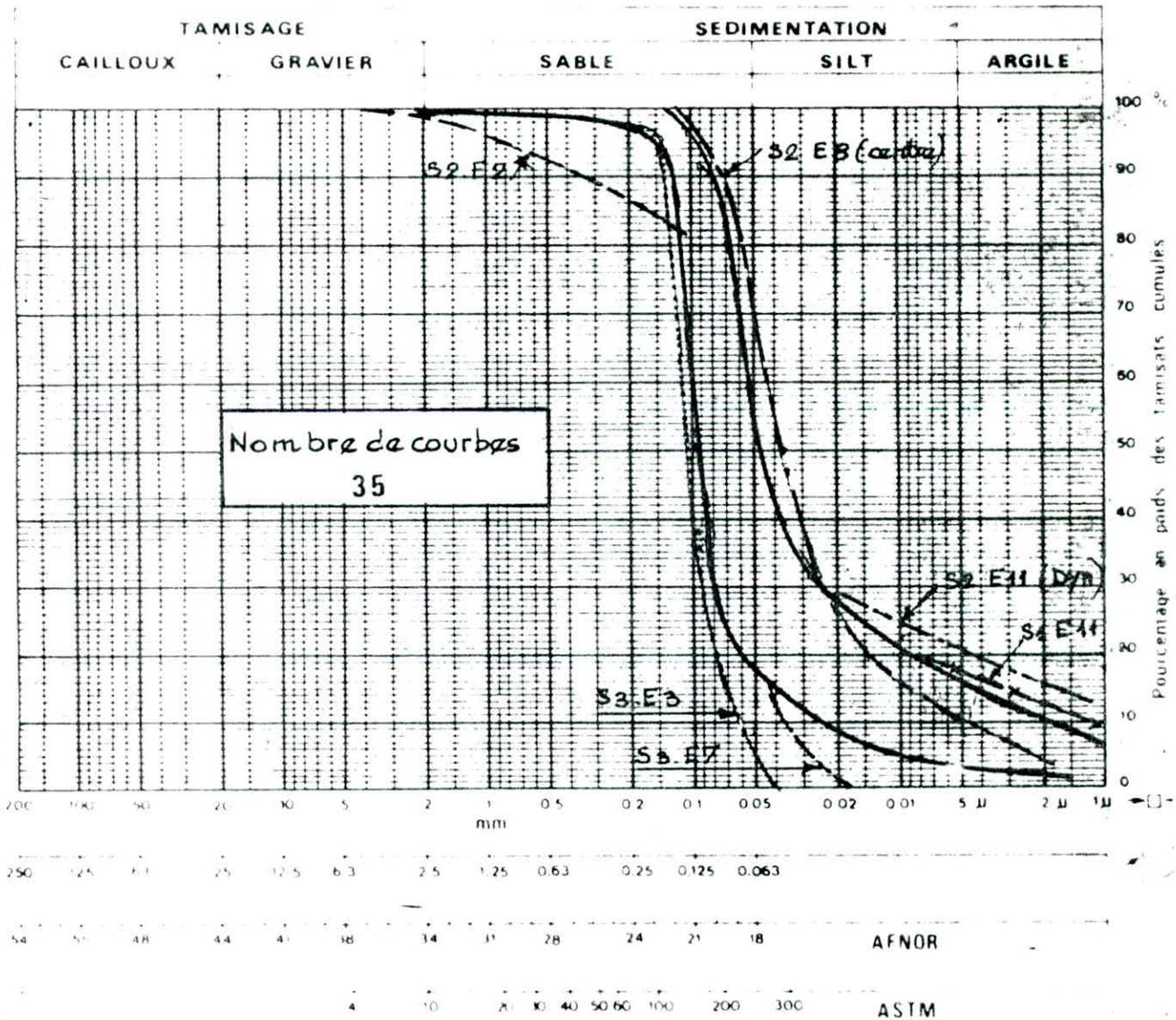
Poids spécifique total saturé $\gamma = 19,5 \text{ KN/m}^3$

Poids spécifique déjaugé $\gamma' = 9,5 \text{ KN/m}^3$

ANALYSES GRANULOMETRIQUES

Fuseau granulométrique - Sables fins silteux de l'horizon (a)

Site	PORT DE BEJAÏA - Nouveau Quai
Sondage	
Echantillon	
Profondeur (m)	
Cote	
Symbole	



RESULTATS SYNTHETIQUES DES ESSAIS DE CISAILLEMENT

essai N°	sonde N°	prof Z(m)	σ'_{3i} 10 ⁵ Pa	σ'_{3d} 10 ⁵ Pa	OCR	τ/σ'_{3d}	Nb de coups liquéfaction	δ_{di} KN/m ³	δ_{dc} KN/m ³	δ_s KN/m ³	u/σ'_{3d} fin essai	%K50	d (μ) 50
1	2	7,10/7,6	0,7	0,7	1	0,27	> 300	14,9	15,1	27,3	0,18	23	90
2	2	15/15,5	1,5	1,5	1	0,39	2*(4)	15	15,2	27,5	0,96	24	70
3	2	15/15,5	1,5	1,5	1	0,32	125	14,5	14,8	27,5	0,95	40	55
4	2	21,5/22	2,2	2,2	1	varie	argile	12,3	12,9	27,5	-	-	-
5	1	17,5/18	1,8	1,8	1	0,404	16*(20)	16	16,2	27,4	0,96	30	70
6	2	19/19,2	2,0	2,0	1	0,30	15*(60)	17,1	17,5	27,4	0,94	38	60
7	2	19/19,2	2,0	2,0	1	0,23	> 300	17,5	17,6	27,4	0,60	38	55
8	1	8,6/9,1	1,0	1,0	1	0,58	6*(7)	17	16,9	27,4	0,95	-	-
9	1	8,6/9,1	1,0	1,0	1	0,31	> 300	15,9	15,9	27,4	0,48	-	-
10	1	10,40	1,0	1,0	1	0,34	16*(30)	17,3	17,5	27,4	0,99	32	80
11	2	4,5/5	1,0	1,0	1	0,30	50*(50)	17,6	18,0	27,4	0,99	44	60
12	2	13 bas	1,5	1,5	1	0,41	6*	15,5	19,6	27,4	0,97	33	70
13	3	16,6haut	1,0	1,0	1	0,35	5*	14,5	14,7	27,4	0,80	12	90

-sans simulation du préchargement

1	1	19,6	3,4	2,4	1,42	0,265	180	14,7	15,2	27,4	0,97	20	80
2	1	19,6	3,4	2,4	1,42	0,313	> 300	15,7	16,2	27,4	0,64	23	85
3	1	19,8	3,4	0,8	4,25	0,59	> 300	15,5	16,3	27,4	0,90est	18	90
4	1	19,8	3,4	0,8	4,25	(*)	> 300	15,6	16,4	27,4	0,50	25	80
5	2	7,1/7,6	1,7	0,7	2,43		> 300	-	15,6	27,3	0,40	16	80

-avec simulation du préchargement

(*) 3valeurs:0,25/0,4/0,51

Id. 2 Ech. 9 Prof. 15,00 / 15,50 m.

$w_c = 23,5$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 14,47$

$w_c (\%) = 31,4$

$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 14,75$

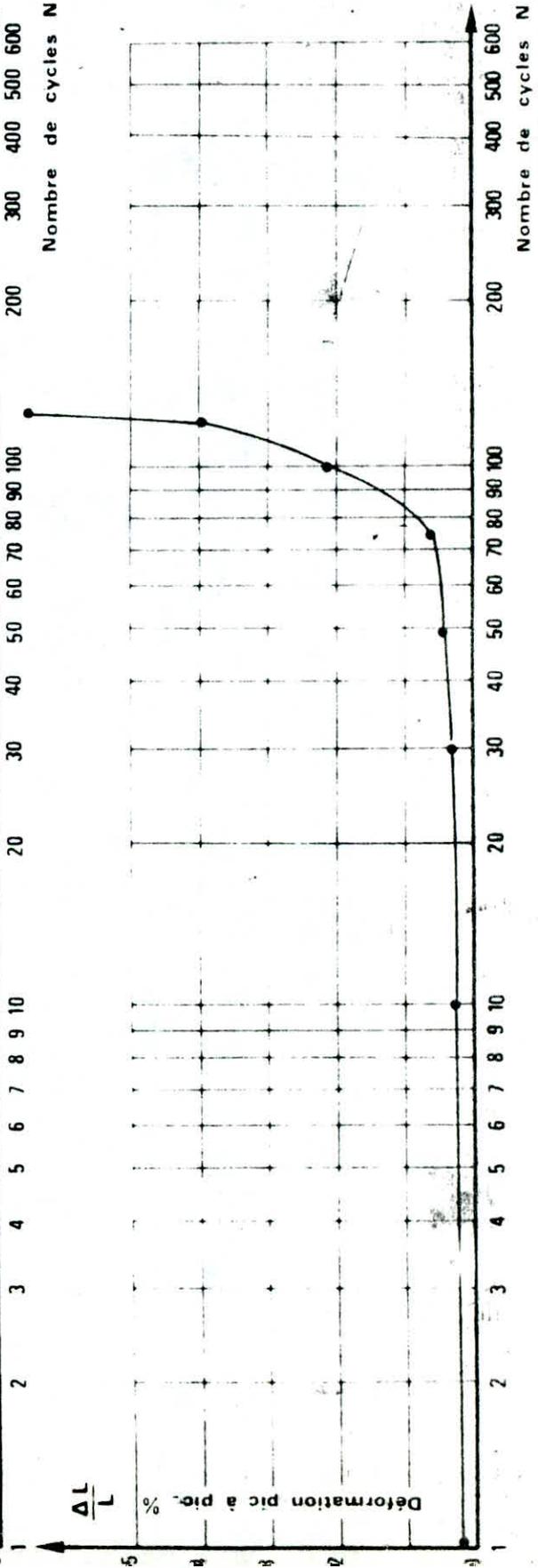
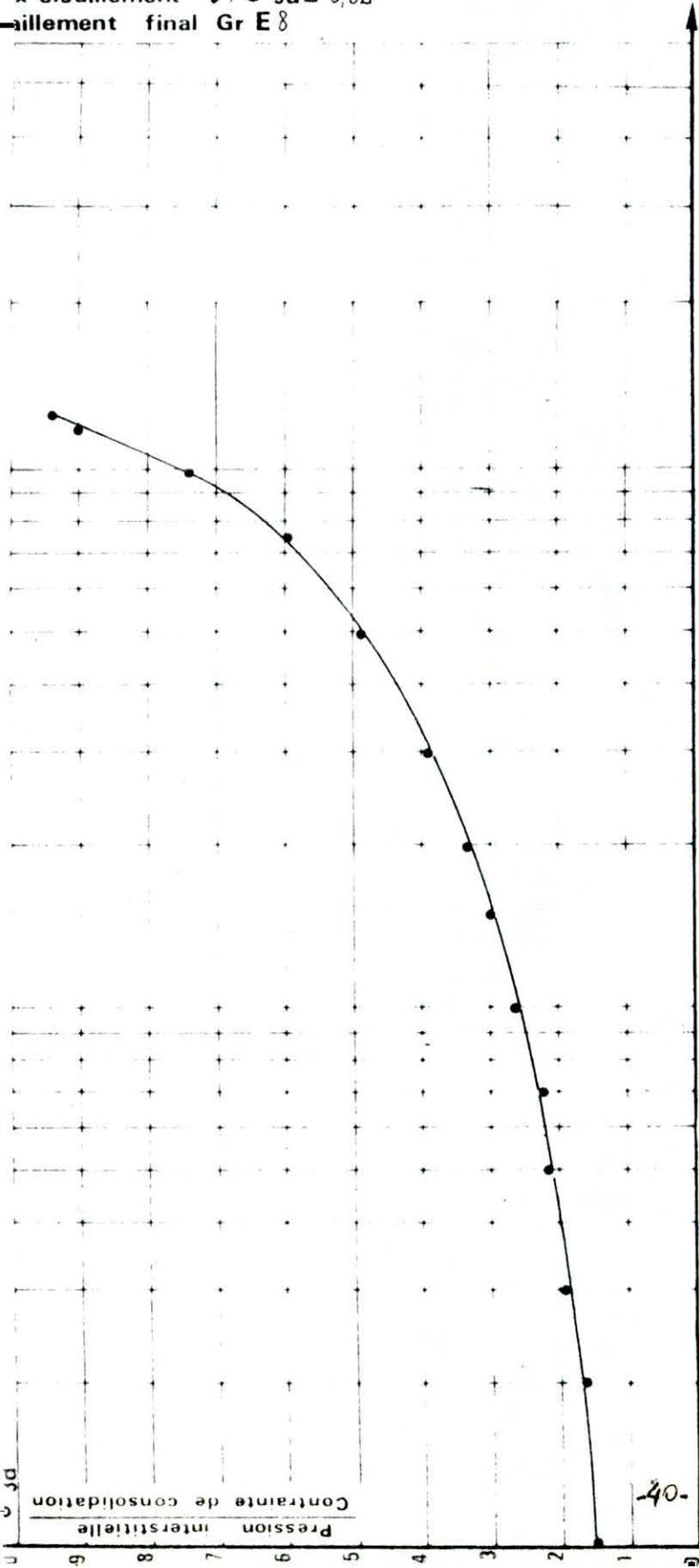
Pression (10⁵Pa) = 10,5

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 1,5$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 1,5$

Facteur de cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,32$

Facteur de cisaillement final Gr E 8



(%) en place = f(N cycles)

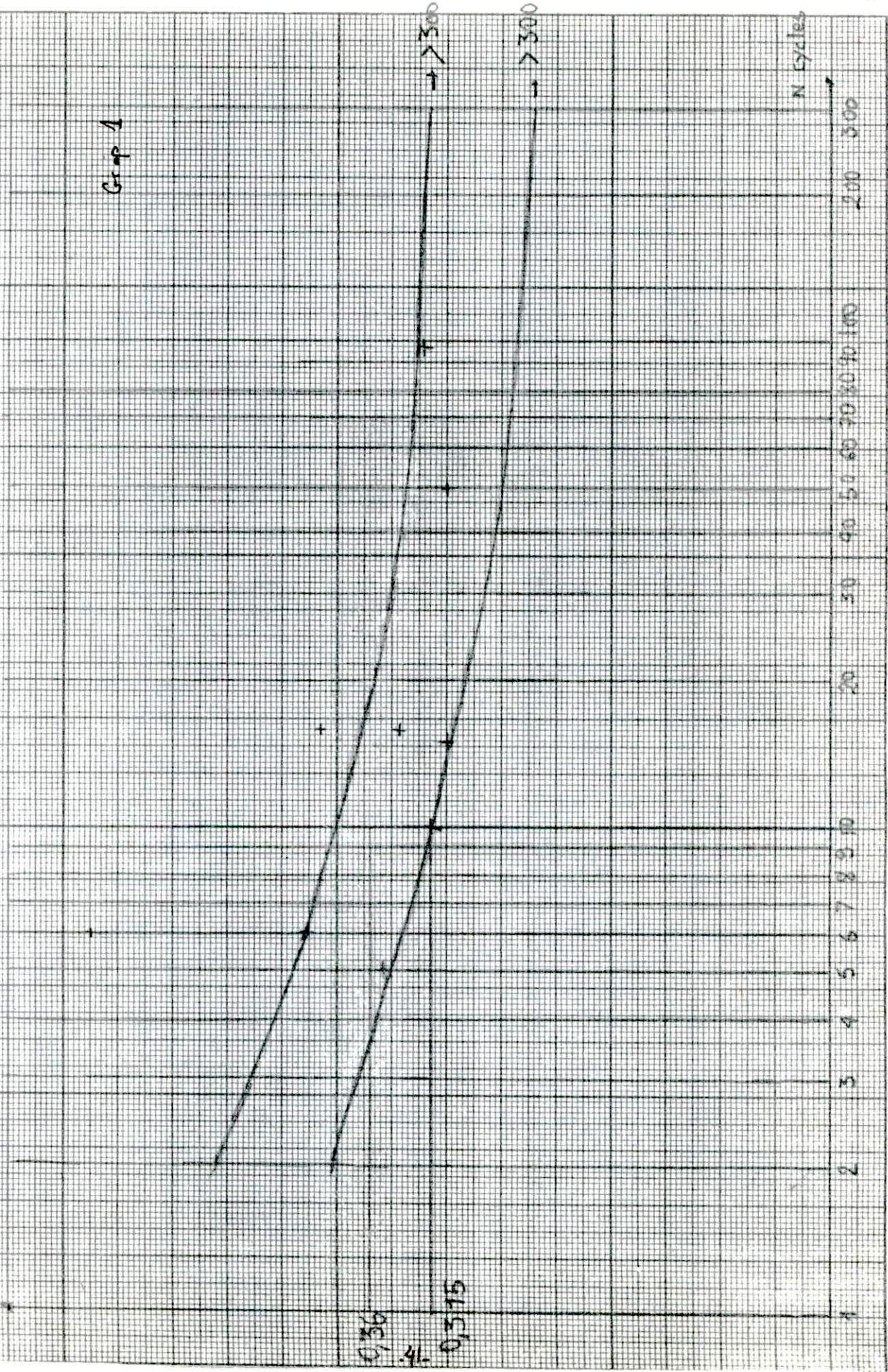
90 en place

Group 1

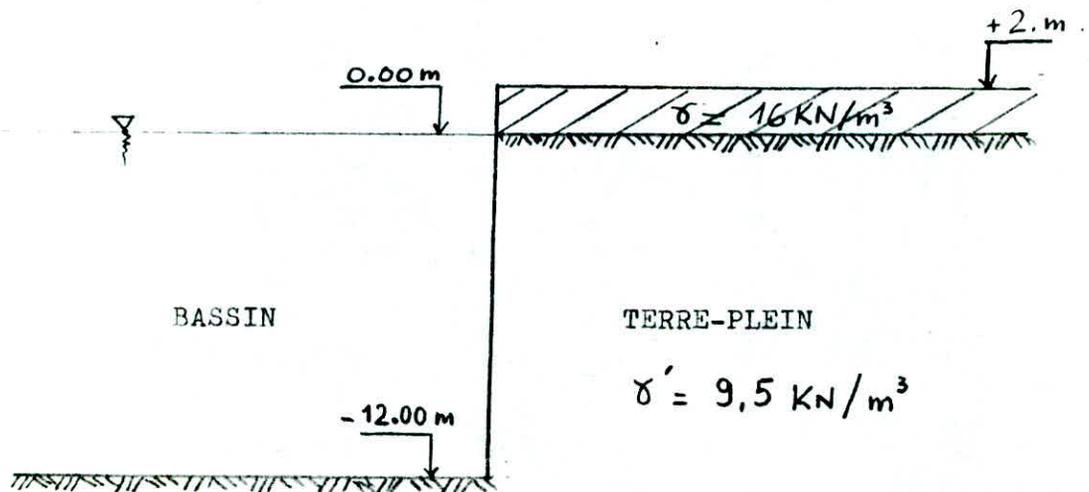
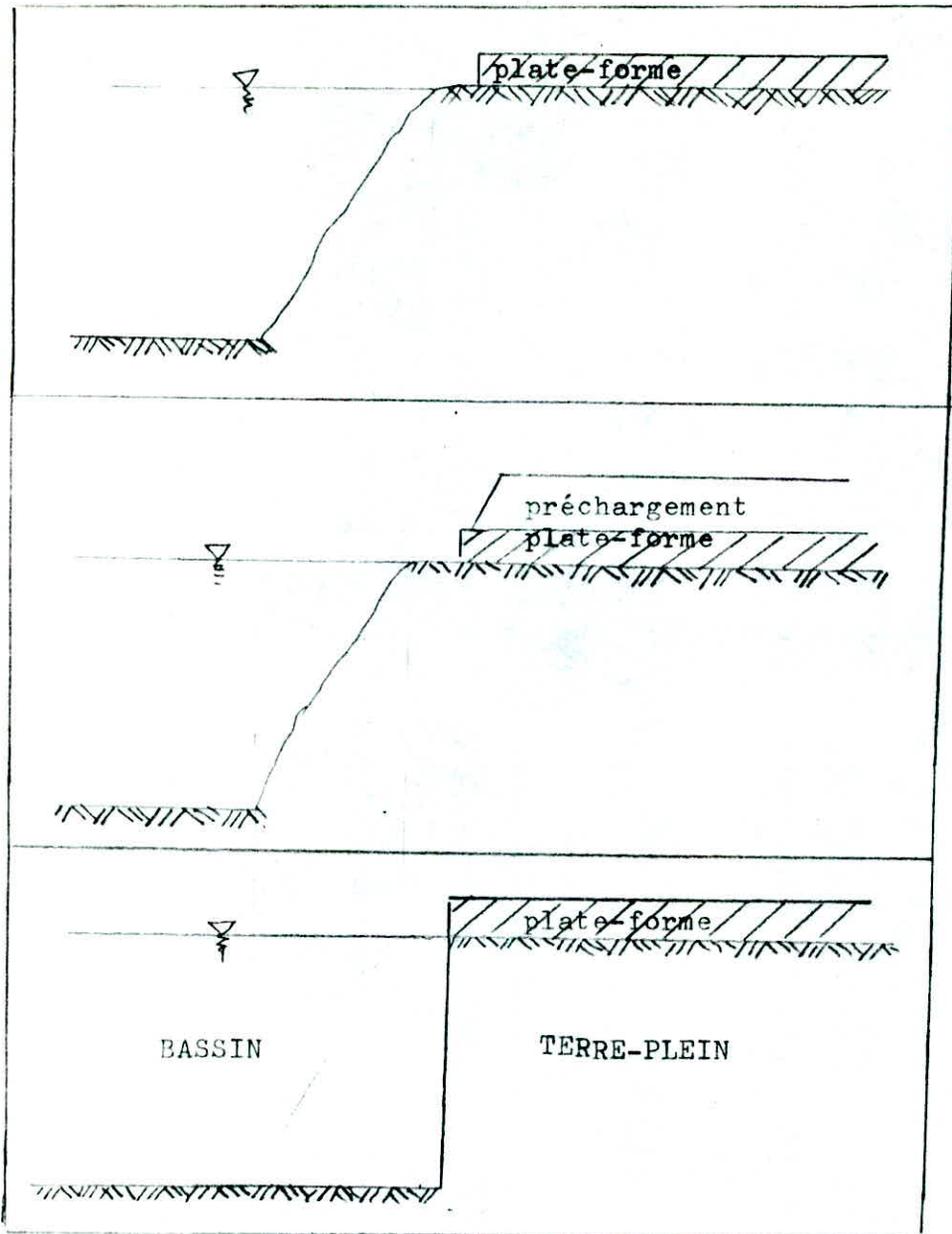
0,36
4
0,315

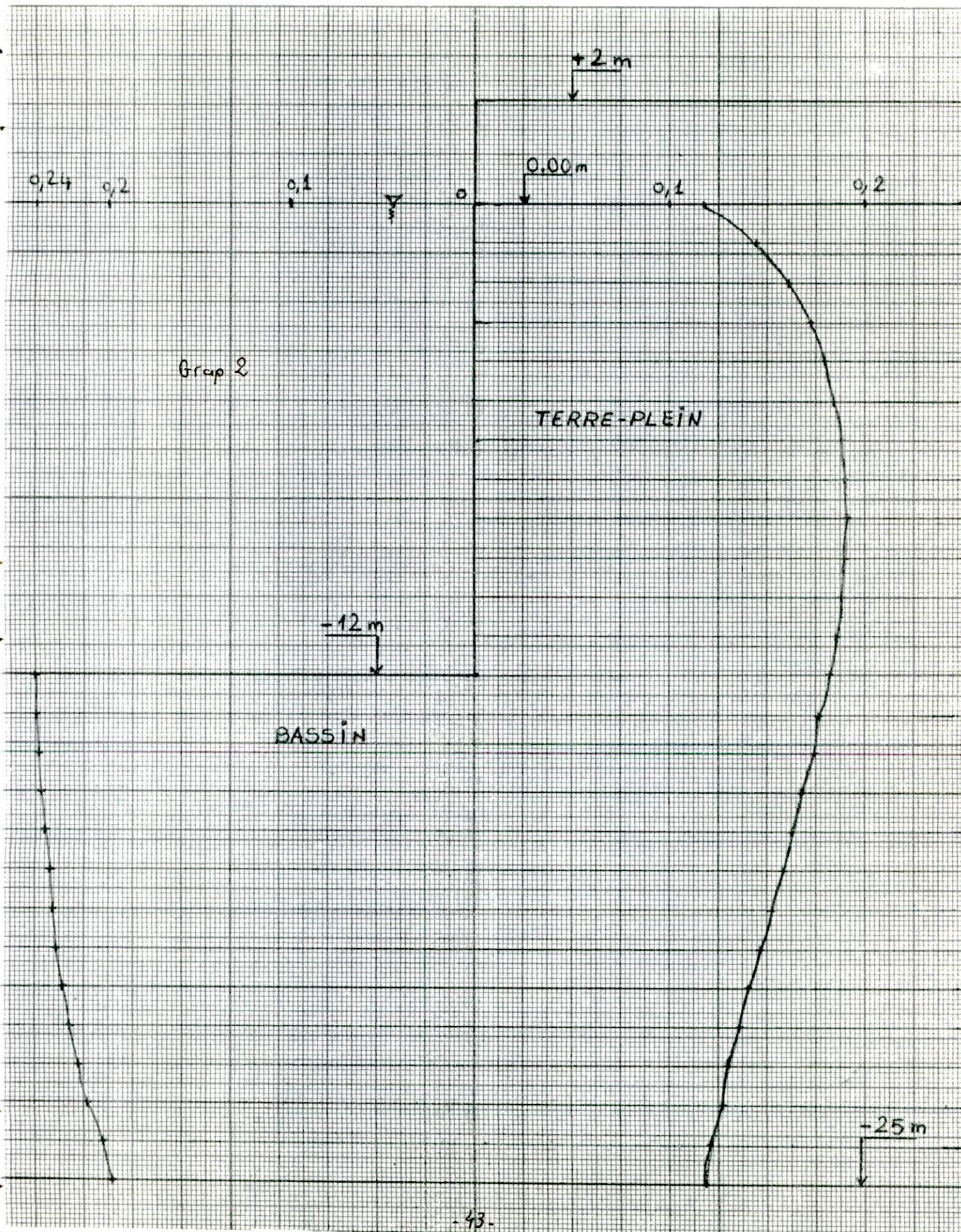
> 300
> 300

N cycles



1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 200 300





La méthode utilisée est celle de SEED et IDRIS.

$$\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_o} = 0,65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\delta h}{\sigma'_o} * r_d$$

$\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_o}$ à partir des résultats de l'essai triaxial.

SEISME:

Le seisme de référence est de magnitude M=6,5.

L'accélération de surface a max=0,18g.

Le nombre de cycles équivalent est N=10.

DETERMINATION DE τ_{moy}/σ'_o

côte (m)	r_d	σ'_o 2 KN/m 2	δh 2 KN/m 2	$\gamma h/\sigma'_o$	τ_{moy}/σ'_o	r_d	σ'_o 2 KN/m 2	δh 2 KN/m 2	$\gamma h/\sigma'_o$	τ_{moy}/σ'_o
0	-	-	-	-	-	1	32	32	1	0,1170
-1	-	-	-	-	-	1	41,5	51,5	1,241	0,1452
-2	-	-	-	-	-	0,99	51	71	1,392	0,1613
-3	-	-	-	-	-	0,99	60,5	90,5	1,496	0,1733
-4	-	-	-	-	-	0,98	70	110	1,571	0,1802
-5	-	-	-	-	-	0,97	79,5	129,5	1,629	0,1849
-6	-	-	-	-	-	0,96	89	149	1,674	0,1880
-7	-	-	-	-	-	0,95	98,5	168,5	1,711	0,1901
-8	-	-	-	-	-	0,94	108	188	1,741	0,1914
-9	-	-	-	-	-	0,92	117,5	207,5	1,766	0,1901
-10	-	-	-	-	-	0,90	127	227	1,787	0,1882
-11	-	-	-	-	-	0,88	136,5	246,5	1,806	0,1859
-12	-	-	-	-	-	0,85	146	266	1,822	0,1812
-13	1	9,5	19,5	2,053	0,2401	0,82	155,5	285,5	1,836	0,1761
-14	0,99	19	39	2,053	0,2378	0,81	165	305	1,848	0,1752
-15	0,99	28,5	58,5	2,053	0,2378	0,77	174,5	324,5	1,860	0,1675
-16	0,98	38	78	2,053	0,2354	0,74	184	344	1,870	0,1619
-17	0,97	47,5	97,5	2,053	0,2330	0,72	193,5	363,5	1,879	0,1582
-18	0,96	57	117	2,053	0,2306	0,69	203	383	1,887	0,1523
-19	0,95	66,5	136,5	2,053	0,2282	0,66	212,5	402,5	1,894	0,1463
-20	0,94	76	156	2,053	0,2257	0,63	222	422	1,901	0,1401
-21	0,92	85,5	175,5	2,053	0,2209	0,61	231,5	441,5	1,907	0,1361
-22	0,90	95	195	2,053	0,2161	0,58	241	461	1,913	0,1298
-23	0,88	104,5	214,5	2,053	0,2113	0,57	250,5	480,5	1,918	0,1279
-24	0,85	114	234	2,053	0,2041	0,54	260	500	1,923	0,1215
-25	0,82	123,5	253,5	2,053	0,1969	0,53	269,5	519,5	1,928	0,1195

COTE BASSIN

COTE TERRE-PLEIN

La variation du rapport τ_{moy}/σ'_o en fonction de la profondeur dans l'hypothèse d'une accélération maximale de 0,18g en surface du sol meuble est donnée dans le tableau ci-dessus.

On a différencié le côté terre-plein et le côté bassin.

Côté terre-plein, le cas le plus sévère (du point de vue liquéfaction) correspondant à l'absence de surcharge sur le quai.

On obtient:

	Terre plein	Bassin
τ_{moy}/σ'_o max	0,19	0,24

INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

Deux types principaux d'essais ont été réalisés:

- a-Essai classiques sur échantillons normalement consolidés sous la contrainte effective verticale en place.
- b-Essais avec simulation du préchargement (qui introduit une surconsolidation des terrains) et du dragage.

INTERPRETATION DES ESSAIS DU TYPE (a)

Les résultats sont rassemblés sur le graphique(1).

On constate que pour 10 cycles équivalents, la liquéfaction est obtenue à l'appareil triaxial par:

$$\tau/\sigma' = 0,31 \quad \text{borne inférieure des résultats}$$

$$\tau/\sigma' = 0,36 \quad \text{moyenne du faisceau}$$

Pour tenir compte de l'effet multidirectionnel des secousses en place et de l'effet éventuel de surconsolidation; on multiplie ses résultats par un coefficient de réduction C_r . Ces coefficients ont été évalués par SEED et AL(1975).

On a: τ/σ' liquéfiable en place = $C_r * \tau/\sigma'$ liquéfiable au triaxial

avec $C_r = 0,58 + 0,064 (OCR - 1)$ OCR : rapport de surconsolidation

En introduisant les valeurs des OCR ainsi calculées; on en déduit C_r à toute profondeur et τ/σ' liquéfiant en place aux diverses profondeurs.

On peut ainsi définir un coefficient de sécurité vis à vis de la liquéfaction à diverses profondeurs.

$$FS = \frac{\tau_{\text{liquéfiant en place}}}{\tau_{\text{moyen}}}$$

Les variations du coefficient de sécurité avec la profondeur sont illustrées graphiques(3 et 4) pour diverses hypothèses.

Remarque: Compte tenu du préchargement (et du dragage à l'avant du quai) on surconsolide les terrains.

Le tableau N° donne la valeur du rapport de surconsolidation en différentes profondeurs sur le côté terre plein et sur le côté bassin dans l'hypothèse d'un préchargement de $10t/m^2$.

cote (m)	σ'_{3i}	σ'_{3d}	OCR	Cr	τ/σ'_{moy}	*1	FS	*2	FS	*3	FS
0	132	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-1	141,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-2	151	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-3	160,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-4	170	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-5	179,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-6	189	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-7	198,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-8	208	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-9	217,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-10	227	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-11	236,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-12	246	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-13	255,5	9,5	26,9	2,24	0,240	0,806	3,36	0,706	2,94	0,896	3,73
-14	265	19	13,95	1,40	0,238	0,504	2,12	0,441	1,85	0,560	2,35
-15	274,5	28,5	9,63	1,13	0,238	0,407	1,71	0,356	1,50	0,452	1,90
-16	284	38	7,47	0,99	0,239	0,356	1,49	0,312	1,30	0,396	1,66
-17	293,5	47,5	6,18	0,91	0,233	0,328	1,41	0,287	1,23	0,364	1,56
-18	303	57	5,32	0,86	0,231	0,310	1,34	0,271	1,17	0,344	1,49
-19	312,5	66,5	4,70	0,82	0,228	0,295	1,29	0,258	1,13	0,328	1,44
-20	322	76	4,24	0,79	0,226	0,284	1,26	0,249	1,10	0,316	1,40
-21	331,5	85,5	3,88	0,76	0,221	0,274	1,24	0,239	1,08	0,304	1,37
-22	341	95	3,59	0,74	0,216	0,266	1,23	0,233	1,08	0,296	1,37
-23	350,5	104,5	3,35	0,73	0,211	0,263	1,24	0,230	1,10	0,292	1,38
-24	360	114	3,16	0,72	0,204	0,259	1,27	0,227	1,11	0,288	1,41
-25	369,5	123,5	2,99	0,71	0,197	0,256	1,30	0,223	1,13	0,284	1,44

COTE BASSIN

- *1: τ/σ' liquéfiant en place pour la valeur moyenne du fuseau des résultats de laboratoire(0,36).
- *2: τ/σ' liquéfiant en place pour la valeur minimum du fuseau des résultats de laboratoire(0,315).
- *3: τ/σ' liquéfiant en place pour la valeur maximum du fuseau des résultats de laboratoire(0,40).

cote (m)	σ_{3i}	σ_{3d}	OCR	Cr	τ/σ moy	*1	FS	*2	FS	*3	FS
0	132	32	4,125	0,78	0,1170	0,281	2,40	0,246	2,10	0,312	2,67
-1	141,5	41,5	3,41	0,73	0,1452	0,263	1,81	0,230	1,58	0,292	2,01
-2	151	51	2,96	0,70	0,1613	0,252	1,56	0,220	1,37	0,280	1,736
-3	160,5	60,5	2,65	0,68	0,1733	0,245	1,41	0,214	1,24	0,272	1,57
-4	170	70	2,43	0,67	0,1802	0,241	1,34	0,211	1,17	0,268	1,49
-5	179,5	79,5	2,26	0,66	0,1849	0,238	1,29	0,208	1,12	0,264	1,43
-6	189	89	2,12	0,65	0,1880	0,234	1,24	0,205	1,09	0,260	1,38
-7	198,5	98,5	2,02	0,64	0,1901	0,232	1,21	0,202	1,06	0,256	1,35
-8	208	108	1,93	0,64	0,1914	0,230	1,20	0,202	1,05	0,256	1,34
-9	217,5	117,5	1,85	0,63	0,1901	0,228	1,20	0,198	1,04	0,252	1,33
-10	227	127	1,79	0,63	0,1882	0,227	1,21	0,198	1,05	0,252	1,34
-11	236,5	136,5	1,73	0,62	0,1859	0,223	1,20	0,195	1,05	0,248	1,33
-12	246	146	1,68	0,62	0,1812	0,223	1,23	0,195	1,08	0,248	1,37
-13	255,5	155,5	1,64	0,62	0,1761	0,223	1,27	0,195	1,10	0,248	1,41
-14	265	165	1,61	0,62	0,1752	0,223	1,27	0,195	1,11	0,248	1,42
-15	274,5	174,5	1,57	0,61	0,1675	0,220	1,31	0,192	1,15	0,244	1,46
-16	284	184	1,54	0,61	0,1619	0,220	1,36	0,192	1,19	0,244	1,51
-17	293,5	193,5	1,52	0,61	0,1582	0,220	1,39	0,192	1,21	0,244	1,54
-18	303	203	1,49	0,61	0,1523	0,220	1,44	0,192	1,26	0,244	1,60
-19	312,5	212,5	1,47	0,60	0,1463	0,216	1,48	0,189	1,29	0,240	1,64
-20	322	222	1,45	0,60	0,1401	0,216	1,54	0,189	1,35	0,240	1,71
-21	331,5	231,5	1,43	0,60	0,1361	0,216	1,59	0,189	1,39	0,240	1,76
-22	341	241	1,41	0,60	0,1298	0,216	1,66	0,189	1,46	0,240	1,85
-23	350,5	250,5	1,40	0,60	0,1279	0,216	1,69	0,189	1,48	0,240	1,88
-24	360	260	1,38	0,60	0,1215	0,216	1,77	0,189	1,55	0,240	1,97
-25	369,5	269,5	1,37	0,60	0,1195	0,216	1,81	0,189	1,58	0,240	2,01

COTE TERRE-PLEIN

-pour *1,*2 et *3 comme précédemment.

RESUME DES RESULTATS DES ESSAIS DE TYPE(a):(sans simulation de préchargement)

	COTE BASSIN	COTE TERRE-PLEIN
τ/σ' liq en place 0,36	FS=1,23	FS=1,20
τ/σ' liq en place 0,315	FS=1,08	FS=1,04
τ/σ' liq en place 0,40	FS=1,37	FS=1,33

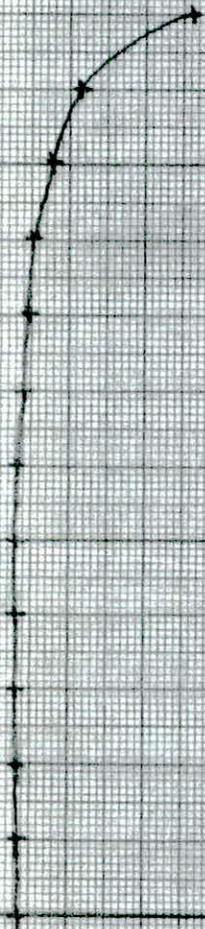
Le tableau ci-dessus présente les différents coefficients de sécurité obtenus pour les cas les plus défavorables. On remarque que dans tous les cas FS \geq 1; ceci nous amène à dire que dans tous les cas envisagés, le risque de liquéfaction est nul.

Coefficient de Sécurité F_s
côte bassin

2/0' liquéfiable en place

valeur moyenne = 0,35

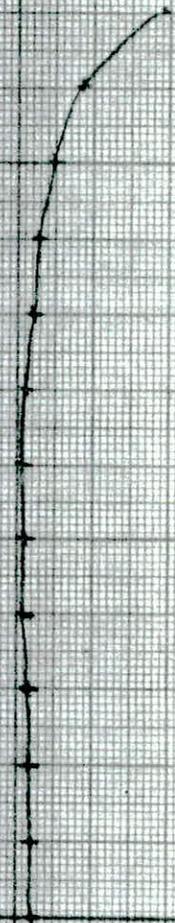
0 1 2 3 4 5



2/0' liquéfiable en place

valeur inférieure = 0,315

0 1 2 3 4 5



0 1 2 3 0 1 2 3

Coefficient de sécurité FS
côte terre-plein

% liquéfiable en
place

valeur moyenne = 0,36

% liquéfiable en
place

valeur inférieure = 0,35

INTERPRETATION DES ESSAIS DE TYPE(b):(avec simulation de préchargement)

Plutôt que d'apprécier l'influence de la surconsolidation par l'introduction d'un coefficient correcteur dans le calcul, on a cherché à la simuler expérimentalement au laboratoire.

PRINCIPE :

L'échantillon est consolidé avec une contrainte effective isotrope comme précédemment. Ensuite, on applique la surcontrainte due au préchargement et au poids de la plate-forme à (+2).

La contrainte effective de consolidation résultante est appelée σ'_{3i} dans nos tableaux et graphiques d'essais. Lorsque la consolidation est atteinte, l'échantillon est déchargé pour simuler l'enlèvement du préchargement côte terre-plein ou l'enlèvement du préchargement et le dragage côte bassin. La contrainte effective devient $\sigma'_{3d} (< \sigma'_{3i})$.

On laisse l'échantillon regonfler sous cette contrainte réduite. Quand l'équilibre est atteint, le drainage est fermé et l'éprouvette est soumise à l'essai dynamique.

Par cette manipulation, on simule la surconsolidation introduite par le préchargement $OCR = \frac{\sigma'_{3i}}{\sigma'_{3d}}$

Le nombre limité d'éprouvettes (5) ne permet pas de construire un fuseau complet comme avec les essais type (a).

On peut cependant comparer certains résultats:

-OCR= 4,25, le taux liquéfiable au triaxial en 300 cycles est 0,59; soit en corrigeant par Cr= 0,58 :

$$0,59 \cdot 0,58 = 0,34 \text{ in situ.}$$

Pour un même nombre de cycles (300) en normalement consolidé:

$$\begin{aligned} \tau/\sigma' \text{ triaxial} &= 0,27 ; 0,31 ; 0,23 \quad \text{qui donne un taux liquéfiable} \\ \text{in situ de:} & * 0,27 \cdot 0,79 = 0,21 \\ & * 0,31 \cdot 0,79 = 0,24 \\ & * 0,23 \cdot 0,79 = 0,18 \end{aligned}$$

CONCLUSION:

L'approche expérimentale simulant la surconsolidation induit dans le cas présent à un taux liquéfiant in situ (0,34) nettement supérieur à celui calculé par la théorie (0,18;0,24).

-OCR = 1,42 ; l'aliqéfaction est atteinte en 180 cycles pour:

$$\tau/\sigma' = 0,265 \text{ en } 180 \text{ cycles ; soit } 0,154 \text{ in situ.}$$

$$\tau/\sigma' = 0,313 \text{ en } 300 \text{ cycles ; soit } 0,181 \text{ in situ.}$$

-Pour un même nombre de cycles (180 en normalement consolidé)

$$\tau/\sigma' \text{ triaxial} = 0,249 \text{ (valeur inférieure)*}$$

$$\tau/\sigma' \text{ triaxial} = 0,280 \text{ (valeur moyenne)*}$$

*:valeurs déterminées graphiquement

$$\text{In situ on aura: } 0,249 \cdot 0,61 = 0,15$$

$$0,280 \cdot 0,61 = 0,17$$

-Pour 300 cycles:

$$\tau/\sigma' \text{ triaxial} = 0,31; 0,27; 0,23$$

$$\tau/\sigma' = 0,27 \cdot 0,61 = 0,164$$

$$\tau/\sigma' = 0,31 \cdot 0,61 = 0,189$$

$$\tau/\sigma' = 0,23 \cdot 0,61 = 0,140$$

in situ

CONCLUSIONS ET COMMENTAIRES

En comparant les résultats précédents nous constatons que :

-pour des OCR très faibles, nous trouvons pratiquement les memes résultats.

-pour des OCR plus forts, nous avons une variation de 30 à 50%.

Les deux types d'essais de liquéfaction sont compatibles entre eux dans le cas des faibles OCR .

Pour des OCR plus forts, la résistance à la liquéfaction en place est nettement supérieure . Ceci peut être expliqué par le fait que la corrélation théorique apportée par SEED n'est pas necessairement applicable dans tous les cas. Néanmoins ,elle nous place du côté de la sécurité.

AUTRES CONSTATATIONS:

Nous avons essayé d'utiliser les correlations proposees par Mr SEED(1983) permettant un passage CPT/SPT c.a.d des enregistrements réalisés au pénétromètre statique. Les resultats obtenus donnent des valeurs de N tres petites, ce qui nous amène à dire que ces corrélations ne sont pas applicables à des sables silteux.

Finalement, nous avons fait un calcul analogue sous une accélération de 0,25g (valeur proposée par le RPA 81 pour une zone 2). Nous avons obtenu les résultats suivants:

cote bassin	0,88	0,78
cote terre-plein	0,86	0,76
	*1	*2

*1: τ/σ' liq en place = 0,36

*2: τ/σ' liq en place = 0,315

On constate que ces valeurs sont très faibles et induisent à un grand risque de liquéfaction. Cependant , nous estimons que 0,25g ne reflète nullement les caractéristiques sismiques de notre région.

7-2 ETUDE DE LA LIQUEFACTION POUR LA JETEE DU PORT DE SKIKDA

A-NATURE DU SOL

La jetée repose sur du sable d'une épaisseur d'au moins 20m.
Ce sable est parfois graveleux, parfois limoneux (0 à 40% d'éléments $< 0,1\text{mm}$)
Les sondages effectués montrent l'existence de terrains alluvionnaires qui ont une granulométrie assez uniforme. Les coefficients d'uniformité $U (D_{60}/D_{10})$ sont, sauf exception, compris entre 2 et 4 avec une valeur moyenne de 2,5 mesurée sur 23 échantillons de sable fin peu chargés en limon. Sous les sables fins; on trouve en profondeur des sables à granulométrie croissante: sables moyens à grossiers, puis grossiers.

B-CHOIX DES MOYENS D'ETUDE

Des essais SPT ont été effectués, malheureusement ils donnent des mesures non représentatives à cause des difficultés d'emploi et aussi à cause des volumes de sables partiellement décomprimés, situés au voisinage de la base de tubage et de travail.

De ce fait, ces résultats n'ont pas été retenus. Par contre les résultats du pénétromètre statique reflètent beaucoup mieux la réalité de notre sol.

C-EXECUTION

Dix essais de pénétration statique, numérotés P_3 à P_{10} et $P_{3\text{bis}}$, $P_{6\text{bis}}$; ont été exécutés avec un pénétromètre de 7 tonnes, d'une section de pointe de 10cm^2 . L'implantation s'est faite de part et d'autre de l'axe de la jetée sur deux lignes parallèles, distantes d'une soixantaine de mètres. Sur une même ligne l'espacement maximal est de 200m.

Les coordonnées Lambert des implantations sont:

BONDE	X	Y	Observations
P3	407023	878090	décalage de 15m vers le sud-est
P4	407073	878059	
P5	407110	878260	décalage de 50m vers le sud-est
P6	407164	878228	
P7	407822	878444	
P8	407240	878500	
P9	407296	878596	
P10	407330	878525	
P3bis	407865	878905	
P6bis	407164	878228	

D-METHODE D'ETUDE

La méthode d'étude dépend de la qualité des essais effectués.

Dans notre cas, le seul essai fiable est celui réalisé à partir du pénétromètre GOUDA.

7-2-1-ETUDE AU SEISME

Seisme de référence : $M=6,8$ avec $a_{max}=0,18g$

$d_{50}=0,12mm$

Le graphe de ROBERTSON et AL donne une corrélation entre q_c (bars) et N , en fonction du diamètre moyen des grains d_{50} . (voir 5-2-4)

EXEMPLE DE CALCUL

SONDAGE P3 : Estimation de N et détermination de σ'_v et τ/σ'_v .

A partir de la courbe de ROBERTSON et AL, on tire la valeur de q_c/N .

Pour $d_{50}=0,12mm$, on a $q_c/N=4,3$ d'où $N=q_c/4,3$.

$$\tau/\sigma'_v = A \left[\sqrt{\frac{N}{v+70}} - 0,258 \log_{10} \frac{d_{50}}{0,35} \right] ; 0,04mm < d_{50}=0,12mm < 0,60mm$$

pour $M=6,5 \rightarrow A=0,6$

$M=7 \rightarrow A=0,56$

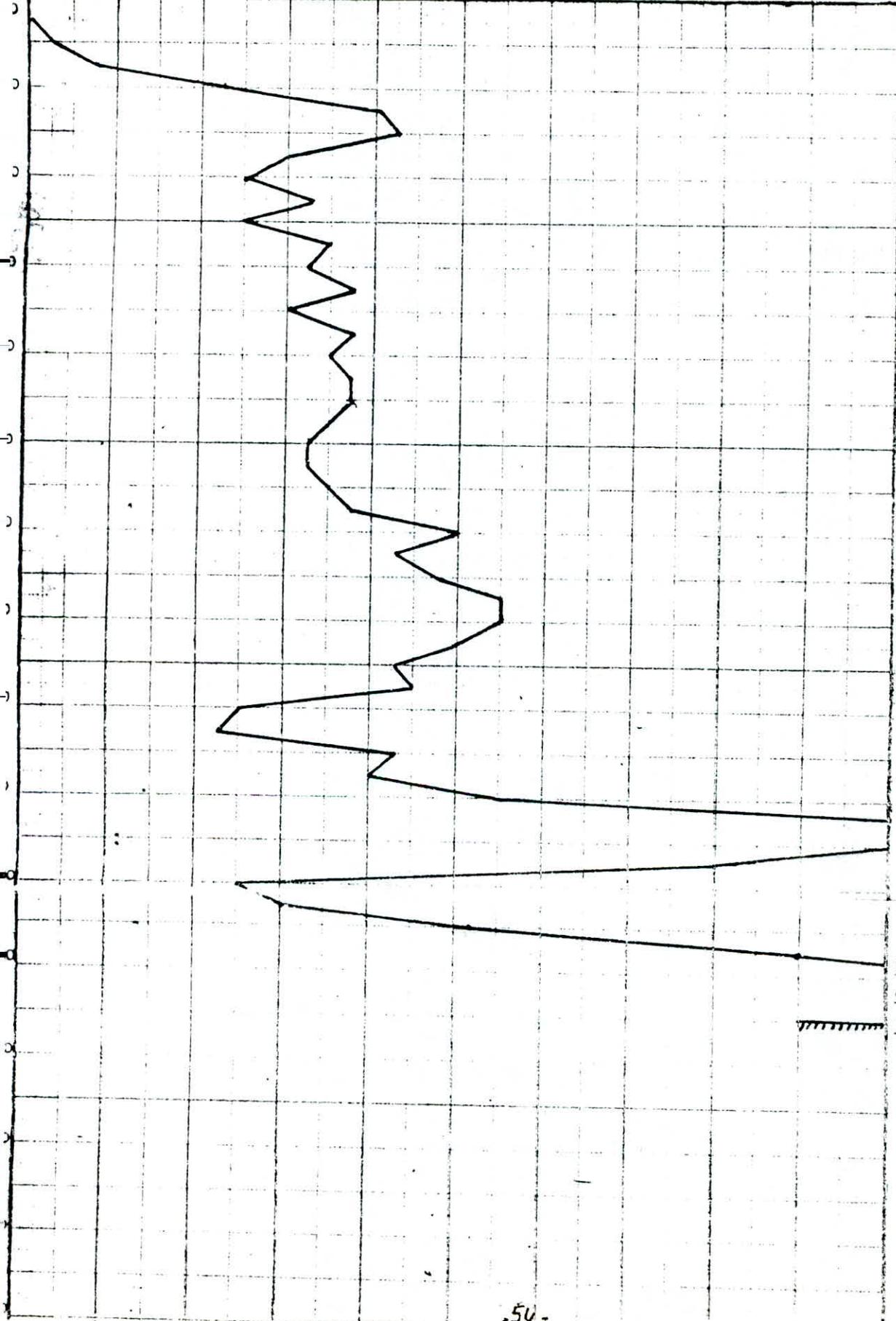
$M=6,8 \rightarrow A=0,576$

$\sigma'_v = \gamma' h$ avec $\gamma' = 9,5KN/m^3$

DETERMINATION DE τ_{moy}/σ'_v : $\tau_{moy}/\sigma'_v = 0,117 \cdot \frac{\gamma' h}{\sigma'_v} \cdot r_d$

cote (m)	r_d	$\gamma' h$	$\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v}$	cote (m)	r_d	$\gamma' h$	$\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_v}$
2	0,990	39,000	0,238	7,75	0,942	151,125	0,226
2,25	0,990	43,875	0,238	8	0,940	156,000	0,226
2,50	0,990	48,750	0,238	8,25	0,935	160,875	0,225
2,75	0,990	53,625	0,238	8,50	0,930	165,750	0,223
3	0,990	58,500	0,238	8,75	0,925	170,625	0,222
3,25	0,987	63,375	0,237	9	0,920	175,500	0,221
3,50	0,985	68,250	0,237	9,25	0,915	180,375	0,220
3,75	0,983	73,125	0,236	9,50	0,910	185,250	0,219
4	0,980	78,000	0,235	9,75	0,905	190,125	0,217
4,25	0,977	82,875	0,235	10	0,900	195,000	0,216
4,50	0,975	87,750	0,234	10,25	0,895	199,875	0,215
4,75	0,972	92,625	0,233	10,50	0,890	204,750	0,214
5	0,970	97,500	0,233	10,75	0,885	209,625	0,213
5,25	0,967	102,375	0,232	11	0,880	214,500	0,211
5,50	0,965	107,250	0,232	11,25	0,872	219,375	0,209
5,75	0,962	112,125	0,231	11,50	0,865	224,250	0,208
6	0,960	117,000	0,230	11,75	0,857	229,125	0,206
6,25	0,957	121,875	0,230	12	0,850	234,000	0,204
6,50	0,955	126,750	0,229	12,25	0,842	238,875	0,202
6,75	0,952	131,625	0,229	12,50	0,835	243,750	0,201
7	0,950	136,500	0,228	12,75	0,822	248,625	0,197
7,25	0,947	141,375	0,227	13	0,820	253,500	0,197
7,50	0,945	146,250	0,227	13,25	0,817	258,375	0,196

20 40 60 80 100 120 140 160 180 200



220

250

450

500

τ/σ_v : taux résistant (sondage P3)

cote (m)	N	σ_v	τ/σ_v	cote (m)	N	σ_v	τ/σ_v	cote (m)	N	σ_v	τ/σ_v
2	12	19,000	0,281	5,25	15	49,875	0,273	8,50	20	80,750	0,279
2,25	15	21,375	0,302	5,50	16	52,250	0,277	8,75	19	83,125	0,272
2,50	12	23,750	0,275	5,75	17	54,625	0,282	9	26	85,500	0,305
2,75	16	26,125	0,304	6	23	57,000	0,314	9,25	51	87,875	0,396
3	15	28,500	0,294	6,25	20	59,375	0,295	9,50	51	90,250	0,394
3,25	17	30,875	0,306	6,50	22	61,750	0,304	9,75	37	92,625	0,344
3,50	16	33,250	0,296	6,75	26	64,125	0,323	10	12	95,000	0,224
3,75	17	35,625	0,300	7	26	66,500	0,320	10,25	14	97,375	0,236
4	16	38,000	0,291	7,25	23	68,875	0,303	10,50	23	99,750	0,281
4,25	17	40,375	0,295	7,50	20	71,250	0,286	10,75	49	102,125	0,376
4,50	17	42,750	0,293	7,75	21	73,625	0,289	11	58	104,500	0,401
4,75	16	45,125	0,284	8	12	76,000	0,234	11,25	105	106,875	0,513
5	15	47,500	0,275	8,25	10	78,375	0,219	11,50	116	109,250	0,532

Nous avons donné ci-dessus un exemple de calcul concernant un des dix sondages qui ont été effectués. Pour les autres sondages, les calculs et graphiques seront donnés en annexe. Néanmoins, nous donnons ci-dessous quelques résultats qui présentent une importance pour nos conclusions.

Sondage P8

Z(m)	τ_1/σ_v	τ_m/σ_v
3,75	0,293	0,236
4	0,216	0,235
4,25	0,192	0,235
4,50	0,306	0,234
4,75	0,284	0,233
5	0,288	0,233
5,25	0,321	0,232
5,50	0,264	0,232

Seisme

Sondage P10

τ_1/σ_v	τ_m/σ_v
0,326	0,236
0,323	0,235
0,308	0,235
0,272	0,234
0,255	0,233
0,188	0,233
0,160	0,232
0,296	0,232

Seisme

7-2-2 ETUDE SOUS L'EFFET DE LA HOULE

Données de la houle de référence:

Hs(hauteur significative)= 9m ; la période T= 14s

d(profondeur de l'eau en absence de houle)= 15m.

La longueur d'onde L est donnée par:

$$L = L_0 \operatorname{th}\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad \text{avec} \quad L_0 = \frac{g T^2}{2\pi}$$

Un calcul itératif nous permet de déterminer L=161m

L'augmentation de la pression due à la houle peut s'écrire:

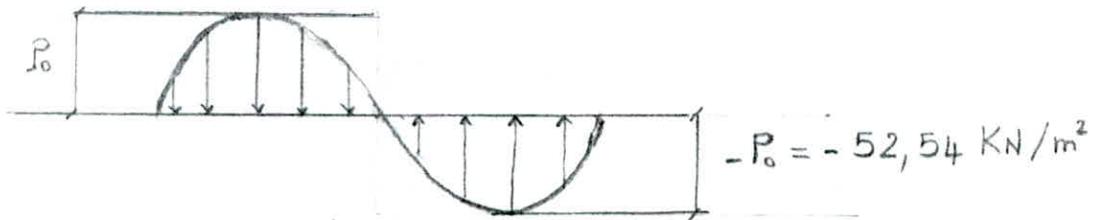
$$P = \frac{gH}{2} \frac{\cosh \frac{2\pi(Z+d)}{L}}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \left(2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L} \right) \right)$$

La fluctuation au fond a comme demi-amplitude:

$$P_0 = \frac{gH}{2 \operatorname{ch}\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \quad \left| \begin{array}{l} Z = -d \\ t = T/4 \\ x = L/4 \end{array} \right.$$

EVALUATION DE P_0 :

$$P_0 = \frac{1,4 \cdot 9,81 \cdot 10^3 \cdot 9}{2 \cdot \operatorname{ch}\left(\frac{2 \cdot 15}{161}\right)} = 52540 \text{ N/m}^2 = 52,54 \text{ KN/m}^2$$



EVALUATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT CYCLIQUES MAX ET MOY

Nous utilisons le graphique() donnant la variation de τ_{\max}/R_0 en fonction de la variation du rapport Z/L.

Ces résultats sont reportés dans le tableau suivant:

côte (m)	τ_{\max}	τ_{moy}	côte (m)	τ_{\max}	τ_{moy}	côte (m)	τ_{\max}	τ_{moy}
2	4,1	2,05	6	8,09	4,04	9,75	10,40	5,20
2,25	4,2	2,10	6,25	8,20	4,10	10	10,51	5,26
2,5	4,83	2,41	6,50	8,30	4,15	10,25	10,61	5,31
2,75	5,04	2,52	6,75	8,62	4,31	10,50	10,72	5,36
3	5,36	2,68	7	8,72	4,36	10,75	10,78	5,39
3,25	5,67	2,83	7,25	8,93	4,46	11	11,03	5,51
3,50	5,99	2,99	7,50	9,12	4,56	11,25	11,14	5,57
3,75	6,09	3,04	7,75	9,35	4,67	11,50	11,24	5,62
4	6,30	3,14	8	9,46	4,73	11,75	11,27	5,64
4,25	6,41	3,20	8,25	9,56	4,78	12	11,38	5,69
4,50	6,72	3,36	8,50	9,67	4,84	12,25	11,45	5,72
4,75	7,04	3,52	8,75	9,77	4,88	12,50	11,56	5,78
5	7,25	3,62	9	9,98	4,99	12,75	11,66	5,83
5,25	7,36	3,68	9,25	10,09	5,05	13	11,77	5,88
5,50	7,57	3,79	9,50	10,30	5,15	13,25	11,87	5,93
5,75	7,78	3,89						

ESTIMATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE

Les valeurs de N sont corrigées par un facteur C_N .

La valeur corrigée $N_1 = C_N \cdot N$ avec $C_N = 1 - 1,25 \text{ Log } \frac{\sigma'_v}{96}$

σ'_v : exprimée en KPa

cote (m)	N	σ'_v	C_N	N_1	τ_1/σ'_v	τ_1
2	12	19	1,879	23	0,213	4,047
2,25	15	21,375	1,815	27	0,248	5,301
2,50	12	23,750	1,758	21	0,196	4,655
2,75	16	26,125	1,706	27	0,248	6,479
3	15	28,500	1,659	25	0,230	6,555
3,25	17	30,875	1,615	27	0,248	7,657
3,50	16	33,250	1,575	25	0,230	7,648
3,75	17	35,625	1,538	26	0,239	8,514
4	16	38	1,503	24	0,222	8,436
4,25	17	40,375	1,470	25	0,230	9,286
4,50	17	42,750	1,439	24	0,222	9,491
4,75	16	45,125	1,409	23	0,213	9,612
5	15	47,500	1,318	21	0,196	9,310
5,25	15	49,875	1,355	20	0,187	9,327
5,50	16	52,250	1,330	21	0,196	10,241
5,75	17	54,625	1,306	22	0,204	11,144
6	23	57	1,283	30	0,275	15,675
6,25	20	59,375	1,261	25	0,230	13,656
6,50	22	61,750	1,239	27	0,248	15,314
6,75	26	64,125	1,219	32	0,293	18,790
7	26	66,500	1,199	31	0,284	18,886
7,25	23	68,875	1,180	27	0,248	17,081
7,50	20	71,250	1,162	23	0,213	15,176
7,75	21	73,625	1,144	24	0,222	16,345
8	12	76	1,127	14	0,133	10,108
8,25	10	78,375	1,110	11	0,101	7,916
8,50	20	80,750	1,094	22	0,204	16,473
8,75	19	83,125	1,078	20	0,187	15,544
9	26	85,500	1,063	28	0,259	21,974
9,25	51	87,875	1,048	53	> 0,32	> 28,120
9,50	51	90,250	1,033	53	> 0,32	> 28,880
9,75	37	92,625	1,019	38	> 0,32	> 29,640
10	12	95	1,005	12	0,111	10,545
10,25	14	97,375	0,990	14	0,133	12,951
10,50	23	99,750	0,979	23	0,213	21,247
10,75	49	102,125	0,966	47	> 0,32	> 32,680
11	58	104,500	0,954	55	> 0,32	> 33,440
11,25	105	106,875	0,941	99	> 0,32	> 34,200
11,50	116	109,250	0,930	108	> 0,32	> 34,960

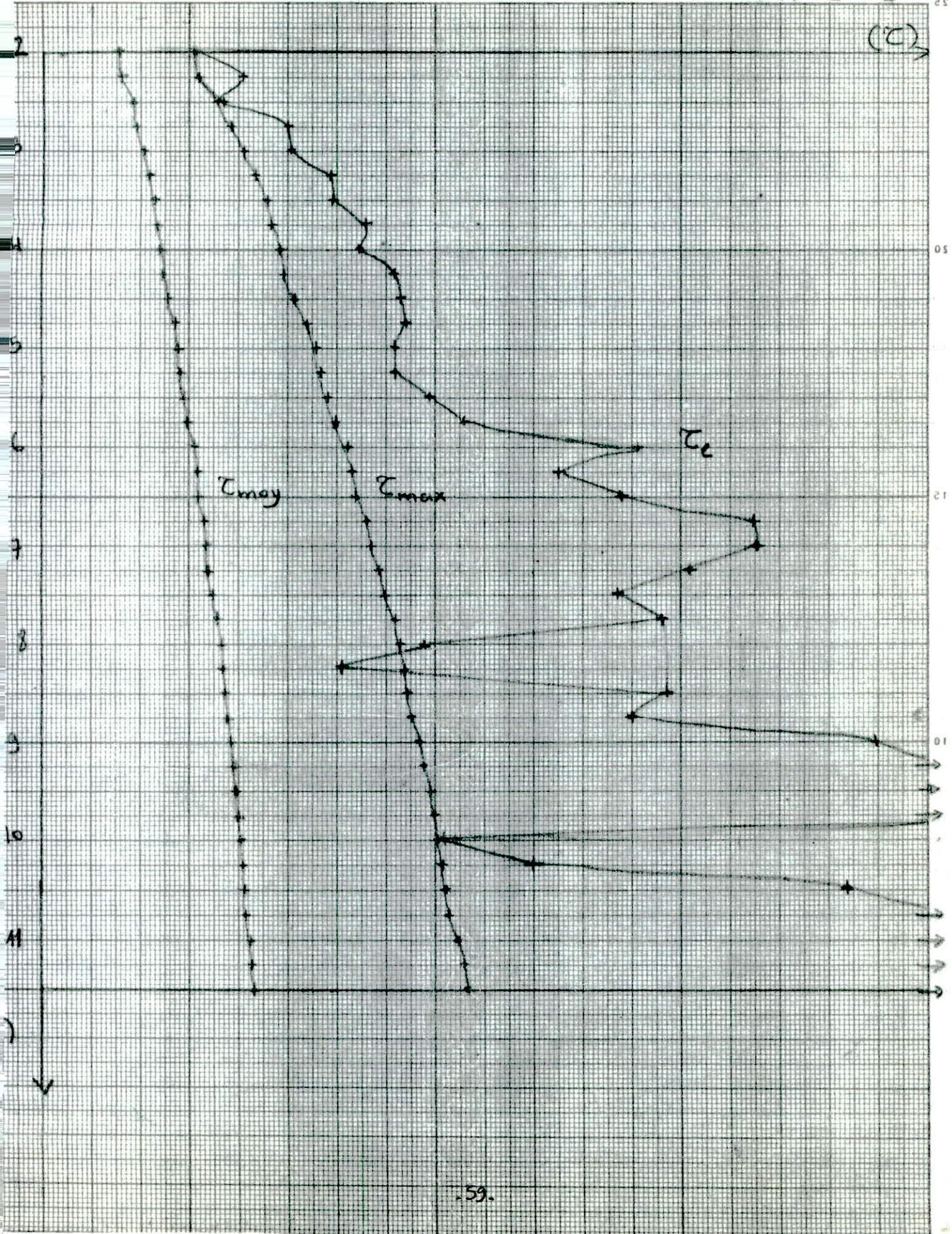
Le tableau précédent concerne uniquement le sondage P3. Pour les autres sondages les calculs et les graphiques sont donnés dans l'annexe. Nous donnons ci-dessous quelques résultats qui présentent une importance pour les conclusions.

Z(m)	τ_1	τ_{max}	τ_{moy}	τ_1
3,75	8,194	6,09	3,04	10,44
4	3,838	6,30	3,14	11,13
4,25	2,544	6,41	3,20	10,38
4,50	10,60	6,72	3,36	7,99
4,75	9,612	7,04	3,52	7,27
5	10,12	7,25	3,62	2,99
5,25	14,16	7,36	3,68	2,24
5,50	9,300	7,57	3,79	12,02

Sondage P8

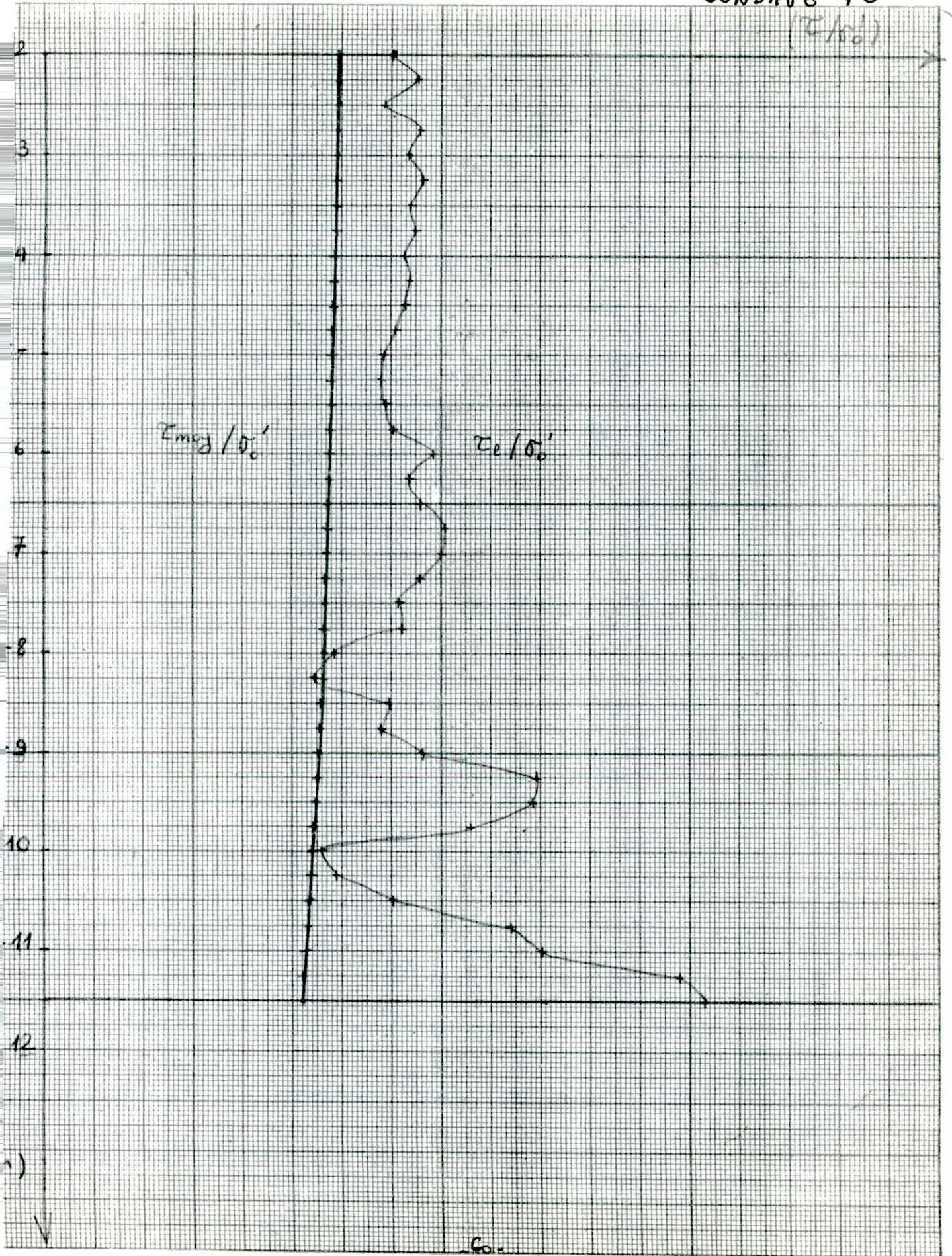
P10

(C)



SONDAGE P3

($\tau/50'$)



DISCUSSION

La plus part des essais effectués montrent que le sol a une bonne résistance vis à vis de la liquéfaction sous l'effet du seisme. Seuls les sondages P8 et P10 présentent des zones de faiblesse entre $Z=3,75$ et $Z=5,5$ m qui semblent provenir de la présence de lits, discontinus et d'épaisseurs limitées, de sables fins assez fortement limoneux.

Cette même zone présente un danger de liquéfaction sous l'effet de la houle. Il faut noter par ailleurs que si le phénomène de liquéfaction apparaît, les sables les moins affectés seront ceux qui se trouvent sous la jetée. On explique ceci par le fait que la jetée exerce une pression sur le sable réduisant ainsi les risques de liquéfaction. (voir chap 3)

La zone au pied du talus sera susceptible de se liquéfier, car elle ne bénéficie pas pleinement de la charge appliquée.

En ce qui concerne la houle, les zones où la résistance au cisaillement τ_1 est comprise entre τ_{max} et τ_{moy} ne nous permettent pas de tirer des conclusions. Par contre, on remarque que τ_1 est nettement supérieur à τ_{moy} et légèrement inférieur à τ_{max} (sondage P3 ; $Z=8,25$ m)

CONCLUSION

Le risque de liquéfaction sous l'effet du seisme est minime, car une accélération de $0,18g$ est un peu exagérée pour cette zone.

Cependant, la hauteur significative de la houle de référence a été estimée à partir des observations effectuées ultérieurement.

Il est donc nécessaire de procéder à quelques travaux pour améliorer la résistance du sol.

MOYENS D'AMELIORATION DU SOL

Les procédés sont variés et dépendent des moyens techniques et financiers. Nous ne citerons ici que les plus importants.

- La substitution du sol: Ceci consiste à retirer les couches liquéfiables et les remplacer par des couches plus résistantes vis à vis de la liquéfaction. Les sondages effectués montrent que seules quelques zones présentent des résistances assez faibles jusqu'à une profondeur de $5,5$ m. La substitution se fera pour ces couches et sera suivie par un compactage.
- Le compactage: Le compactage par l'apport d'un remblai sur les zones avoisinant la jetée sera bénéfique: il permettra d'augmenter l'OCR (le rapport de surconsolidation) du sable et lui donnera ainsi une meilleure résistance au cisaillement cyclique.
- Le drainage: Le drainage peut être fait dans les zones susceptibles de se liquéfier, permettant ainsi une rapide dissipation de la pression

interstitielle.

En général, le drain est constitué de graviers et de pierres ayant un coefficient de perméabilité 200 fois plus grand que celui du sable en question.

Etude de la variation de $(\tau/\sigma'_{v'})_{moy}$ dans les zones de faiblesse en fonction de a_{max} :

Cette zone se trouve à $Z=4,25m$ (sondage P8)

$$\tau_1/\sigma'_{v'} = 0,192 \quad \tau_{moy}/\sigma'_{v'} = 0,235 \quad \text{pour } a_{max} = 0,18g$$

Pour différentes accélérations, nous avons:

$$a_{max}=0,16g \quad \tau_{moy}/\sigma'_{v'}=0,235 \cdot \frac{0,16}{0,18} = 0,209$$

$$a_{max}=0,14g \quad \tau_{moy}/\sigma'_{v'}=0,235 \cdot \frac{0,14}{0,18} = 0,183$$

$$a_{max}=0,12g \quad \tau_{moy}/\sigma'_{v'}=0,235 \cdot \frac{0,12}{0,18} = 0,157$$

$$a_{max}=0,10g \quad \tau_{moy}/\sigma'_{v'}=0,235 \cdot \frac{0,10}{0,18} = 0,131$$

On remarque que pour $a_{max} = 0,14g$: $\tau_{moy} < \tau_1$
donc, pas de risque de liquéfaction.

7-3 ETUDE D'EXTENSION DU PORT D'ALGER

7-3-1 PRESENTATION DU SITE

Tous les points de sondages sont situés à l'extérieur et vers l'est du port d'ALGER entre les coordonnées (en mètres)

X=533 795 et X=535 225
Y=383 500 Y=384 750

Avec ces sondages, il a été fait un certain nombre d'essais SPT (les sondages 02,03,06,07,14,17,18 et 24)

7-3-2 RECONNAISSANCE IN SITU

Trois formations principales ont été rencontrées:

- Une alternance de sable silteux et de vase. Cette couche est plus profonde au niveau de la digue. (allant jusqu'à 10m environ)
- Une couche de poudingues et de grés.
- Une assise de marne grise, par endroit sableuse allant à la fin des sondages.

7-3-3-ETUDE DYNAMIQUE

Notre sol est soumis à deux types de chargement dynamique:

- effet du seisme.
- effet de la houle.

ETUDE SISMIQUE: La région d'ALGER a connu et connaîtra certainement une activité sismique très intense.

Le professeur HAROUN TAZIEFF, le célèbre volcanologue "Français" a même avancé pour la région d'Alger de très forts seismes et ce à la suite de la catastrophe d'Echelef d'octobre 1980.

ETUDE A LA HOULE: Nous nous sommes basé sur une période d'observation de 6 ans (1953- 1959).

- Fréquence bi-annuelle pour les houles de 5,25m d'amplitude.
- Fréquence annuelle pour les houles de 4,5m d'amplitude.

Le prolongement de la droite représentative au delà des houles observées permet d'obtenir, par extrapolation, une indication sur les fréquences probables des houles exceptionnelles.

La très forte tempête du 3 février 1934 qui a détruit une partie de la jetée de Mustapha a été due à une dépression cyclonique stationnant sur la Sardaigne pendant plus de 3 jours.

Cette tempête a présenté une houle caractéristique de 9m.

CARACTERISTIQUES DE LA HOULE DE REFERENCE

$$H_s = 9\text{m}$$

$$T = 14\text{m}$$

$$L = L_0 \operatorname{th} \left(2\pi \frac{d}{L} \right) \text{ avec } L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$$

ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DU SEISME

Les calculs seront menés sous des accélérations de 0,12g et 0,16g.

Néanmoins, tous les travaux ultérieurs ont été menés sous une accélération de 0,12g.

Données: $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^2$
 $\gamma' = 0,8 \text{ t/m}^2$
 $d_{50} = 0,12\text{mm}$

à partir de la méthode Japonaise:

$$\tau / \sigma'_v = A \left[\sqrt{\frac{N}{v+70}} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{d_{50}}{0,35} \right) \right] \text{ en place}$$

$$0,04 \leq d_{50} = 0,12\text{mm} \leq 0,60$$

A est égal à 0,53 pour $M=7,5$

Z(m): à partir du fond de la mer.

GRANULOMETRIE:

Avant d'utiliser la méthode Japonaise pour apprécier le risque de liquéfaction sous un seisme et la méthode de MS NATARAJA et H SINGH pour ce qui est de la houle, nous avons tracé l'enveloppe du sable silteux d'ALGER. Sur cette même courbe, on a tracé l'enveloppe de 19 courbes de sable qui se sont liquéfiés pendant des seismes au Japon suivant KISHIDA, de même que l'enveloppe de OHSAKI basée sur un seisme de grande intensité, résultant à des dommages lourds aux constructions.

Suivant ces enveloppes, on remarque qu'une grande partie de notre fuseau d'ALGER se trouve dans l'enveloppe tracée par KISHIDA, ainsi qu'une petite partie se trouvant dans l'enveloppe d'OHSAKI.

Ceci nous amène à dire que notre sable est susceptible de se liquéfier.

CORRECTION DES RESULTATS DE L'ESSAI SPT

Sondage	Prof Z(m)	Nombre de coups SPT			N	Correction profondeur	Correction de nappe
		15cm	30cm	45cm			
2	4,5	4	7	12	19	22	19
3	2,4	-	-	1	1	5	10
4	1,5	-	2	-	2	6	11
	2,7	2	4	-	6	10	12
	5	2	4	-	6	9	12
	7	6	11	-	17	20	17
5	1,2	2	4	-	6	10	13
	3	4	6	-	10	14	14
	7	4	6	-	10	13	14
6	4,3	3	3	4	7	10	13
7	1,2	2	1	1	2	6	11
	4,1	4	6	-	10	13	14
17	2	4	4	7	11	15	15
18	2,15	2	3	5	8	12	14
	3,15	3	6	4	10	14	14
24	2	1	1	1	2	6	11

CALCUL DE τ/σ' RESISTANT ET DE τ/σ' INDUIT

Sond	Z (m)	N	σ' KPa	Dr %	γ_h t/m ²	$\bar{\sigma}_v$ t/m ²	r_d	τ/σ' en place	τ/σ' 0,12g	τ/σ' 0,16g
2	4,5	19	35,32	65	8,1	3,6	0,97	0,289	0,174	0,231
3	2,4	10	18,86	64	4,32	1,92	0,98	0,241	0,175	0,233
4	1,5	11	11,74	55	2,7	1,2	0,99	0,258	0,178	0,237
	2,7	12	21,17	60	4,86	2,16	0,975	0,256	0,175	0,233
	5	12	39,26	55	9	4	0,96	0,239	0,172	0,229
	7	17	54,95	55	12,6	5,6	0,94	0,259	0,168	0,224
5	1,2	13	9,43	45	2,16	0,96	0,995	0,278	0,178	0,237
	3	14	23,58	50	5,4	2,4	0,97	0,269	0,173	0,231
	7	14	54,95	50	12,6	5,6	0,94	0,241	0,168	0,224
6	4,3	13	33,78	50	7,74	3,44	0,97	0,251	0,173	0,231
7	1,2	11	9,43	41	2,16	0,96	0,995	0,261	0,178	0,237
	4,1	14	32,14	45	7,38	3,28	0,97	0,260	0,174	0,232
17	2	15	15,69	55	3,6	1,6	0,98	0,285	0,175	0,234
18	2,15	14	16,84	52	3,87	1,72	0,98	0,276	0,176	0,234
	3,15	14	24,73	53	5,67	2,52	0,975	0,267	0,174	0,232
24	2	11	15,69	60	3,6	1,6	0,98	0,253	0,175	0,234

CALCUL ANALOGUE UTILISANT LA METHODE DE SEED ET IDRIS

ESTIMATION DE τ_1/σ'_o

D'après la méthode de SEED et IDRIS, la résistance in situ est donnée par:

$$\frac{\tau_1}{\sigma'_o} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right)^{1,50} \cdot Cr \cdot \frac{Dr}{50}$$

$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right)^{1,50}$: étant la résistance d'un échantillon au laboratoire ayant une densité relative $Dr = 50\%$.

Cr : terme correcteur ramenant à la résistance en place.

Dr : la densité relative réelle in situ estimée à partir de l'abaque de GIBBS et HOLTZ. (en exploitant les résultats de l'essai SPT)

Notre seisme de référence a une magnitude de 7,5; donc le nombre de cycles équivalents est $N_c = 20$.

On a pour $N_c = 10$ $\left[\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right]^{1,50} = 0,223$

$N_c = 30$ $\left[\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right]^{1,50} = 0,181$

Pour $N_c = 20$ $\left[\frac{\sigma_{dc}}{2 \sigma_a} \right]^{1,50} = 0,202$

Le tableau ci-dessous donne les différents paramètres permettant l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

Sond	Z(m)	N	$\sigma_v \cdot 10^5 \text{ Pa}$	Dr(%)	Cr	τ_1 / σ'_o
2	4,5	19	0,36	87	0,723	0,254*
3	2,4	10	0,192	70	0,645	0,182
4	1,5	11	0,120	75	0,665	0,201
	2,7	12	0,216	75	0,665	0,201
	5	12	0,400	68	0,637	0,175
	7	17	0,560	80	0,695	0,225*
5	1,2	13	0,096	85	0,715	0,246*
	3	14	0,240	81	0,699	0,229
	7	14	0,560	70	0,645	0,182
6	4,3	13	0,344	74	0,661	0,198
7	1,2	11	0,096	78	0,683	0,215
	4,1	14	0,328	78	0,683	0,215
17	2	15	0,160	85	0,715	0,246*
18	2,15	14	0,172	84	0,711	0,241*
	3,15	14	0,252	80	0,695	0,225
24	2	11	0,160	75	0,665	0,201

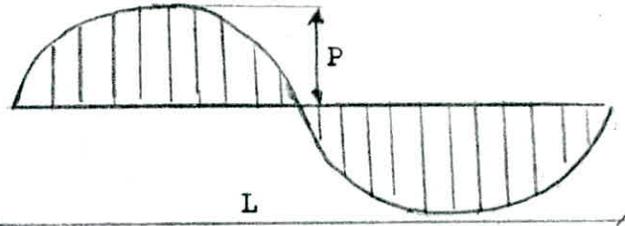
*pas de risque de liquéfaction

Remarque: Pour l'estimation de Dr à partir des résultats du SPT, on peut utiliser la formule empirique de MEYERHOFF qui donne des résultats très proches

ETUDE DE LA LIQUEFACTION SOUS L'EFFET DE LA HOULE

Hs= 9,00m

T = 14s



$$P = \frac{\rho g h}{2} \cdot \frac{\text{ch } 2\pi(Z+d)/L}{\text{ch}(2\pi d/L)} \cos \left[2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right]$$

DETERMINATION DE P (KN/m²)

Sondage	d(m)	L	P	Sondage	d(m)	L	P
S2	10,7	138,2	55,15	S7	17,6	172,83	51
S3	10,9	139,4	55,02	S17	17	170,23	51,36
S4	8,4	123,4	56,55	S18	17,7	173,26	50,94
S5	17,9	174,1	50,82	S24	5	96,37	58,66
S6	17,8	173,7	50,89	S28	4,75	94,00	58,81

EVALUATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT CYCLIQUES τ_{max} ET τ_{moy}

En utilisant le graphique (), on peut déterminer les différentes contraintes de cisaillement. Ces valeurs sont reportées dans le tableau suivant:

Sondage	Z(m)	Z/L	τ_{max}/P	τ_{max}	τ_{moy}
S2	4,5	0,0325	0,148	8,16	4,08
S3	2,4	0,0172	0,110	6,06	3,03
S4	1,5	0,0121	0,100	5,66	2,83
	2,7	0,0219	0,114	6,46	3,23
	5	0,0405	0,171	9,67	4,83
	7	0,0567	0,193	10,91	5,46
S5	1,2	0,0069	0,074	3,76	1,88
	3	0,0172	0,0064	0,32	0,16
S6	7	0,0402	0,174	8,84	4,42
	4,3	0,0247	0,122	6,20	3,10
S7	1,2	0,0069	0,074	3,77	1,89
	4,1	0,0237	0,122	6,22	3,11
S17	2	0,0117	0,077	3,95	1,98
S18	2,15	0,0124	0,080	4,07	2,04
	3,15	0,0182	0,103	5,25	2,62
S24	2	0,0207	0,105	6,16	3,08

ESTIMATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE

On applique le facteur de correction C_N pour corriger les différentes valeurs de N.

$$N_1 = C_N \cdot N_{\text{corrigé}} \quad \text{avec} \quad C_N = 1 - 1,25 \text{ Log } \frac{\sigma'v}{96}; \quad \sigma'v \text{ en KPa}$$

DETERMINATION DES DIFFERENTS τ_1

Sondage	côte	N	σ'_v (KPa)	C_N	N_1	τ_1 / σ'_v	τ_1
S2	4,5	19	35,32	1,543	29	0,266	9,40**
S3	2,4	10	18,86	1,883	19	0,178	3,36*
	1,5	11	11,74	2,141	24	0,221	2,59***
S4	2,7	12	21,17	1,821	22	0,204	4,32*
	5	12	39,26	1,485	18	0,169	6,635**
	7	17	54,95	1,303	22	0,204	11,21**
S5	1,2	13	9,43	2,260	29	0,266	2,51*
	3	14	23,58	1,762	25	0,230	5,423**
	7	14	54,95	1,303	18	0,169	9,29**
S6	4,3	13	33,78	1,567	20	0,187	6,32**
S7	1,2	11	9,43	2,260	25	0,230	2,17*
	4,1	14	32,14	1,594	22	0,204	6,56**
S17	2	15	15,69	1,983	30	0,275	4,315**
S18	2,15	14	16,84	1,945	27	0,248	4,18**
	3,15	14	24,73	1,736	24	0,221	5,47**
S24	2	11	15,69	1,983	22	0,204	3,20*

***: $\tau_1 < \tau_{moy} < \tau_{max}$ (liquéfaction)

** : $\tau_1 > \tau_{max} > \tau_{moy}$ (pas de risque)

* : $\tau_{max} < \tau_1 < \tau_{moy}$ (?)

DISCUSSION ET COMMENTAIRES

Le fuseau granulométrique de notre sable étant situé dans les zones établies par KISHIDA et OSAHKI, un risque de liquéfaction est à envisager. On ne peut cependant pas trancher sur la question, car la liquéfaction dépend de plusieurs paramètres.

Pour cela une étude dynamique a été faite sous l'effet de la houle et du seisme.

Seisme: Deux méthodes ont été utilisées: la méthode Japonaise et la méthode de Seed et Idriss.

Avec la première méthode nous avons dans tous les cas:

$$\tau_1 / \sigma'_o \text{ en place} > \tau_1 / \sigma'_o \text{ induit par le seisme}$$

le même résultat est obtenu pour une accélération de 0,16g.

Par contre, la seconde méthode nous donne des résultats moins optimistes.

Pour une accélération $a_{max} = 0,16g$ et pour la majorité des cas, on a

$$\tau_{moy} / \sigma'_o \text{ induit} > \tau_1 / \sigma'_o \text{ en place}$$

La divergence des résultats des deux méthodes provient du fait que la méthode Japonaise ne sous estime pas la résistance d'une certaine plage de grains fins ($d_{50} = 0,04\text{mm}$ à $0,35\text{mm}$).

Dans cette plage, on a même une augmentation de la résistance avec la diminution du diamètre moyen des grains.

Pour SEED, une diminution du diamètre entrainera la diminution de la résistance. Houle: La houle semble être moins défavorable que le seisme d'accélération $a_{max} = 0,16g$. Trois cas se présentent à nous:

- $\tau_1 < \tau_{moy} < \tau_{max}$: un seul cas, le sondage P3 à la profondeur $Z=1,5m$
- $\tau_{max} < \tau_1 < \tau_{moy}$: cinq (5) cas : la profondeur varie entre $Z=1,2$ et $Z=2,7m$. (avec τ_1 légèrement supérieur à τ_{moy}), ceci ne nous met pas du côté de la sécurité. Un risque de liquéfaction est à envisager.
- $\tau_{max} > \tau_{moy} > \tau_1$; Dix cas dont la profondeur varie entre $Z=2m$ et $Z=7m$. Pour ce cas, aucun risque n'est à envisager.

Nous pouvons donc conclure que le risque de liquéfaction est probable pour les 3 premiers mètres.

Néanmoins ceci représente une première approche, du fait que les essais effectués présentent un doute sur leur fiabilité.

BIBLIOGRAPHIE

- Fundamentals of soil dynamics . BRAJAS M.DAS. University of Texas at El Paso
- Soil dynamics. SHAMSHER PRAKASH . University of Missouri-Rolla
- Journal of the soil mechanic and foundations division.
"Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics"
H.BOLTON SEED M.ASCE and WILLIAM H PEACOCK
- A simplified procedure for ocean wave-induced liquefaction analysis by
M S NATARAJA,PHD M.ASCE and H.SINGH,PHD M.ASCE.
- Cours d'hydraulique maritime-R.BONNEFILLE
- Liquéfaction et essais de pénétration SPT
JEAN FRANCOIS CORTE (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)
- Comportement dynamique et liquéfaction des sols
A.PECKER MECASOL Paris (ENPC)
- Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential By
H.BOLTON SEED M.ASCE and IZZAT M.IDRISS A.M.ASCE
Journal of the soil mechanics and foundations division (Septembre 71)
- Annales des Ponts et Chaussées N°1 Janvier-Fevrier 1963
- Journal of geotechnical engineering Vol 111 N°1 JANVIER 1985.
- Journal of geotechnical engineering Vol 111 N°3 MARS 1985.
- La dynamique des sols appliquée aux seismes
M.P.LUONG (ENPC) (mars 1984)
- La dynamique des sols appliquée aux seismes
A.PECKER (ENPC) (mars 1984)
- Comportement des sols sous chargement cyclique
A.PECKER (ENPC) (mars 1984)
- Using the CPT (Cone Penetration Test) by PETER K.ROBERTSON and
G.CAMPANELLA,M.ASCE (correlation between liquefaction and CPT)

SOMMAIRE-ANNEXE

Méthode électrique

BEJAIA

-Graphiques des essais dynamiques de liquéfaction

SIKIDA

-Graphiques des essais de pénétration statique

-Tableaux et graphes des résultats des études au seisme

-Tableaux et graphes des résultats des études à la houle

Tu l'évolution des études sur le problème de liquéfaction ainsi que l'intérêt grandissant porté à travers le monde à ce problème, nous avons jugé intéressant de donner la méthode dite électrique.

Cette méthode est récente, elle date de 1985 et demeure encore au stade de la recherche; Nous pensons qu'elle pourra faire l'objet de recherches plus poussées.

LA METHODE ELECTRIQUE

La methode electrique, recemment exposee, permet en utilisant le facteur de formation, la determination du potentiel de liquefaction.

Cette methode a pour objectifs:

1. Mettre l'accent sur les proprietes des grains et des agregats du sable.
2. Predire la porosite à l'aide des mesures electriques.
3. Etablir des correlations entre le rapport cyclique des contraintes requises pour causer la liquefaction, et les parametres electriques.

Il est generalement accepte, que les proprietes mecaniques fondamentales, comme la compressibilite, la resistance au cisaillement et la permeabilite du sable, sont influencees par les caracteristiques des grains et agregats.

Il a ete montre que le parametre electrique adimensionnel, F , appele facteur de Formation, depend de la forme des particules de leurs axes d'orientation, de la granulometrie et aussi de l'indice des vides, de la cimentation de la granulometrie et de l'anisotropie.

Le facteur de formation, F , peut etre utilise pour quantifier et predire la porosite, la forme et l'anisotropie du sable. Le facteur de formation moyen est

$$\bar{F} = \frac{F_V + 2F_H}{3}$$

F_V et F_H : Facteurs de formation vertical et horizontal (respectivement).

$$F = \frac{\sigma_s}{\sigma_m}$$

avec : σ_s = Conductivité de l'électrolyte occupant les interstices d'un échantillon de sable saturé

σ_m = Conductivité d'une mixture d'une solution de sable.

F est indépendant des pores fluides.

$$\sigma_m = \frac{1}{R} * \frac{L}{A}$$

R : résistance mesurée.

L : distance entre les électrodes.

A : section des électrodes.

La conductivité du fluide a été mesurée en utilisant un pont de conductivité (Conductivity Bridge).

La relation \bar{F} - n , pour 3 méthodes de préparation différentes a été la même.

Des échantillons étant vibrés à différentes porosités. On a constaté que le facteur de formation est indépendant de la conductivité du fluide.

Des échantillons sont préparés dans 2 boîtes cubiques séparées et vibrés à différentes porosités avec des électrodes placées dans la position horizontale pour F_H (1^{ère} boîte) et dans la position verticale pour F_V (2^{ème} boîte)

FACTEUR DE FORME ET INDICE D'ANISOTROPIE

FRIKE a obtenu une relation entre F et n (pour une suspension diluée de particules ellipsoïdales).

$$\boxed{F = 1 + \frac{1-n}{n} \cdot f}$$

f : facteur de forme, depend de la forme des particules et de l'orientation des ces particules.

Pour la pratiques DAFALIAS et ARULANANDAN ont donné \bar{F} (facteur de formation moyen) en fonction de n et \bar{f} (facteur de forme moyen).

$$\boxed{\bar{F} = n \cdot \bar{f}}$$

Theoriquement et experimentalement, le facteur de forme est directionnel et depend de la porosité, la forme et l'orientation des particules.

Aussi \bar{F} est independant de l'orientation des Particules

\bar{f} est fonction de la porosité et de la forme il est defini par :

$$\boxed{\bar{f} = \frac{1}{2} (f_{\max} + f_{\min})}$$

f_{\max} et f_{\min} : valeurs extremes de \bar{f} à des porosités extremes.

la difference entre f_{\max} et f_{\min} est d'environ 5% d'indice d'anisotropie, A , induit par Arulandandan et Kutter :

$$\boxed{A = \left(\frac{F_v}{F_H} \right)^{1/2}}$$

d'anisotropie de la structure des sables, est due à l'orientation des particules et à l'orientation du contact.

Paramètre INDEXANT LE TASSEMENT (Packing index Parameter)

la relation entre D_r et \bar{F} est donnée par :

$$D_r = 100 \times \frac{(\bar{F}^{1/\bar{f}} - F_{\min}^{1/\bar{f}_{\max}})(\bar{F}_{\max}^{1/\bar{f}_{\min}} - 1)}{(\bar{F}_{\max}^{1/\bar{f}_{\min}} - \bar{F}_{\min}^{1/\bar{f}_{\max}})(\bar{F}^{1/\bar{f}} - 1)}$$

Pour n'importe quel sable, \bar{F} varie entre 2 et 6 et \bar{f} entre 1,3 et 1,8.

Le Tassement relatif $P_r = 100 - \frac{\bar{F} - \bar{F}_{\min}}{\bar{F}_{\max} - \bar{F}_{\min}}$

On a vu que \bar{F} est une fonction, uniquement de la porosité. A quantifie l'orientation des particules et \bar{f}_{moy} mesure la forme des particules.

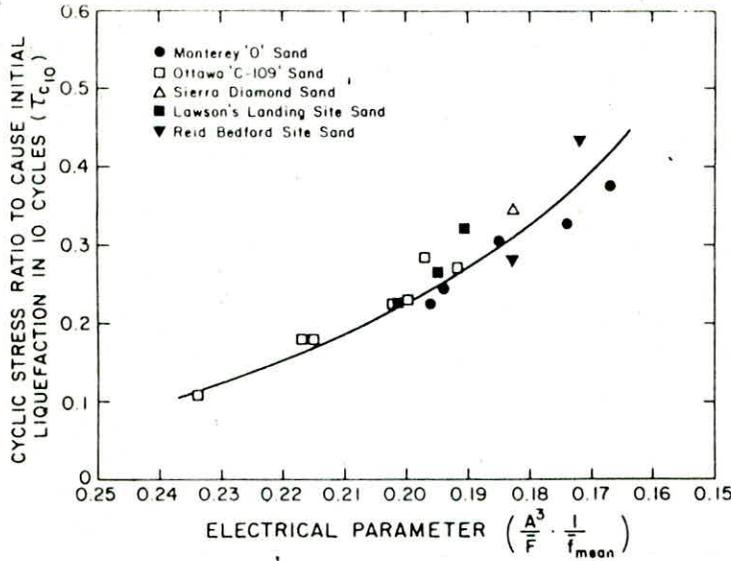
Aussi \bar{F} et \bar{A} peuvent être utilisés pour quantifier les propriétés des agrégats (mesures in situ sans qu'il y ai remaniement).

Il est possibles de calculer certains paramètres des sols comme le potentiel de liquéfaction en considérant

\bar{F} , A et \bar{f}_{moy}

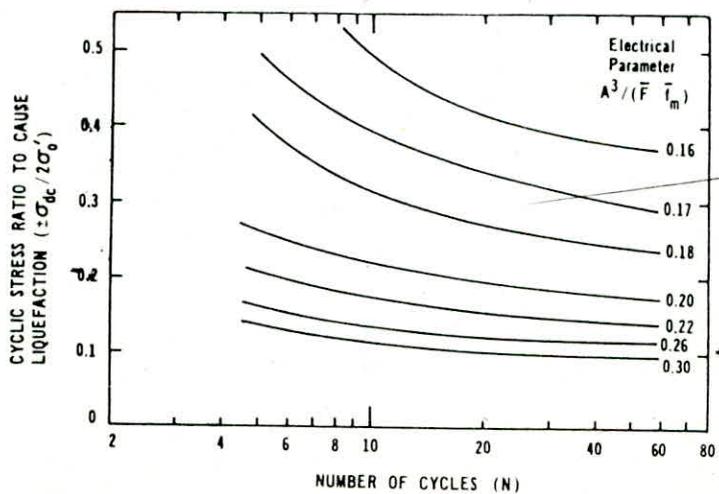
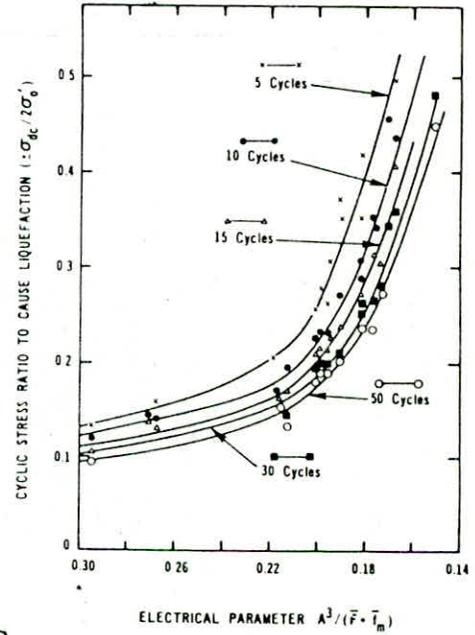
La table ci-dessous donne les mesures électriques et les rapports de contraintes cycliques requis pour causer la liquéfaction des sables soumis aux essais.

Type de SABLE	Méthode de Préparation	Porosité n	\bar{F}	A	$\frac{A^3}{\bar{F}} \cdot \frac{1}{f_m}$	τ_{c10}	INVESTIGATEUR
Monterey "0"	Deversement à sec	0,416	3,72	1,029	0,196	0,225	MULILIS et AL
		0,395	3,94		0,185	0,306	
	Devers sous l'eau Damage humide	0,416	3,72	1,026	0,194	0,250	
		0,416	3,72		0,174	0,328	
		0,401	3,87		0,989	0,167	
OTTAWA "C-109"	Deversement à Sec	0,406	3,44	1,01	0,217	0,180	HARDER Jr.
		0,380	3,74		0,200	0,232	
		0,366	3,90		0,192	0,270	
		0,433	3,20	1,01	0,234	0,110	FINN et AL
		0,401	3,48		0,215	0,180	
		0,383	3,71		0,202	0,225	
		0,375	3,80	0,197	0,286		
SIERRA DIAMOND	DAMAGE HUMIDE	0,463	3,33	0,982	0,183	0,348	
LAWSON'S Landing site	Deversement sous l'eau	0,429	3,62	1,032	0,202	0,225	Arulmoli
		0,419	3,74		0,195	0,270	
		0,412	3,82		0,191	0,325	
REID BEDFORD site	Damage humide	0,424	3,52	0,985	0,183	0,285	TOWNSEND et AL.
		0,404	3,74		0,172	0,435	



Correlation entre le rapport de contraintes cycliques causant la liquéfaction initiale en 10 cycles et les Paramètres électriques $A^3 (\bar{f}_m \cdot \bar{F})$. (Labo).

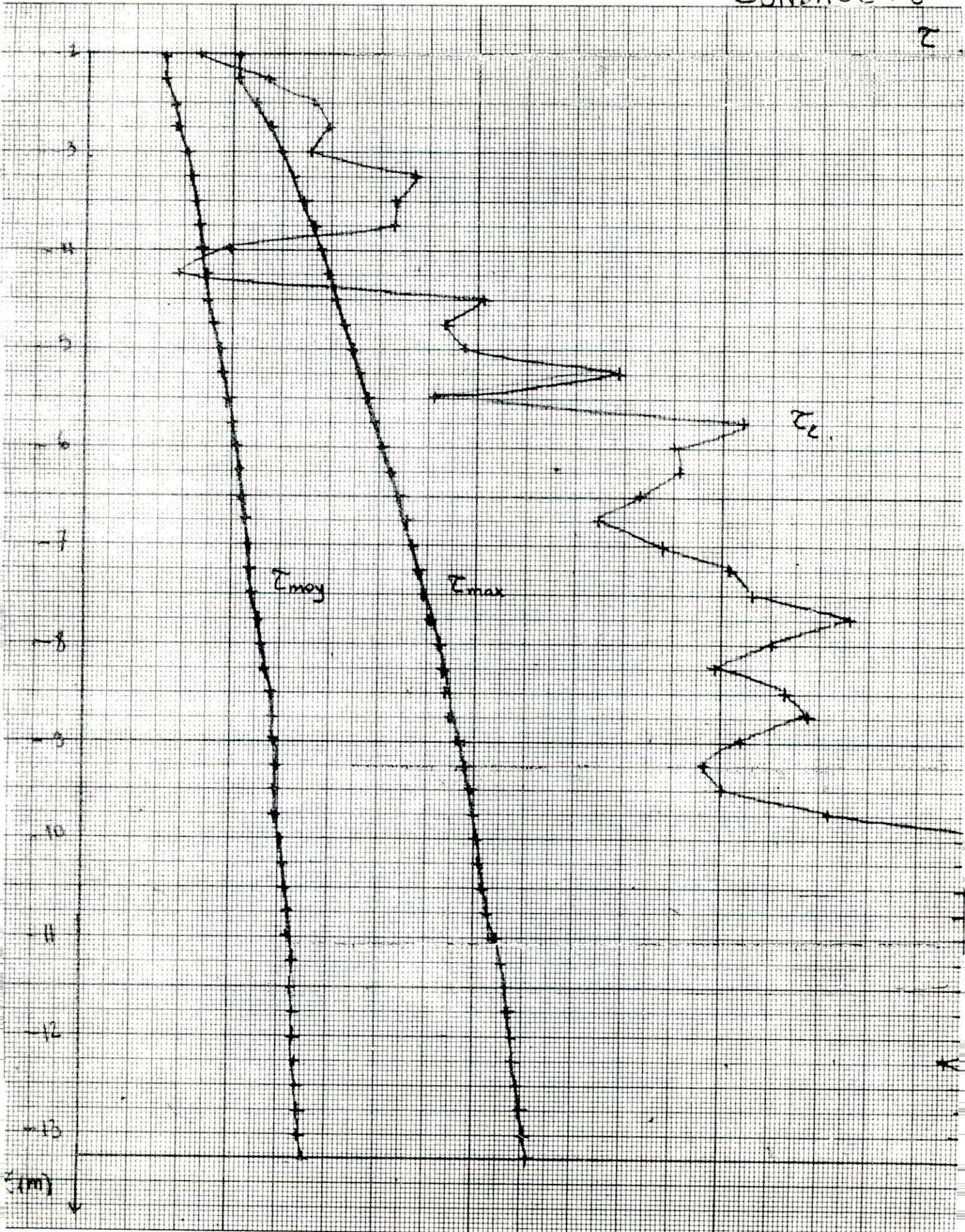
Correlations entre le rapport de contraintes cycliques causant la liquéfaction initiale et le paramètre électrique $A^3 (\bar{F} \cdot \bar{f}_m)$ Pour des Nombres de cycles différents. (Laboratoire)



Correlations entre le rapport de contraintes cycliques causant la liquéfaction initiale et le Nombre de cycles Pour différentes valeurs du paramètre électrique

P8

côte (m)	SEISME			HOWLE		
	r_d	N	τ_e / σ'_v	C_N	N_1	τ_p
2	0,99	9	0,252	1,879	17	3,059
2,25	0,99	14	0,295	1,815	25	4,916
2,50	0,99	16	0,307	1,758	28	6,104
2,75	0,99	16	0,304	1,707	27	6,479
3	0,99	14	0,286	1,659	23	6,071
3,25	0,987	19	0,319	1,616	31	8,769
3,50	0,985	17	0,303	1,576	27	8,246
3,75	0,983	16	0,293	1,538	25	8,194
4	0,980	7	0,216	1,503	11	3,838
4,25	0,977	5	0,192	1,470	7	2,544
4,50	0,975	19	0,306	1,439	27	10,602
4,75	0,972	16	0,284	1,410	23	9,612
5	0,970	17	0,288	1,382	23	10,1175
5,25	0,967	23	0,321	1,355	31	14,165
5,50	0,965	14	0,264	1,330	19	9,301
5,75	0,962	33	0,365	1,306	43	17,480
6	0,960	23	0,314	1,283	30	15,675
6,25	0,957	23	0,312	1,261	29	15,794
6,50	0,955	21	0,299	1,240	26	14,760
6,75	0,952	19	0,286	1,219	23	13,660
7	0,950	21	0,295	1,199	25	15,295
7,25	0,947	23	0,303	1,180	27	17,081
7,50	0,945	23	0,302	1,162	27	17,670
7,75	0,942	26	0,314	1,144	30	20,250
8	0,940	23	0,298	1,127	26	18,164
8,25	0,935	21	0,286	1,110	23	16,694
8,50	0,930	23	0,294	1,094	25	18,570
8,75	0,925	23	0,292	1,078	25	19,120
9	0,920	21	0,281	1,063	22	17,442
9,25	0,915	19	0,269	1,048	20	16,430
9,50	0,910	19	0,267	1,034	20	16,880
9,75	0,905	23	0,286	1,019	23	19,73
10	0,90	28	0,306	1,006	28	24,415
10,25	0,895	30	0,313	0,992	30	26,780
10,50	0,889	30	0,311	0,979	29	26,530
10,75	0,885	37	0,336	0,966	36	>32,68
11	0,880	37	0,334	0,954	35	33,44
11,25	0,872	35	0,325	0,942	33	32,28
11,50	0,865	33	0,316	0,930	31	31,027
11,75	0,857	33	0,315	0,918	30	30,700
12	0,850	30	0,302	0,907	27	28,270
12,25	0,842	23	0,271	0,896	21	22,810
12,50	0,835	26	0,283	0,885	23	25,29
12,75	0,822	37	0,323	0,874	32	35,49
13	0,820	58	0,384	0,863	50	>39,52
13,25	0,817	93	0,466	0,853	79	>40,28



Z (m)

-13

-12

-11

-10

-9

-8

-7

-6

-5

-4

-3

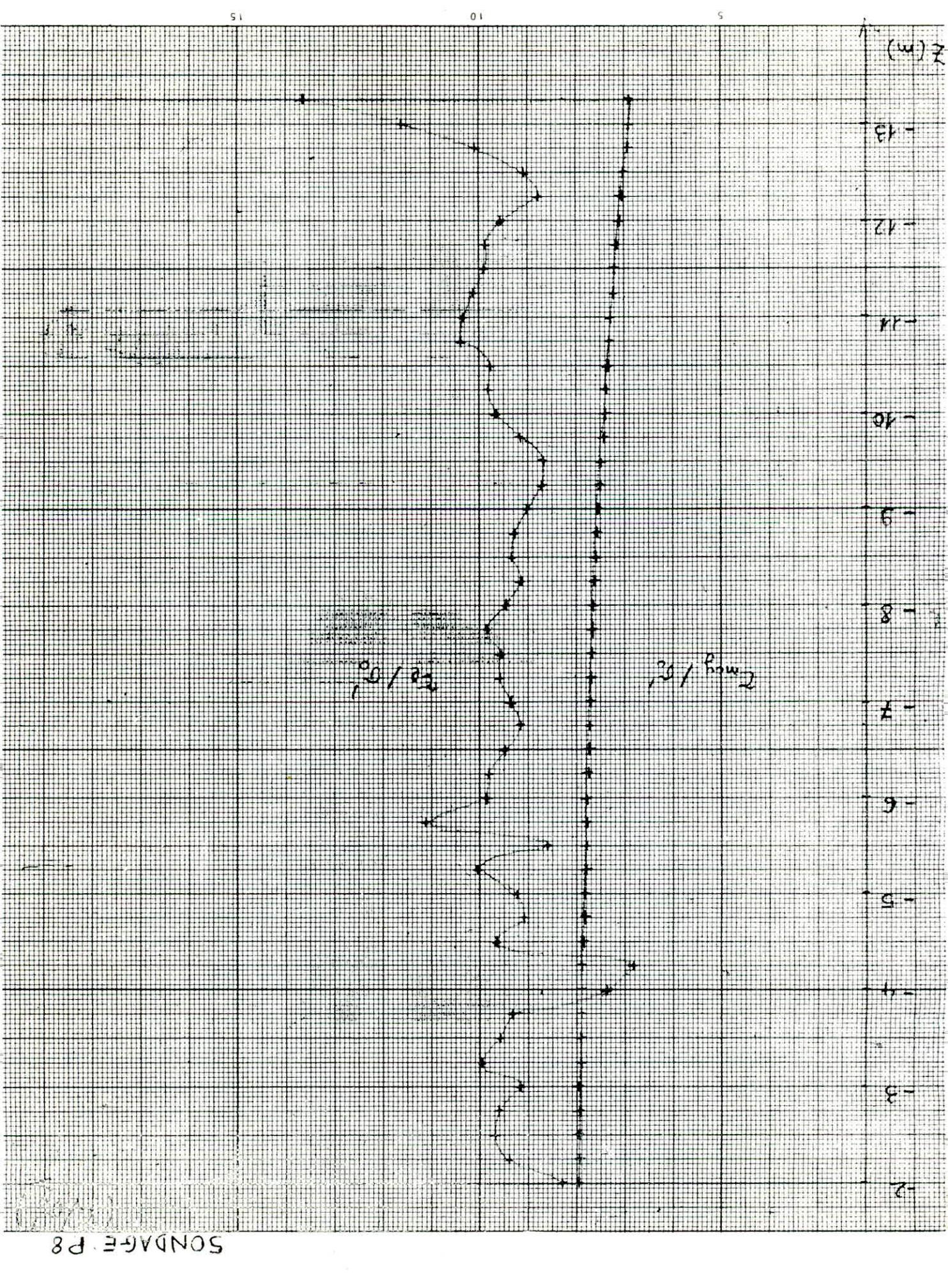
-2

PROFESSOR DR. H. J. ...
UNIVERSITÄT ...
LEHRGEBIET ...
D-1000 ...

28/00

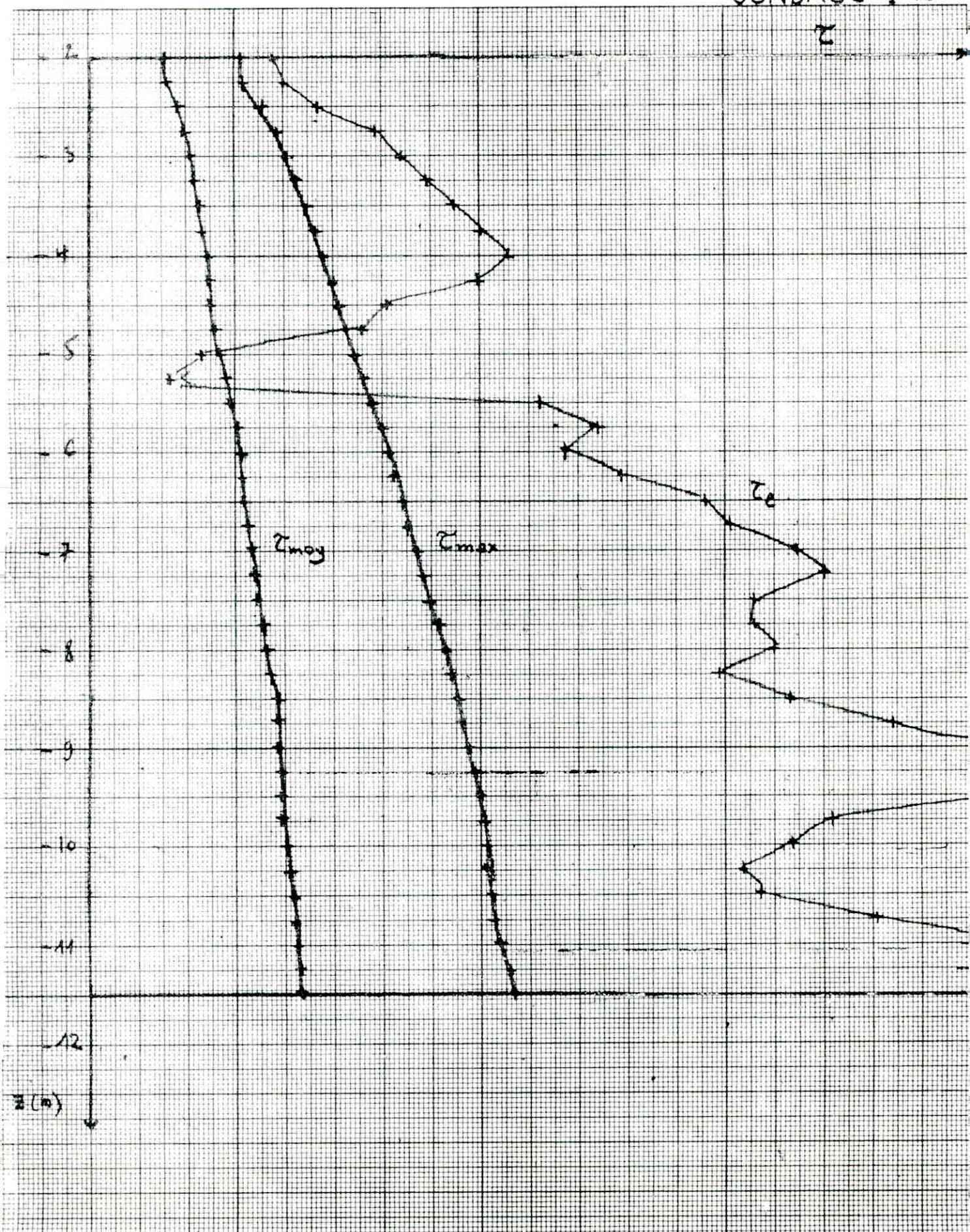
30/00

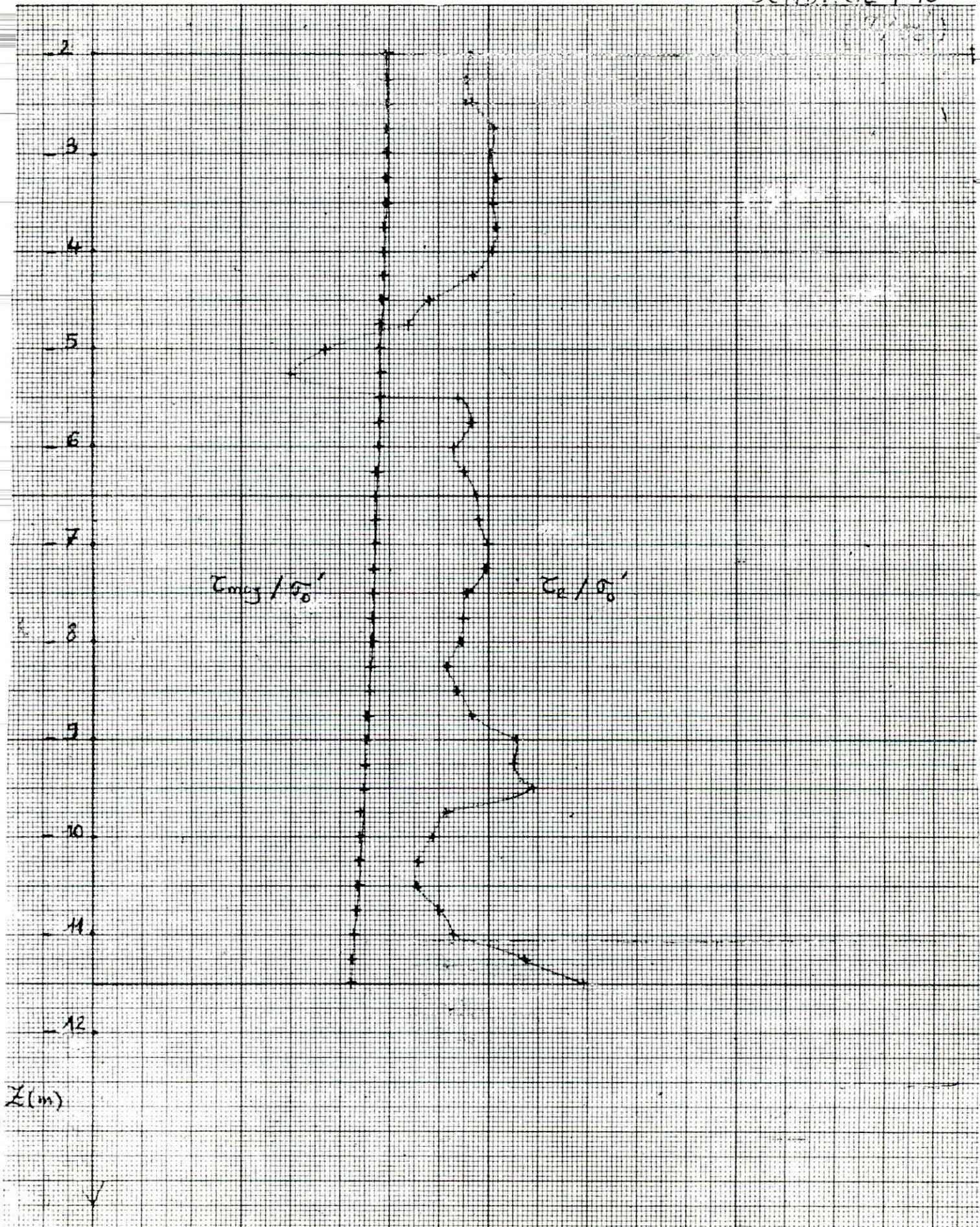
SONDAGE P8



P10 côte (m)	SEISME			HOULE		
	ρ	N	τ_e / σ_v	C_N	N_1	τ_e
2	0,990	15	0,306	1,879	28	4,88
2,25	0,990	15	0,302	1,815	27	5,3
2,50	0,990	16	0,307	1,758	28	6,10
2,75	0,990	19	0,325	1,707	32	7,65
3	0,990	19	0,322	1,659	32	8,35
3,25	0,987	20	0,326	1,616	32	9,05
3,50	0,985	20	0,323	1,576	32	9,74
3,75	0,983	21	0,326	1,538	32	10,44
4	0,980	21	0,323	1,503	32	11,13
4,25	0,977	19	0,308	1,470	28	10,38
4,50	0,975	14	0,272	1,439	20	7,99
4,75	0,972	12	0,255	1,410	17	7,27
5	0,970	5	0,188	1,382	7	2,99
5,25	0,967	3	0,160	1,355	4	< 2,24
5,50	0,965	19	0,296	1,330	25	12,02
5,75	0,962	21	0,306	1,306	27	13,55
6	0,960	19	0,292	1,283	24	12,65
6,25	0,957	21	0,301	1,261	26	14,19
6,50	0,955	23	0,310	1,240	29	16,43
6,75	0,952	24	0,313	1,219	29	17,06
7	0,950	26	0,320	1,199	31	18,89
7,25	0,947	26	0,318	1,180	31	19,56
7,50	0,945	23	0,302	1,162	27	17,67
7,75	0,942	23	0,300	1,144	26	17,6
8	0,940	23	0,298	1,127	26	18,16
8,25	0,935	21	0,286	1,110	23	16,69
8,50	0,930	23	0,294	1,094	25	18,57
8,75	0,925	26	0,306	1,078	28	21,36
9	0,920	35	0,342	1,063	37	> 27,36
9,25	0,915	35	0,340	1,048	37	> 28,12
9,50	0,910	40	0,357	1,034	41	> 28,88
9,75	0,905	23	0,286	1,019	23	19,73
10	0,900	21	0,275	1,006	21	18,62
10,25	0,895	19	0,263	0,992	19	17,33
10,50	0,890	19	0,262	0,979	19	17,76
10,75	0,885	23	0,280	0,966	22	20,83
11	0,880	26	0,291	0,954	25	24,04
11,25	0,872	42	0,350	0,942	40	> 34,2
11,5	0,865	58	0,397	0,930	54	> 34,96

SONDAGE P10





ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

1.1 Ech 5 Prof. 10,10 m.

$\lambda = 20,2$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 17,3$

$w_c (\%) = 20,6$

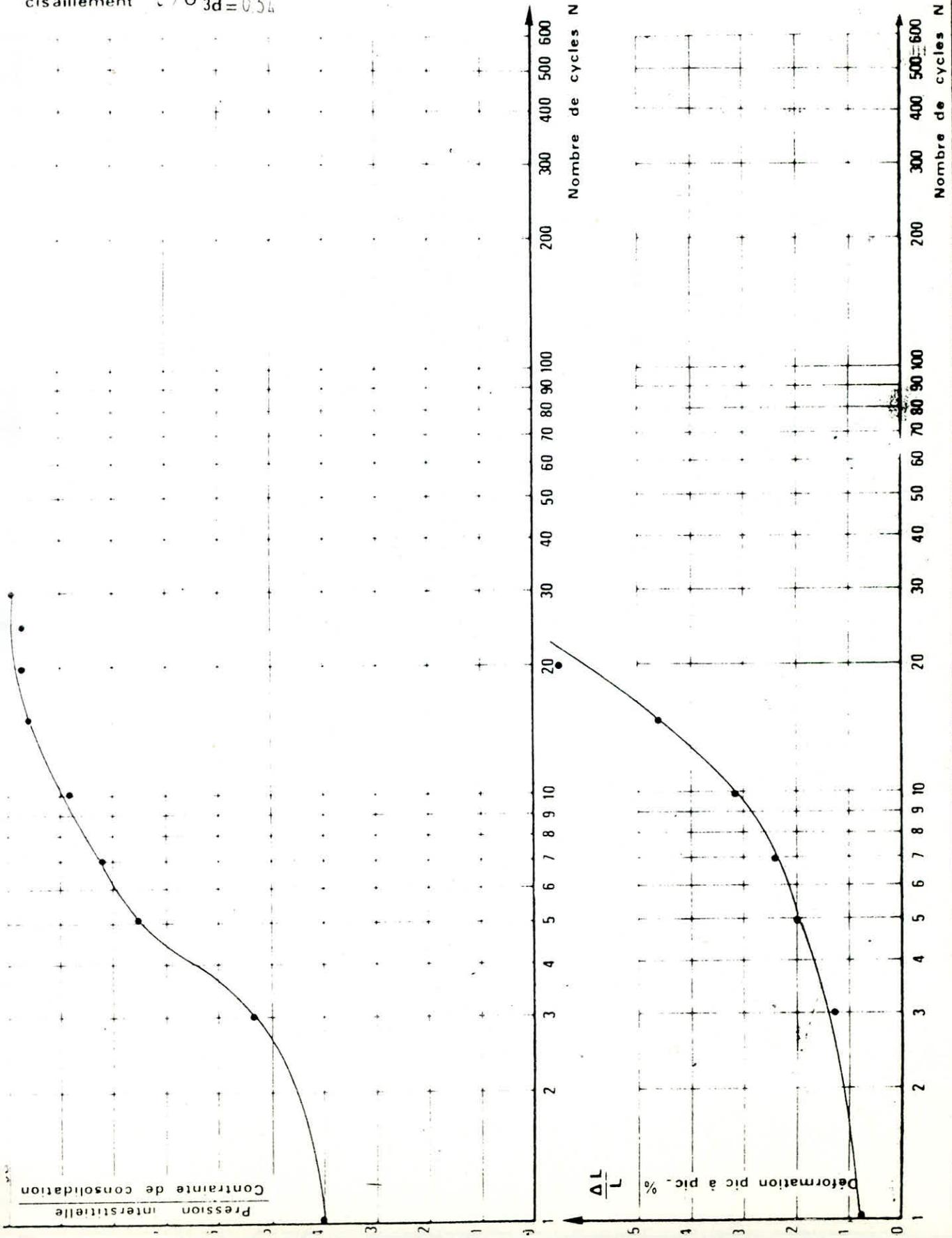
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 17,5$

re-pression $(10^5 \text{Pa}) = 9$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 1$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 1$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,34$



ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

d. 2 Ech. 7 Prof. 13,00 m.

$\gamma = 24,0$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 15,5$

$w_c (\%) = 27,5$

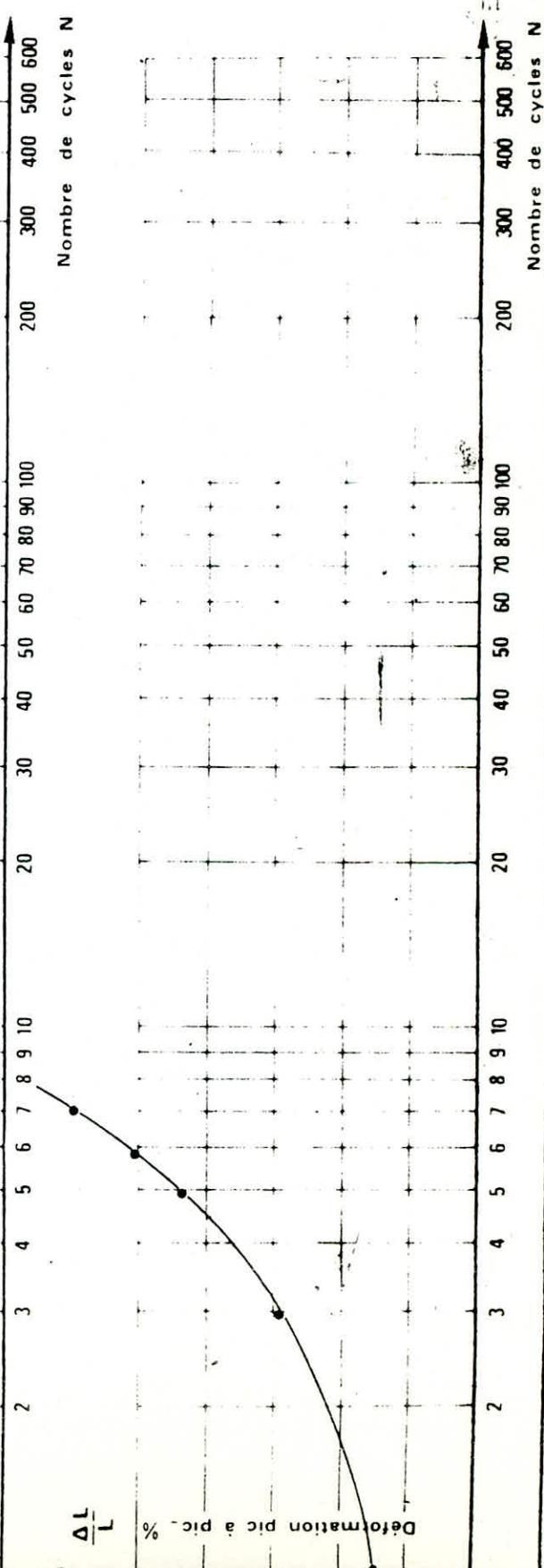
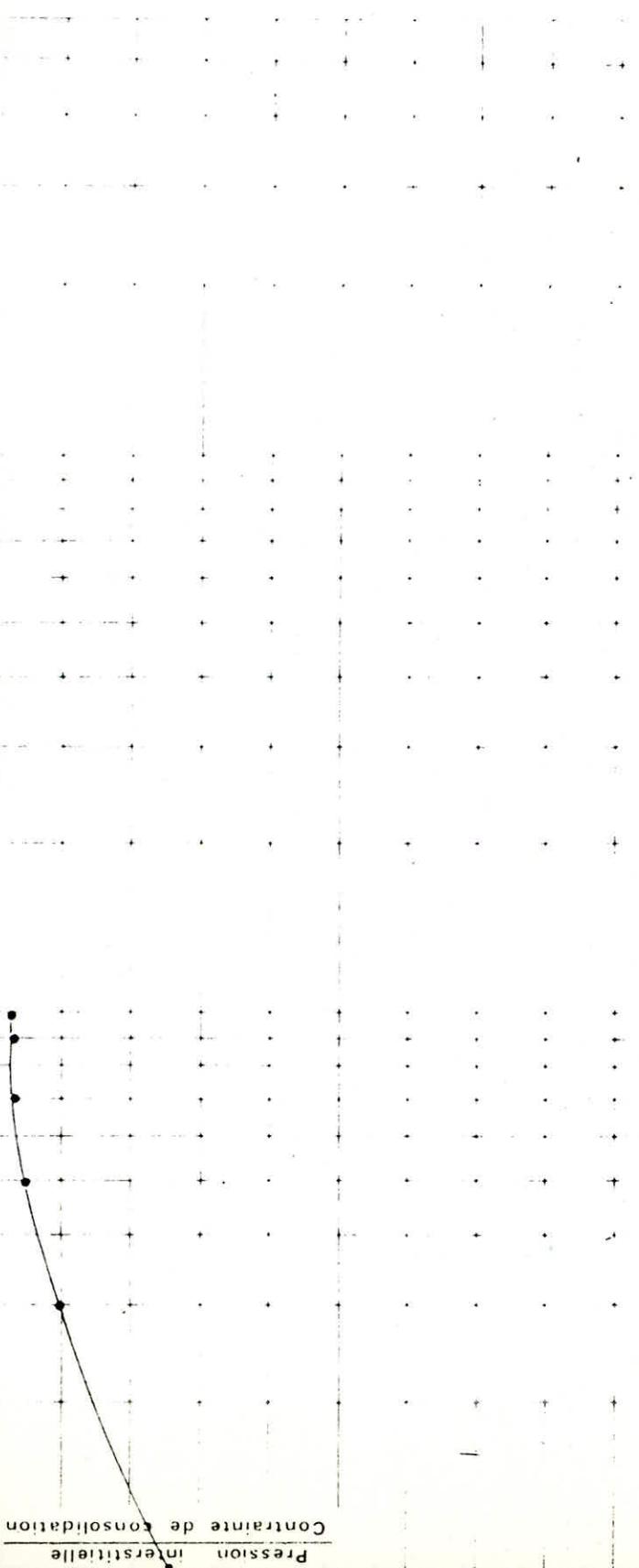
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 15,6$

pression $(10^5 \text{ Pa}) = 9$

$\bar{\sigma}_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 1,5$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 1,5$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}_{3d} = 0,41$



d. 2 Ech. 1 Prof. 4,50 / 5,00 m.

$w_c = 20,8$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 17,6$

$w_c (\%) = 19,1$

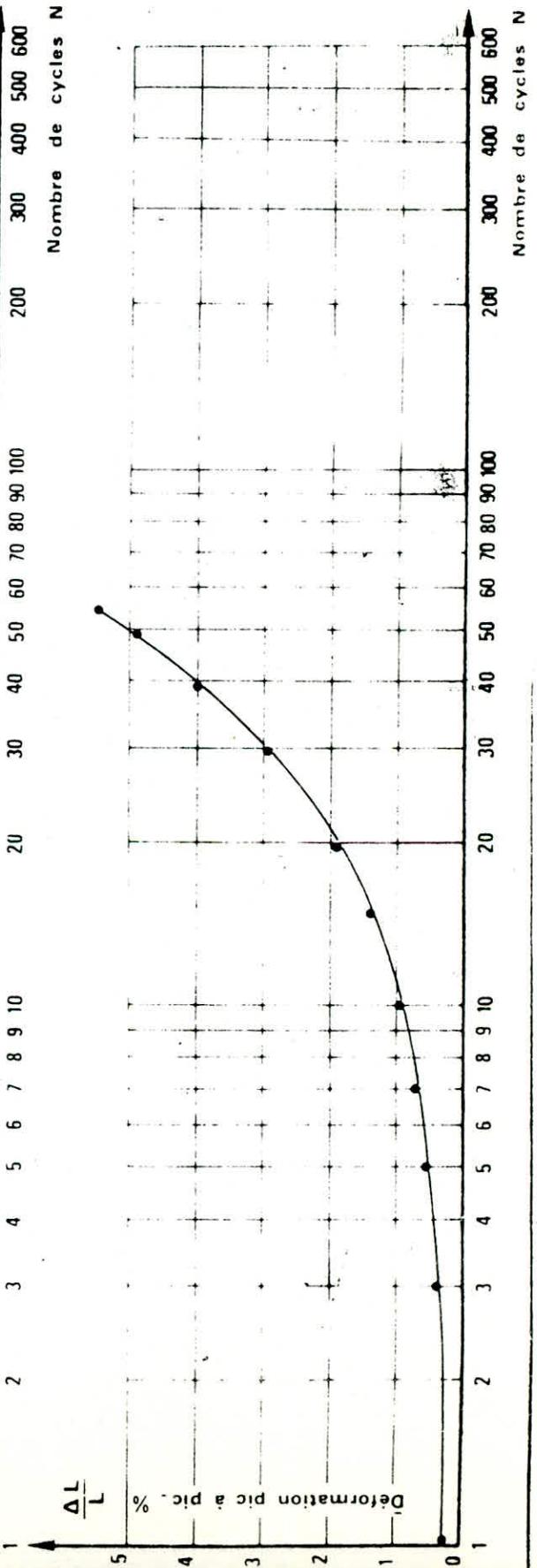
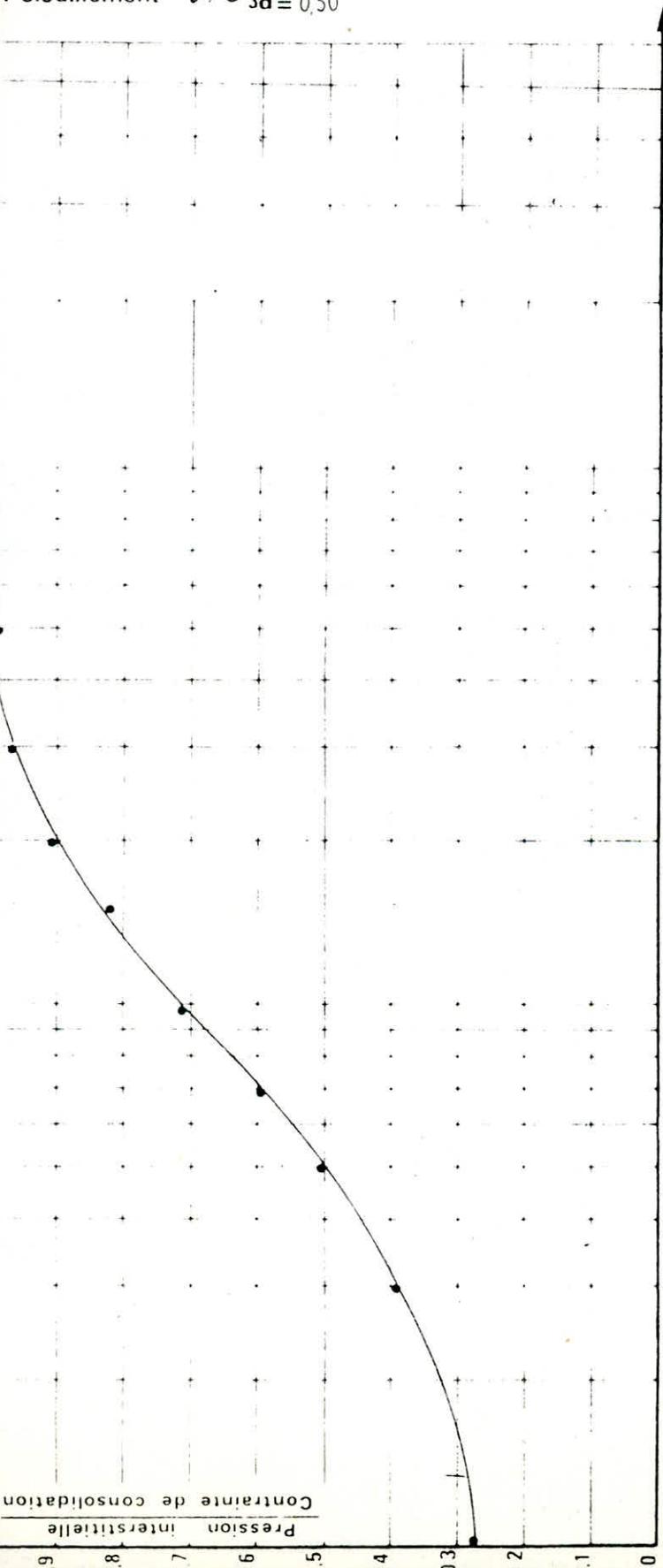
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 18,0$

pression interstitielle $(10^5 \text{Pa}) = 9$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 1$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 1$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,30$



1. 3 Ech. 3 Prof. 10,00 / 10,60 m.

$l = 22,5$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 14,5$

$w_c (\%) = 31,7$

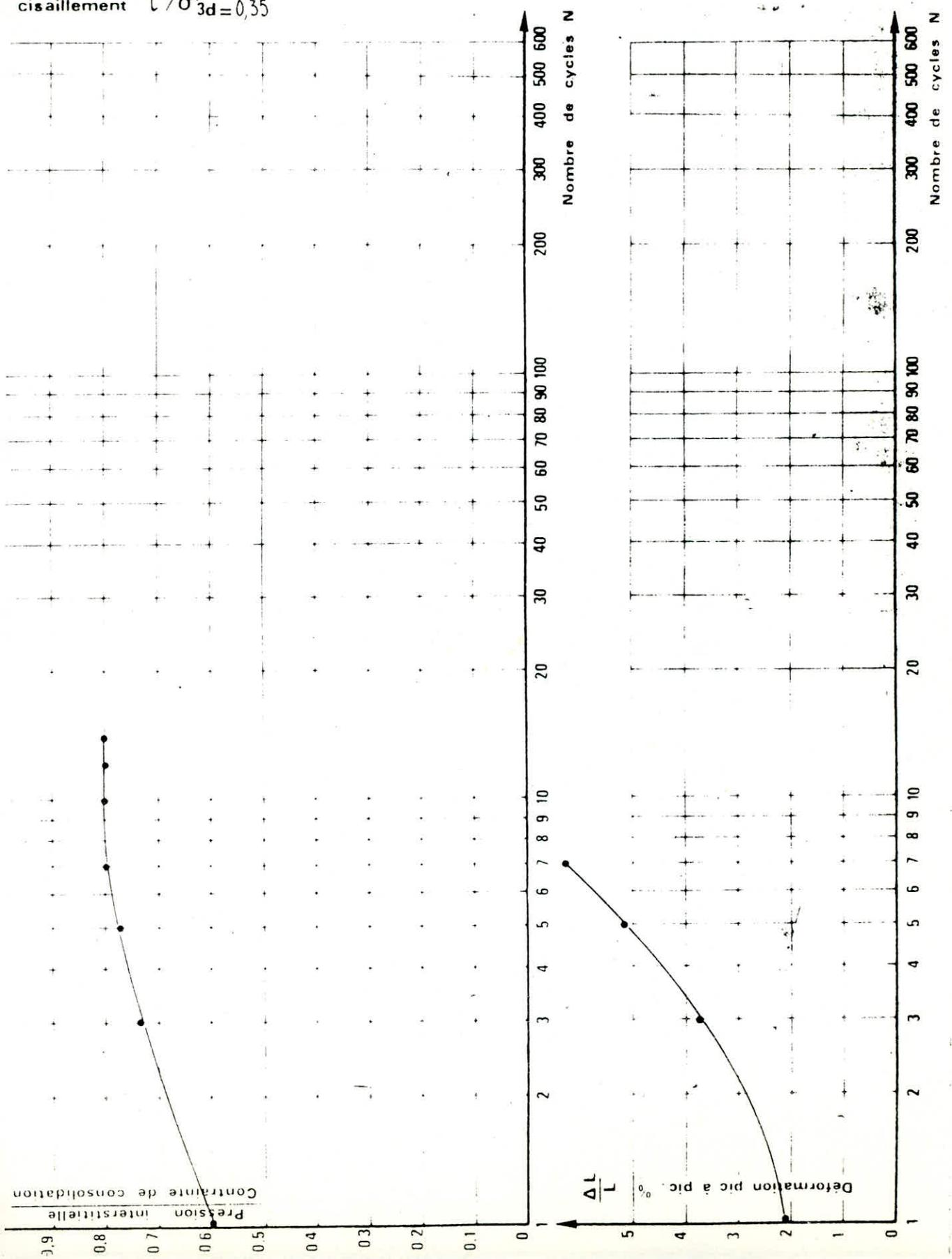
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 14,7$

re-pression $(10^5 \text{ Pa}) = 9$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 1$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 1$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,35$



$\gamma = 28.6$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^3) = 14.7$

$w_c (\%) = 29.1$

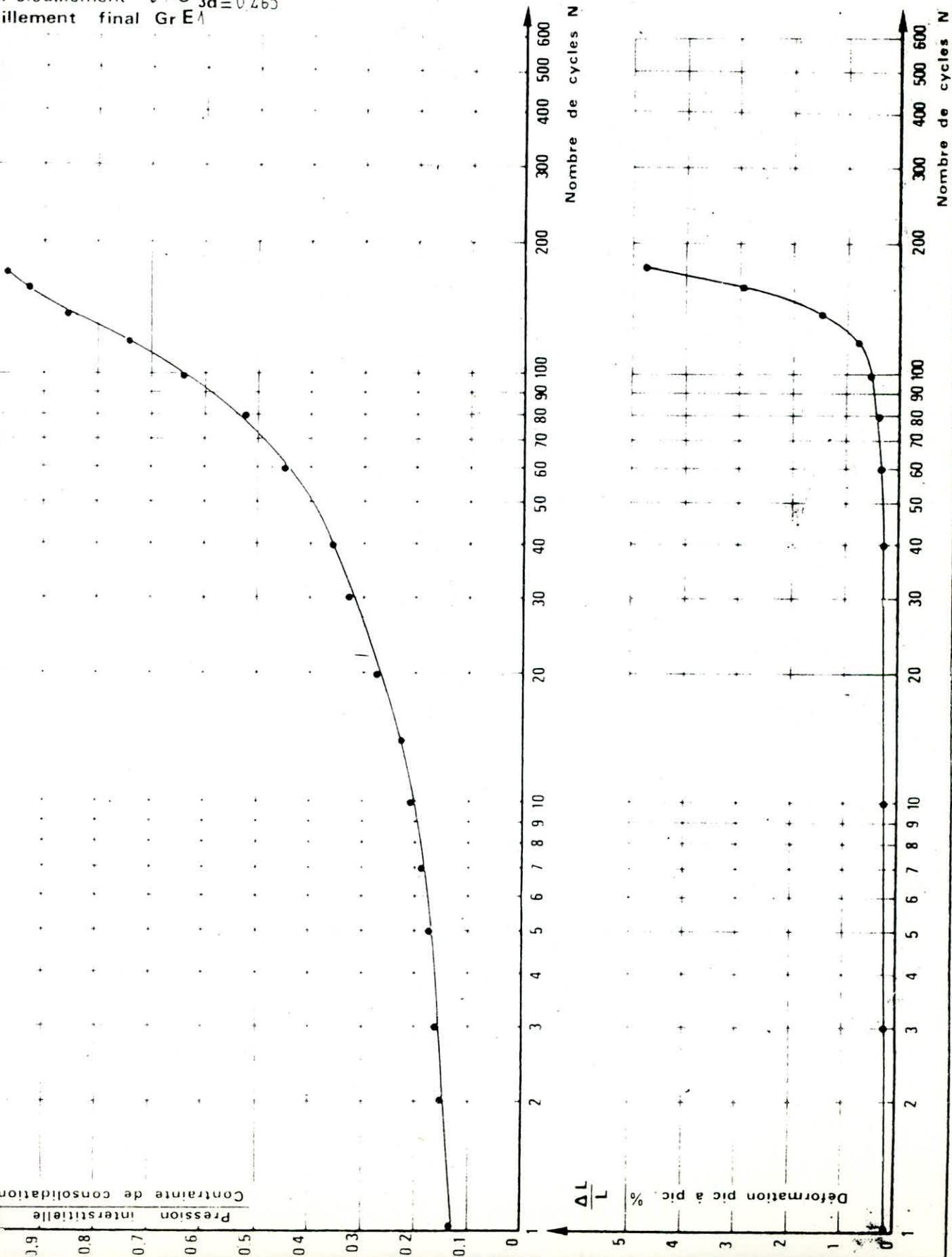
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 15.2$

pression $(10^5 \text{Pa}) = 7$

$\bar{\sigma}_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 3.4$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 2.4$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}_{3d} = 0.265$
 cisaillement final Gr E



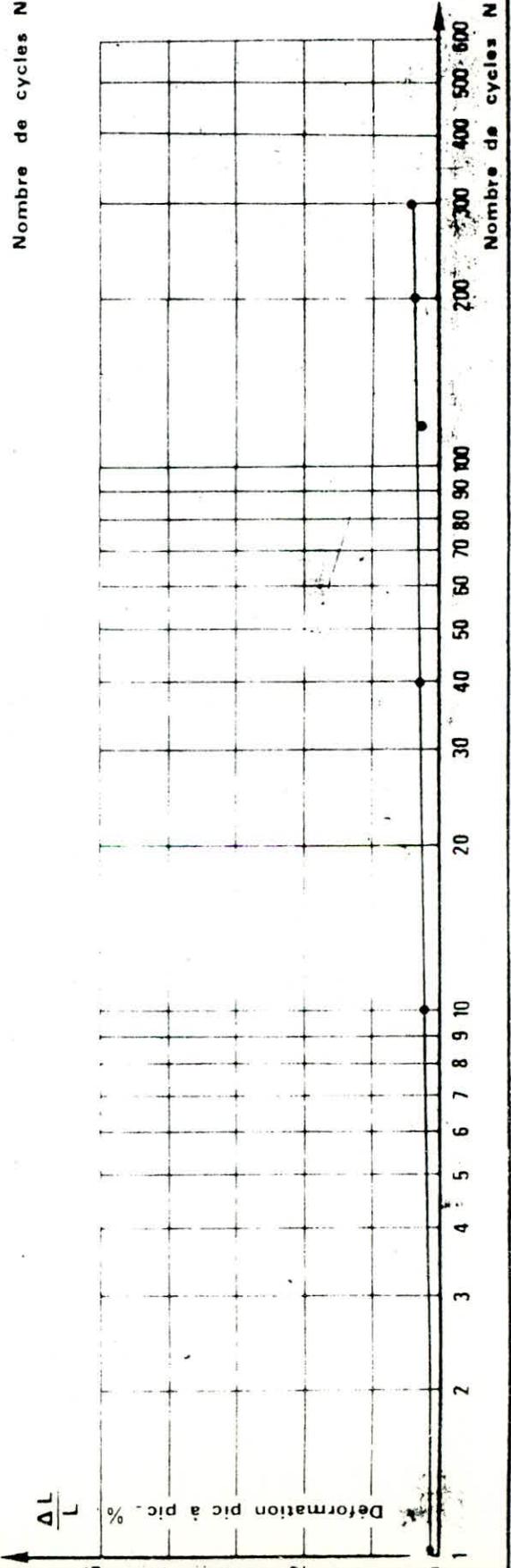
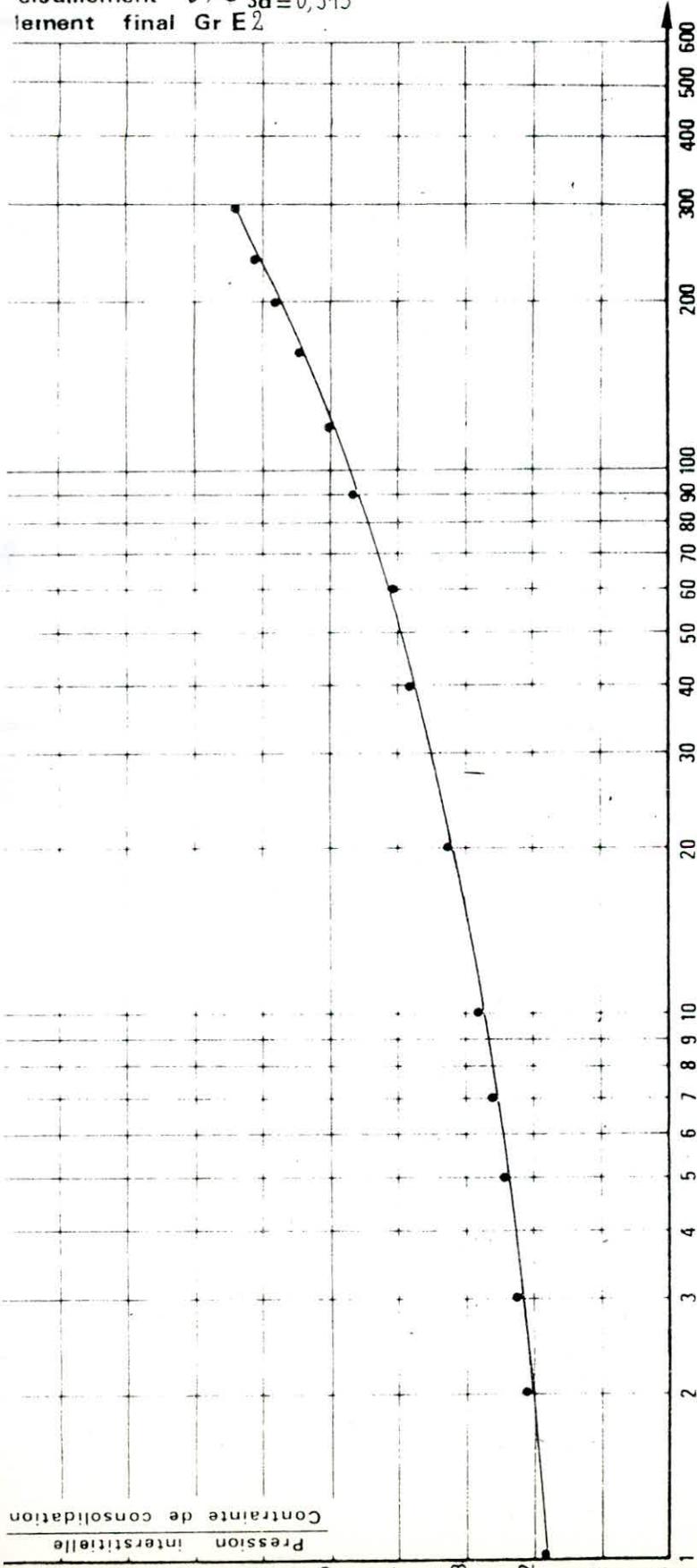
ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

1 Ech. 10 Prof. 19,70 m.

$\gamma = 26,3$ $Y_{di} (\text{kN m}^3) = 15,7$ $W_c (\%) = 25,3$ $Y_{dc} (\text{kN/m}^3) = 16,2$

pression $(10^5 \text{Pa}) = 9$ $\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 3,4$ $\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 2,4$

cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,343$
 lernement final $Gr E^2$



ond. 1 Ech. 10 Prof. 20,00 m.

$\gamma_i = 26,0$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^3) = 15,5$

$w_c (\%) = 24,9$

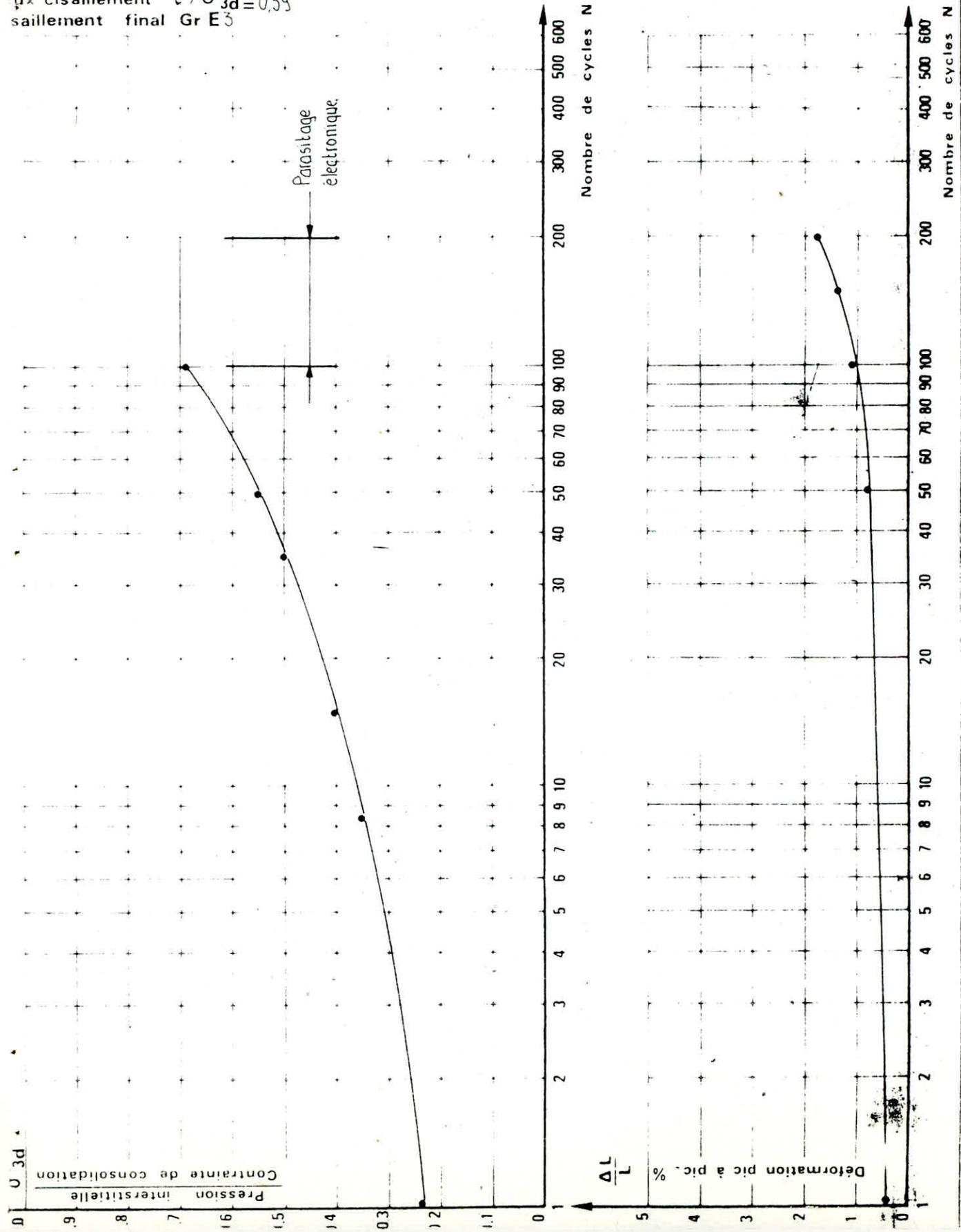
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 16,3$

ontre pression $(10^5 \text{ Pa}) = 8 ; 11$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 3,4$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 0,8$

ux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,59$
 saissement final Gr E3



ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

Sond. A Ech. 10 Prof. 19,80 m.

$N_i = 25,9$

$\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 15,57$

$w_c (\%) = 24,6$

$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 16,37$

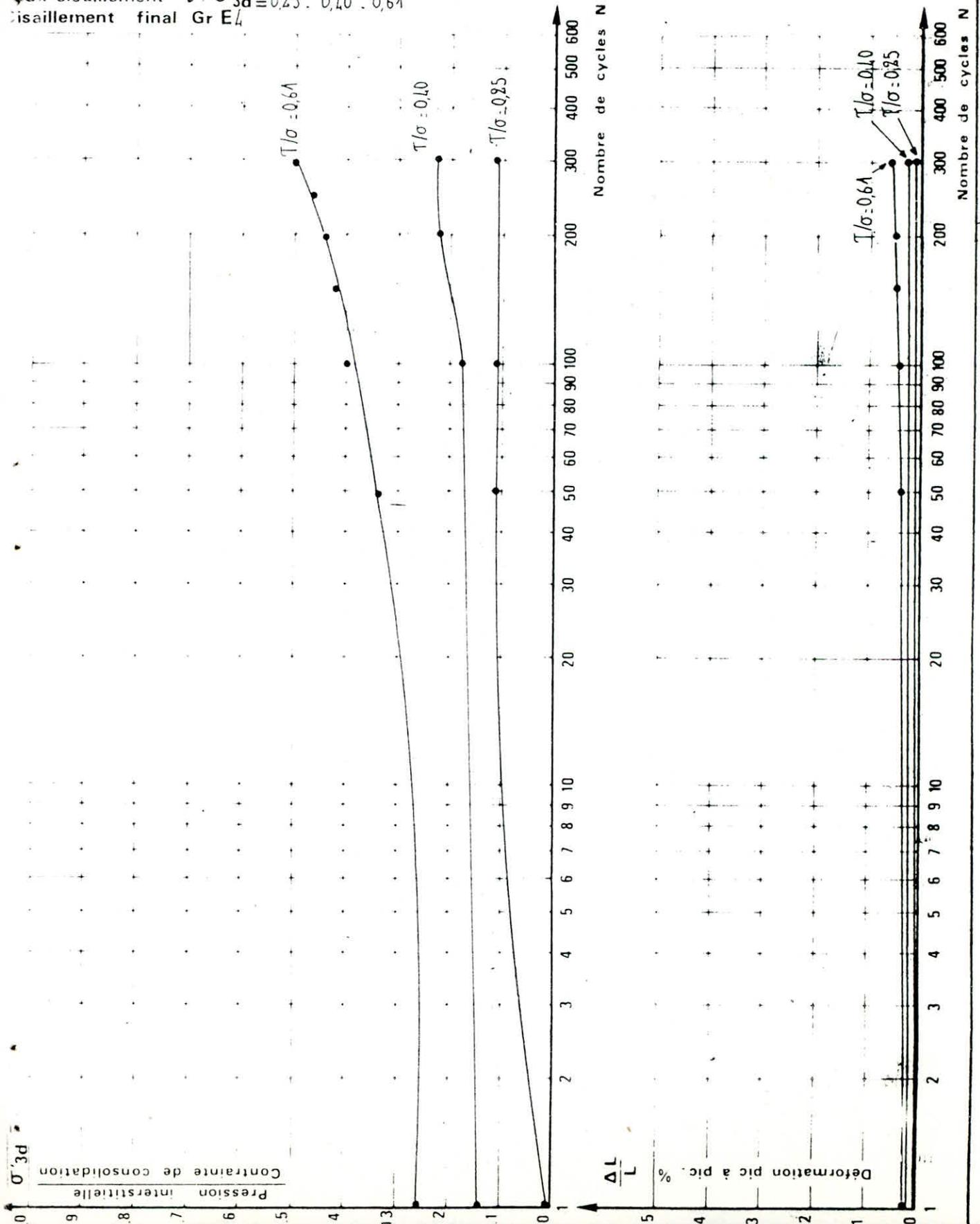
Contre-pression $(10^5 \text{ Pa}) = 8$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 3,4$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 0,8$

Taux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,25 \cdot 0,40 \cdot 0,61$

Cisaillement final $\text{Gr } E_L$



ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

ond. 2 Ech. 3 Prof. 7,40 / 7,60 m.

$\gamma_1 = 23,1$

$\gamma_{dj} \text{ (kN m}^{-3}\text{)} = \text{---}$

$w_c \text{ (\%)} = 27,7$

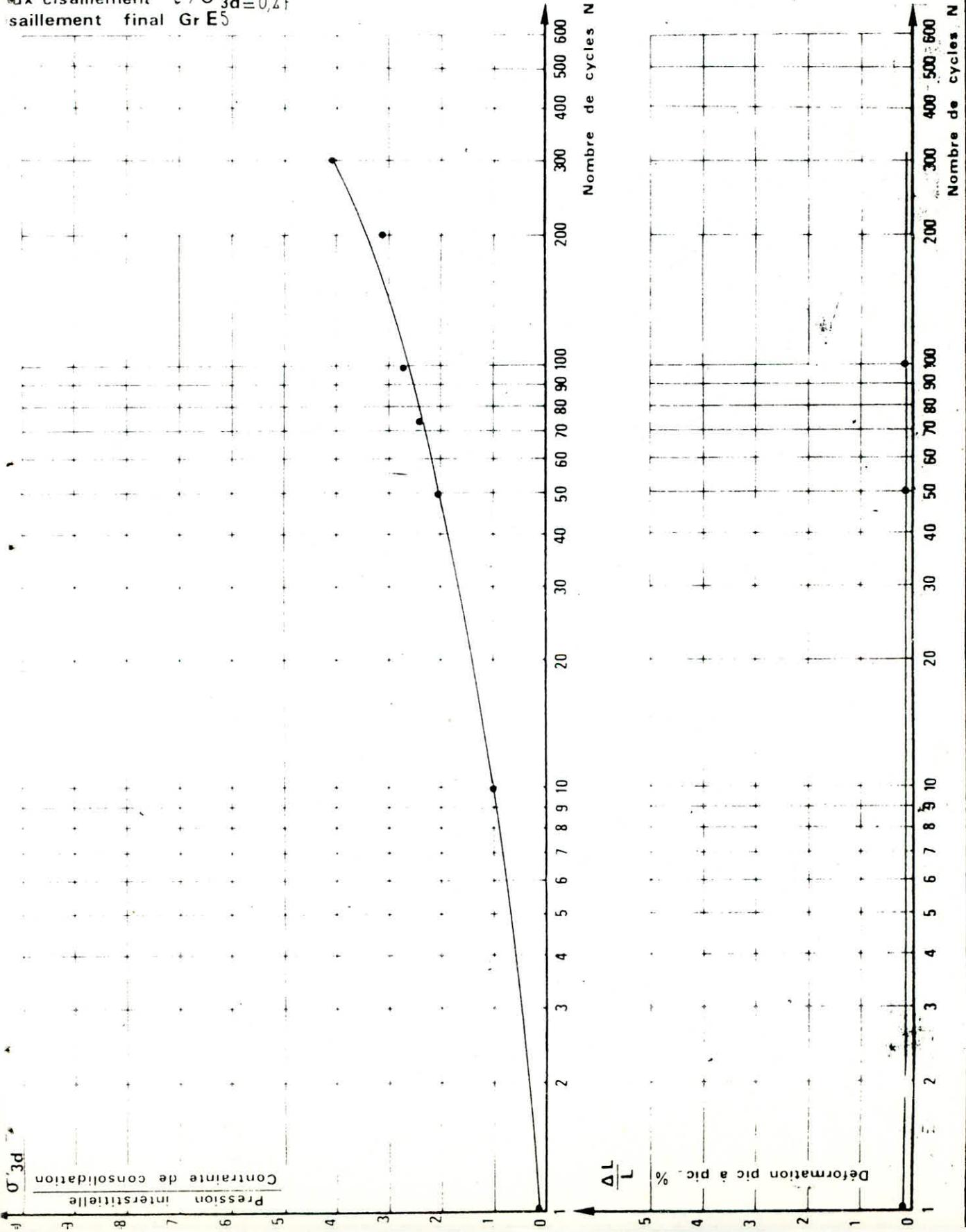
$\gamma_{dc} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 15,56$

ontre-pression $(10^5 \text{ Pa}) = 8$

$\bar{\sigma}'_{3i} \text{ (} 10^5 \text{ Pa)} = 1,7$

$\sigma'_{3d} \text{ (} 10^5 \text{ Pa)} = 0,7$

aux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,27$
 saissement final Gr E5



Pression interstitielle
 Contrainte de consolidation

Déformation pic à pic $\frac{\Delta L}{L} \%$

ond. 2 Ech. 3 Prof. 7,10 / 7,60 m.

$\gamma_i (\%) = 19,6$

$\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 14,9$

$W_c (\%) = 29,6$

$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 15,1$

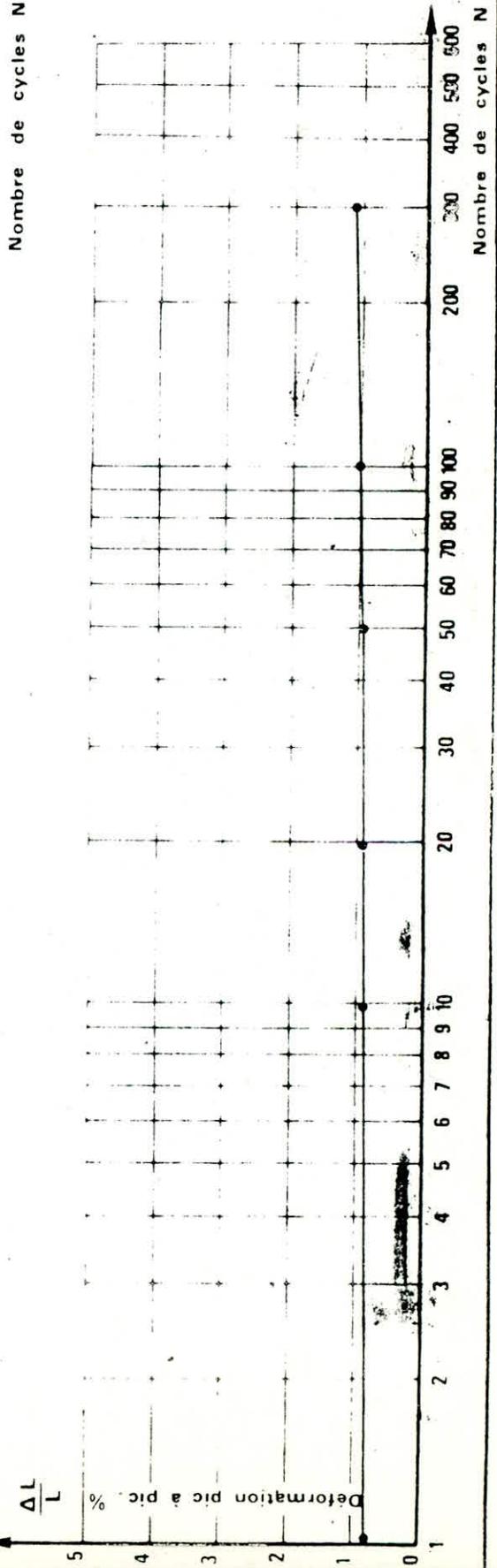
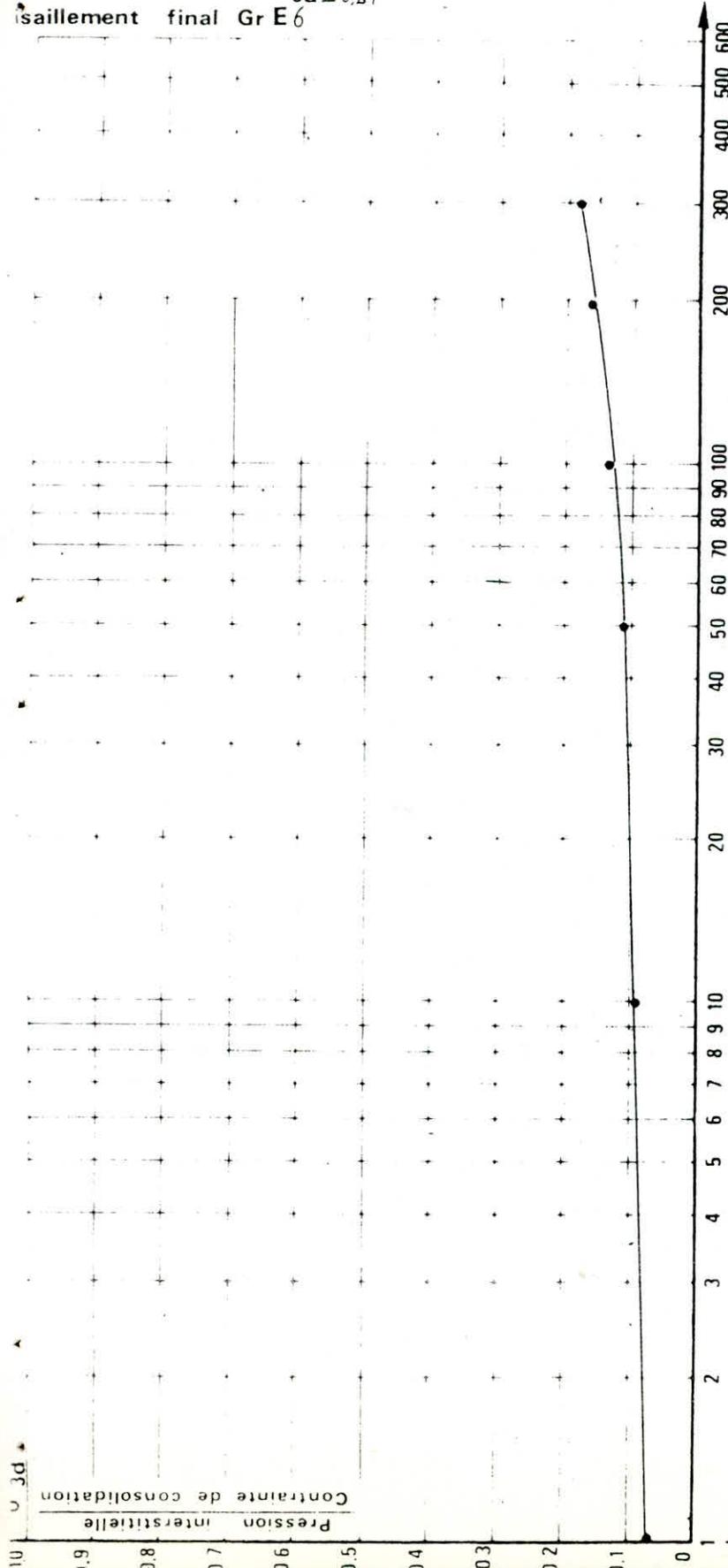
contre-pression (10^5 Pa) = 8

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 0,7$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 0,7$

aux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,27$

cisaillement final Gr E6



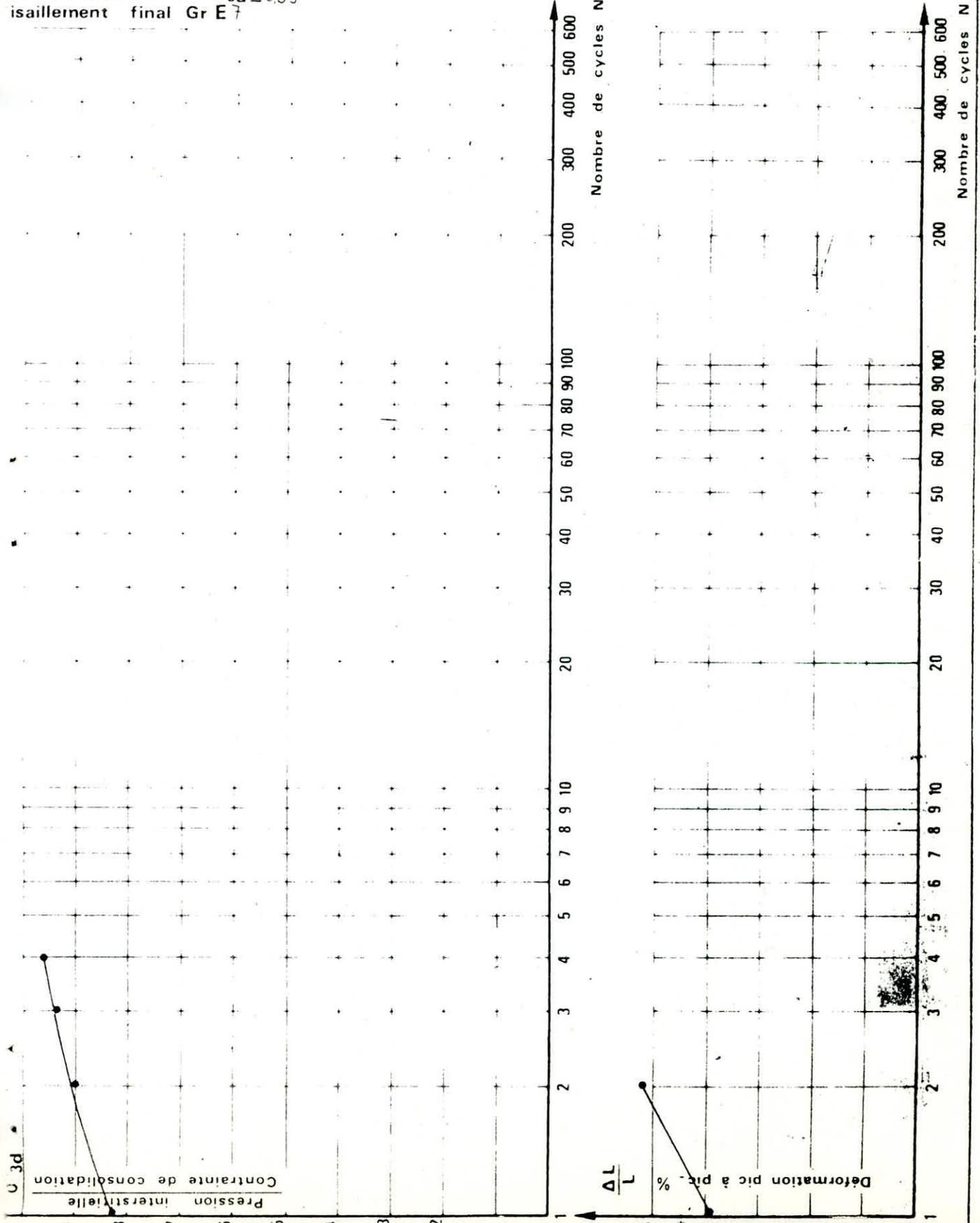
ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

Sond. 2 Ech. 9 Prof. 15,00 / 15,50 m.

$\gamma_{di} = 28,7$ $\gamma_{dc} (\text{kN m}^{-3}) = 14,97$ $w_c (\%) = 29,3$ $\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 15,2$

Contre-pression $(10^5 \text{Pa}) = 8,5$ $\bar{\sigma}_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 1,5$ $\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 1,5$

aux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}_{3d} = 0,39$
 cisaillement final Gr E 7



ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

γ_{nd} = 1 Ech. 9 Prof. 17,50 / 18,00 m.

γ_i = 22,7 Y_{di} (kN m³) = 16,01

w_c (%) = 25,3

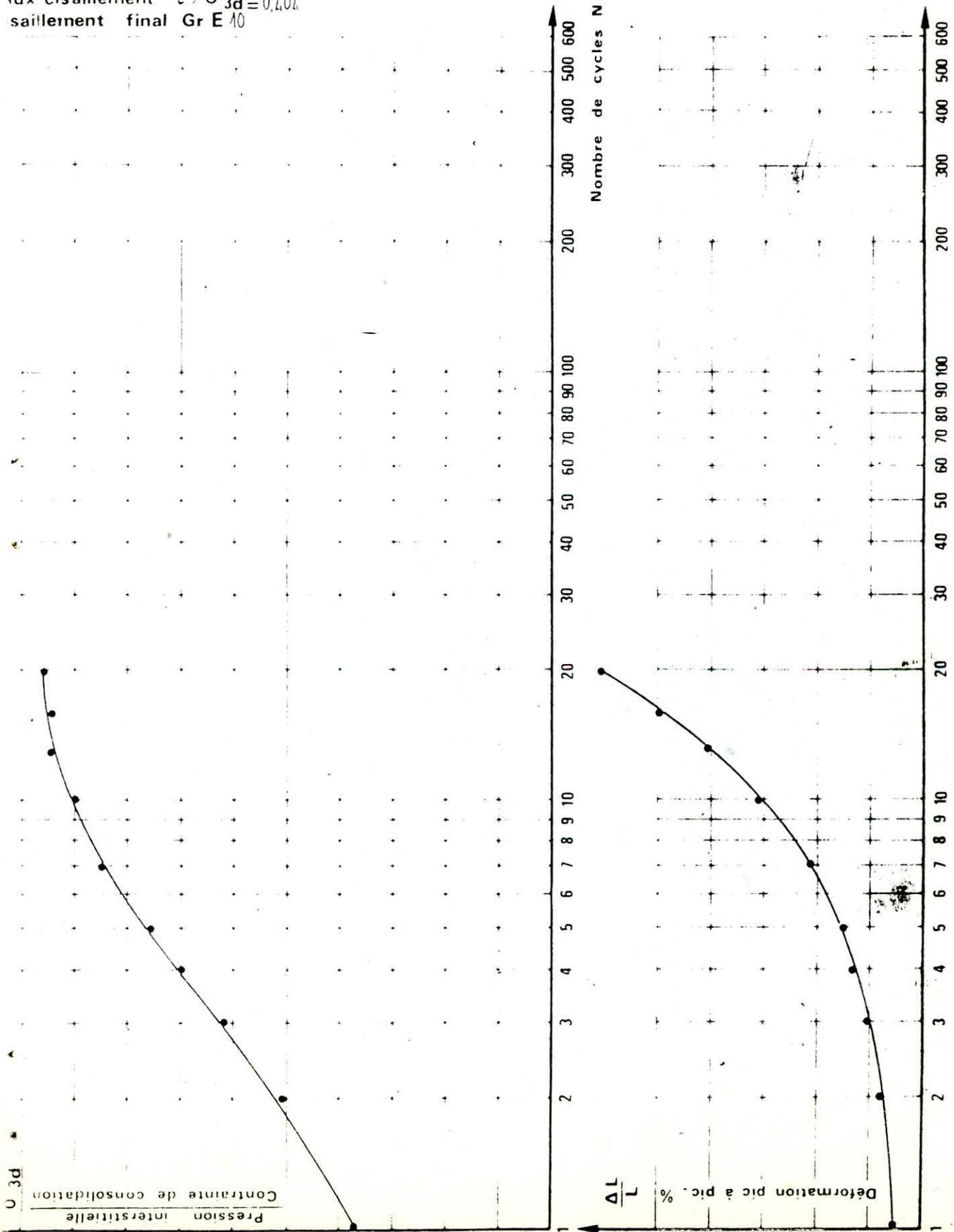
γ_{dc} (kN/m³) = 16,18

contre-pression (10⁵Pa) = 8,2

σ̄_{3i} (10⁵Pa) = 1,8

σ'_{3d} (10⁵Pa) = 1,8

flux cisaillement τ / σ̄_{3d} = 0,101
saillement final Gr E 10



ESSAI DYNAMIQUE DE LIQUEFACTION

ond. 2 Ech. 11 Prof. 19,00/19,20 m.

$\gamma_i = 21,8$ $\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 17,1$

$w_c (\%) = 20,6$

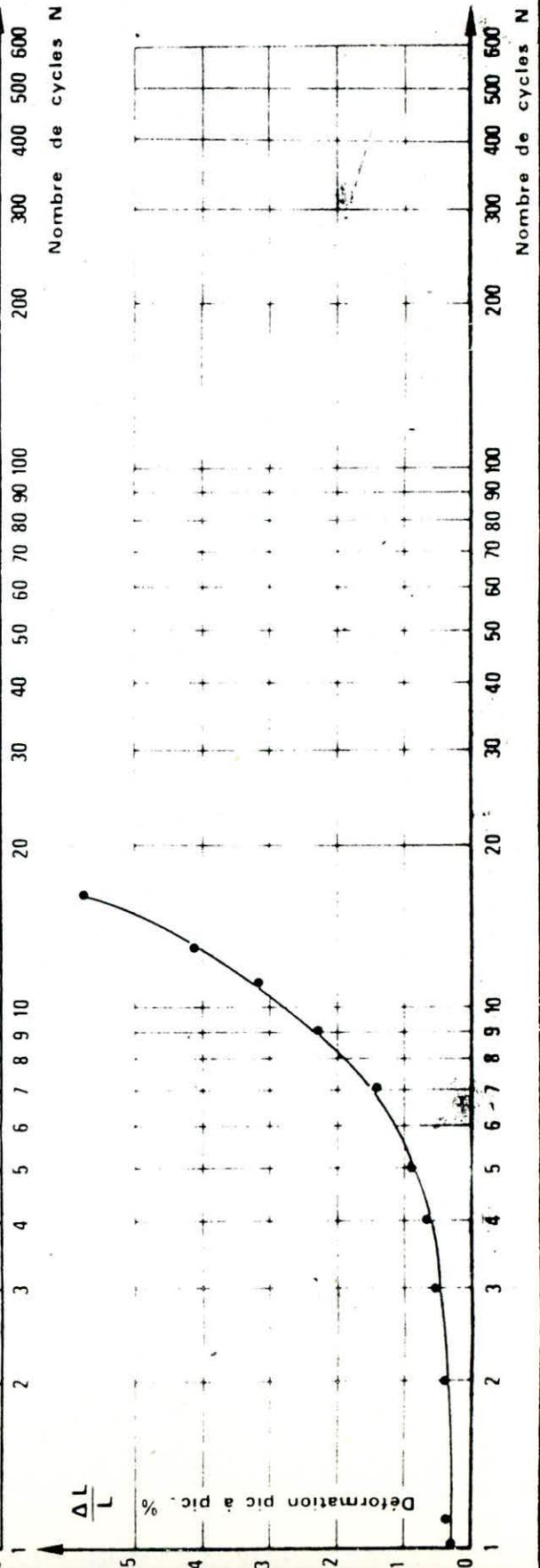
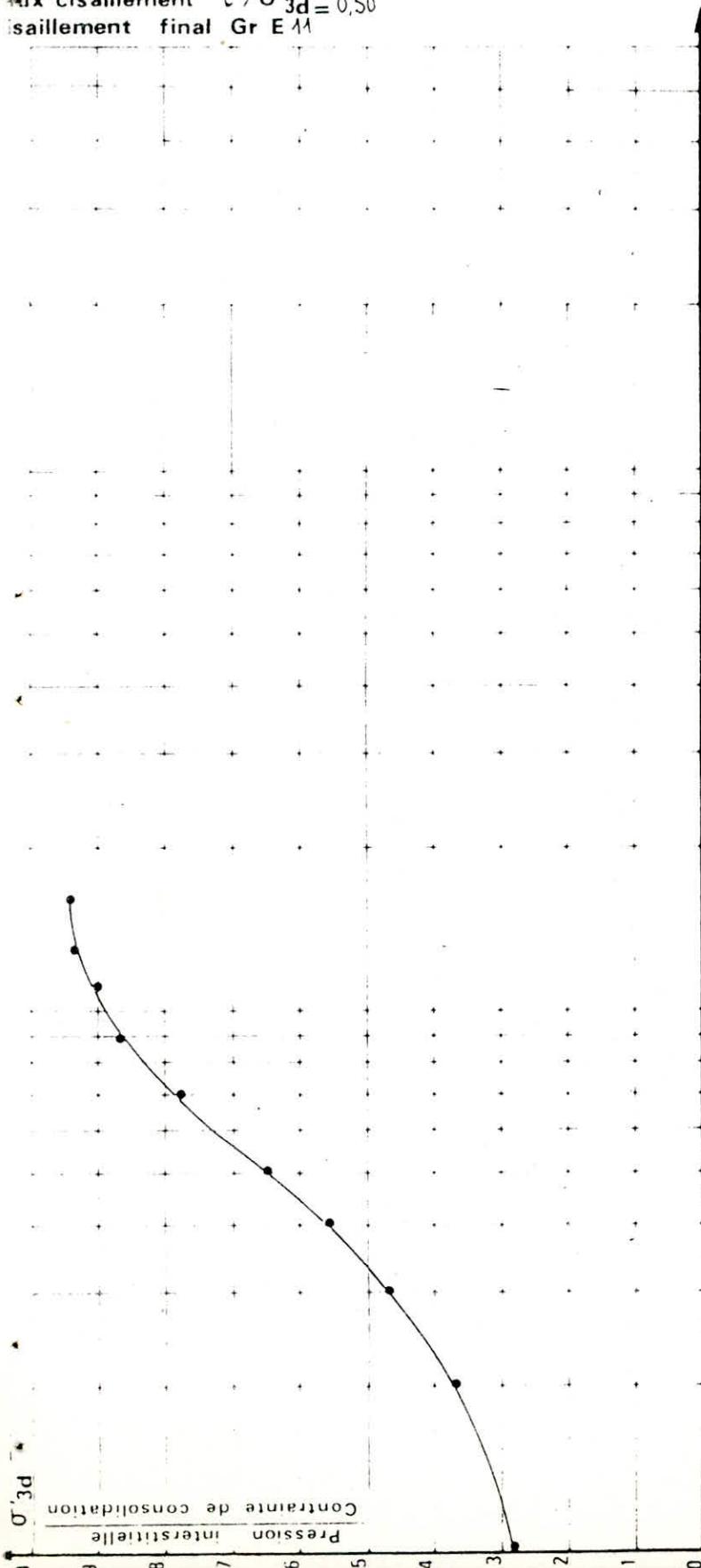
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 17,5$

contre-pression $(10^5 \text{ Pa}) = 8,0$

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{ Pa}) = 2,0$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{ Pa}) = 2,0$

taux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,30$
 cisaillement final Gr E 11



Sond. 2 Ech. 11 Prof. 19,00 / 19,20 m.

$N_p = 20,5$

$\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 17,53$

$w_c (\%) = 20,2$

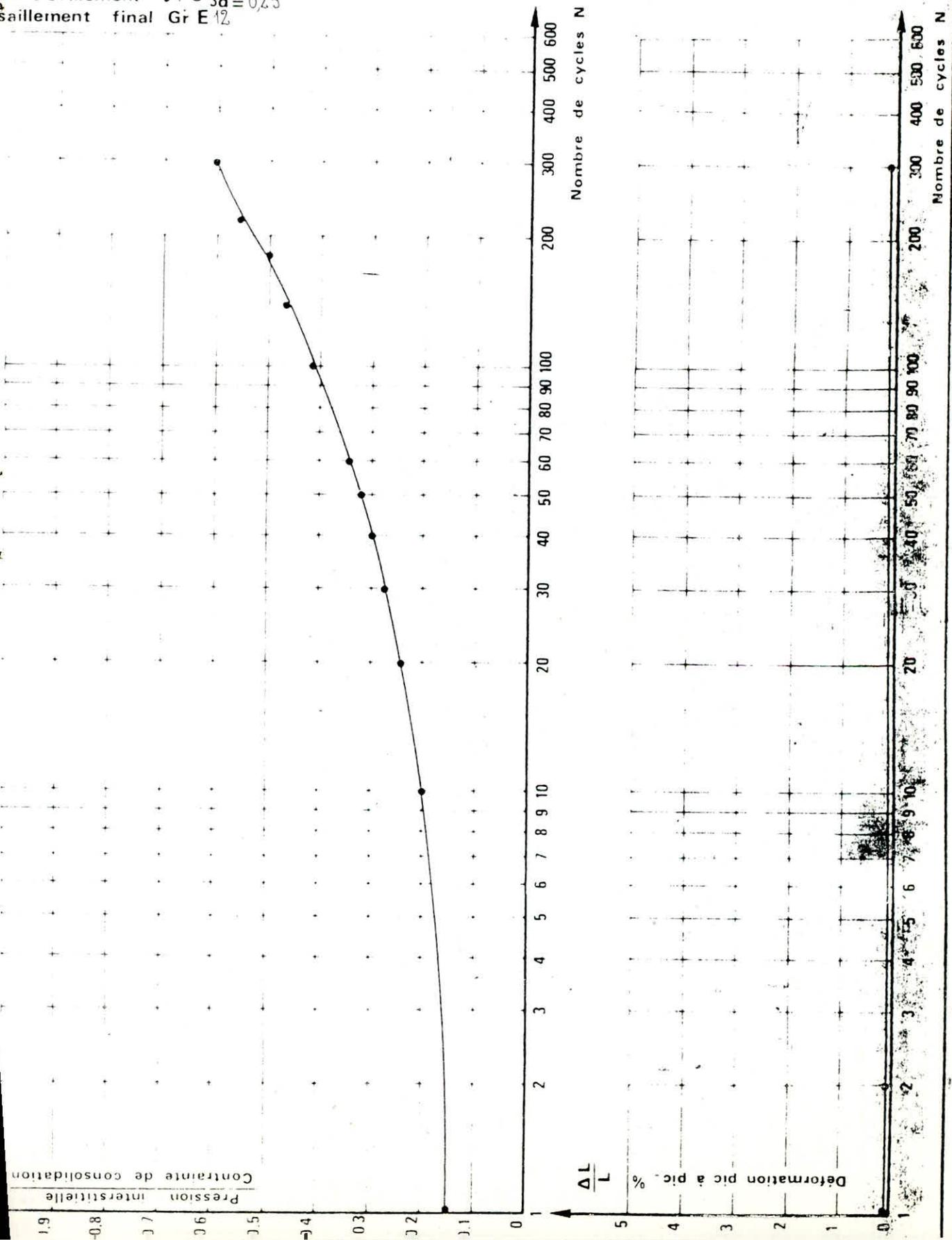
$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 17,63$

Contre pression (10^5Pa) = 8,0

$\bar{\sigma}_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 2$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 2$

aux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}_{3d} = 0,23$
 cisaillement final $\text{Gr E} 12$



Pression interstitielle
 Contrainte de consolidation

$\frac{\Delta L}{L} \%$
 Déformation pic à pic

Nombre de cycles N

Nombre de cycles N

Sond. 1 Ech. 4 Prof. 8,60 / 9,10 m.

$w_i(\%) = 20,2$ $\gamma_{di}(\text{kN m}^3) = 17,0$

$w_c(\%) = 22,5$

$\gamma_{dc}(\text{kN/m}^3) = 16,9$

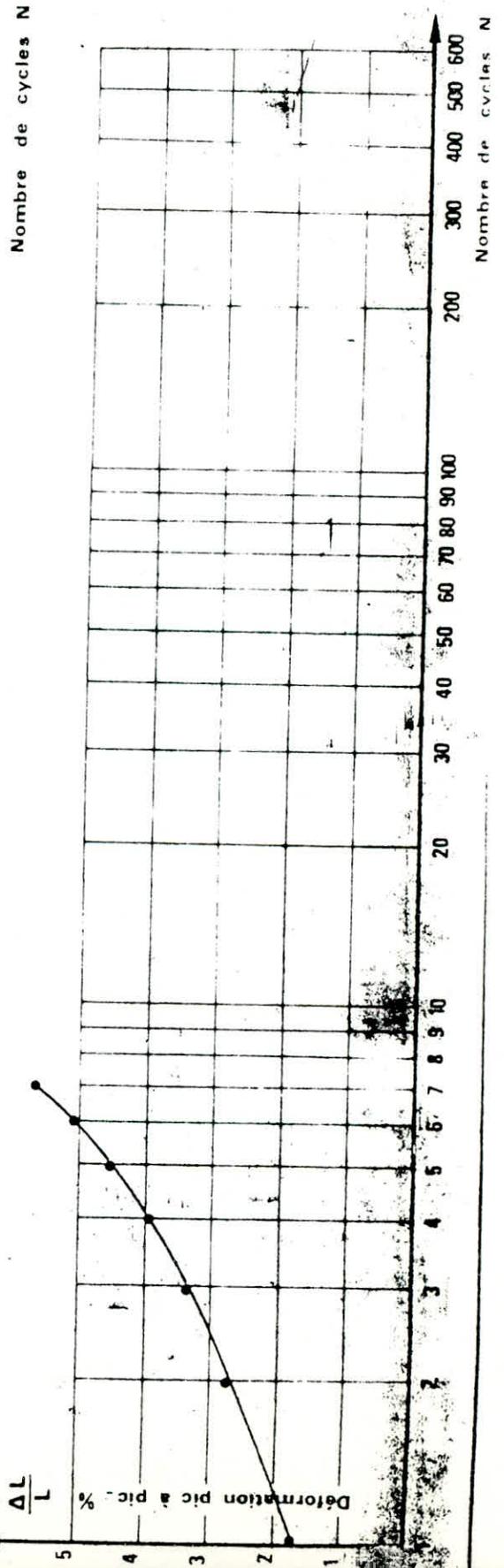
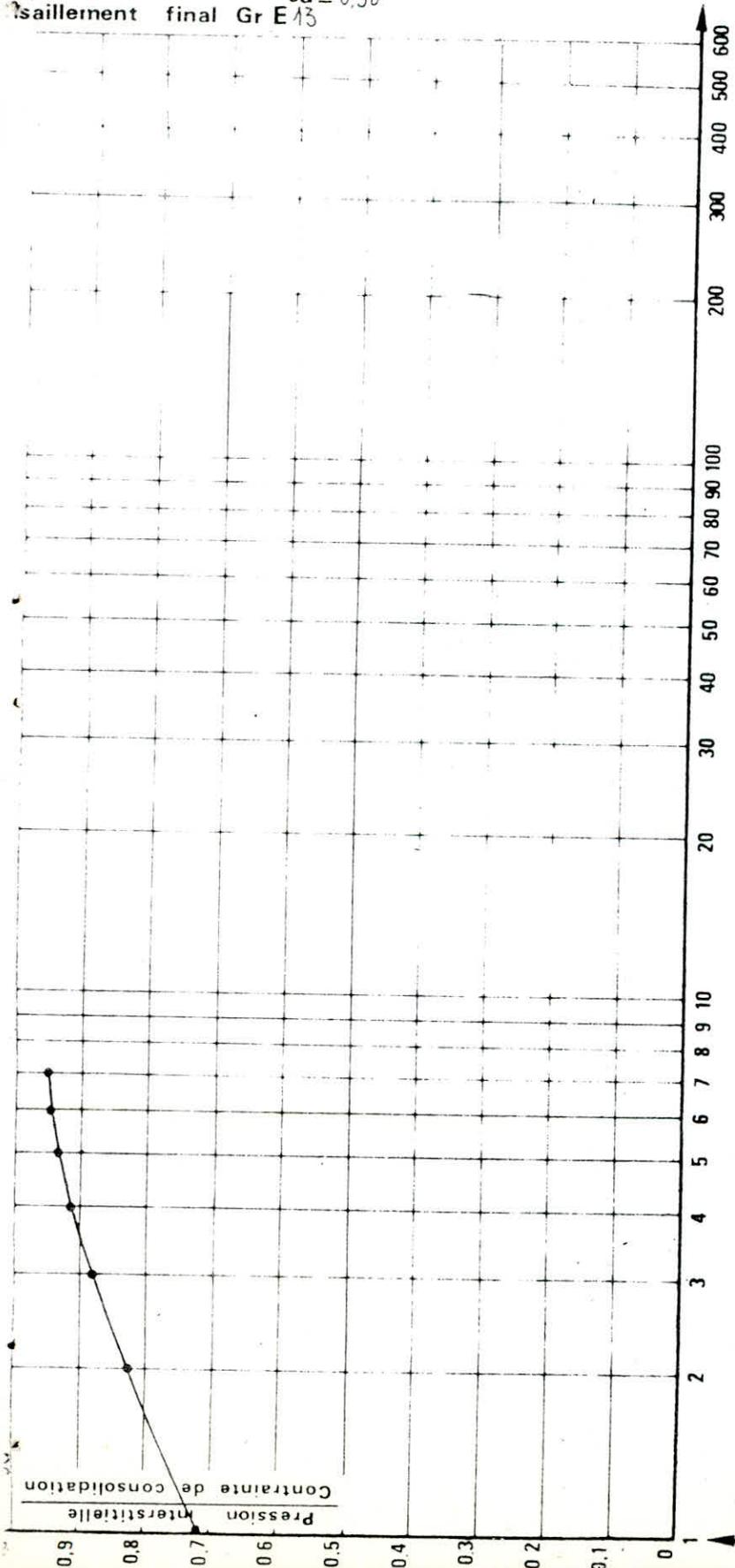
Contre-pression $(10^5 \text{Pa}) = 9$

$\bar{\sigma}'_{3i}(10^5 \text{Pa}) = 1$

$\sigma'_{3d}(10^5 \text{Pa}) = 1$

Taux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,58$

Cisaillement final Gr E13



Sond. 1 Ech. 4 Prof. 8,60 / 9,10 m.

$w_L = 19,0$

$\gamma_{di} (\text{kN m}^{-3}) = 15,9$

$w_C (\%) = 19,0$

$\gamma_{dc} (\text{kN/m}^3) = 15,9$

Contre-pression (10^5Pa) = 9

$\bar{\sigma}'_{3i} (10^5 \text{Pa}) = 1$

$\sigma'_{3d} (10^5 \text{Pa}) = 1$

Taux cisaillement $\tau / \bar{\sigma}'_{3d} = 0,31$

Cisaillement final Gr E 14

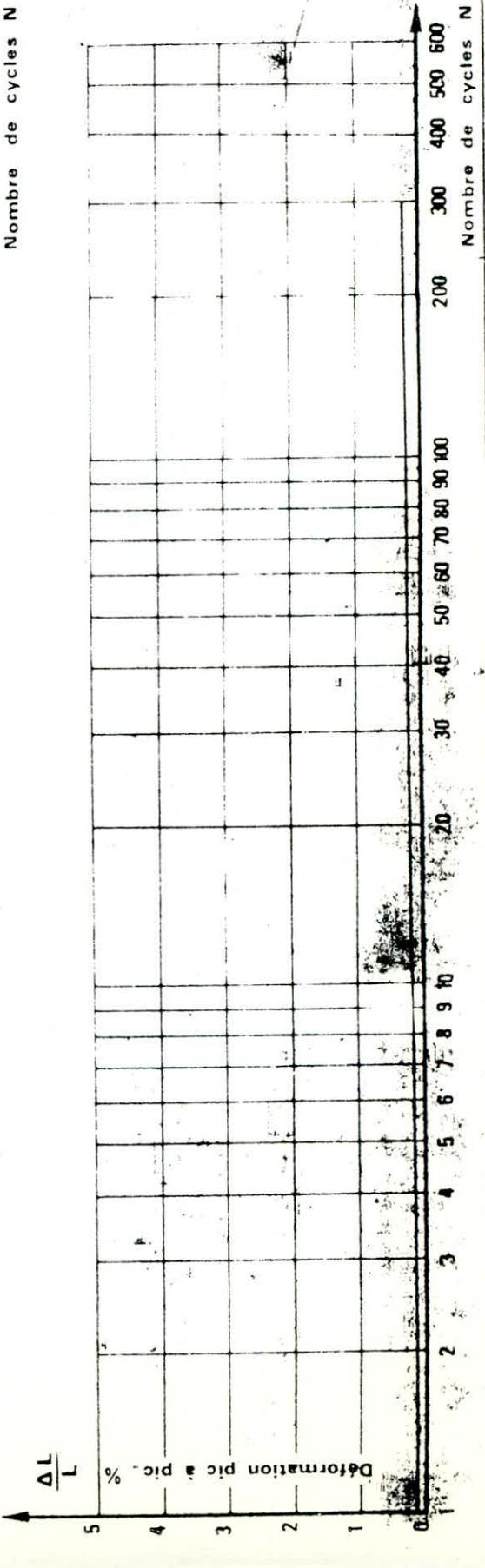
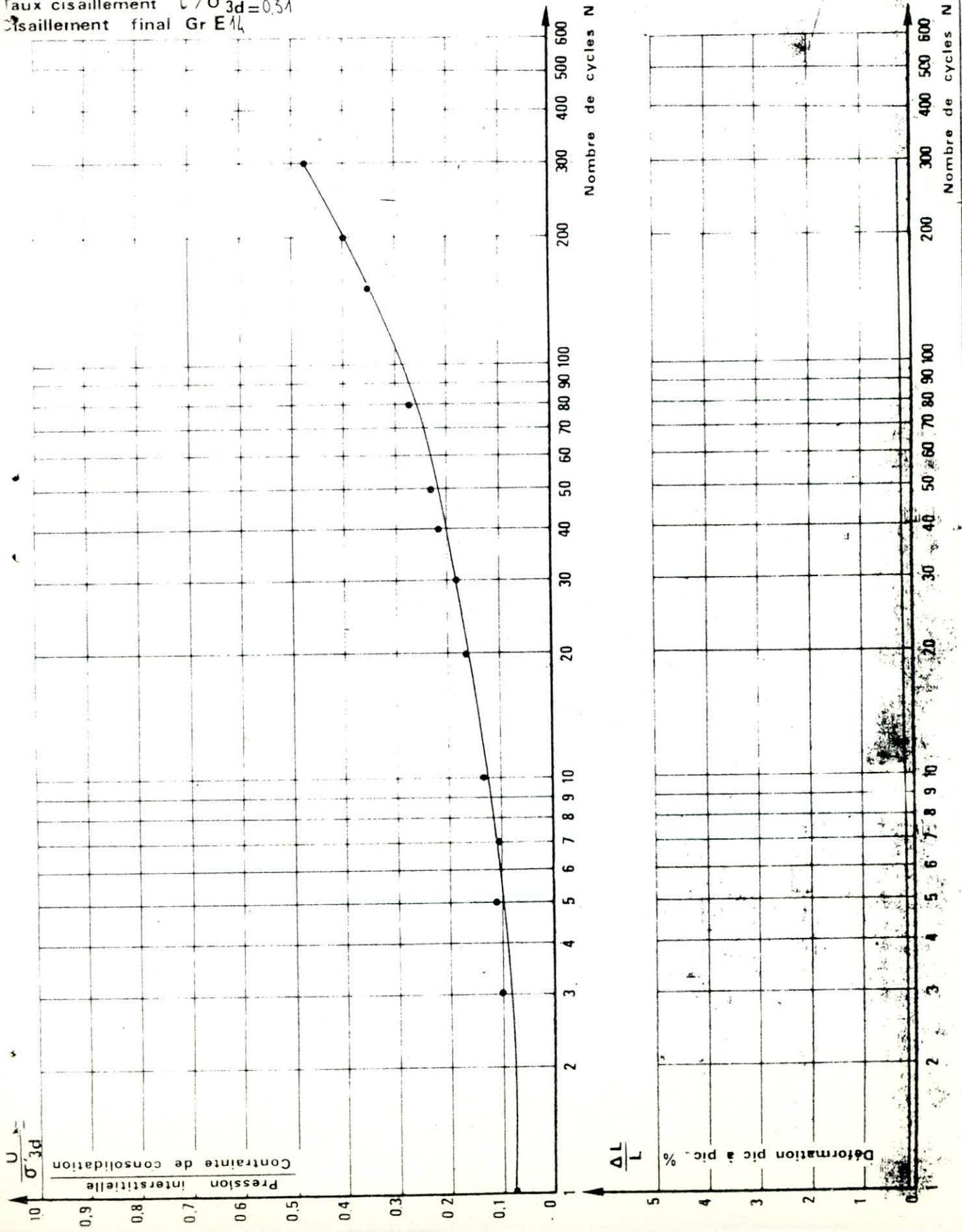


TABLE 1.—SITE CONDITIONS AND EARTHQUAKE DATA FOR

KNOWN CASES OF LIQUEFACTION AND NONLIQUEFACTION

Earthquake Seisne	Date	Magnitude	Site	Approximate distance from source of energy re- lease, in miles	Soil type	Depth of water table, in feet	Critical depth, in feet	Average pene- tration re- sistance at critical depth \bar{N}	Relative density, as a per- centage	Maximum ground surface acceler- ation, in units of g	Duration of shak- ing, in seconds	Field behavior	References
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Niigata	1802	6.6	Niigata	24	Sand	3	20	6	53	0.12	≈20	No liquefaction	Kawasumi (10)
Niigata	1802	6.6	Niigata	24	Sand	3	20	12	64	0.12	≈20	No liquefaction	Seed and Idriss (26)
Niigata	1887	6.1	Niigata	29	Sand	3	20	6	53	0.08	≈12	No liquefaction	Kawasumi (10)
Niigata	1887	6.1	Niigata	29	Sand	3	20	12	64	0.08	≈12	No liquefaction	Seed and Idriss (26)
Mino Owari	1891	8.4	Ogaki	20	Sand	3	45	17	65	≈0.35	≈75	Liquefaction	Kishida (12)
Mino Owari	1891	8.4	Ginan West	20	Sand	6	30	10	55	≈0.35	≈75	Liquefaction	Kishida (12)
Mino Owari	1891	8.4	Unuma	20	Sand and gravel	6	25	19	75	≈0.35	≈75	No liquefaction	Kishida (12)
Mino Owari	1891	8.4	Ogase Pond	20	Sand	8	20	16	72	≈0.35	≈75	Liquefaction	Kishida (12)
Santa Barbara	1925	6.3	Sheffield Dam	7	Sand	≈15	25	—	40	≈0.2	15	Liquefaction	Seed et al. (28)
El Centro	1940	7.0	Brawley	5	Sand	≈15	≈15	—	58	≈0.25	30	Liquefaction	Ross (23)
El Centro	1940	7.0	All-Am. Canal	5	Sand	≈20	≈25	—	43	≈0.25	30	Liquefaction	Ross (23)
El Centro	1940	7.0	Solfatara Canal	5	Sand	5	≈20	—	32	≈0.25	30	Liquefaction	Ross (23)
Tohnankai	1944	8.0	Komei	100	Sand	5	13	4	40	≈0.08	≈70	Liquefaction	Kishida (12)
Tohnankai	1944	8.3	Meiko St.	100	Silt and sand	2	8	1	30	≈0.08	≈70	Liquefaction	Kishida (12)
Fukui	1948	7.2	Takaya	4	Sand	11	23	18	72	≈0.30	≈30	Liquefaction	Kishida (12)
Fukui	1948	7.2	Takaya	4	Sand	3	23	28	90	≈0.30	≈30	No liquefaction	Kishida (12)
Fukui	1948	7.2	Shonenji Temple	4	Sand	4	10	3	40	≈0.30	≈30	Liquefaction	Kishida (12)
Fukui	1948	7.2	Agr. Union	4	Sand and silt	3	20	5	50	≈0.30	≈30	Liquefaction	Kishida (12)
San Francisco	1957	5.5	Lake Merced	4	Sand	8	10	7	55	≈0.18	18	Liquefaction	Ross (23)
Chile	1960	8.4	Puerto Montt	≈70	Sand	12	15	6	50	≈0.15	≈75	Liquefaction	Lee (15)
Chile	1960	8.4	Puerto Montt	≈70	Sand	12	15	8	55	≈0.15	≈75	Liquefaction	Lee (15)
Chile	1960	8.4	Puerto Montt	≈70	Sand	12	20	18	75	≈0.15	≈75	No liquefaction	Lee (15)
Niigata	1964	7.5	Niigata	32	Sand	3	20	6	53	0.16	40	Liquefaction	Seed and Idriss (26)
Niigata	1964	7.5	Niigata	32	Sand	3	25	15	70	0.16	40	Liquefaction	Kishida (11)
Niigata	1964	7.5	Niigata	32	Sand	3	20	12	64	0.16	40	No liquefaction	Seed and Idriss (26)
Niigata	1964	7.5	Niigata	32	Sand	12	25	6	53	0.16	40	No liquefaction	Seed and Idriss (26)
Alaska	1964	8.3	Snow River	60	Sand	0	20	5	50	≈0.15	180	Liquefaction	Ross et al. (24)
Alaska	1964	8.3	Snow River	60	Sand	8	20	5	44	≈0.15	180	Liquefaction	Ross et al. (24)
Alaska	1964	8.3	Quartz Creek	70	Sandy gravel	0	≈25	40-80	100	≈0.12	180	No liquefaction	Ross et al. (24)

* Caractéristiques des sites et données sismiques des cas connus de liquéfaction et de non liquéfaction

