

14/91

وزارة الجامعات

Ministère aux Universités

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

BIBLIOTHEQUE — المكتبة

Ecole Nationale Polytechnique

2004

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Analyse de liquéfaction  
dans les  
depôts de sol*

Proposé par :

*F. ZERFA*

Etudié par :

*CHIKHI MED OUIQIK  
FEKAR ABOELLAH*

Dirigé par :

PROMOTION  
*Juin 1991*

## REMERCIEMENTS

NOUS REMERCIONS ..

*ALLAH, le tout puissant pour nous avoir doté  
de l'énergie afin d'accomplir au mieux cette  
tâche...*

*Tous nos professeurs et surtout à ceux qui ont voulu bien  
nous partagé le souci de préparer ce humble travail.*

*L'équipe dynamique et sympathique et soucieuse*

*-du centre de calcul, à leur tête M. KAMEL..*

*-de la bibliothèque ainsi que le périodique, à leur  
tête M<sup>r</sup>. AMARA..*

*Nous saisissons l'occasion pour réitérer notre vive et  
chaleureux remerciement à :*

*D<sup>r</sup> KADOURI du C.T.T.P*

*D<sup>r</sup> AMEUR du C.G.S*

*M<sup>r</sup> ABDESLEM du SONELGAZ*

*M<sup>r</sup> BOUTEFLIKA*

Sincèrement

*M. Mohand ouidir chikhi*

*M. Fekar Abdollah*

## DEDICACES

*... Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère*

*A ma mère*

*A mon père*

*A mes frères et soeurs*

*A mes amis que j'aime fort*

*A nos glorieux Chouhadas*

*Aux opprimés dans le monde*

*Aux demunis sur cette terre*

*Hommage ...*

*A tous ceux qui ont été et  
ceux qui sont à la quête  
de la raison; raison d'ALLAH  
au prix de leur sueur  
où de leur sang...*

Mohand ouidir CHIKHI(1991)

*D E D I C A C E S*

*A MON PERE*

*A MA MERE*

*A TOUT MES AMIS CHAQU'UN SON NOM*

*ET A LA MEMOIRE DE NOS MODJAHIDINES*

Fekar abdellah (1991)



# S O M M A I R E



## I) INTRODUCTION

p- 1

### *Description de phénomène de liquéfaction*

- *Définition et terminologie*
- *Mécanisme de la liquéfaction*

## II) INFLUENCE DE LA LIQUEFACTION SUR LA STABILITE DES STRUCTURES

p- 5

### II-1) *Historique*

### II-2) *Présentation des cas*

- *Cas du seisme de Niigata*
- *Cas du seisme d'ALASKA*
- *Cas de barrage de SAN FERNANDO*
- *Cas du seisme DE SAN FRANCISCO*

## III) COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

p-14

- *Introduction*
- *Caractéristique fondamentale du comportement des sols sous chargement dynamique*
- *Comportement expérimental des sols sous charges dynamiques*
- *Liquéfaction des sables en condition non-drainé*
- *Facteurs influant sur la liquéfaction*

## IV) EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

p-30

- *Introduction*

- IV-1) *Approche en contrainte totale*
  - IV-1-1) *Méthode simplifiée de SEED et IDRIS*
- IV-2) *Approche en contrainte effective*
  - a/ *Solution semi-couplée*
  - b/ *Solution découplée*
- IV-2-1) *Calcul par éléments finis*
  - IV-2-1-1) *Equation de base*
    - a/ *Etablissement de l'équation de continuité*
    - b/ *Etablissement de l'équation (1)*
    - d/ *Détermination des paramètres nécessaires de l'équation (2)*
  - IV-2-1-2) *Discrétisation de l'équation (2) en E.F*
    - a/ *Présentation générale de la M.E.F*
    - b/ *Formulation en E.F de l'équation (2)*
    - c/ *Expression générale des matrices  $[A]$ ,  $[D]$*
    - d/ *Intégration de l'équation ( $\eta$ )*
  - IV-2-1-3) *Description générale du programme "LASD"*
    - a/ *Lecture des données*
    - b/ *Les tâches des différentes sous-routines*
    - c/ *Déroulement des séquences essentielles du calcul*
    - d/ *Résultats et applications*

V) STABILISATION DES SITES LIQUEFIABLES

p-75

- 1/ *Accroissement de la densité*
- 2/ *Amélioration du drainage*
- 3/ *Augmentation de la contrainte dans le sol*
- 4/ *Amélioration des caractéristiques du sol*

ANNEXE

p-77

### ملخص

تتمحور هذه الدراسة حول ظاهرة جد معقدة في ديناميكية التربة وهي سيلان التربة تحت تأثير ضغوط ديناميكية أو دورية. ولهذا الفرض تم إعداد برنامج ألي يمكن من حساب تغيرات الضغط في ماء الفراغات باستعمال طريقة العناصر المحدودة .

### RESUME

*L'étude est axée sur un phénomène extrêmement complexe en dynamique des sols; qui est liquéfaction des sols soumis à un chargement dynamique ou cyclique.*

*Un code de calcul a été mis au point pour l'évaluation des pressions interstitielles générées, par une action sismique en utilisant la méthode des éléments finis.*

### SUMMARY

*This study referred a phenomenon extremeley complex in soil dynamic; which is soil liquefaction under cyclic or dynamic loading.*

*A computer program was elaborated in order to evaluate the pores water pressures generated by earthquake loading using the finite element methode.*



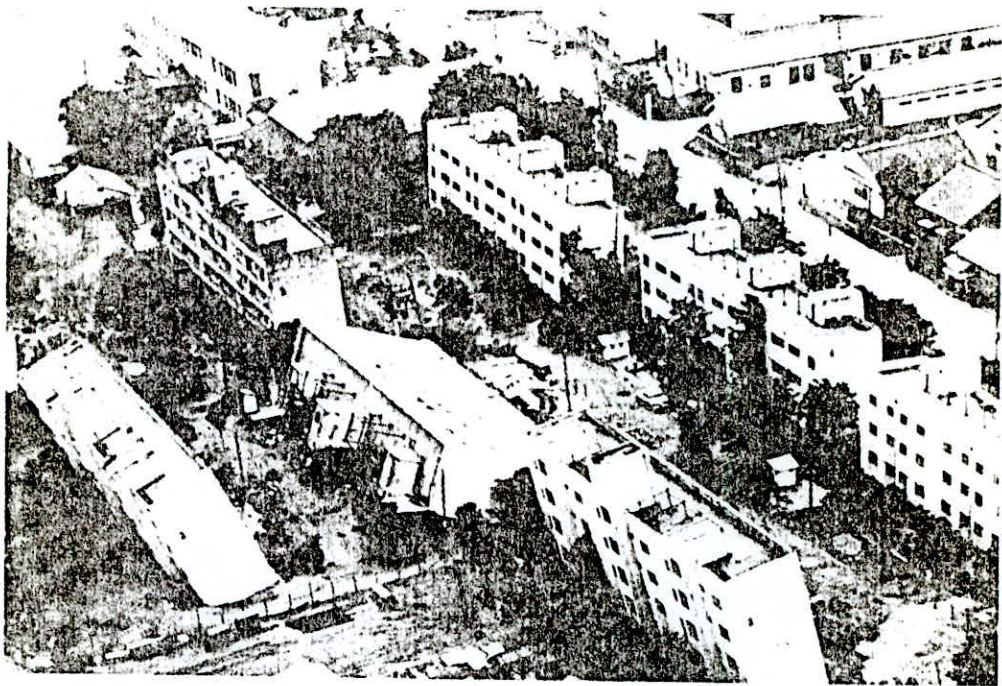


fig -1 Tilting of apartment buildings, Niigata (1964)

IMMEUBLES TEMOINS DES EFFETS NEFASTES DE LA LIQUEFACTION



**INTRODUCTION**

## INTRODUCTION

Le besoin de l'humanité en énergie et le souci de son épuisement ne cessent de s'accroître au fil des temps suscitant une urgence à bâtir des structures telles que les barrages, les centrales nucléaires, les plates-formes dans les océans (offshores). Néanmoins leur rentabilité ne devra en aucun cas compromettre la sécurité des usagers.

Cependant, l'instabilité de ces structures peut résulter d'une défaillance technique (celle-ci est mise à part), par ailleurs, l'expérience montre le rôle primordial du sol de fondation dans la bonne tenue de ces dernières vis-à-vis des excitations extérieures (voir figure-1).

En effet, l'intérêt d'une étude soignée du sol de fondation est autant confirmée par les résultats de l'expérience, ainsi un échantillon de sol soumis à un chargement dynamique est sujet à une dégradation continue de ces caractéristiques mécaniques, si le chargement est maintenu, sa rigidité s'amointrit davantage jusqu'à ce qu'elle atteigne un état où la liaison intergranulaire soit complètement anéantie, ce phénomène est nommé liquéfaction.

Dans ce présent travail, le problème de la liquéfaction est abordé sous un aspect fondamental, en contrainte effective; après un bref aperçu théorique sur le phénomène et les effets néfastes qui l'engendrent dans les structures, la seconde phase traite l'évaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode des éléments finis.

**CHAPITRE I**

## 1) DESCRIPTION DU PHENOMENE DE LIQUEFACTION

### I-1) DEFINITION ET TERMINOLOGIE

De façon générale, suivant la définition proposée par le comité de dynamique des sols de L'A.S.C.E (1978) on appelle liquéfaction le processus de transformation d'une substance en un liquide, Pour un sol pulvérulent la transformation de l'état solide se fait par augmentation de la pression interstitielle qui peut résulter d'un chargement quasistatique monotone où d'un chargement cyclique alterné.

Cette surpression est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut définir:

#### 1-LIQUEFACTION :

Elle désigne la condition où le sol subit une déformation continue illimitée à une valeur de contrainte résiduelle qui réduit la contrainte effective de façon importante, A cet état, la résistance au cisaillement devient négligeable et le sol s'écoule comme un liquide.

#### 2-MOBILITE CYCLIQUE

(liquéfaction initiale avec déformabilité limitée)

Elle désigne l'état où la contrainte appliquée développe la condition de liquéfaction initiale<sup>(\*)</sup> avec déformation limitée dû à un regain de résistance, suite à la dilatance du sol. Cette dilatance induit une chute des pressions interstitielles .

---

(\*) LA LIQUEFACTION INITIALE désigne la condition où la pression interstitielle atteint la contrainte effective,

L'apparition de la liquéfaction initiale ne concerne pas l'amplitude de déformation auquel le sol est soumis.



## b) MECANISME DE LA LIQUEFACTION

Lors d'un seisme, un élément de sol est soumis à un système complexe de déformations résultant d'une séquence erratique induite par le tremblement .

Toute-fois, la majeure partie des déformations est attribuée à la propagation ascendante des ondes de cisaillement des couches susjacentes à cet élément de sol.

SEED a fait une tentative d'explication du comportement d'un sol du point de vue de la structure des grains.

Durant le chargement cyclique la structure d'un sol pulvérulent ( $C=0$ ) présente une tendance à se compacter. En condition non drainée, cette variation de volume engendre une augmentation des pressions interstitielles .

En effet, l'application de contraintes et de déformations de cisaillement lors du séisme génère un glissement où une rupture des grains, qui peut provoquer un compactage pour les sables secs .

Cependant, si on applique des contraintes de cisaillement dues à un seisme sur un sable saturé, le compactage est retardé car l'eau ne peut être drainée. En conséquence, la relaxation du squelette solide transfère une partie des contraintes effectives en pression d'eau dans les pores (MARTIN et AL 1975).

la fig -1- montre l'aspect qualitatif de l'augmentation de la pression interstitielle pendant l'application d'un chargement cyclique,

cependant, on note qu'il existe des cas où la pression interstitielle induite par le seisme peut se dissiper tellement vite que la condition de liquéfaction initiale ne peut survenir.

Par contre, pour d'autres exemples si une couche proche de la surface libre développe la condition de liquéfaction initiale, cette dernière, est dans la plupart des cas, due au flux ascendant de l'eau des couches plus profondes et non au seisme.

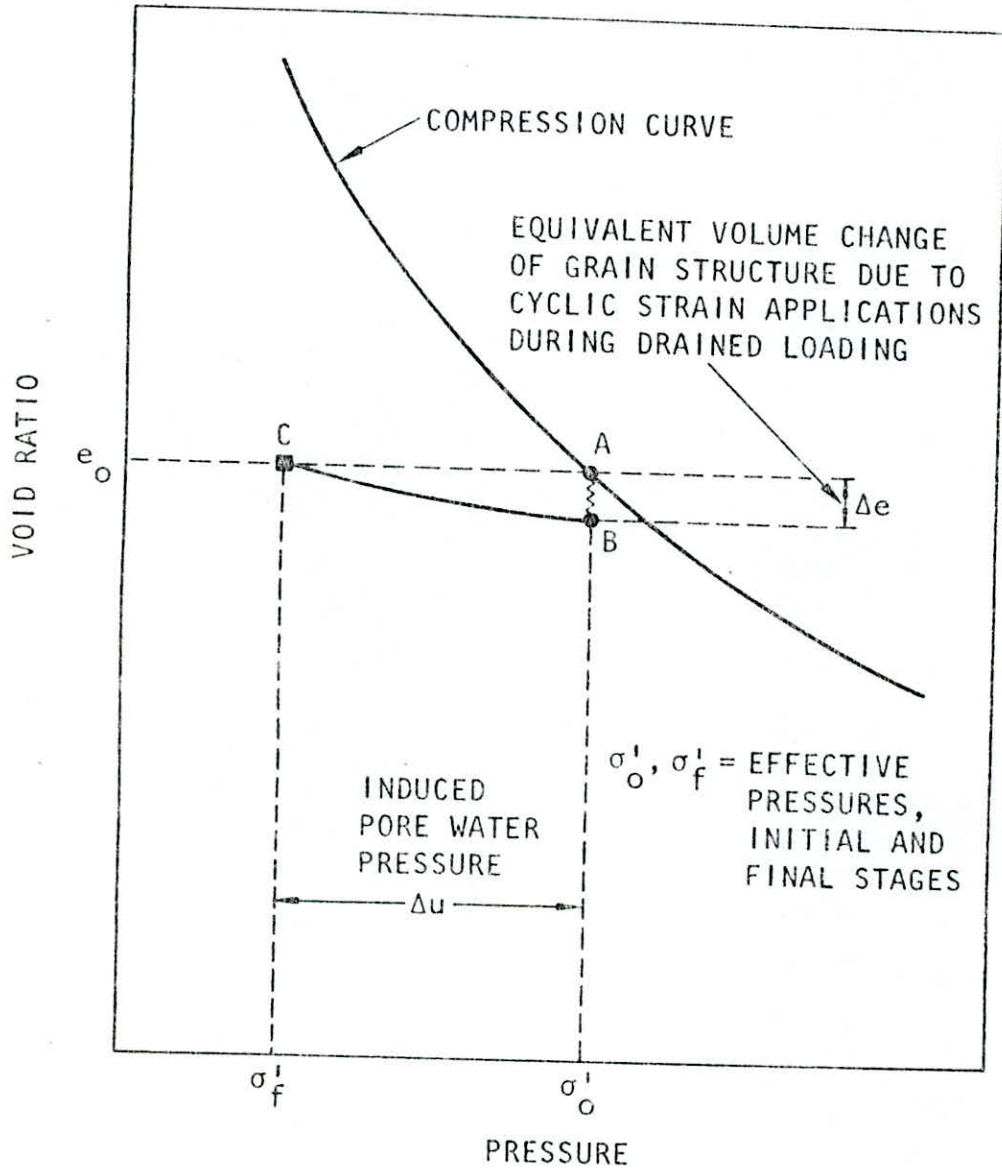


figure-1 Schematic illustration of mechanism of pore pressure generation during cyclic loading.

**CHAPTER II**

## II) INFLUENCE DE LA LIQUEFACTION SUR LA STABILITE DES STRUCTURES

### II-1) HISTORIQUE

En 1936, CASAGRANDE, avait fait une tentative d'explication du phénomène de liquéfaction, introduisant ainsi la notion d'indice du vide critique, ceci en exploitant des résultats déduites des essais avec chargement monotone..

Les études pionnières, ont été effectuées dans les années soixantes, suite au seisme historique de NIIGATA, qui est considéré comme simulateur de ces études

Parmi les auteurs qui s'y intéressaient, nous citons à titre d'exemple, le professeur SEED de l'université de BERKELEY et beaucoup d'autres, FINN, MARTIN, CASTRO, ANNAKI, DRNEVICH...

Le tableau ci-dessous cite quelques exemples ou le phénomène de liquéfaction a été observé.

SEISME DE NIIGATA (1964)
SEISME D'ALASKA (1964)
BARRAGE DE SAN FERNANDO (1971)
BARRAGE DE SHEFFIELD (1925)
BARRAGE DE FORT-PECK (1938)
GLISSEMENT DU BARRAGE DE MOCHI-KOSHI
GLISSEMENT DU TERRAIN DE JUVENILLE
MOUVEMENT DU PONT DE SNON RIVER (1964)
SEISME DE SAN FRANCISCO (1976)
REMBLAI DE CHEMIN DE FER DE UETSU (1964)
REMBLAI DE CHEMIN DE FER DE KOMA NUMMA
BARRAGE DE CALAVERAS (1918)



## II-2) PRESENTATION DE CAS

Un recensement des différents seismes a permis de constater que la liquéfaction est l'un des facteurs principaux d'endommagement et de nuisance à la stabilité des différentes structures soumises, à un chargement dynamique. Les exemples ci-avant témoignent les effets néfastes de ce phénomène. Nous traiteront ci-après certains exemples.

### 1/ SEISME DE NIIGATA

Le seisme de NIIGATA(16 juin 1964) dont l'épicentre se situait à 50km, avait une magnitude de (7.5) sur l'échelle de RICHTER et une accélération estimée à (0.16g).

Le profil de sol était essentiellement constitué de couches de sables lâches; d'une profondeur de 30m recouvrant des couches alluvionnaires. La nappe phréatique se trouvait près de la surface un mètre de profondeur environ, le sable avait un coefficient d'uniformité égal à 10 et les diamètres des grains compris entre 0.2 mm et 0.4 mm.

Les dégâts ont portés essentiellement sur les fondations d'immeubles qui étaient fondés soit superficiellement où sur des pieux de 10 à 15m. Les pertes de la capacité portante ont entraîné des basculement des structures de 30 à 80 degrés, (*figure-1*); sans que la structure d'immeubles soit détruite. La liquéfaction du sol de fondation a conduit à la flotaison des structures légères (réservoir..) et a provoqué des écoulements ascendants d'eau et de sable créant ainsi des "volcants" de sable(*figure-2*).

Une subsidence du sol a aussi été notée et a rendu des zones importantes inondables.

### 2/ SEISME D'ALASKA(20 Avril 1964)

La stabilité des pentes a été aussi mise en jeu, lors de ce seisme historique (magnitude=8.3 sur l'échelle RICHTER).



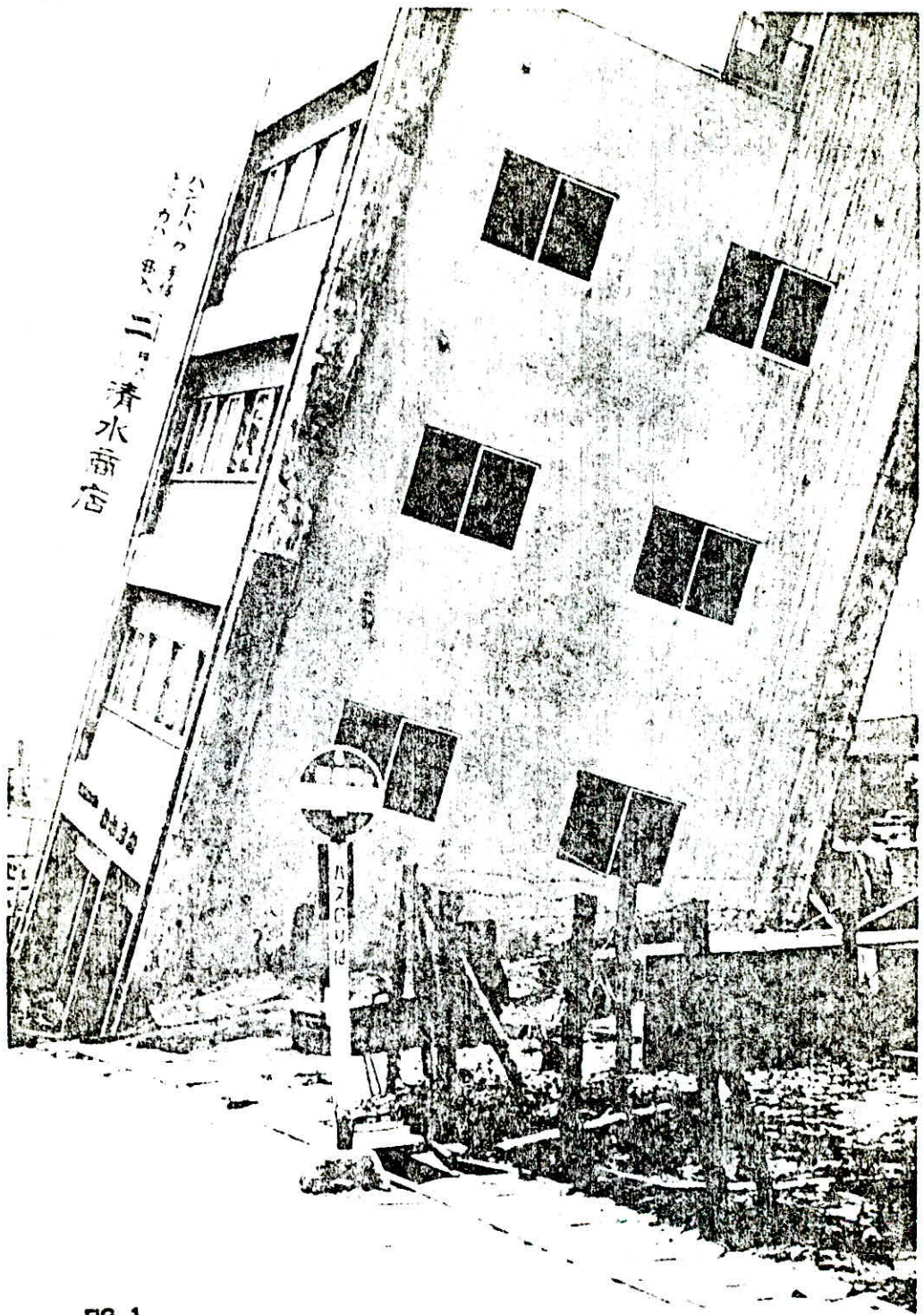


FIG. 1

Tilting and settlement of a building in Niigata, Japan, as a result of soil liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake.



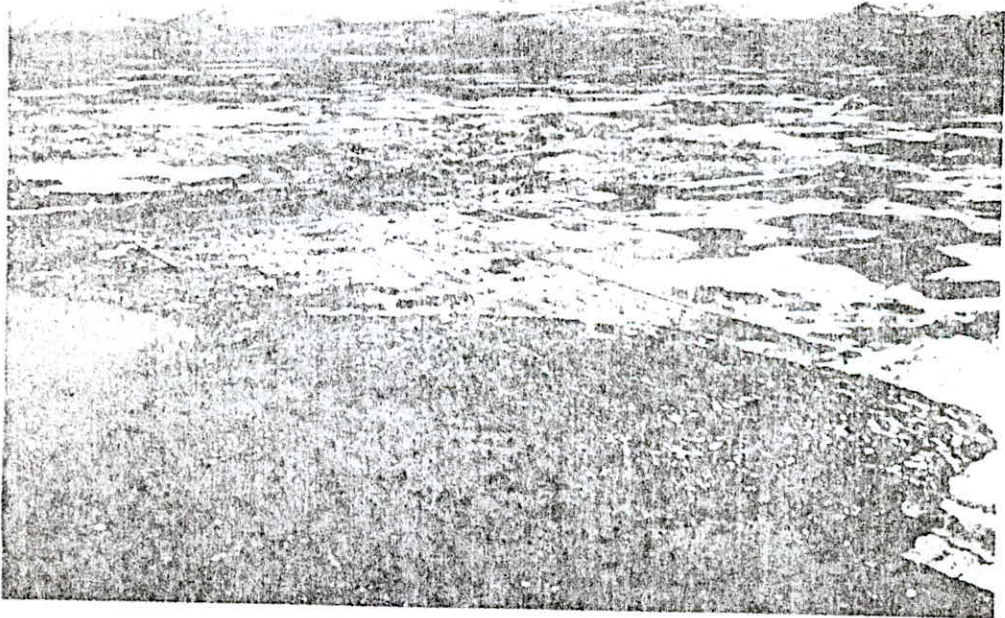
Fig. 2. Quicksand in a baseball field (courtesy of Mr



Des glissements massifs ont été observés; Le plus important est celui qui avait affecté une zone de 2 Km de long et 200m à 400m de large s'était écoulée dans la mer.

Des dommages importants enregistrés dans les piles et des culées des ponts (ROSS,SEED,MIGLIACCO(1969)) a cause des mouvements latéraux du terrain.

L'étude géotechnique a conduit à la reconnaissance des couches sablo-graveleuses recouvrant des couches d'argiles marines sensibles de 3-5m à 5m d'épaisseur. SEED et WILSON expliquent alors le glissement massif par une perte de résistance de zones sableuses et de couches d'argile mûlles et qui seraient liquéfiées.



Turnagain Heights landslide, Anchorage, Alaska (1964).

### 3/ LIQUEFACTION DE BARRAGE DE SAN FERNANDO

L'ouvrage était construit essentiellement par un remblai hydraulique avec les caractéristiques suivantes:

hauteur = 43m , capacité =  $2.5 \times 10^6 \text{ m}^3$

pente en amont 2.5/1 , pente en aval 4.5/1

Avant et au moment du seisme le niveau de la retenue était à 33.8m, à 7.6m sous l'évacuateur de crue; à 11m sous la crête. Après le seisme la revanche n'était plus que de 1.5 m

Le seisme du 9 Février 1971 (M=6.6 sur l'échelle RICHTER) avait une accélération évaluée à (0.5g-0.6g) à SAN FERNANDO.

Les dommages observés sont le glissement de l'ouvrage. Ceci était dû a une liquéfaction qui s'est développée au pied de l'ouvrage (*figure-3*) dont les caractéristiques mécaniques du matériau sont les suivantes:

$D_{50} = (0.05-1) \text{ mm}$      $\gamma_d = (15-19) \text{ KN/m}^3$   
coefficient d'uniformité     $C_u = (7-10)$   
densité relative     $D_r = (51-54)\%$   
 $c' = 0$      $c_{cu} = 10 \text{ Kpa}$      $\phi' = 37^\circ$      $\phi_{cu} = 15^\circ$

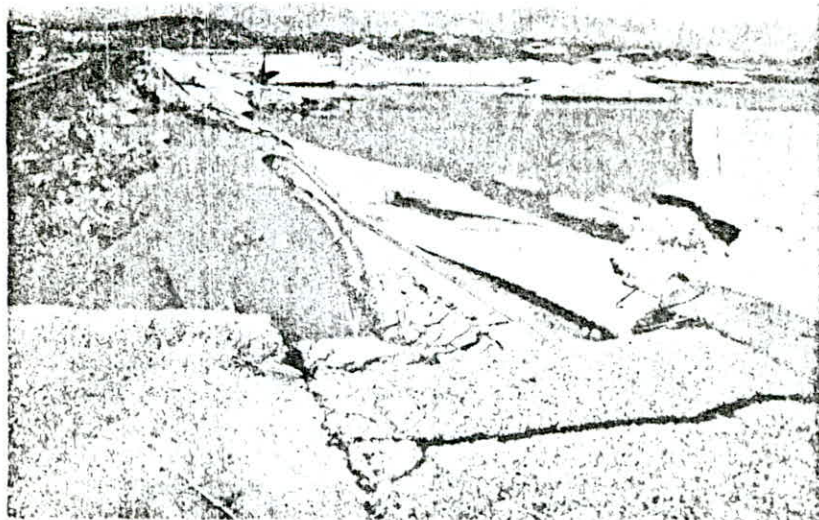


Fig. 3.—Slide Damage to Lower San Fernando Dam (Department of Water Re



#### 4/ SEISME DE SAN FRANCISCO 1906

SAN FRANCISCO jouissait d'une activité sismique remarquable (1856,1868, 1975,1906,1989). Durant le seisme historique (1906) les dégats désastreux relevés étaient en grande partie causés par la liquéfaction. Ces dommages s'étendaient sur une distance de 560 Km, de largeur 64 Km et qui comportaient:

\*/Glissement des terrains tel que des déplacements latéraux et verticaux de l'ordre(0.6-1.8)m ont été à l'origine de la destruction d'un grand nombre d'ouvrages (ponts, routes, fondations d'immeubles déplacées, rails, conduites d'eau qui a rendu difficile l'extinction des feux déclenchés.

\*/Glissement des talus suivi d'écoulement de débris (sable+ eau).

\*/il n'y a pas eu de perte de capacité portante comme pour le seisme de NIIGATA mais des tassement ont été signalés.

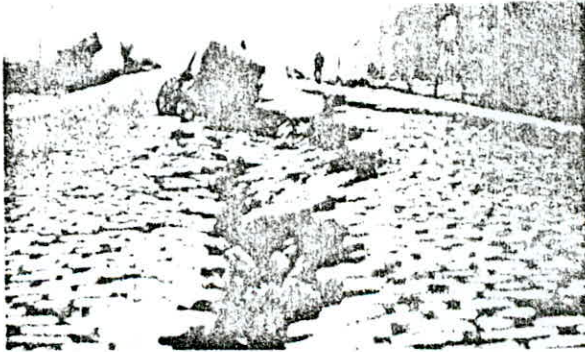
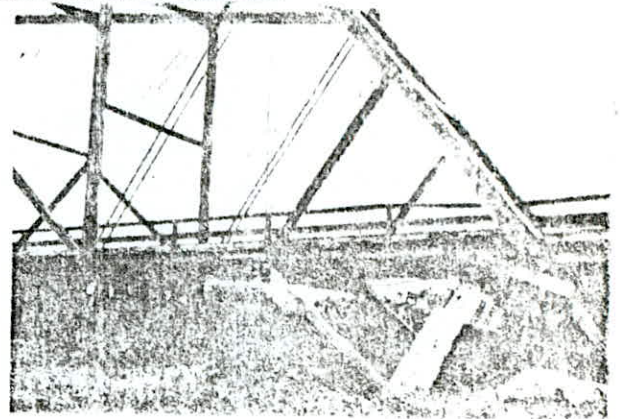


FIG. 3.—Cracks and Separations in Roadway Pavement Caused by Lateral Spreading



South Terminal Pier Bridge over Salinas River 4 miles (6.4

**CHAPTER III**

### III) COMPORTEMENT DES SOLS SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUE

#### \*D) INTRODUCTION

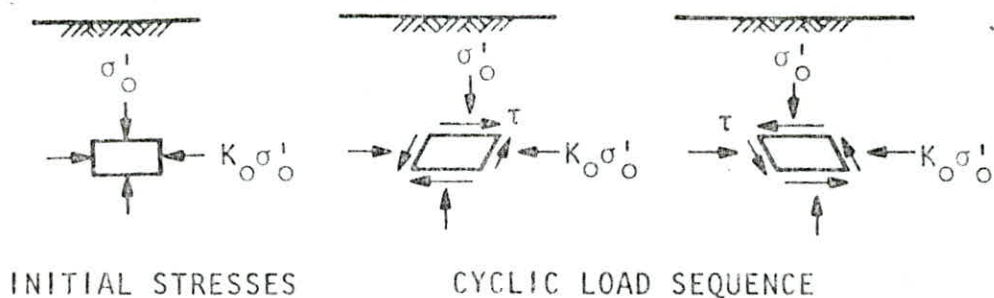
La dynamique des sols est une branche de la mécanique des sols; dont le but est l'étude des propriétés mécaniques et des aspects rhéologiques des sols sous des sollicitations cycliques dues aux éléments naturels houle, seisme où à des technologies particulières ( vibrofonçage, machine tournante, explosion)

L'importance sinon la complexité du problème a rendu nécessaire le recours à des approches pour simuler la réponse d'un sol sous chargement dynamique où cyclique.

IL s'est donc révélé nécessaire, voire primordial, d'étudier expérimentalement de façon détaillée le comportement contraintes-déformations du sol sous l'action d'un chargement dynamique où cyclique afin de reconnaître les véritables paramètres caractérisant l'état du sol et d'en déduire les propriétés caractéristiques pour les différents types de sollicitations.

#### III-1) CARACTERISTIQUES FONDAMENTALES DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS

L'action sismique est assimilée en général, dans les analyses de réponse dynamique du sol; à une onde de cisaillement se propageant verticalement; ainsi un élément de sol pris à une profondeur  $h$  développe sous le mode de chargement présenté par la figure-1 une distorsion ( $\gamma$ )



**Figure 1** Idealized field loading conditions



L'enregistrement d'une courbe effort-déformation  $\tau=f(\gamma)$  est reproduit dans la figure-2; on distingue une courbe de 1<sup>er</sup> chargement issue de l'origine, et pour un cycle de charge-décharge, l'apparition d'une boucle dite d'hystérésis. La surface et l'inclinaison de cette dernière dépend de l'amplitude de la déformation atteinte au cours de ce même cycle.

La droite joignant l'origine à l'extrémité de la boucle; point situé sur la courbe de premier chargement a une pente égale au module sécant  $G_s$ . Ce module est maximal au voisinage l'origine et décroît avec la déformation; par conséquent le comportement du sol est *fortement non-linéaire*.

L'apparition d'une boucle d'hystérésis met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau proportionnelle à son aire et qui est exprimée par le coefficient d'amortissement ( $\beta$ ).

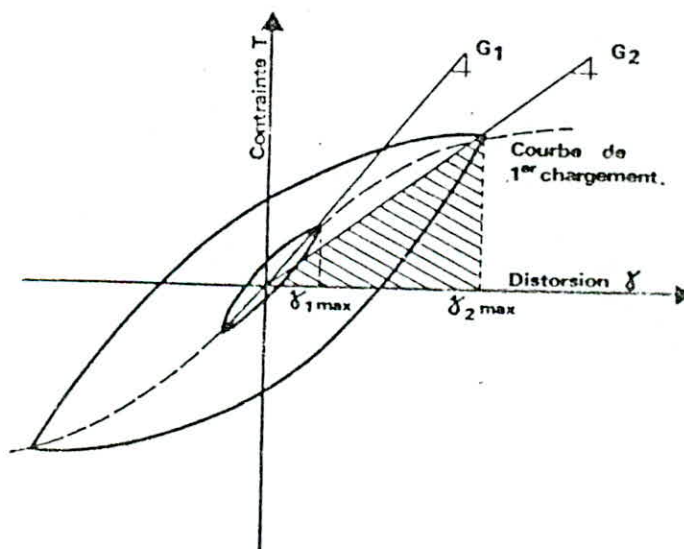
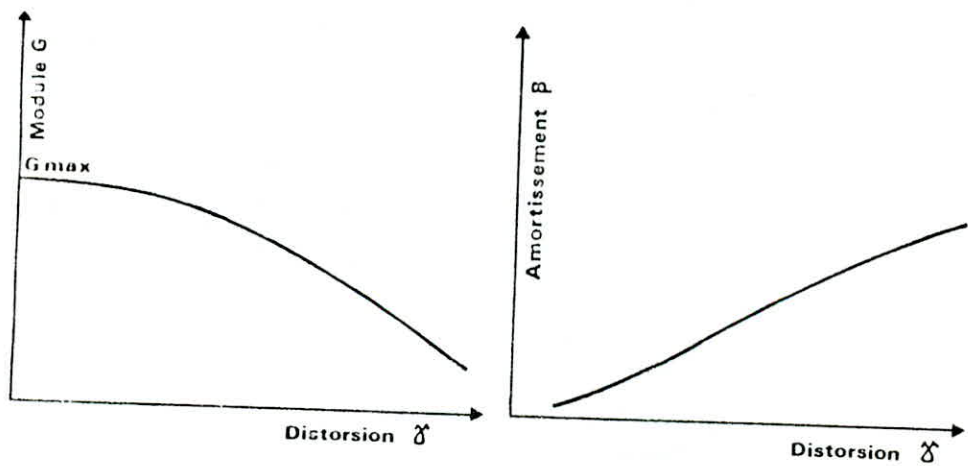


Figure 2 Courbe effort - Déformation cyclique .

Les courbes suivantes illustrent (*figure-3*) la dépendance entre le module de cisaillement( $G$ ), l'amortissement ( $\beta$ ) en fonction de la distorsion. ( $\gamma$ )

Cette distorsion est accompagnée par des déformations volumétriques provoquant le durcissement de matériau.

Pour un sol peu perméable et saturé, la distorsion se produit à volume constant (La vitesse d'échappement de l'eau interstitielle est relativement inférieure à celle du chargement), ce qui se traduit par une augmentation des pressions interstitielles et une diminution des contraintes effectives .



Variations de  $G$  et  $\beta$  avec la déformation

### III-2) COMPORTEMENT EXPERIMENTALE DES SOLS SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

Les études expérimentales entreprises pour la mise en évidence des aspects rhéologique du sol (sable en particulier), marquaient l'importance de la déformation volumétrique.

La figure-4 illustre la variation de volume sous chargement monotone. Dans un essai triaxial drainé les sables denses se dilatent, alors que les sables lâches se contractent

Similairement les essais non-drainés permettent eux aussi d'exprimer la contractance et la dilatance du sable en termes de génération de pression interstitielle positives et négatives respectivement

Dans le but d'interpréter ce seuil de desenchevêtrement de la structure granulaire LUONG et HABIB(1978) établi le concept de l'état caractéristique. Cet état sépare dans le domaine des contraintes admissibles les deux types de comportement rhéologique (figure-5).

- 1/ contractant dans le domaine subcaractéristique delimité dans le plan (p,q) par la ligne caractéristique (LC).
- 2/ dilatant dans le domaine surcaractéristique jusqu'à la limite de rupture (LR).

Ce concept peut s'élagir pour décrire le comportement des sols sous chargement dynamique; où la position de la valeur moyenne du déviateur détermine dans l'espace (p,q) son comportement.

On definit

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$
$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : contraintes  
principales



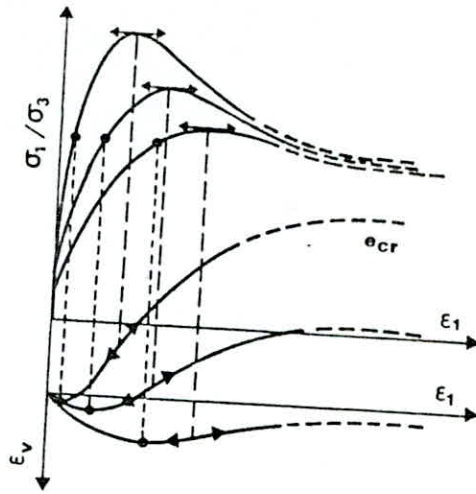


Figure 4 Variation de volume sous chargement monotone

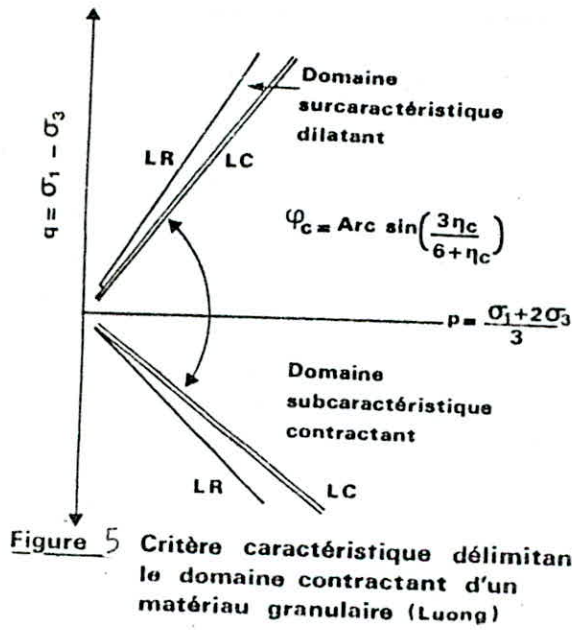


Figure 5 Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong)

### III-3) LIQUEFACTION DES SABLES EN CONDITION NON DRAINE

Les essais alternés non autour de l'état isotrope ( $q=0$ ) conduisent, outre à des déformations volumiques irréversibles à une variation des pressions interstitielles.

Ces dernières se développent graduellement dans le domaine subcaractéristique et aboutissant à une stabilisation autour de (LC); il s'agit de l'état de *mobilité cyclique*.

Similairement le cisaillement dans le domaine surcaractéristique se stabilise autour de (LC) mais avec une diminution de la pression interstitielle du fait de la dilatance du matériau (*figure-6*). Dans ce cas la ruine est atteinte par un taux excessif de déformation.

La liquéfaction est obtenue lors du cisaillement autour de l'état isotrope, La *figure-8* illustre les phases essentielles du comportement de matériau.

- 1/ Un accroissement progressif de la pression interstitielle avec une déformation presque monotone
- 2/ Accroissement brusque de la pression interstitielle atteignant la pression de confinement du matériau, le sol subit une déformation illimitée.

Ce processus peut aisément s'interpréter à l'aide du concept de l'état caractéristique. Pour les sables lâches la contrainte moyenne tend à s'annuler avec le déviateur lorsqu'on s'approche de l'origine (*figure-6*); alors que les sables denses, la liquéfaction est accompagnée d'une déformation limitée par suite de la dilatance du matériau et le point figuratif se trouve remonter au domaine surcaractéristique.

Nous constatons encore que le concept de l'état caractéristique est utile pour interpreter l'instabilité du phénomène de liquéfaction.

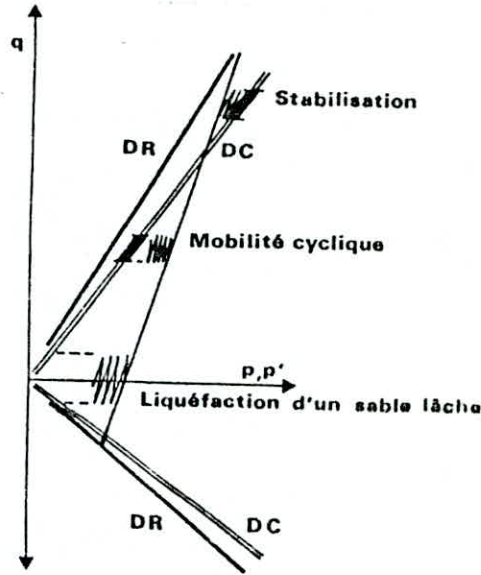


Figure 6 Comportement du sable en condition non drainée

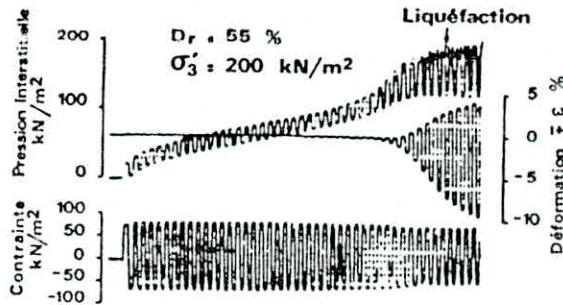


Figure 8 Enregistrement d'un essai triaxial cyclique



### III) PARAMETRES FONDAMENTAUX INFLUANT SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT CYCLIQUE

A) Lors de la réalisation d'un essai dynamique au laboratoire, on constate qu'un effort cyclique constant conduit à une pression interstitielle qui croît avec le nombre de cycles de chargement jusqu'à atteindre une valeur maximale égale à la pression de confinement, A cet instant, la résistance au cisaillement devient nulle .

Divers auteurs ont montré que le nombre de cycles à la liquéfaction dépend de nombreux paramètres. L'effet de chacun de ces paramètres est montré lors des essais au laboratoire et in situ. En général les essais sont réalisés par application d'un effort cyclique d'amplitude constant. Il est cependant possible (ISHIHARA et YASUDA 1972) de réaliser ces essais pour lesquels l'effort cyclique peut être quelconque.

#### 1-INFLUENCE DE LA PERMEABILITEE (DRAINAGE)

La résistance à la liquéfaction d'un sol est conditionnée par sa perméabilité; plus la perméabilité est élevée plus la dissipation des pressions interstitielles se fait rapidement. Pour des perméabilités plus grandes, elles peuvent inhiber complètement la génération de pressions engendrées par l'excitation cyclique.

#### 2-INFLUENCE DE L'EFFORT APPLIQUE

Une augmentation de la contrainte cyclique diminue le nombre de cycles nécessaires pour liquéfier l'échantillon.

Cette constatation est en accord avec les observations réelles , la résistance à la liquéfaction diminue avec une augmentation de l'accélération maximale (effort appliqué).

### 3-INFLUENCE DE LA DENSITE DU SOL

Les observations in situ ont montré que plus la densité du sol est importante plus sa résistance à la liquéfaction est élevée.

Ces résultats montrent que la résistance au cisaillement cyclique est pratiquement proportionnelle à la densité relative ( $D_r$ ) du sol pour des valeurs de ce paramètre comprises entre 0 et 75% , mais pour des valeurs plus élevées la résistance au cisaillement croît plus vite que la densité relative.

Le graphe représenté sur la fig -1- montre que tout les sables, quelle que soit leur densité relative sont capables de développer une condition de liquéfaction. Certains chercheurs (CASTRO 1969...) attribuent ce comportement des sables denses à des phénomènes de concentrations de contraintes inhérentes à la réalisation d'essais de laboratoire sur sables denses.

Il convient cependant de noter que cette condition ne s'accompagne pas des même conséquences suivant la capacité du sol ,au dessous d'une densité relative de 50% ,les déformations accompagnant la liquéfaction sont pratiquement illimitées .

Par contre ,pour une densité relative supérieure à 90%, on obtient des déformations de faibles amplitudes(5% environ), Car Le comportement dilatant du sable entraine une diminution rapide de la pression interstitielle et le sol recouvre partiellement sa résistance au cisaillement fig -2-.

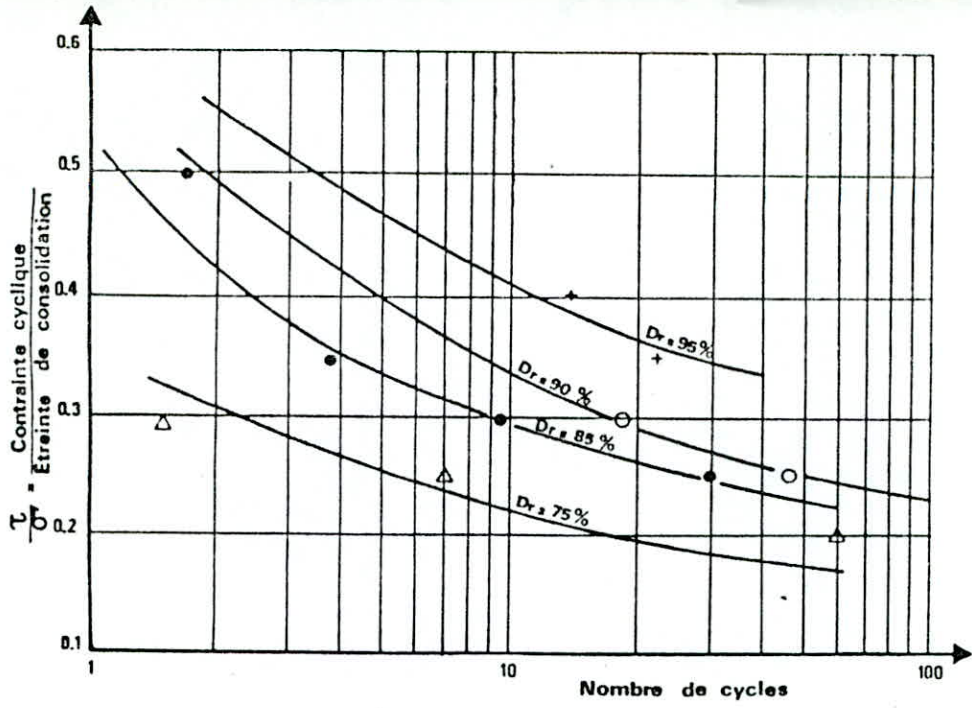
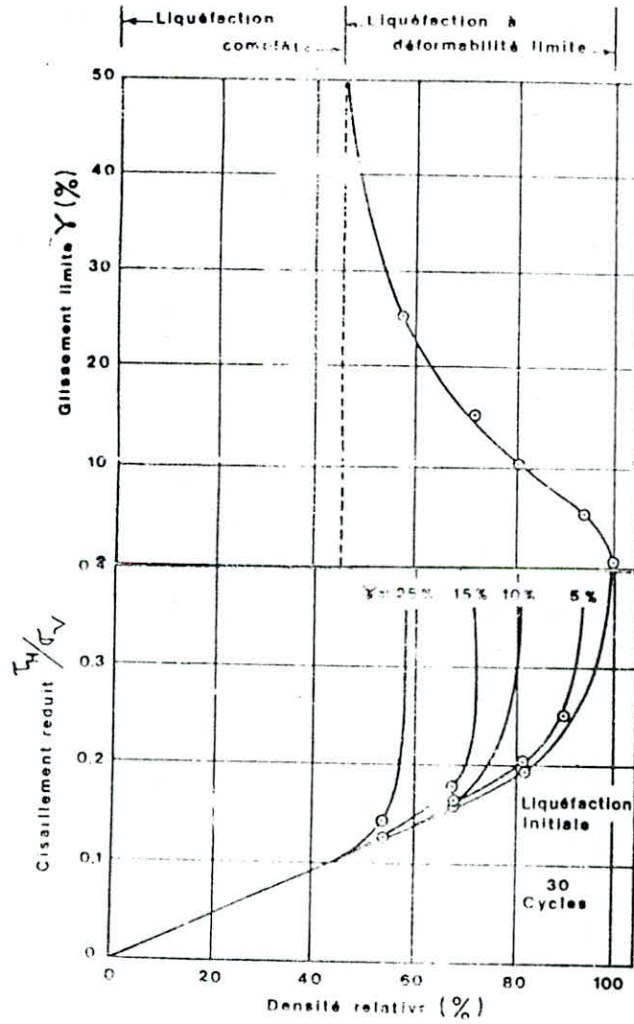


Figure 1 Influence de la densité relative sur la RCC

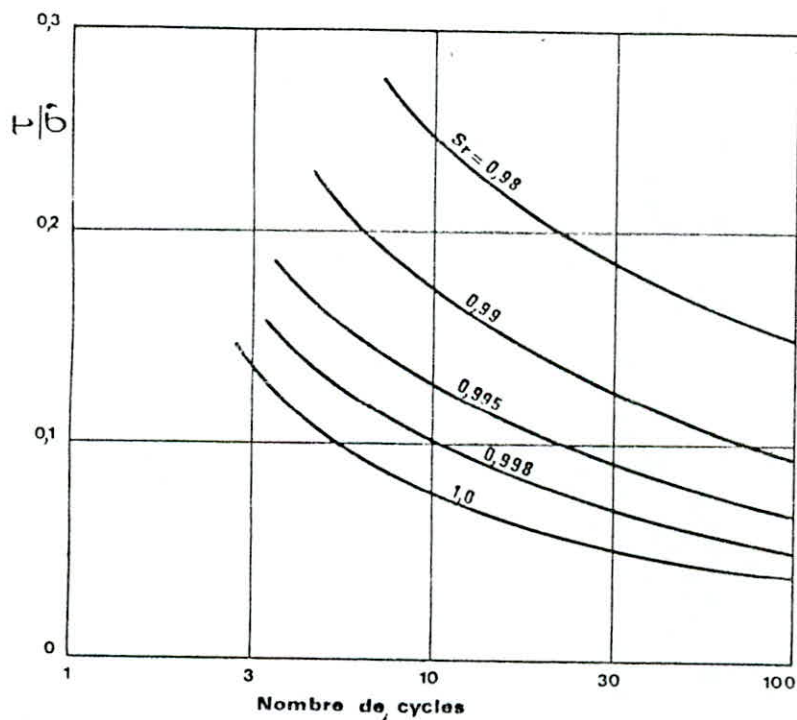




#### 4-INFLUENCE DE LA SATURATION

L'augmentation de la pression interstitielle crée par le cisaillement résulte de la tendance à la variation du volume du sol dans un échantillon parfaitement saturé et en condition non drainé, la variation de volume total est nulle et l'eau interstitielle étant nettement moins compressible que le squelette du sol, La variation du volume est entièrement contrebalancée par l'augmentation de pression de l'eau. Dans un échantillon partiellement saturé la variation de volume est possible par compression de l'air occlu (emprisonné). Il en résulte une augmentation plus faible de la pression interstitielle d'où une résistance au cisaillement cyclique plus élevée.

On peut conclure que la résistance au cisaillement cyclique diminue si la saturation du sol est plus élevée comme le montre la fig (N° 3 )



**Figure 3** Influence du degré de saturation sur la RCC



## 5-INFLUENCE DE LA GRANULOMETRIE DU SOL

Du point de vue de la résistance à la liquéfaction, il est difficile de différencier les sables en fonction de leur granulométrie. Les premières études (LEE et FITTON, 1969) qui faisaient apparaître une forte dépendance entre la résistance au cisaillement cyclique (R.C.C) et le diamètre ( $D_{50}$ ) du matériau semblent être entachés d'erreurs expérimentales.

Tout juste, est-il possible de définir un fuseau des matériaux liquéfiables. Un tel fuseau est donné sur la fig-4 (THOMPSON - EMERY, 1976). Par ailleurs, il est vraisemblable que la composition minéralogique et la forme des grains ont une influence sur la R.C.C .

Aucune conclusion définitive n'a cependant été tirée sur l'influence de ses derniers facteurs .

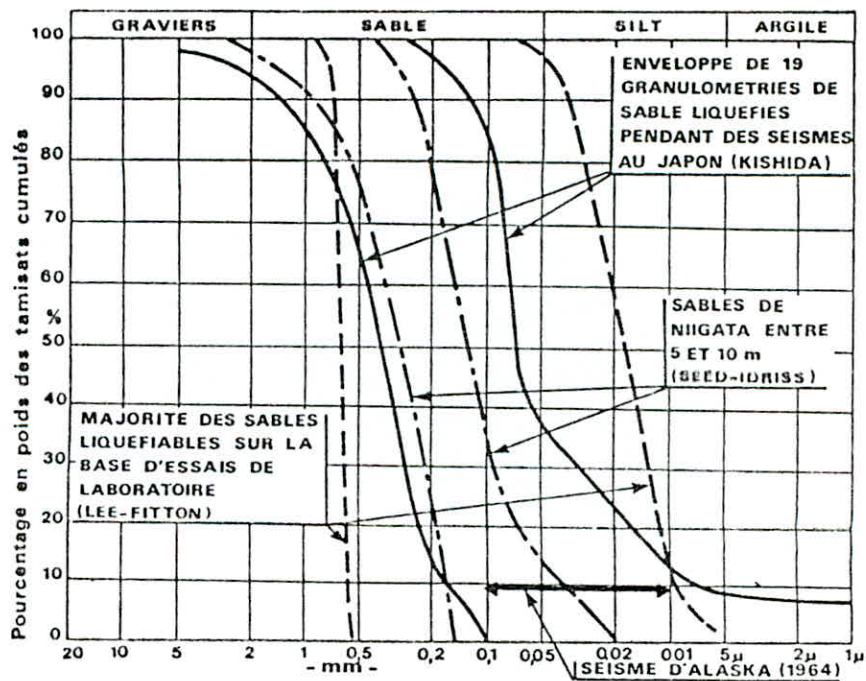
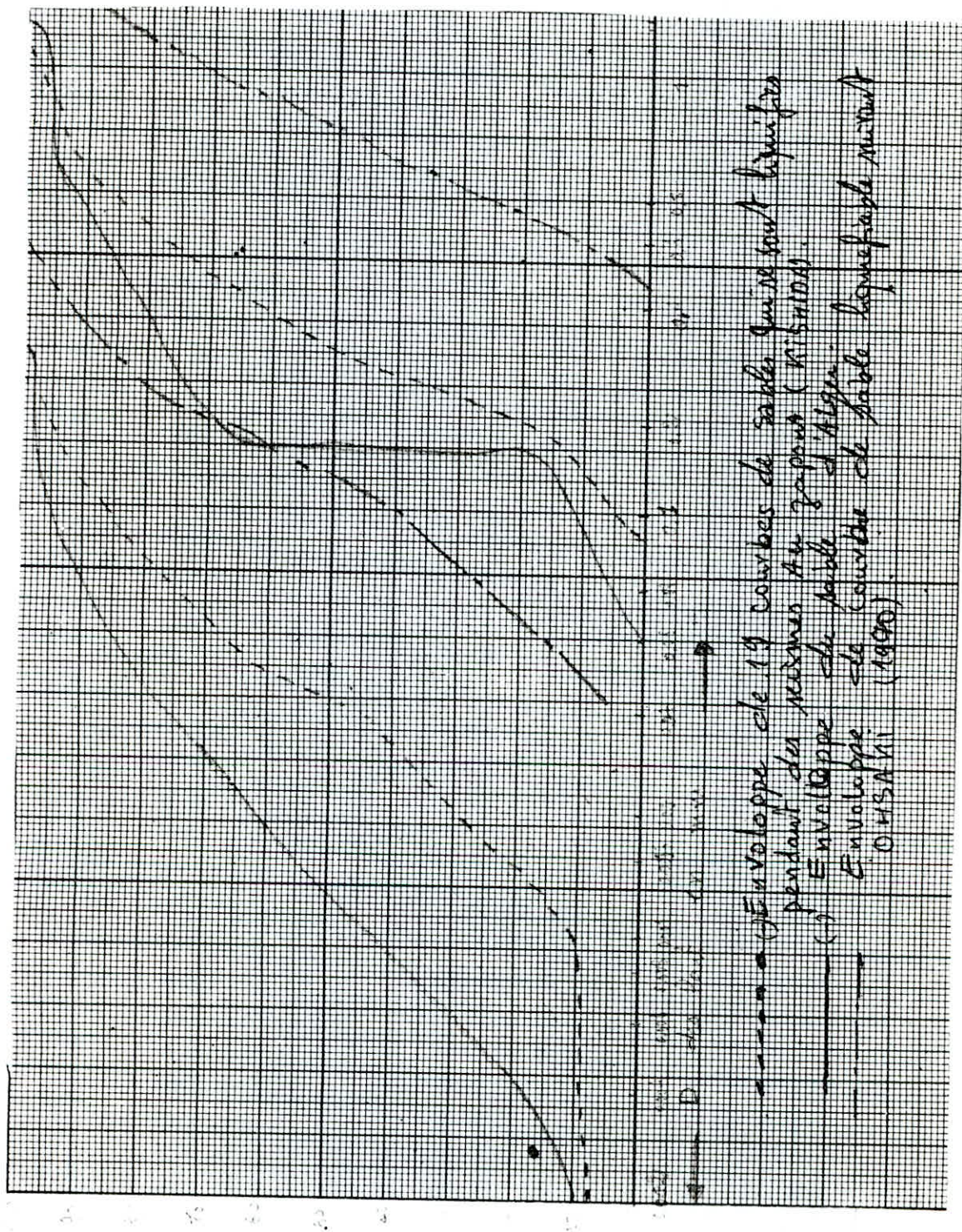


figure-4 Fuseau granulométrique des sols liquéfiables



Des essais ont été effectués afin de classer le fuseau granulométrique des sables d'ALGER. Ceux sont des sables fins à moyens ( $D_{50}=0.08$  à  $0.03$  mm) qui ont tendance à perdre leur résistance rapidement comme l'indique les courbes ci-dessous.



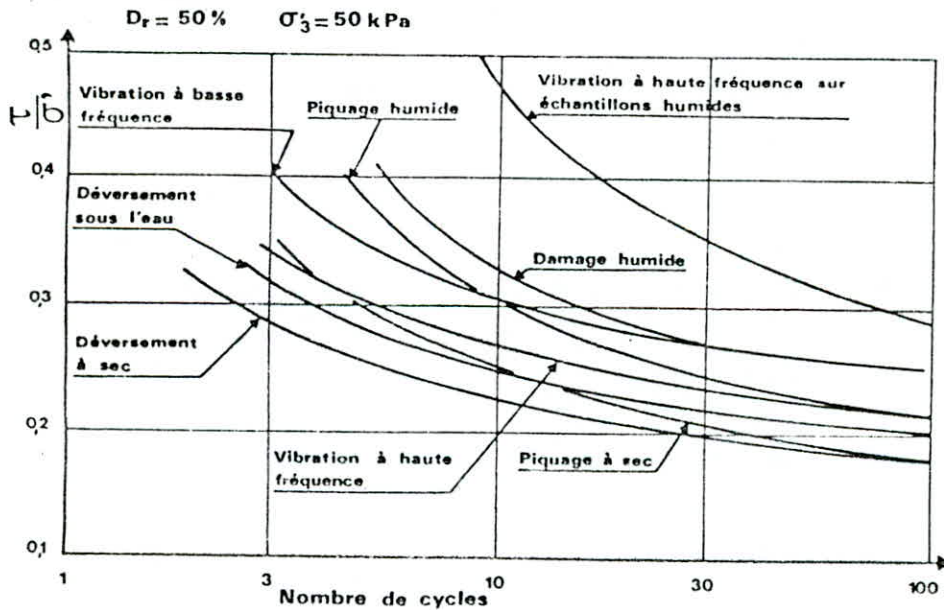


## 5-INFLUENCE DE LA STRUCTURE DU MATERIAU (sol)

Le critère granulométrique ne semble pas suffisant pour définir un sol susceptible de se liquéfier, Sa composition minéralogique a une influence importante. (ANNAKI(1975),

La méthode de préparation des échantillons, donc la structure de l'assemblage des grains qui en résulte, a aussi un rôle primordial sur la résistance au cisaillement cyclique. La figure (N°,5 ) montre l'effet des différents modes de préparation des échantillons. Pour un nombre de cycles donné, la résistance peut varier de 100% suivant la méthode de préparation des échantillons.

Des études expérimentales (MULILIS et al 1977) ont montré que ce comportement peut être attribué aux différences de structures des assemblages formés par les grains. Ceci, a des conséquences importantes au niveau de la détermination du potentiel de liquéfaction d'un sol car la structure du sol en place est généralement inconnue .



Influence de la structure sur la RCC  
(d'après Mulilis et al 1975)

IL apparaît donc illusoire de déterminer la résistance à la liquéfaction d'un sable en réalisant au laboratoire des essais sur des éprouvettes reconstituées, Seul le prélèvement d'échantillon intacts peut donner des résultats fiables.

## B-INFLUENCE DU CHEMIN DE CONTRAINTES

On a regroupé sous le terme général de chemin de contraintes non seulement le chemin suivi lors de la sollicitation dynamique par les contraintes  $p$  (contrainte moyenne effective) et  $q$  (déviateur) mais également l'histoire des contraintes antérieures subies par le sol. L'histoire de ces contraintes peut être quelconque, *elles sont aussi* limitées aux cas rencontrés d'un cisaillement statique initial, où de l'application d'une charge cyclique alternée.

### 1-SURCONSOLIDATION

La surconsolidation du matériau s'accompagne généralement d'une augmentation de la valeur du coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$ . Cette augmentation produit, pour un nombre de cycles donné, une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique du sol (fig N°6 ).

Il en résulte une conséquence importante au niveau de l'interprétation des essais de laboratoire suivant le type d'appareil utilisé.

Des mesures de la R.C.C non drainée effectuées à l'appareil de cisaillement simple ou de cisaillement par torsion, soit à différentes valeurs de  $\sigma'$  pour une valeur de  $K_0$  donnée, soit à différentes valeurs de  $K_0$  montrent que celle-ci est :



- pratiquement proportionnelle à la valeur de  $\sigma'$  bien qu'en toute rigueur le rapport de proportionalité décroît lorsque  $\sigma'$  augmente de façon importante.

- fortement influencée par la valeur de  $K_0$ . Elle croît lorsque  $K_0$  augmente.

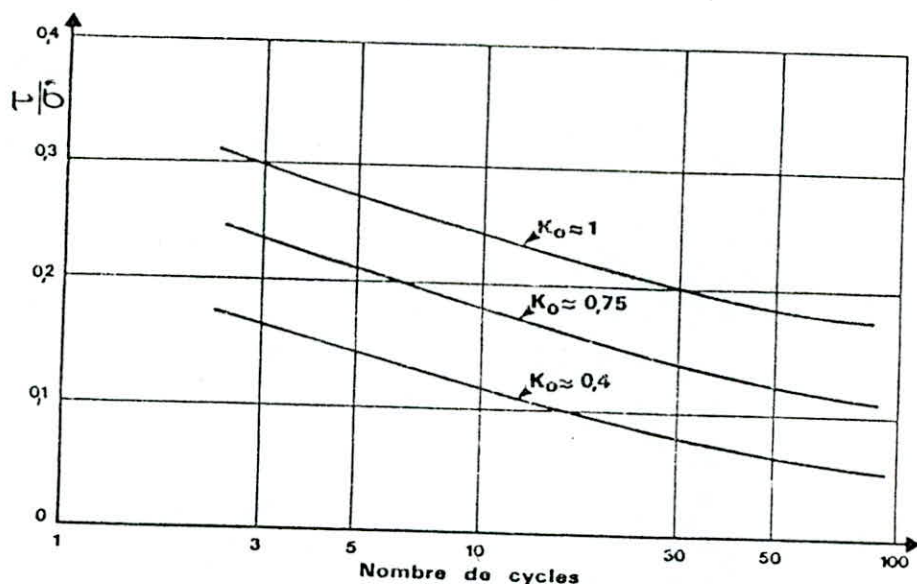
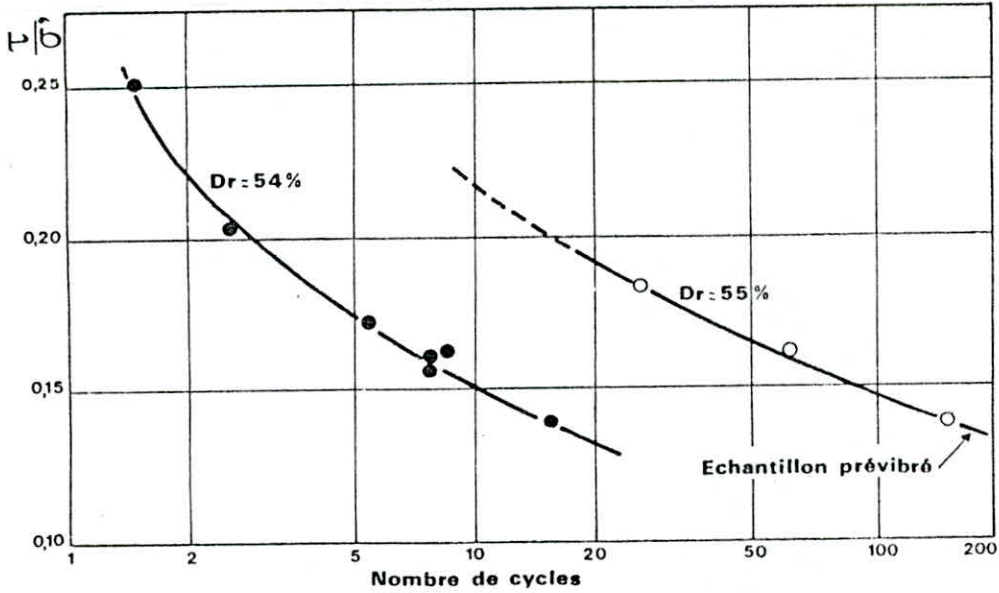


Figure 6 Influence de  $K_0$  sur la RCC

## 2-SOLLICITATION DYNAMIQUE ANTERIEURE

Sur un site réputé sismique, il est vraisemblable que les vibrations de faibles amplitudes ont tendance à augmenter la contrainte effective moyenne du sol durant son histoire, elles produisent également des assemblages de grains plus stables donc plus résistants..

Ce gain de résistance est bien entendu fonction de l'amplitude et du nombre de sollicitations antérieures, Par contre, la résistance au cisaillement cyclique d'un échantillon ayant préalablement atteint une condition de liquéfaction, est inférieure à celle du même échantillon dans un état vierge. Cela peut être attribué au fait que la structure formée par l'échantillon lors de sa reconsolidation consécutive à une liquéfaction est moins stable .



Influence des prévibrations sur la RCC

### 3-CISAILLEMENT STATIQUE INITIAL

Un élément de sol pris sous une structure où sous un terrain non horizontal est soumis sur sa façade horizontale à un cisaillement statique initial  $\tau$  . La contrainte de cisaillement cyclique imposée par le seisme s'exerce donc autour d'une valeur non nulle du cisaillement.

Il en résulte une augmentation de la résistance au cisaillement statique qui amène l'échantillon à un état plus stable (fig N°9).

Cependant, on peut expliquer, que plus la contrainte dynamique nécessaire à l'obtention d'une inversion du cisaillement en cours du chargement est élevée plus l'augmentation des pressions interstitielles est importante.

On conçoit donc que la résistance à la liquéfaction soit accrue par la présence d'un cisaillement initial.

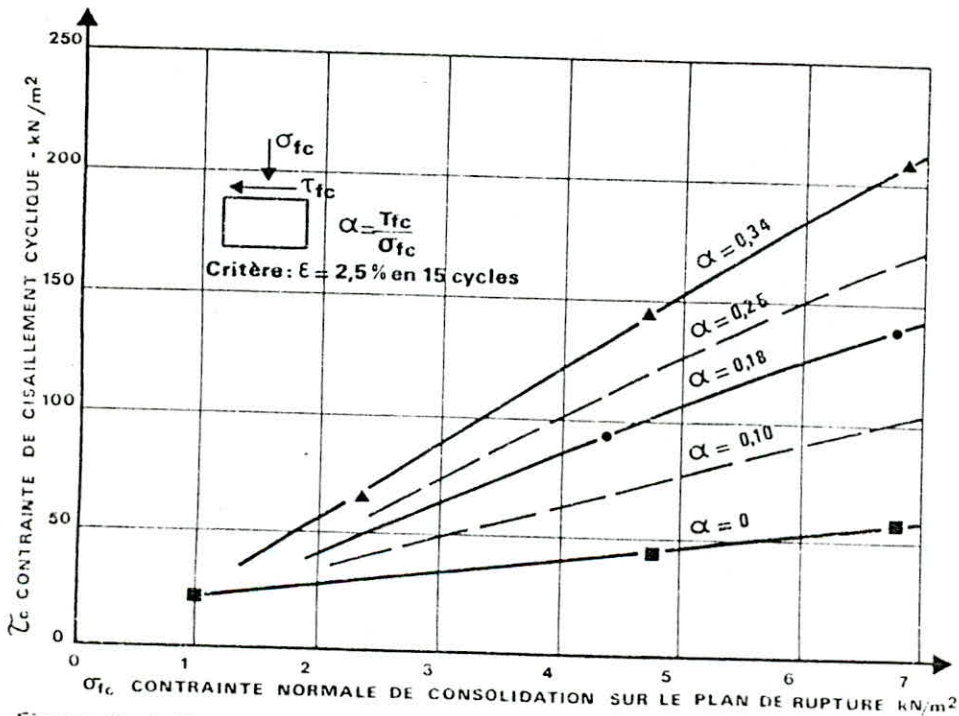


Figure 9 Influence d'un cisaillement statique initiale sur la RCC



#### 4-DUREE D'APPLICATION DE LA CHARGE

L'application de charges de longue durée peut conduire à une cimentation des grains. La résistance à la liquéfaction des sables correspondante se trouve alors fortement augmentée et un dépôt agé de plusieurs dizaines d'années présente une résistance supérieure de 40% à 60% à celle d'un dépôt récent.

#### 5-MODE DE VIBRATION

Dans les essais de laboratoire, une seule direction de vibration est imposée. En réalité, le sol est soumis à une vibration à trois directions; deux horizontales et une verticale, Cette dernière n'introduit pratiquement pas de distorsion donc elle n'a pas une grande influence sur la résistance au cisaillement cyclique. Cela est observé par des essais de laboratoire réalisés sur une table vibrante animée d'un mouvement horizontal dans les deux directions.

Les résultats ont montré que la résistance au cisaillement cyclique est diminuée environ 10% par rapport à celle obtenue sous sollicitations unidirectionnelle (SEED et AL).

**CHAPTER IV**

#### IV) EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION

##### \*D) INTRODUCTION

Les méthodes analytiques développées récemment; en exploitant les résultats des essais au laboratoire et in situ ont permis d'apprécier le risque de la liquéfaction d'un site soumis à différents types de sollicitations dynamiques. Deux approches ont été envisagées.

-L'une en contrainte totale:qui consiste à comparer la résistance au cisaillement aux sollicitations induites.

-L'autre en contrainte effective:détermine l'évolution des pressions interstitielles en tenant compte éventuellement des possibilités de drainage.

La détermination de la susceptibilité de liquéfaction n'est également pas limitée au cas du champ libre (absence d'une structure), outre, c'est bien la configuration la plus favorable.

##### IV-a) Approche en contrainte totale

Cette approche convient actuellement la majorité des utilisations pratiques elle est basée sur l'hypothèse que le milieu est continu à une seule phase, donc aucune indication sur le niveau d'évolution des pressions interstitielles (SEED et IDRIS 1971) ont proposé une méthode générale dans un souci de tenir compte de l'influence des facteurs influents sur le potentiel de liquéfaction, cette méthode consiste :

1-Après l'établissement des caractéristiques du sol ainsi que celles du seisme ,on détermine à l'aide d'une analyse dynamique du profil du sol, les contraintes ( $\tau_d$ ) induites à différentes profondeurs.



2-Par une pondération appropriée des cycles individuels de contraintes , convertir l'histoire irrégulière en un nombre de cycles régulier équivalent (Neq) de contrainte moyenne  $\tau_{av}$ , la durée du seisme ainsi que l'histoire des contraintes en fonction de la profondeur sont prises en compte.

3-Au moyen des essais du laboratoire effectués sur des échantillons représentatifs, intacts, conduit à différentes pressions de confinement où par une corrélation de ces propriétés avec celle mesurées in-situ, on détermine la contrainte causant la liquéfaction à différentes profondeurs.

Les conditions en place, l'histoire sismique et géologique ainsi que la contrainte iniatiale sont prises en considération

4-Par comparaison des contraintes induites avec celles causant la liquéfaction, on détermine les zones ou le phénomène aura lieu.

#### IV-a-1) METHODE SIMPLIFIEE POUR LE CALCUL DES CONTRAINTES CYCLIQUES INDUITES PAR LE SEISME

Pour éviter le recours à une réponse dynamique afin d'évaluer ( $\tau_d$ ) SEED et IDRISS (1971) ont développé une méthode simplifiée reposant sur l'hypothèse des contraintes issues de la propagation verticale d'une onde de cisaillement

Si une colonne de sol au dessus d'un élément à une profondeur(h) obeit à un comportement d'un corps rigide, alors la contrainte maximale sera :

$$\tau = \gamma_w \cdot h \frac{a_{max}}{g}$$

$a_{max}$  : accélération max à la surface

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

$g$  : accélération de la pesanteur

En réalite le sol possède une certaine flexibilité, (figure-1) et pour en tenir compte; SEED et IDRISS ont introduis  un coefficient de réduction (rd) donné par la

figure-2, ce qui permet d'écrire :

$$\langle \tau \rangle_d = r_d \cdot \frac{a_{max}}{g} \gamma_v \cdot h$$

$r_d$ : est obtenu par la courbe moyenne (pointillée) avec une erreur de (5%).

Les difficultés de réaliser une contrainte irrégulière au laboratoire, rend nécessaire l'usage d'une pondération appropriée de cycles individuels de contraintes pour l'obtention du nombre de cycles équivalent  $N_{eq}$  de contrainte moyenne  $\tau_{av}$ . Cette dernière est basée sur des résultats obtenus dans les essais au laboratoire.

IL a été constaté après un large calcul de  $r_d$ , figure-3 que la contrainte  $\tau_{av}$  est égal à 65% de la contrainte maximale ( $\tau_d$ )

Similairement, l'expérience montre que le nombre équivalent  $N_{eq}$  peut être directement lié à la Magnitude (M) selon le tableau suivant :

M	5.5-6	6.0	6 3/4	7.5	8.0
$N_{eq}$	2-3	5	10	15	26

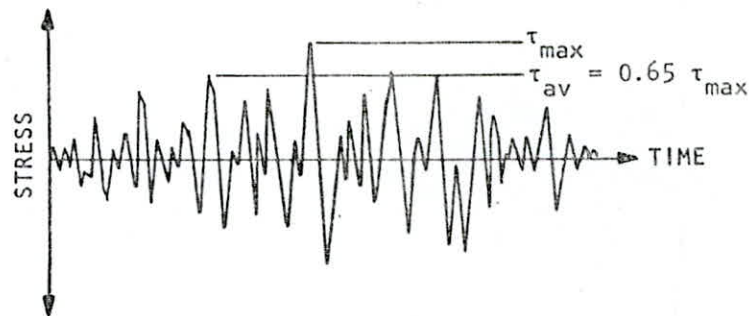


Figure 3. Time history of shear stresses during earthquake.

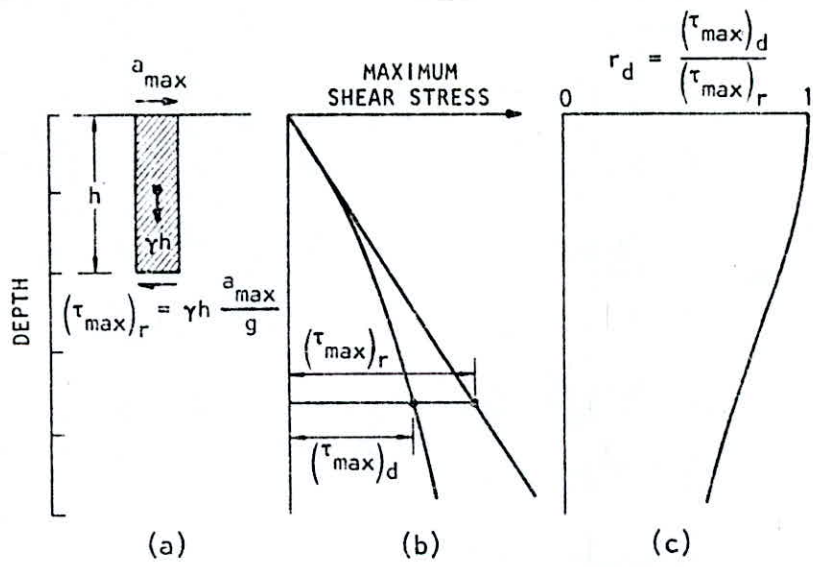


Figure 1. Procedure for determining maximum shear stress,  $(\tau_{\max})$ .

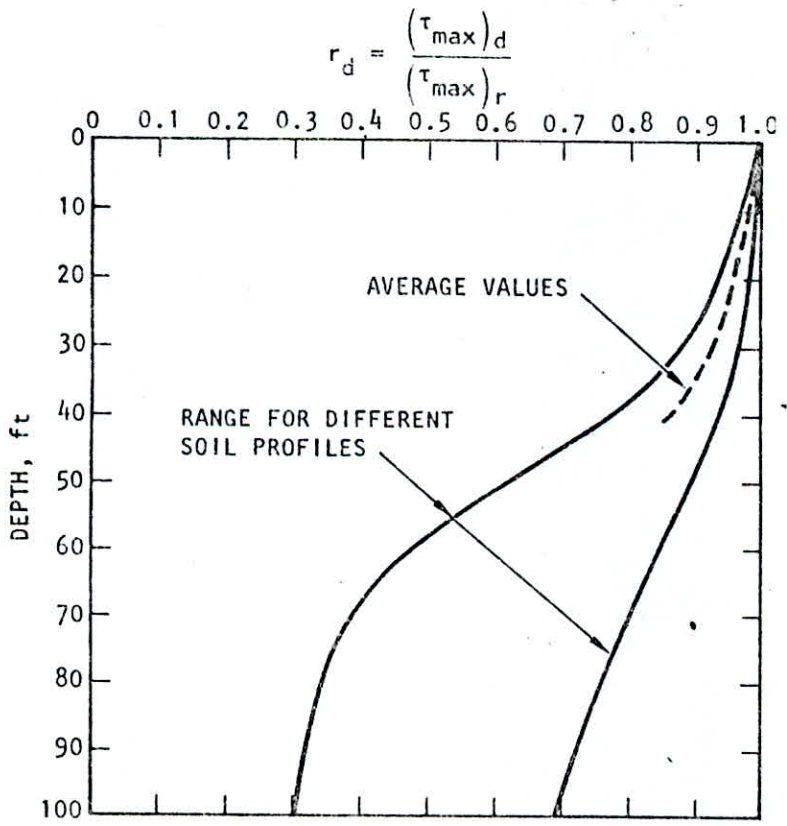


Figure 2. Range of values of  $r_d$  for different soil profiles.



#### IV-2) Approche en Contraintes effectives :

Cette approche prend en compte le caractère biphasique du sol et l'interaction du sol ( Squelette solide ) et l'eau interstitielle.

La mise en oeuvre de telles solutions est complexe quoiqu'elles offrent l'avantage en plus de la détermination des contraintes et des déformations; le calcul direct ou indirect de l'évolution des surpressions interstitielles (génération et éventuellement dissipation), aussi on substitue généralement des solutions dites *semi-complée, découplée*

##### a) SOLUTION SEMI-COUPLEE :

C'est une approche plus fondamentale au problème de l'évaluation des pressions interstitielles. Ces dernières ainsi que les contraintes et les déformations sont calculées simultanément, pas à pas dans le temps en procédant à un réajustement approprié des valeurs des modules de cisaillement et de contraintes effectives à chaque pas pour tenir compte des variations des pressions interstitielles.

##### b) SOLUTION DECOUPLEE :

L'histogramme de la contrainte de cisaillement  $\tau(t)$  est calculée en admettant que la raideur du sol n'est pas altérée par l'augmentation éventuelle des pressions interstitielles seules sont prise en compte la modification de raideur dûs aux déformations.

Le champ des pressions interstitielles est calculé indépendamment; il est régi par l'équation différentielle de type (1), en prenant en compte des lois de génération, obtenues de façon expérimentale.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = mv \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (1)$$

$K_x, K_y, K_z$  : perméabilités exprimées dans le repère principal

$mv$  : coefficient de compressibilité

$\frac{\partial u_g}{\partial t}$  : taux de génération des pressions interstitielles

On peut éventuellement itérer sur un tel schéma en recalculant un champ de contraintes prenant en compte la modification de rigidité du sol due à l'augmentation des pressions interstitielles

**REMARQUE**

*Le programme (présenté ultérieurement) s'inscrit dans ce cadre de réflexion.*

**IV-2-1) CALCUL PAR ELEMENTS FINIS**

**IV-2-1-1) EQUATION DE BASE**

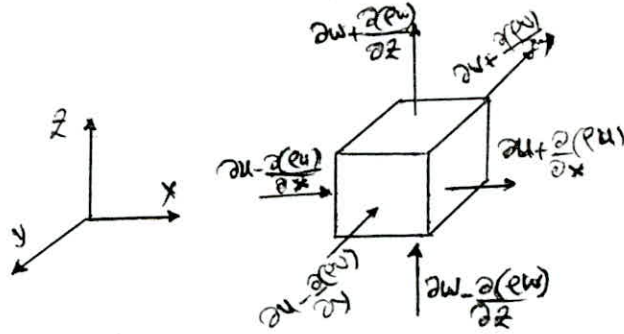
Pour établir l'équation (1) il faudra combiner les deux équations

- l'équation de DARCY
- l'équation de continuité

**a) Etablissement de l'équation de continuité :**

L'équation exprime la conservation de la masse du fluide. L'augmentation de masse pendant un temps ( $\partial t$ ) du fluide contenu dans un volume donné est égal à la différence de masse du fluide qui entre et celle qui sort.

Pour l'établir faisant la balance des masses sur l'élément infénitesimal ci-dessous.



<p>selon X : <math>\left[ (\rho u - \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2}) \mp (\rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2}) \right]</math></p> <p>selon Y : <math>\left[ (\rho v - \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \frac{\Delta y}{2}) \mp (\rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} \frac{\Delta y}{2}) \right]</math></p> <p>selon Z : <math>\left[ (\rho w - \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \frac{\Delta z}{2}) \mp (\rho w + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \frac{\Delta z}{2}) \right]</math></p>	(a)
--	-----

Si l'on admet un flux sortant la variation de la masse (diminution) d'eau est

(b) $-\frac{\partial(\rho \epsilon)}{\partial t} dx \cdot dy \cdot dz$	tel que $\partial \epsilon > 0$	<p><math>\rho</math> : poid volumique du fluide</p> <p><math>\epsilon</math> : porosite</p>
--	---------------------------------	---

En combinant (a) et (b)

$$\text{div}(\rho \vec{v}) = \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = -\frac{\partial(\rho \epsilon)}{\partial t}$$

Comme le fluide est incompressible ( $\rho = \text{constant}$ )

$$\text{div}(\vec{v}) = \frac{\partial(u)}{\partial x} + \frac{\partial(v)}{\partial y} + \frac{\partial(w)}{\partial z} = -\frac{\partial \epsilon}{\partial t}$$

$\vec{v}$ : Vecteur de Vitesse du fluide

où  $\text{div}(\vec{v}) = -\frac{\partial \epsilon}{\partial t}$



l'écoulement est causé par un gradient hydraulique, selon la loi de DARCY

$$\vec{v} = -k \vec{\text{grad}}(\Phi) \quad \Phi : \text{charge totale}$$

$$\rightarrow \text{div} ( k \vec{\text{grad}} \Phi ) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

avec  $\Phi = \frac{U}{\gamma_w}$       U: pression interstitielle provoquant l'écoulement

ou 
$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \text{div} ( k/\gamma_w \vec{\text{grad}}(U) ) \quad (\alpha)$$

b) Etablissement de l'équation (1)

La pression interstitielle (U) regnante dans un élément du sol sous l'action des charges est la contribution d'une pression de dissipation (U<sub>d</sub>) et d'une pression générée (U<sub>g</sub>). Dans un intervalle de temps (dt) on peut écrire :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u_d}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial t}$$

Il apparaît évident de relier le taux de dissipation de pression ( $\frac{\partial u_d}{\partial t}$ ) à un taux de variation du volume  $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$

$$\frac{\partial u_d}{\partial t} = \frac{\partial u_d}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

Le terme  $\frac{\partial u_d}{\partial \varepsilon}$  est le module de compressibilité volumique et qui est l'inverse de la compressibilité (mv); On peut donc écrire  $mv = \frac{\partial \varepsilon}{\partial u_d}$

$$\frac{\partial u_d}{\partial t} = \frac{1}{mv} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

Similairement on peut relier  $\frac{\partial u_g}{\partial t}$  : taux de génération, aux  $(\partial N)$  cycles de contrainte de cisaillement qui avaient eu lieu dans l'intervalle de temps  $(\partial t)$

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$

$$\boxed{\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{mv} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}} \quad (\beta)$$

Si on porte le terme  $\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$  de l'équation  $(\alpha)$  dans  $(\beta)$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{mv} \operatorname{div} (k/\gamma_w \vec{g} \operatorname{grad}(U)) + \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$

ou encore

$$\boxed{\frac{\partial}{\partial x} \left( K_h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_h \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) = mv \left[ \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right]} \quad (2)$$

*c'est l'équation de génération et de dissipation des pressions interstitielles .*

$k_h$  : perméabilité horizontale.

$k_v$  : perméabilité verticale.

$\frac{\partial u_g}{\partial N}$  : taux de génération

$\frac{\partial N}{\partial t}$  : taux caractérisant la fréquence du chargement

Pour pouvoir résoudre l'équation (2) il est impératif d'évaluer les paramètres  $k_h$ ,  $k_v$ ,  $mv$  ainsi que les termes  $\left(\frac{\partial u_g}{\partial N}\right)$ ,  $\left(\frac{\partial N}{\partial t}\right)$ .

d) Détermination des paramètres nécessaires  
de l'équation (1):

d-1) La perméabilité : (K)

La perméabilité est une caractéristique extrêmement variable du sol, cependant il existe des relations approximatives qui lient la perméabilité aux dimensions des grains du sol.

Différents auteurs proposaient des relations, déduites des essais du laboratoire ou in situ.

d-2) La compressibilité : (mv)

Le coefficient de compressibilité est défini par :

$$mv = \frac{d\varepsilon}{d\sigma'}$$

dε : variation volumique  
dσ' : variation de contrainte effective

Des études empiriques ont montré que d'importants facteurs influent sur la compressibilité, tels la dimension des grains, la densité relative du sol, le taux de pression interstitielle atteint au cours de l'essai.

Cependant pour des valeurs petites du taux de pression interstitielle (ru), l'expérience montre que la compressibilité demeure constante quelque soit la valeur des autres facteurs.

Pour (ru) supérieur à 60% la compressibilité est affectée, en particulier pour <sup>les</sup> sables lâches. (figure-1).

On peut résumer ceci par la relation ci-dessous

$$\frac{mv}{mvo} = \frac{e^y}{1+y+(1/2)y^2}$$

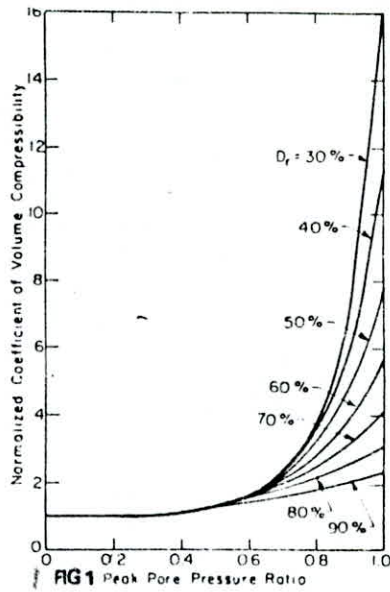
avec  $y = A \cdot ru^B$

$$A = 5(1.5 - Dr)$$

$$B = 3(2)^{2Dr}$$

Dr : densité relative





**REMARQUE**

*La compressibilité ne peut décroître d'une valeur maximale atteinte au cours du chargement*

**d-3) Evaluation de terme  $\frac{\partial u_g}{\partial N}$**

Comme le taux de génération des pressions interstitielles est induit par le seisme, il dépend donc du type d'histoire de contrainte considéré, on peut donc envisagé :

**d-3-1/ Cas d'une histoire uniforme**

A partir d'un essai cyclique (table vibrante) une formule donnant le taux génération des pression interstitielles  $ru = u/\sigma'$  en fonction du nombre de cycles, a été développée par SEED et AL (1975).

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin(N/N_l)^{1/2\theta} \quad (II)$$

$\sigma'$  : contrainte de consolidation

$N_l$  : Nombre de cycles causant la liquéfaction

$\theta$  : Paramètre dépendant du type du sol et des conditions du chargement généralement

on opte pour  $\theta = 0.7$

la figure-2 illustre le type de courbes que l'on obtient expérimentalement.

REMARQUE

La formule précédente est utilisée dans le programme pour générer les pressions interstitielles .

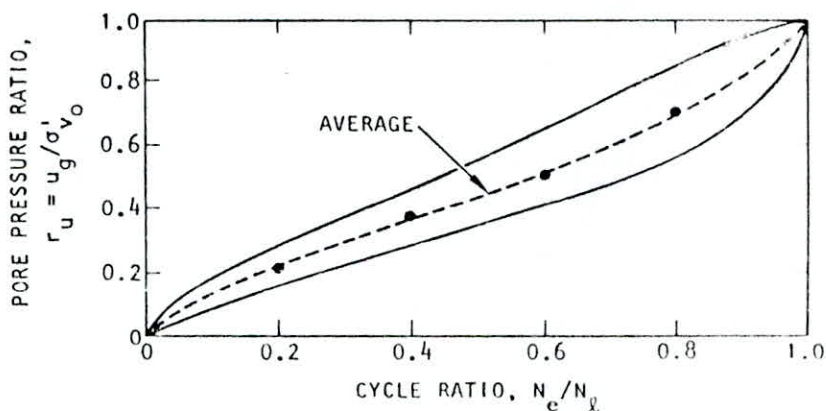
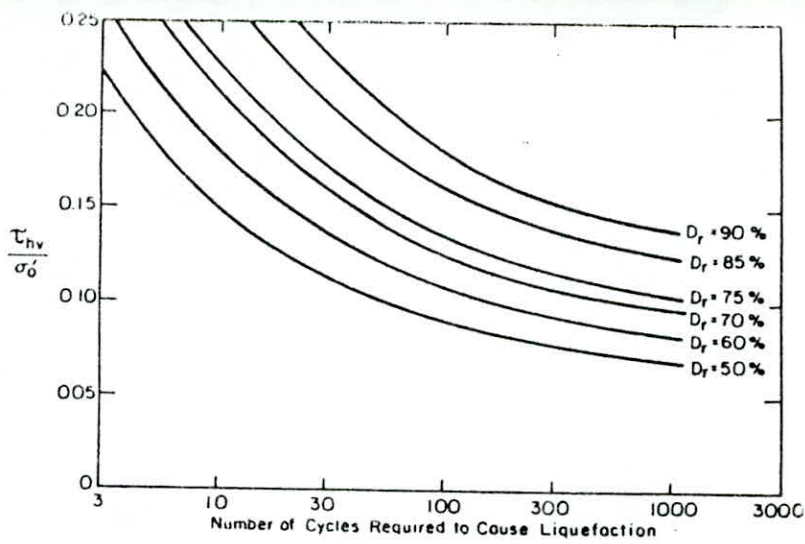


Figure 2 Rate of pore water pressure buildup in cyclic simple shear tests (After DeAlba et al., 1975).

Ainsi le taux de génération  $\frac{\partial u_g}{\partial N}$  est obtenu par une simple derivation

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{1}{x \cdot \theta \cdot N^{\theta}} \frac{1}{\cos x \cdot \sin^{\theta-1} x} \quad \text{avec } x = (\pi/2) \cdot r_u$$

les valeurs de  $N_l$  seront tirées des courbes tel que figure-3.



### d-3-2/ Cas d'une histoire irrégulière

Afin d'évaluer le terme  $\frac{\partial u_g}{\partial N}$  ; En 1980, CHANG a proposé une procédure de calcul qui permet de prendre en compte les chargements non réguliers. Cette procédure consiste à déduire la courbe de génération des pressions interstitielles pour un chargement irrégulier à partir des courbes de chargement régulier.

La méthode stipule le découpage de l'histoire irrégulière en un nombre de paquets de cycles, de niveaux de contraintes ( $\tau_i$ ) relativement constant.

La pression interstitielle évaluée à la fin du chargement est la superposition de surpressions interstitielles calculées en fin de chaque intervalle.

Pour déterminer la pression interstitielle dans les intervalles successifs, CHANG a proposé la relation suivante:

$$N_{eqi+1} = \frac{N_{Li+1}}{N_{Li}} \cdot N_i$$

$N_{eqi}$  : Nombre équivalent de cycles d'un intervalle(i)

$N_{Li}$ : Nombre de cycles causant la liquéfaction.

$N_i$  : Nombre de cycles dans l'intervalle(i).

Graphiquement, il y a lieu de tracer la relation (II) pour le couple de valeurs ( $N_i, N_{Li}$ ). la pression interstitielle est obtenue par une translation des différents tronçons.



\*) EXEMPLE:

Soit l'histoire des contraintes présentée dans la figure-4a  
 Soit U1 la pression d'eau développée à la fin des N1 premiers cycles selon la courbe (1), L'augmentation de la pression interstitielle due à la deuxième tranche de cycles est représentée dans la figure-4 par le tronçon de courbe A' B'. Pour avoir la pression générée à la fin du seisme, il suffit de translater horizontalement la courbe A' B' de manière à faire coïncider le point A' avec le point A.

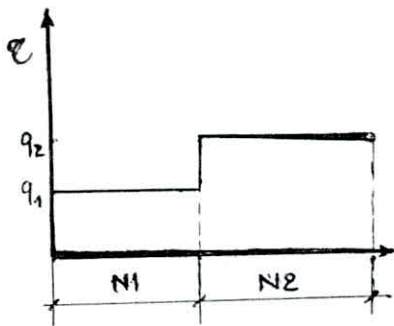


fig-4a

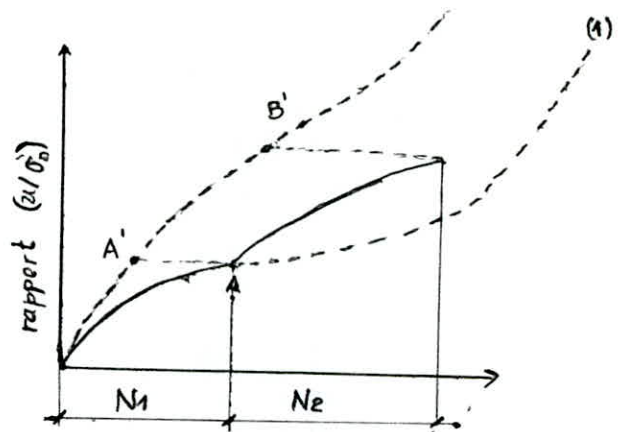


figure-4

d-4) Evaluation du terme  $\frac{\partial N}{\partial t}$

L'histoire des contraintes, comme il a été mentionné, est irrégulière, du fait des difficultés pratiques reproduire un tel chargement aux laboratoires; il est donc nécessaire d'exprimer  $\frac{\partial N}{\partial t}$  par un nombre de cycles réguliers ( $N_{eq}$ ), qui a eu lieu dans la durée du séisme ( $T_d$ ) ainsi:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{T_d}$$

#### IV-2-1-1) Discrétisation de l'équation (2) en E.F

##### a) Présentation Generale de la M.E.F :

Dans la nature tous les phénomènes sont régis par une équation différentielle appropriée, dont la résolution est faite soit analytiquement où numériquement. L'avènement de l'outil Informatique (Ordinateur) et ses performances qu'elles n'ont cessé d'évoluer (temps et masse de calcul réduites); a fait que l'usage des méthodes analytiques recule de plus en plus.

Ainsi le M.E.F est l'un des procédés de résolution numérique qui s'applique aux problèmes invariants où dépendant du temps, linéaire où non, à un seul, 2, 3 dimensions.

Le principe de cette méthode consiste à utiliser une approximation nodale de la solution cherchée  $\{U\}$  suivant la démarche suivante :

- 1) Identifier un ensemble de sous domaines dits éléments, Cette discrétisation dépend de la forme du domaine considéré volume ou surface et de l'état de charge qu'il subit, Divers éléments sont utilisés (rectangulaires, triangulaires.).
- 2) Définir pour chaque sous-domaine ( $V_e$ ) une approximation nodale  $U_e(x)$ , tel que :

$$U_e(X) = [P(X)] \cdot \{U\}_e$$

avec  $X = f(x, y, z)$   
 $x, y, z$  : coordonnées  
d'un pt (noeud)

$U\}_e$  : Variable nodale (déplacement, pression interstitielle...)

$[P(x)]$ :matrice contenant la fonction de forme, qui généralement se présente sous forme de polynôme.

Cette fonction de forme doit refléter (fidèlement), autre que l'état de la solution ( linéaire, quadratique); les conditions de continuité sur l'élément et entre les différents sous-domaines.

D'une façon explicite, une forme différentielle est de la forme

$$\begin{array}{l}
 R(U) \equiv LU + fv \equiv 0 \\
 + \\
 \text{Conditions aux limites}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 L : \text{Opérateur différentiel} \\
 U : \text{Paramètre Inconnu} \\
 fv : \text{Vecteur sollicitation}
 \end{array} \right\} \quad (I)$$

La recherche de la solution (I) est équivalent à minimiser la fonction  $R(U)$  et pour cela, la méthode des résidus, stipule une discrétisation de la forme intégrale de (I) tel que :

$$\boxed{W = \sum_{i=1}^m W_i} \quad \text{avec} \quad W_i = \int_{V_e} \psi \cdot R(U) \cdot dV_e \quad \exists \psi$$

+

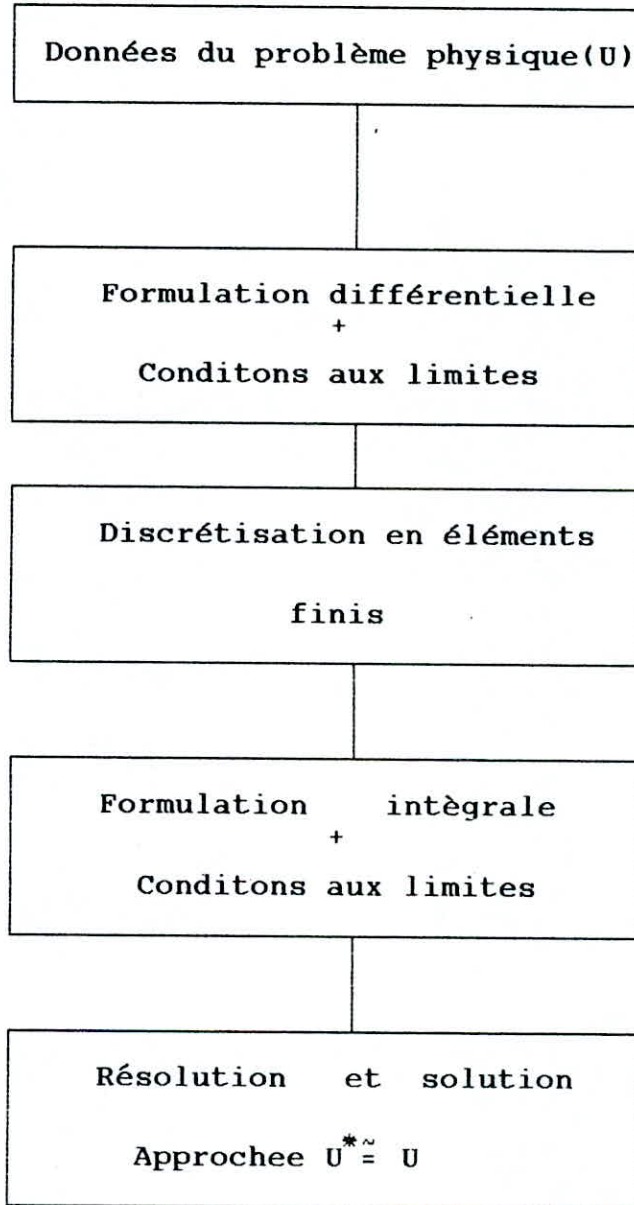
(conditions aux limites)

Le choix de la fonction  $\psi$  mène à une méthode appropriée (GALEAKINE, collocation par point, moindre carré, RITZ) notons que la plus utilisée est celle de GALERKINE ( $\psi = \partial u$ ).

En fin toutes ces méthodes conduisent à la résolution d'un système algébrique dont la résolution donne l'inconnu nodal (U) en utilisant une méthode numérique tel que la méthode de GAUSS où CHOLESKI..



ORGANIGRAMME GENERALE POUR LA RESOLUTION  
D'UN PROBLEME SCIENTIFIQUE  
PAR M. E. F



b) Formulation en ELEMENTS FINIS DE l'équation<sup>(2)</sup>

L'action sismique (dans notre cas) induit dans l'eau des pores un accroissement des pressions interstitielles, dont l'évolution dans le temps et dans l'espace est resumée par la forme différentielle (2), Ainsi si on considère un élément ( $V_e$ ), d'une masse de sol, alors toute solution approchée de la forme différentielle (2) verifiant les conditions aux limites dans toute la masse du sol (condition de drainage) doit impérativement être verifiée pour chaque élément ( $v_e$ ).

La forme intègrale: si on opte pour la méthode de GELERKINE ( $\psi = \partial u$ ) est :

$$\int_{V_e} \frac{1}{\gamma_w} [\nabla \partial u]^t \cdot [K] \cdot [\nabla u] \cdot dv_e + \int_{V_e} m v_s \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) \cdot dv_e = 0 \quad (\gamma)$$

$\partial u$  : excès de pression interstitielle ( $\partial u = 0$  pour la surface libre)

La formulation matricielle de ( $\gamma$ ) aboutit à un système d'équations algébrique local de la forme :

$$\{\partial u\}_e \left[ [A]_e \cdot [u]_e + [D]_e \cdot \left( \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_e - \{\phi\}_e \right) \right] = 0 \quad (\mu)$$

avec  $\{\partial u\}_e^t, \{u\}_e, \{\phi\}_e$  désignent les valeurs nodales des vecteurs  $\partial u, u, \phi$  respectivement

La relation ( $\mu$ ) étant verifiée  $\forall \{\partial u\}_e \rightarrow$

$$[A]_e \cdot [u]_e + [D]_e \cdot \left( \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_e - \{\phi\}_e \right) = 0$$

En fin la contribution de chaque élément du sol donne le système d'équations global

$$\boxed{[A] \{U\} + [D] (\dot{\{U\}} - \{\varphi\}) = 0} \quad (7)$$

c) Expression GENERALE DES MATRICES : [A]<sub>e</sub> , [D]<sub>e</sub>

c-1) Expression de [A]<sub>e</sub> :

Soit l'approximation nodale sur l'élément (V<sub>e</sub>)

$$\{U\} = [P(X)] \cdot \{U\}_e \quad \{U\}_e : \text{pression interstitielles dans les noeuds de l'élément (V<sub>e</sub>)}$$

Avec

$$\begin{aligned} \partial u &= [P(X)] \cdot \partial \{U\}_e \\ \nabla u &= [\nabla P(X)] \cdot \{U\}_e \\ \nabla \partial u &= [\nabla P(X)] \cdot \partial \{U\}_e \end{aligned}$$

$$\text{soit } I_1 = \int_{V_e} \frac{1}{\gamma v} [(\nabla P(X) \cdot \partial \{U\}_e)^t] \cdot [K] \cdot [\nabla P(X)] \cdot \{U\}_e \, dv_e$$

$$I_1 = \partial \{U\}_e^t \int_{V_e} \frac{1}{\gamma v} [(\nabla P(X))]^t \cdot [K] \cdot [\nabla P(X)] \, dv_e \cdot \{U\}_e$$

$$\Rightarrow \boxed{[A]_e = \int_{V_e} \frac{1}{\gamma v} [(\nabla P(X))]^t \cdot [K] \cdot [\nabla P(X)] \, dv_e}$$

une expression explicite pour un élément triangulaire est présenté à l'ANNEXE (A)



c-2) Expression de [D] :

$$\varphi = \frac{\partial u}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad \rightarrow \quad \varphi = [P(X)] \cdot \frac{\partial \{U\}_o}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$

$$\text{avec } \{\psi\}_o = \frac{\partial \{U\}_o}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t}$$

$$\varphi = [P(X)] \cdot \{\varphi\}_o \quad \text{et} \quad \dot{\{U\}} = [P(X)] \dot{\{U\}}_o$$

$$\text{soit } I_2 = \int_{v_o} \frac{\partial u}{\partial v} m v^3 \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \varphi \right) dv_o$$

$$I_2 = \partial \{U\}_o^t \left[ \int_{v_o} [P(X)]^t \cdot m v^3 \cdot [P(X)] dv_o \right] \cdot (\dot{\{U\}}_o - \{\psi\}_o)$$

$$\rightarrow \boxed{[D]_o = \int_{v_o} [P(X)]^t \cdot m v^3 \cdot [P(X)] dv_o}$$

notons qu'une expression plus pratique est donnée dans l'Annexe (A)

d) Intégration de l'équation (η)

En utilisant une forme plus générale des différences finies dans l'intervalle de temps  $[t, t+dt]$ , l'équation (η) :

$$\boxed{[A]. (\beta \{U\}_{t+dt} + \alpha \{U\}_t) + [\bar{D}] \cdot \left( \frac{\{U\}_{t+dt} - \{U\}_t}{dt} \right) \{\bar{\Psi}\} = \{0\}}$$

$$\text{avec } \alpha + \beta = 1$$

$[\bar{D}], \{\bar{\Psi}\}$  désignent les valeurs moyennes de  $[D], \{\psi\}$  dans l'intervalle de temps  $[t, t+dt]$ .

Pour différentes valeurs de  $\alpha$  plusieurs méthodes se présentent

$\alpha = 0,5 \longrightarrow$  GRANK MICHELSON  
 $\alpha = 2/3 \longrightarrow$  GALERKINE  
 $\alpha = 1.0 \longrightarrow$  EULER

Dans le programme on considère la valeur de  $\alpha = 0.5$  pour l'intégration de l'équation (\*).

En fin le système d'équation à résoudre est :

$$(\beta dt [A] + [D]) \cdot \{U\}_{t+dt} = \{b\}$$

(\*)

$$\{b\} = [D] (\{U\}_t + \{\Psi\} \cdot dt) - \alpha \cdot dt \cdot [A] \cdot \{U\}_t$$

tel que  $[D] = [D](U)$

$\{\phi\} = \{\phi\}(U)$

par conséquent les deux membres de l'équation dépendent de la pression interstitielle (U).

Pour un (dt) vérifiant les conditions de stabilité de l'intégrale. Le système (\*) est en général non-linéaire et un processus itératif est utilisé, en tenant compte des conditions aux limites, pour l'obtention de la solution finale.

#### IV-2-1-3) Description générale du programme "LASD"

Le programme permet de suivre l'évolution des pressions interstitielles sous une action sismique (génération et/ou dissipation). il est écrit en FORTRAN 77.

Le programme épuise 18 sous-routines, dont la principale fonction de chacune est décrite dans FIG-1 ; il comporte 3 phases essentielles énumérées comme suit:

- a) Lecture des données nécessaires.
- b) Préparation des différentes matrices (perméabilités, compressibilités) nécessaires pour la résolution.
- c) Résolution du système algébrique par un procédé itératif.
- d) Sortie graphique et éventuellement sur imprimante de certains résultats.

Le programme considère deux cas d'histoire de contrainte (uniforme, irrégulière), et peut évaluer les pressions interstitielles pour des répliques qui surviennent après un temps (t) d'une secousse principale.

notons que la susceptibilité d'un sol à se liquéfier est déduite en normant les pressions interstitielles générées par les contraintes effectives correspondantes.

a) Lecture des données :

Les données sont disposées dans un fichier et dans l'ordre de lecture.

a-1) Lecture du titre du problème et des options :

Mise à part, la lecture du titre qui est optionnel, les autres options sont pour indiquer :

- Titre de Problème à traiter (écoulement plan, radial)
- L'état de compressibilité du sol (variable, constante)
- Existence ou non des répliques.
- L'état de l'histoire des contraintes de cisaillement.  
(uniforme, variable)

REMARQUE

Dans le programme ces options seront lus à partir d'un menu affiché à l'écran, comme présenté à la figure-1

Ces options sont contenues dans des entités entières

exemple : [POPT = 1 ↔ (Problème plan)]

Écoulement

Compressibilité

Histoire

Réplique

- Variable  
- Constante

Flèches => déplacer  
Return => choisir



### a-2) Lecture des caractéristiques des noeuds :

Les coordonnées des noeuds, les contraintes effectives, les Nombres de cycles causant le liquéfaction, condition de chargement sont lus et stockés dans des vecteurs X(i), Y(i), N1(i), SP3(i), TETA(i) respectivement.

Si l'histoire des contraintes est irrégulière on peut aisément ajouter pour chaque noeud ; les caractéristiques de l'histoire des contraintes : Nombre d'intervalles de subdivision de l'histoire de contraintes, le Nombre de cycles, le nombre de cycles causant le liquéfaction pour le niveau de contrainte ( $\tau_i$ ) que l'on stockera NINT, T(NINT,N), NI(NINT,N), N1(NINT,N) pour chaque noeud (N).

Les nombres de cycles nécessaires pour la liquéfaction sont tirées des courbes établies expérimentalement.

#### \* ) Formulation numérique d'un chargement irrégulier

Après avoir fait la lecture des caractéristiques de l'histoire des contraintes . la pression interstitielle due à l'action du premier tronçon des histoires de contraintes en chacun des noeuds est évaluée en prenant des histoires de contraintes uniformes caractérisées par :

$N_{oq} = N_l$	$N_l$ : Nombre de cycles dans le $l^r$ tronçon.
$TD = TD_l$	$TD_l$ : Durée du $l^o$ tronçon pour le noeud(i).

Similairement, pour les autres tronçons on utilise pour le calcul de  $N_{oq}$ , la formule de CHANG évoquée précédemment, cette tâche est réalisée par la subroutine CHANGE.

### a-3) Lecture des caractéristiques des éléments

Les Connectivités , la perméabilité dans les deux sens (x,y), la compressibilité initiale, la densité relative sont lues et stockées respectivement N(IE,4), PER(IE,2) MVO(IE), Dr(IE) pour chaque élément (IE). L'élément adopté pour la discrétisation est rectangulaire à 4 noeud.

#### a-4) Lecture des conditions aux limites :

Les noeuds dont la pression interstitielle est nul sont lus dans le vecteur IBC(N). Généralement il s'agit des noeuds rencontrés sur la surface libre.

La séquence d'instructions nécessaire pour l'introduction des conditions aux limites, par la méthode l'unité à la diagonale, avec le stockage de la matrice en bande est présentée à L'ANNEXE (A).

#### a-5) Lecture des caractéristique du seisme :

L'action du seisme étant assimilée à un Nombre de cycle équivalent ( $N_{eq}$ ) dans une durée ( $T_d$ ). s'il s'agit d'une histoire de contrainte irrégulière il y a lieu de lire uniquement la durée du seisme.

Si une réplique existe, ces caractéristiques, qui sont sa durée ( $TR$ ), le nombre de cycles équivalent ( $N_{eq}$ ), où les caractéristiques des histoires de contraintes de chaque noeud dans le cas d'un chargement irrégulier; sont lus, et utilisés comme nouveaux paramètres. Cette tâche est réalisée par le biais des sousroutines "NOEUD", "SEISME",

Eventuellement les valeurs du nombre de cycles causant la liquéfaction, <sup>sont lus</sup> car l'accélération du seisme peut varier.

#### a-6) Lecture des paramètres d'intégration :

Il s'agit de l'incrément du temps  $dt$ , Nombres de pas correspondant à la durée du seisme et d'un temps de visualisation des pressions interstitielles.

Le choix de l'incrément du temps  $dt$  conditionne la stabilité de la méthode d'intégration choisie

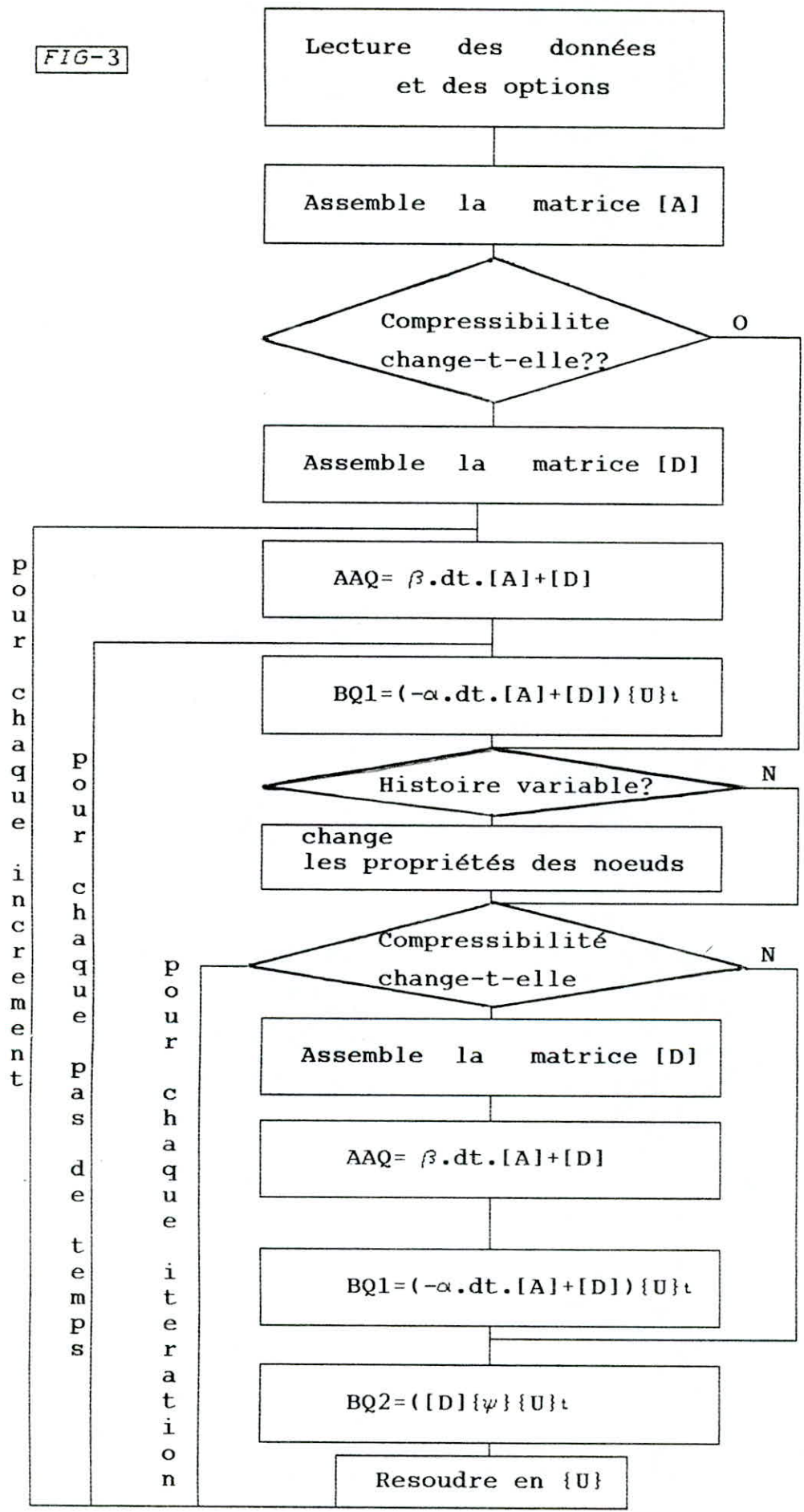
b) Les tâches des différentes sous-routines

TITRE	Titre du problème et options
NOEUD	Caractéristiques des nœuds
ELEM	Caractéristiques des éléments
CONLIMIT	Conditions aux limites
SEISME	Caractéristiques du seisme
TCALCUL	Increment, nbre de pas, temps d'afficher
PERMEABILITE	Matrice de perméabilité globale
TRIANGLE	Matrice de perméabilité d'un triangle
COMPRESSIBILI	matrice de compressibilité globale
COMP	Change la valeur courante de (mv)
PREMIERE	L'estimation initiale de $(\psi)_e$
SECONDE	Idem avec une pression moyenne
ASSAAQ	Assemble $[AAQ] = \alpha \cdot dt \cdot [A] + [D]$
ASSBQ1	Assemble $\{BQ1\} = (-\alpha \cdot dt \cdot [A] + [D]) \{U\}_t$
ASSBQ2	Assemble $\{BQ2\} = [D] \cdot \{\psi\} \cdot \{U\}_t$
BANDE	Calcul de la largeur de la bande (IBW)
CHANGE	Change les caractéristiques des nœuds
GAUSSBANDE	Résolution de $[AAQ] \cdot \{U\} = \{BQ1\} + \{BQ2\}$

FIG-2



FIG-3





### c) Déroulement des séquences essentielles de calcul

La trace du programme est éclaircie par l'organigramme figure-3 et qui illustre les séquences importantes de calcul

- l'assemblage des entités élémentaires tels que  $[A]_e, [D]_e, \{\psi\}_e$   
e:élément quelconque.
- résolution du système pour l'obtention de l'évolution des pressions interstitielles.

#### c-1) Assemblage des entités élémentaires

Les valeurs des matrices élémentaires  $[A]_e, [D]_e$  sont données dans l'annexe(A). Comme chaque noeud est caractérisé par une seule variable nodale (un seul degré de liberté où une pression interstitielle). L'assemblage dans la matrice globale est automatique puisqu'il occupe le même ordre dans sa matrice ainsi que dans la matrice globale.

$$[k]_{IJ}^G = [k]_{IJ}^G + [k]_{ij}^e \quad I=i \text{ et } J=j$$

$[k]_{IJ}^G$  :entité globale ( $[A]$  ou  $[D]$  )

$[k]_{ij}^e$  :entité local ( $[A]_e$  ou  $[D]_e$ )

#### REMARQUE

Comme la matrice  $[D]$  est diagonale, il est préférable de la stocker dans un vecteur  $\{D\}$ .

#### c-1) Calcul de $\{\psi\}_e$

$\{\psi\}_e$  utilise la fonction génératrice des pressions interstitielles. Pour la 1<sup>er</sup> itération elle est calculée en fonction de la pression interstitielle courante  $\{ult\}$ , puis une valeur moyenne de la pression interstitielle est utilisée pour d'autres itérations.

Exemple:

si  $\hat{u}$  est solution de  $[AAQ][u]=[u]$  alors  
 $[u]_t = ([u]_t + \hat{u})/2$  est utilisé pour estimer  $\{\psi\}$ .

c-3) Resolution

L'équation régissant l'évolution des pressions interstitielles est non-linéaire, la compressibilité est influencée par la pression interstitielle ainsi que par la densité relative.

Ainsi on utilise une méthode de résolution dite pas à pas où l'historique de la réponse est divisée en courts incréments de temps égaux entre eux, la réponse (pression interstitielle) dans chaque increment est calculée par un système linéaire ayant les caractéristiques du début de l'intervalle; à la fin de l'intervalle les caractéristiques seront modifiées conformément à l'état des pressions interstitielles à cet instant.

L'étude non-linéaire est donc effectuée par une suite d'études de systèmes linéaires successifs .

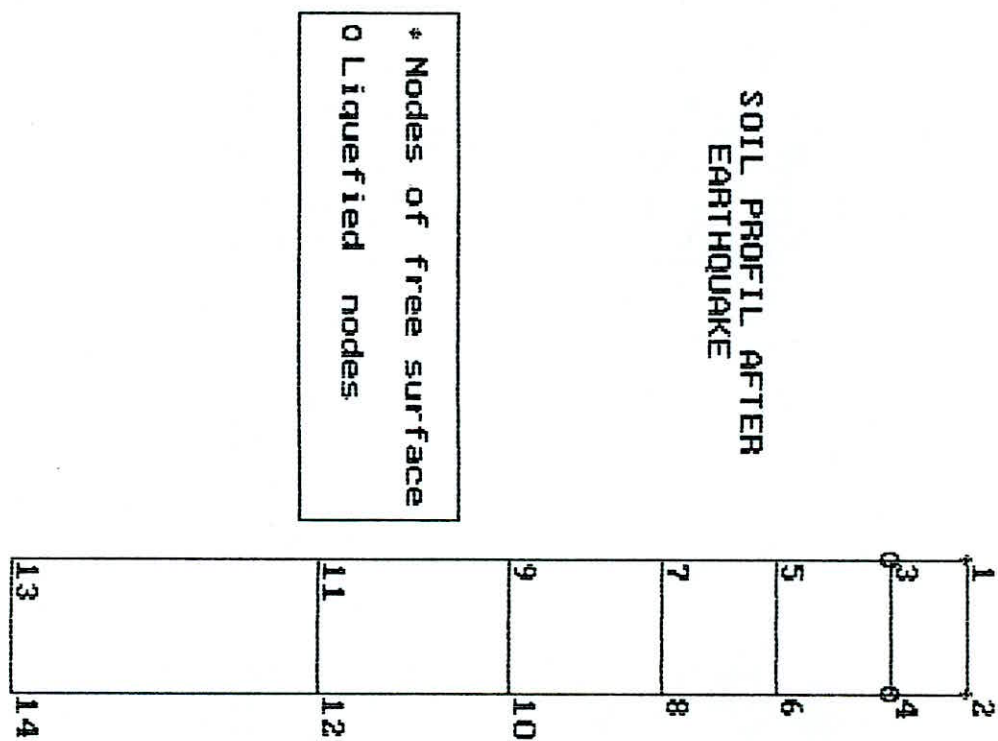
Dans les calculs, pour éviter l'apparition d'une boucle infinie . On est contraint d'utiliser un test de convergence, qui consiste à limiter le nombre d'itérations (ITA) où bien admettre une tolérance (DIFFA), tel que la différence entre deux valeurs successifs du taux de pression interstitielle ne doit en aucun cas être inférieure à (DIFFA).

En fin notons que la méthode de résolution des systèmes linéaires assemblés est l'élimination de GAUSS avec la matrice [AAQ] stockée en bande; d'ou gain d'espace memoire et une vitesse d'exécution relativement améliorée.

d) Sortie graphique

*Le programme est doté d'une possibilité de sortie graphique tel l'exécution est achevée par la visualisation du profil*

de sol étudié avec l'information sur l'état des noeuds après le séisme, et éventuellement une sortie sur imprimante, la figure-3 illustre l'exemple ultérieurement présenté.



RESULTATS ET APPLICATIONS



#### d-1) test de la fiabilité du programme "LASD"

pour pouvoir exploiter le programme à des fins pratiques telles que :

- 1) L'effet d'une histoire irrégulière.
- 2) L'effet d'une réplique intervenant après un temps (t).
- 3) L'effet de drainage.

IL est nécessaire de tester la fiabilité du programme, en comparant nos résultats avec ceux obtenus par le professeur SEED (programme GADFLEA), pour le même exemple traité.

Les données nécessaires de cet exemple sont représentées sur la figure-1, il sera utilisé pour les applications ci-dessus.

- Les grandeurs sont exprimées en unités anglo-saxonnes
- Le maillage est composé de six éléments à (14) noeuds,
- la valeur de ( $\theta$ ) est égale à (0.7).
- Comme le sol est homogène, on considère une largeur du profil égale à 1 ft = 0.305 m.

- La perméabilité = 0.000328 psf ( $10^{-2}$  cm/s)

- La compressibilité initiale est estimée à  $10^{-6}$  psf

Notons que le calcul est conduit avec une compressibilité variable.

- l'action sismique est assimilée à ( $N_{\text{eq}}=30$  cycles,  $T_d=30$  s)

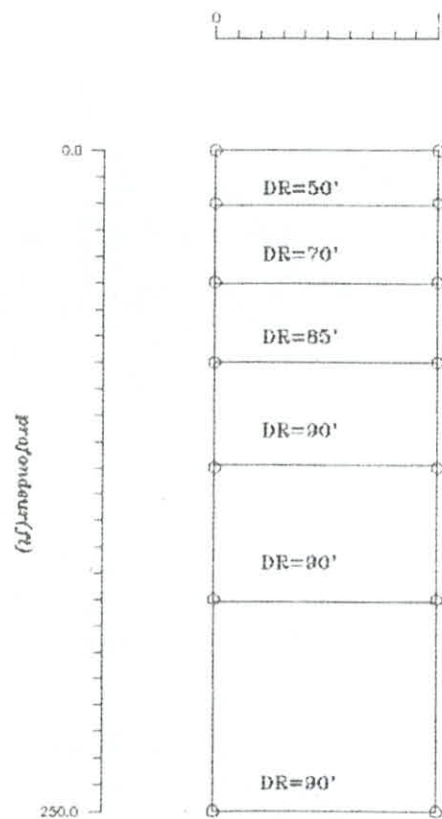
Le processus de génération étant plus rapide que celui de la dissipation, il est donc nécessaire de prendre deux increments différents tels que :

phase génération = 1 seconde

phase dissipation = 6 seconde

Le temps d'affichage dans les deux phases est de six secondes, les résultats sont présentés ci-après.

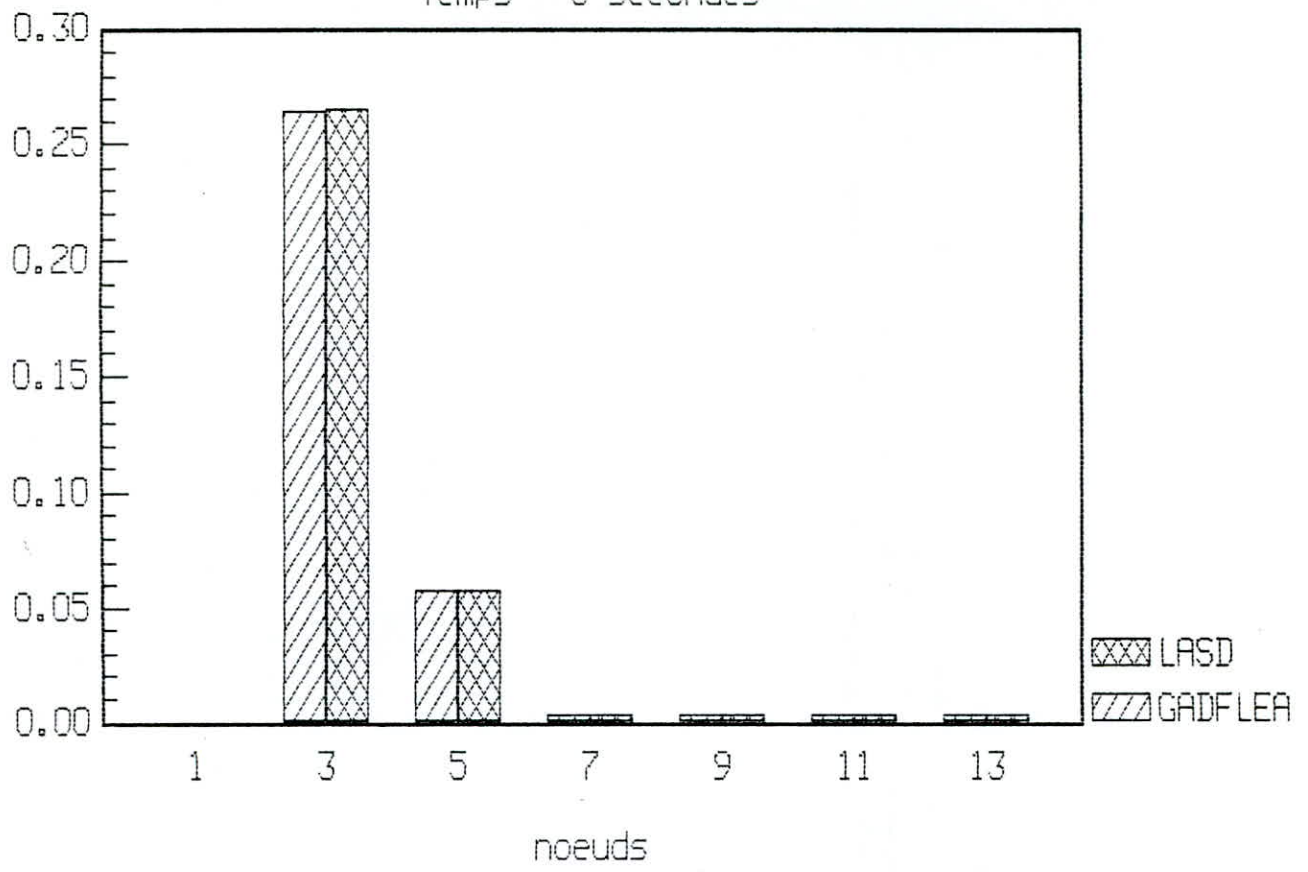
FIG-1 DONNEES DE L'EXEMPLE



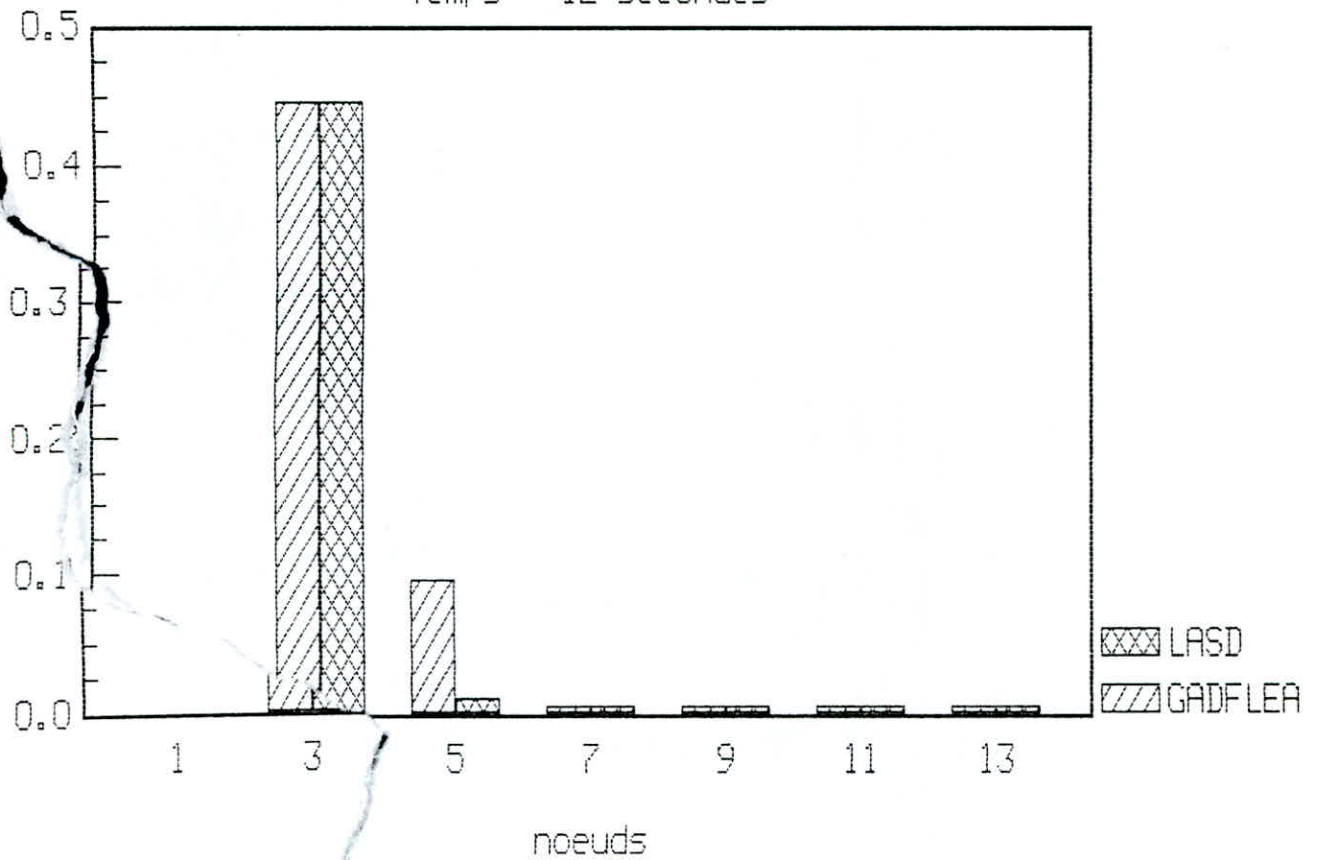
$K=1E-2$  cm/sec  
 $mv=1E-6$  ft/ib

Contrainte effective (Ibs/ft <sup>2</sup> )	Nombre de cycles causant la liquéfaction
0.001	55
952	20
2380	170
3808	5500
5712	10000
8092	10000
11900	10000

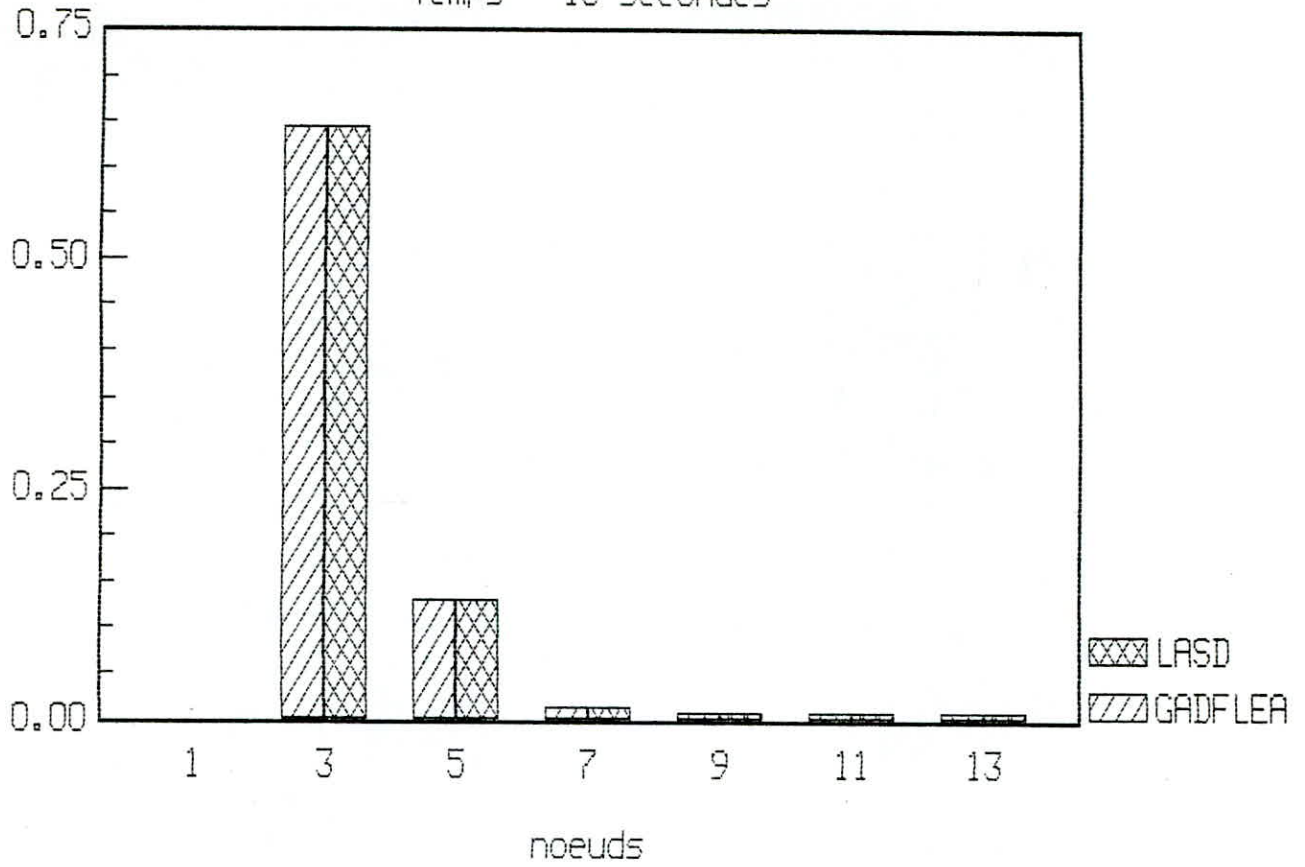
Temps = 6 secondes



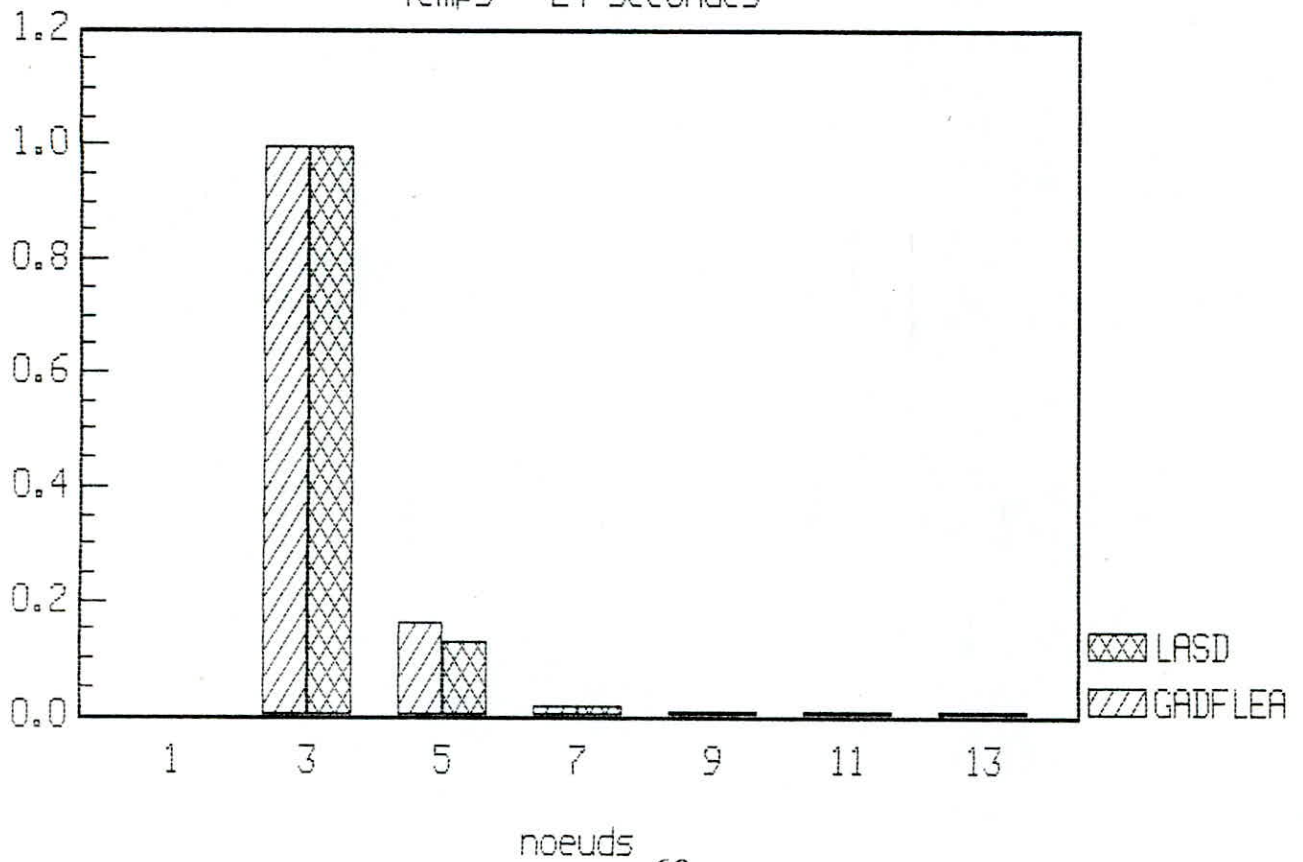
Temps = 12 secondes



Temps = 18 secondes

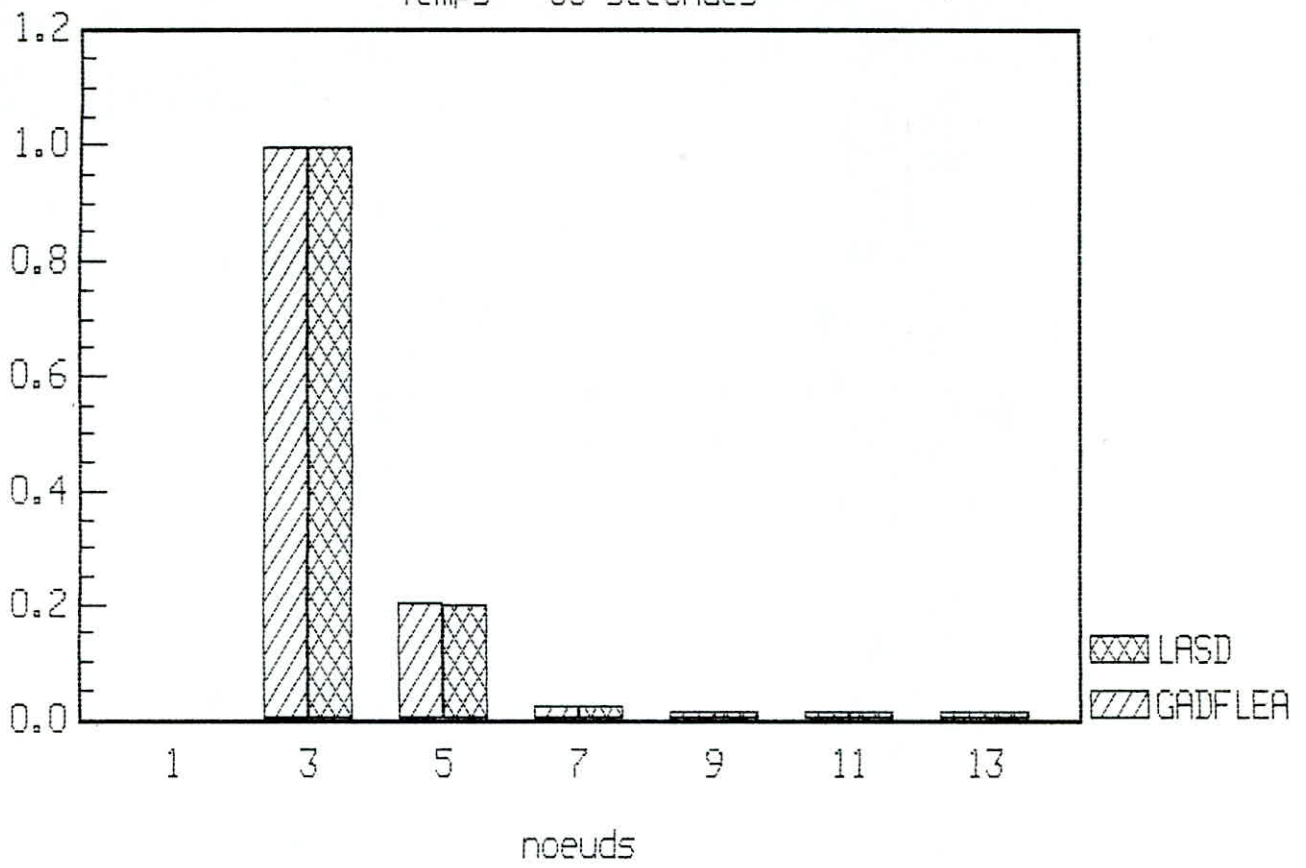


Temps = 24 secondes

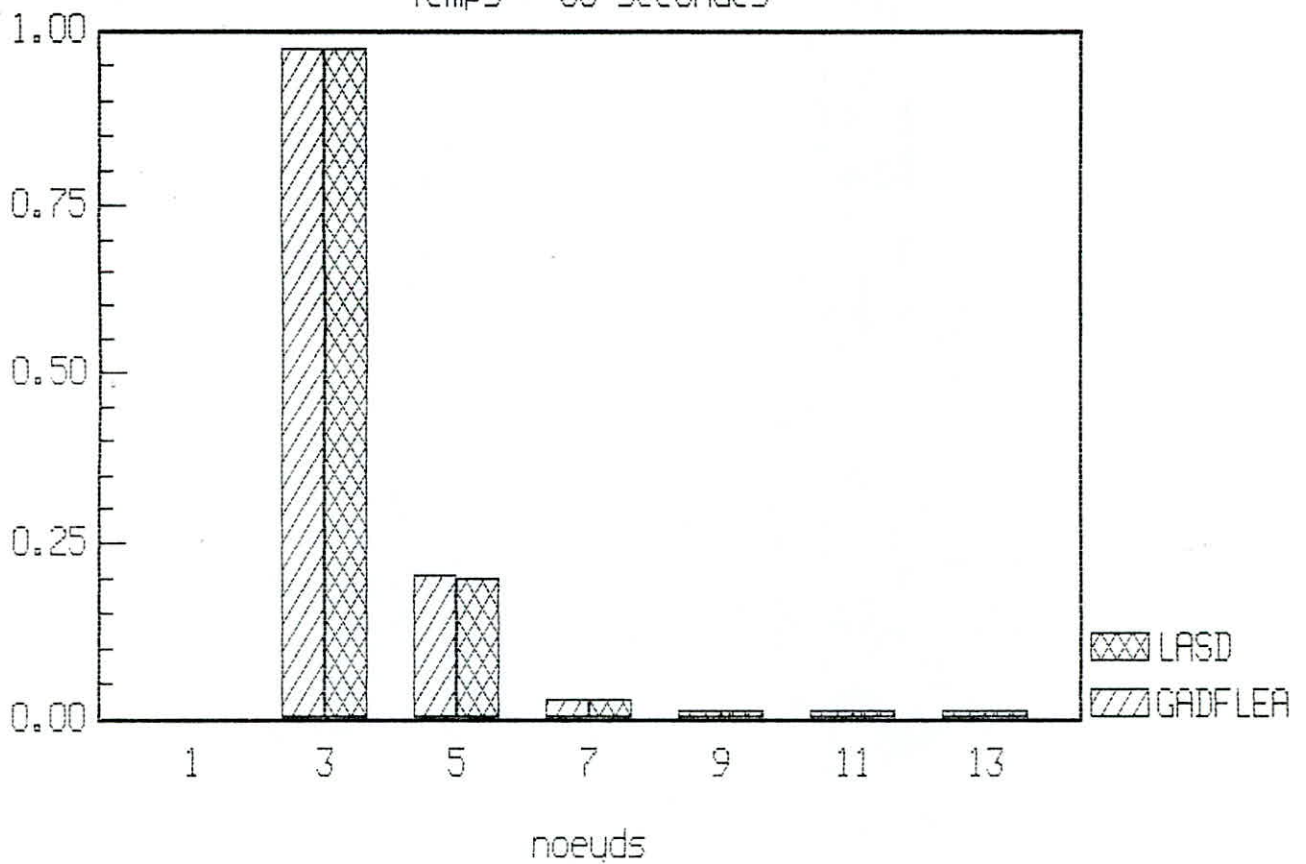




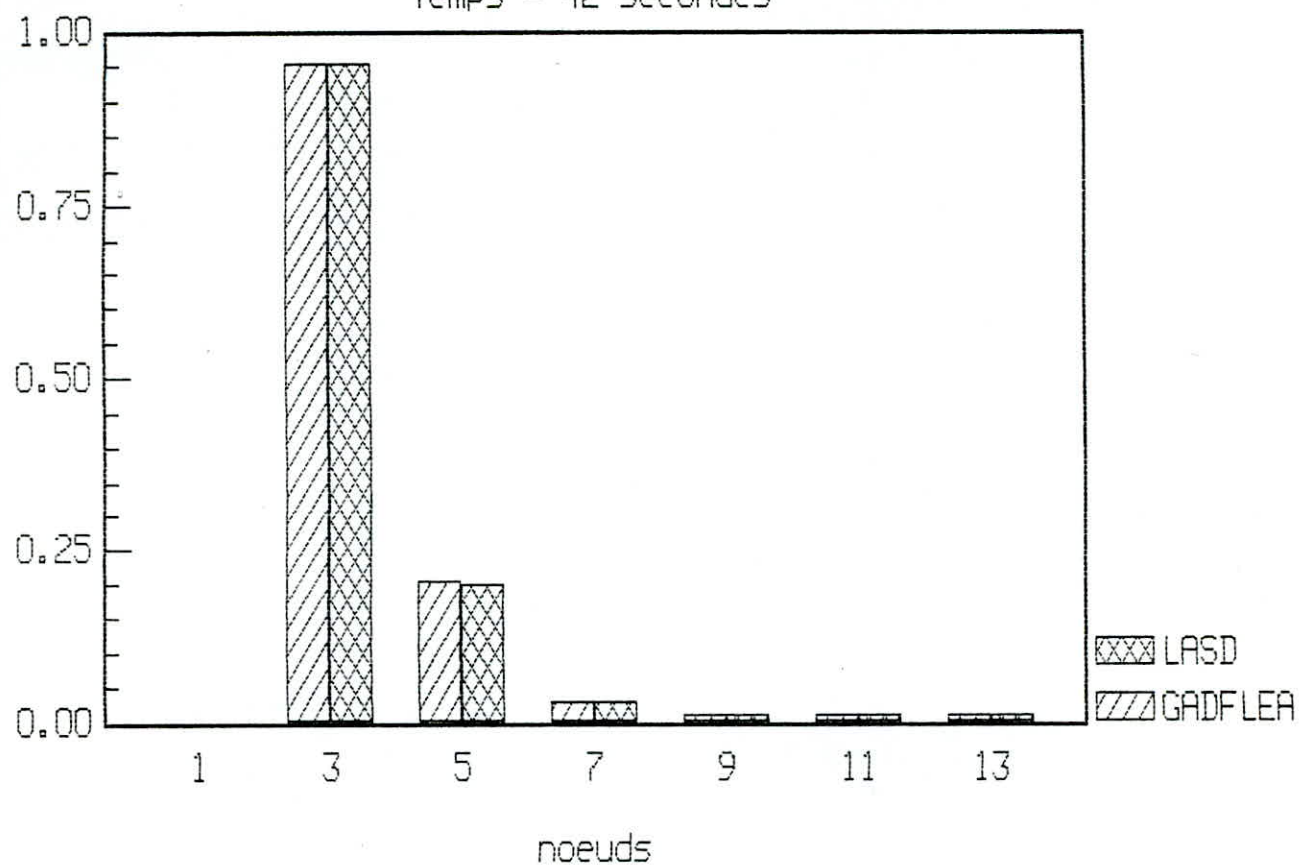
Temps = 30 secondes



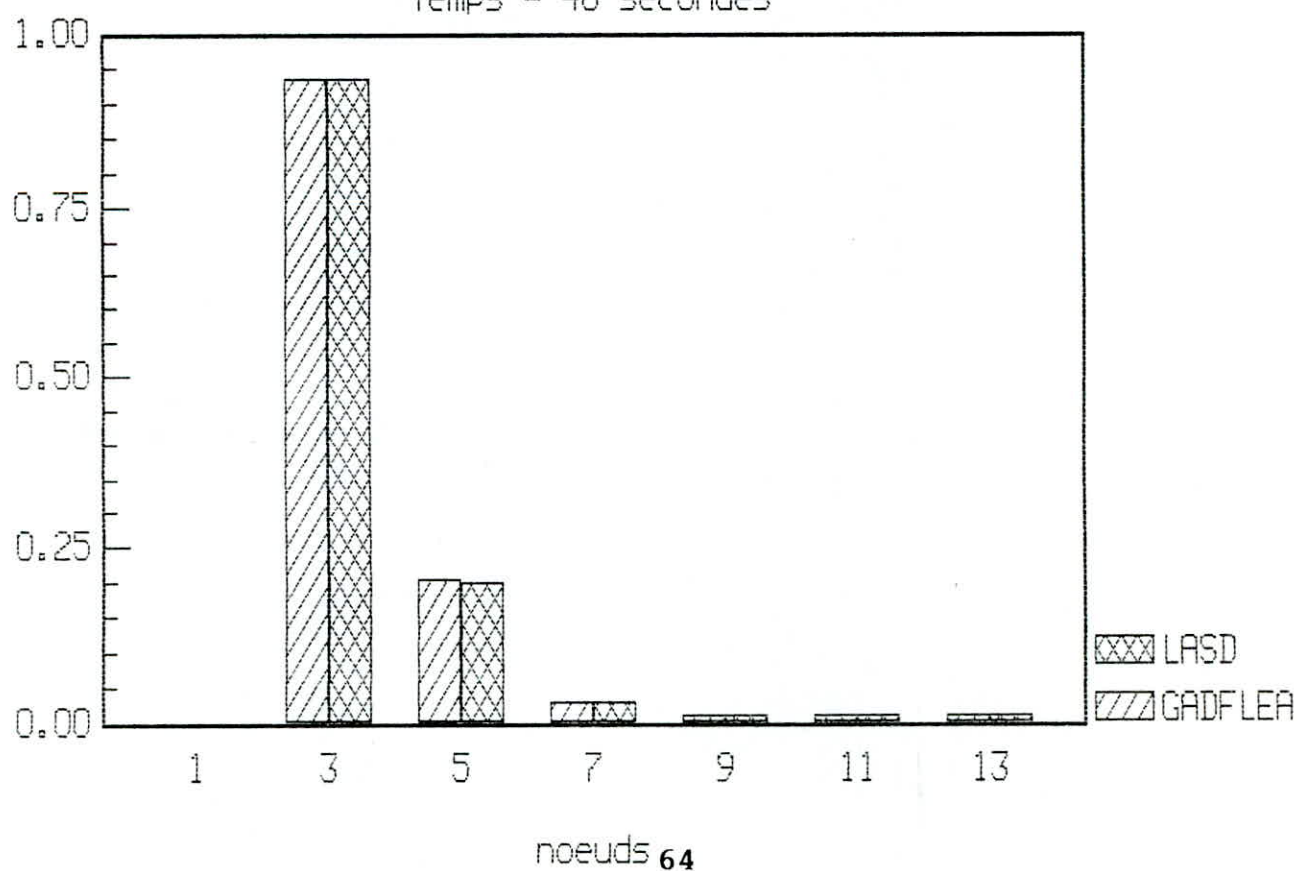
Temps = 36 secondes



Temps = 42 secondes



Temps = 48 secondes



noeuds 64

Nous constatons que la liquéfaction a eu lieu dans les noeuds (3) et (4), après (24) secondes et demeurent ainsi jusqu'à la fin de seisme. Au delà c'est la dissipation qui se manifeste.

**d-1-1) L'effet de l'irrégularité de l'histoire des contraintes**

Pour cela, on considère une histoire irrégulière fictive, supposée constante le long du profil de sol :

$t_i$	5	15
$N_i$	3	5
$N_{Li}$	20	80

$t_i$ ,  $N_i$ ,  $N_{Li}$  : la durée, le nombre de cycles, le nombre de cycles causant la liquéfaction.

il est évident, que la théorie du nombre équivalent de contrainte moyenne  $\tau_{av} = 0.65 \tau_{max}$ , donnera la même valeur de surpression interstitielle finale, en intervertissant l'ordre d'application des deux paquets de cycles.

Par contre, la théorie de CHANG utilisée par le programme pour cette exemple, nous montre bien que l'irrégularité de l'histoire (permutation de l'ordre d'application) a un effet significatif sur l'allure des courbes ainsi que sur la valeur finale de la pression interstitielle, comme l'illustre la figure-2

□□□□ chargement irregulier  
△△△△ chargement inverse

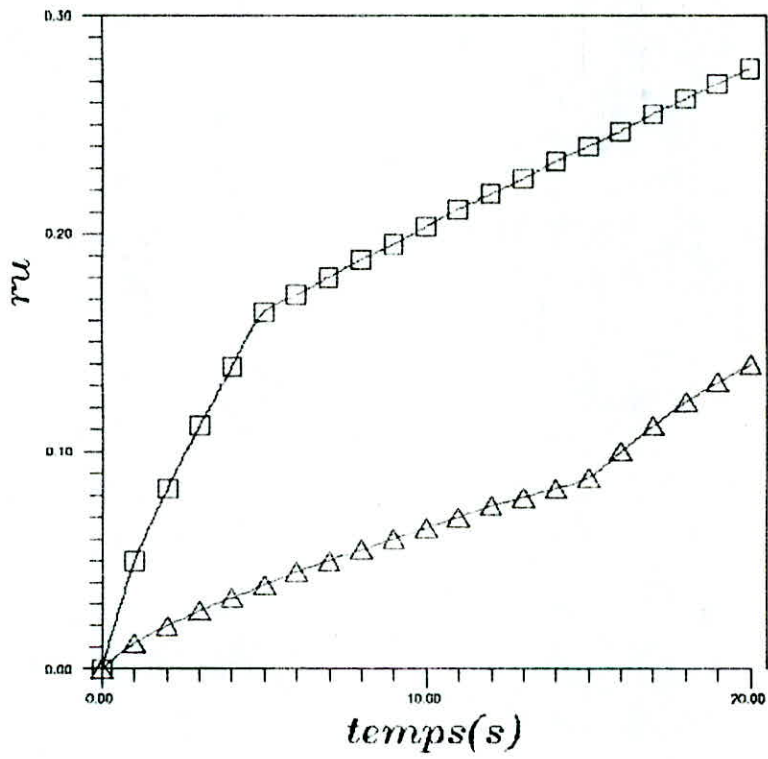


figure-2



### d-1-2) L'effet d'une réplique

Nous avons considéré le cas d'une réplique intervenant après la secousse principale, comme la dissipation est très lente (voir résultats du programme), on a pu constater qu'une réplique peut présenter un effet aussi important que la secousse principale (figure-3) sur l'évolution des pressions interstitielles.

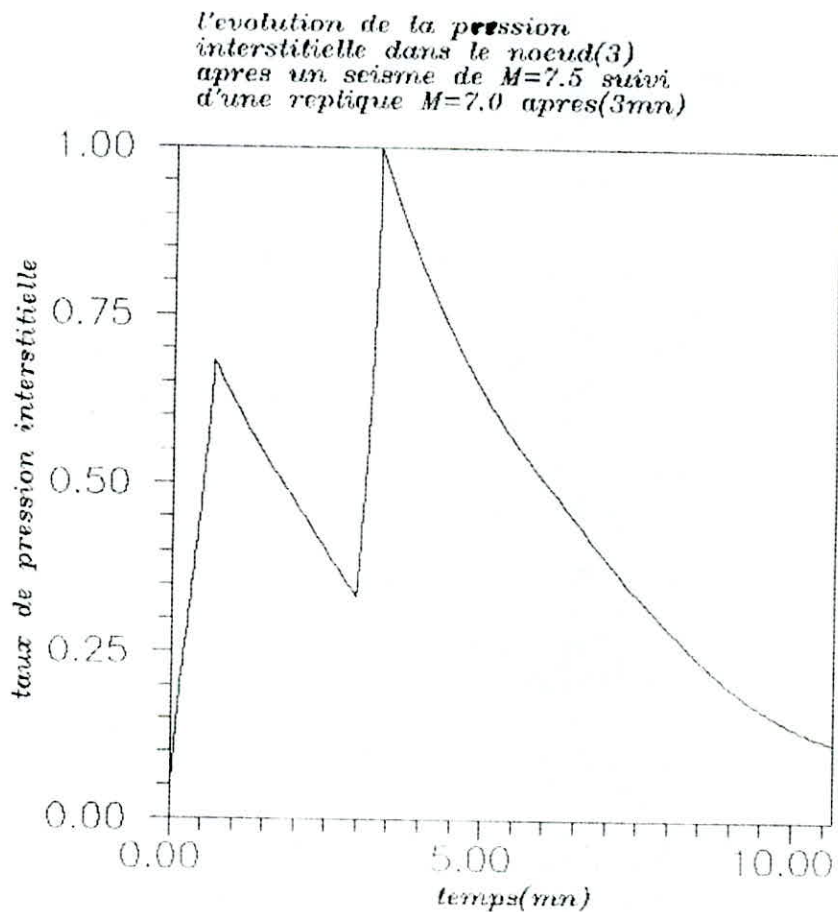


figure-3

### d-1-3) L'effet de drainage

Afin d'illustrer l'effet de drainage sur le potentiel de liquéfaction, une technique qui est utilisée pour stabiliser les sites liquéfiables, a été testé par le programme, elle consiste à prévoir des colonnes de drains de gravier.

Pour cela, on considère le même profil de sol, intercepté par deux colonnes de graviers comme le montre la figure-4.

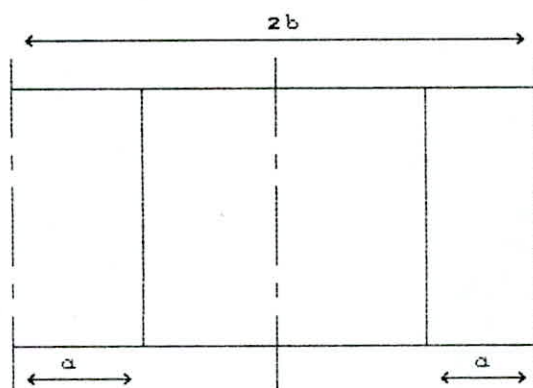


figure-4

Les travaux de SEED et BOOKER ont montré que  $(u/\sigma'_v)$  est fonction des paramètres suivants :

1/  $N_{eq}/NL$

2/  $a/b$

3/  $T_{ad} = (k/\gamma_w)(t_d/(mv^2 \cdot a))$

$t_d$  : durée du seisme

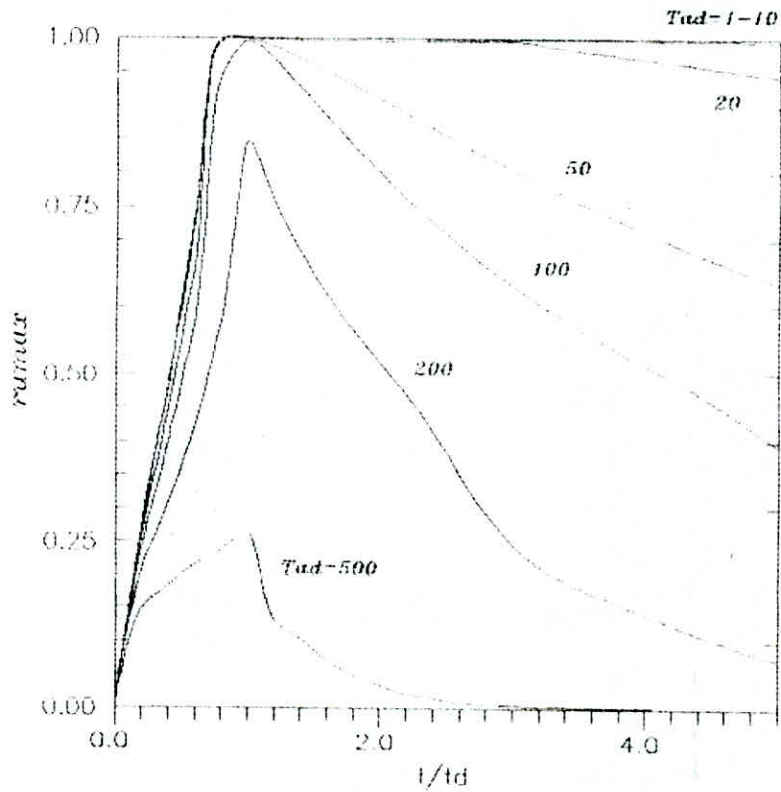
$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

$k, mv$  : perméabilité, compressibilité du site respectivement

Numériquement, il suffit d'ajouter des éléments avec une perméabilité plus importante, pratiquement la perméabilité du sable est multipliée par le nombre (200). Ainsi le développement des surpressions est presque inhibé, ce qui conduit à prendre une compressibilité très faible, soit dans notre cas une compressibilité nulle pour ces éléments.

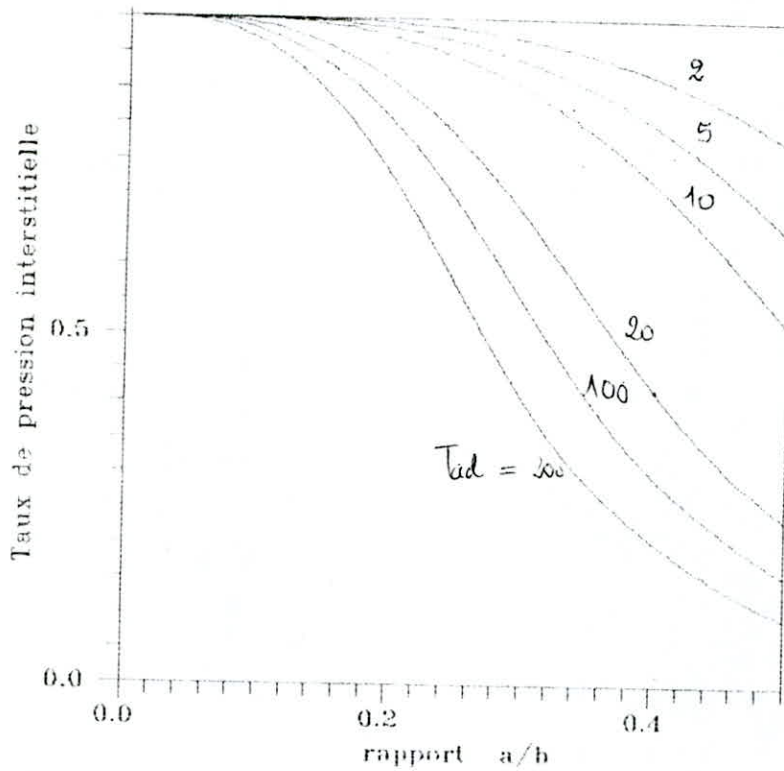
Si nous fixons les deux premiers facteurs ( $N_{eq}/NL=1.5$ ,  $a/b=0.2$ ) la figure-5 montre la dépendance du taux de pression interstitielle ( $ru$ ) et le coefficient  $T_{ad}$ .

figure-5 - l'effet des colonnes de drains sur le potentiel de liquéfaction  
caractéristique:  $a/b=0.2$   
durée du séisme: 30s



Si on fixe ( $N_{eq}/NL=1$ ), et nous faisons varier le rapport ( $a/b$ ); la figure-6 illustre ( $ru$ ) en fonction du ( $a/b$ ), pour une valeur de ( $T_{ad}$ ).

figure-6 - Dimensionnement des colonnes de drains pour un seisme ( $N_{eq}/NL=1.5$ )



Cette dernière figure peut être utilisé pour dimensionner les colonnes de drains de graviers, en sachant ( $r_u$ ,  $N_{eq}/NL$ ) tirer le rapport ( $a/b$ ) adéquat. Donc pour un choix judicieux de ce dernier nous pouvons contrôler le potentiel de liquéfaction du site.



Nous avons par ailleurs essayé de trouver une relation entre les caractéristiques du sol (angle de frottements internes  $\phi$  ..), la reponse de la structure (accélération maximale  $A_{max}$ , contraintes de cisaillement  $\tau_d$ ), et l'état initial du sol (contrainte effective initiale  $\sigma'_{30}$ ).

Pour ce qui est la réponse de la structure, les résultats nous ont été fourni par execution du logiciel SHAKE. L'execution a été effectuée pour plusieurs accélérations maximales (0.25g à 0.4g).

Le massif choisi est fictif constitué par un matériau liquéfiable, ses caractéristiques mécaniques sont les suivants :

$\phi = 39^\circ$	$c = 0$
-------------------	---------

Les caractéristiques de liquéfaction du sol, ont été mises à notre disposition. Les résultats sont présentés sur fig-8

Les résultats obtenus dans cette partie sont présentés sur la figure-9

Nous avons remarqué que la liquéfaction du sol a eu lieu en deça d'une valeur critique du produit de l'accélération maximale obtenue au cours du seisme et le rapport  $(2\tau_d/\sigma')$ .

Le tableau ci-après illustre les valeurs de ce produit pour chaque accélération à la base.

a(base)	0.25	0.30	0.35	0.40
Produit	0.30	0.70	1.10	1.50

a(base):accélération à la base

produit= $a.(2\tau_d/\sigma')$

Une corrélation linéaire a été adoptée pour interpoler ces points, l'équation de la droite obtenue est de la forme :

$$\text{produit} = 8.a(\text{base})-1.7$$

Ce résultat doit être vérifié pour d'autres profils de sol en prenant d'autres corrélations entre le produit et a(base).



Figure -8 7 : Variation du Nombre de Cycles à la Liquéfaction en Fonction de la Contrainte de Consolidation

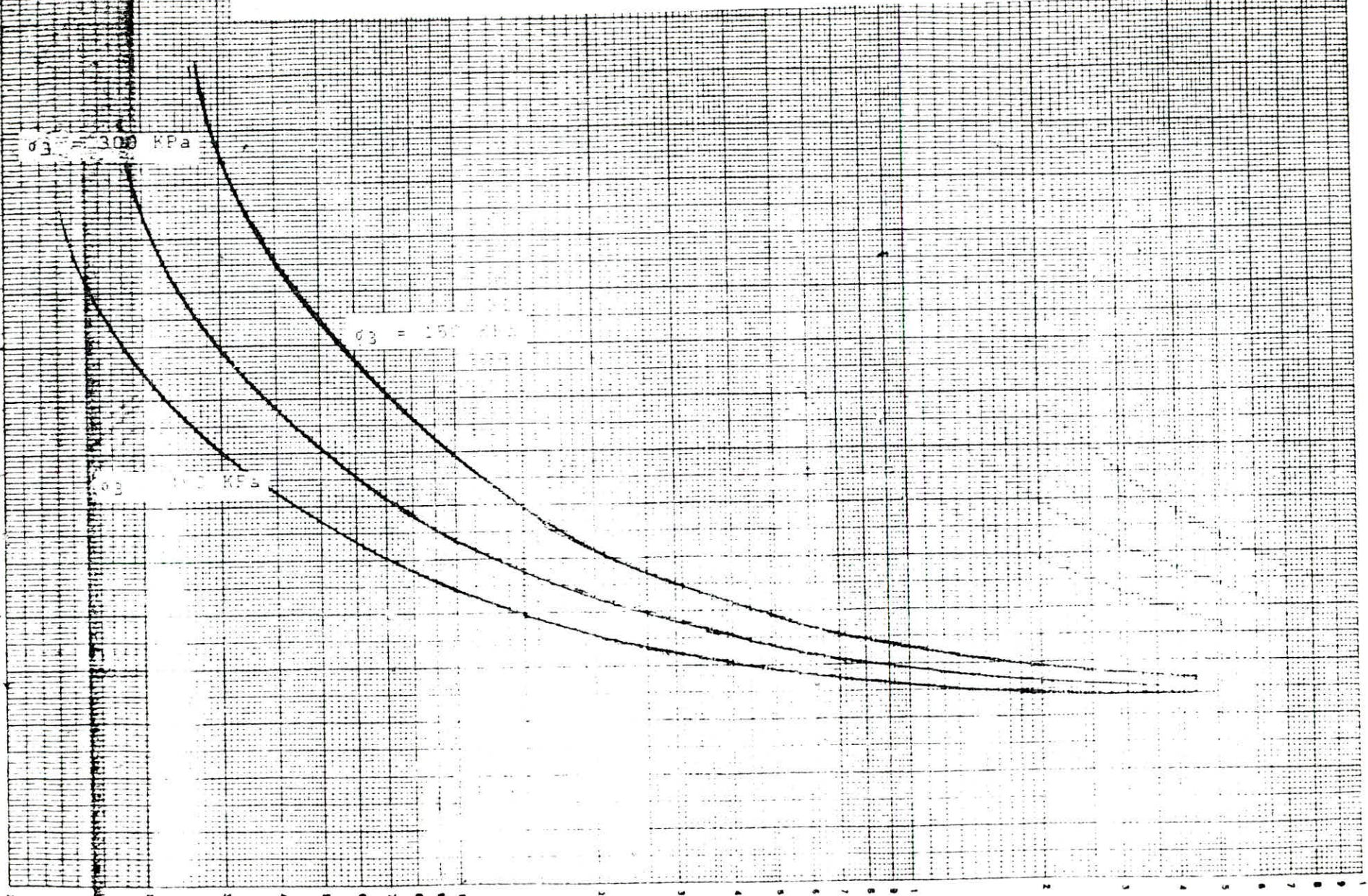
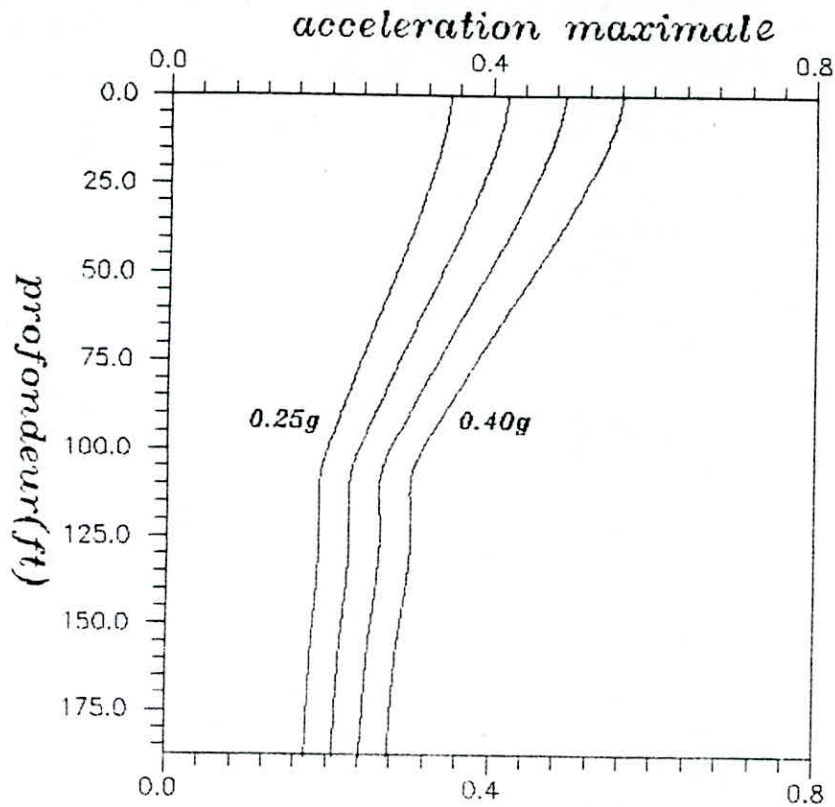
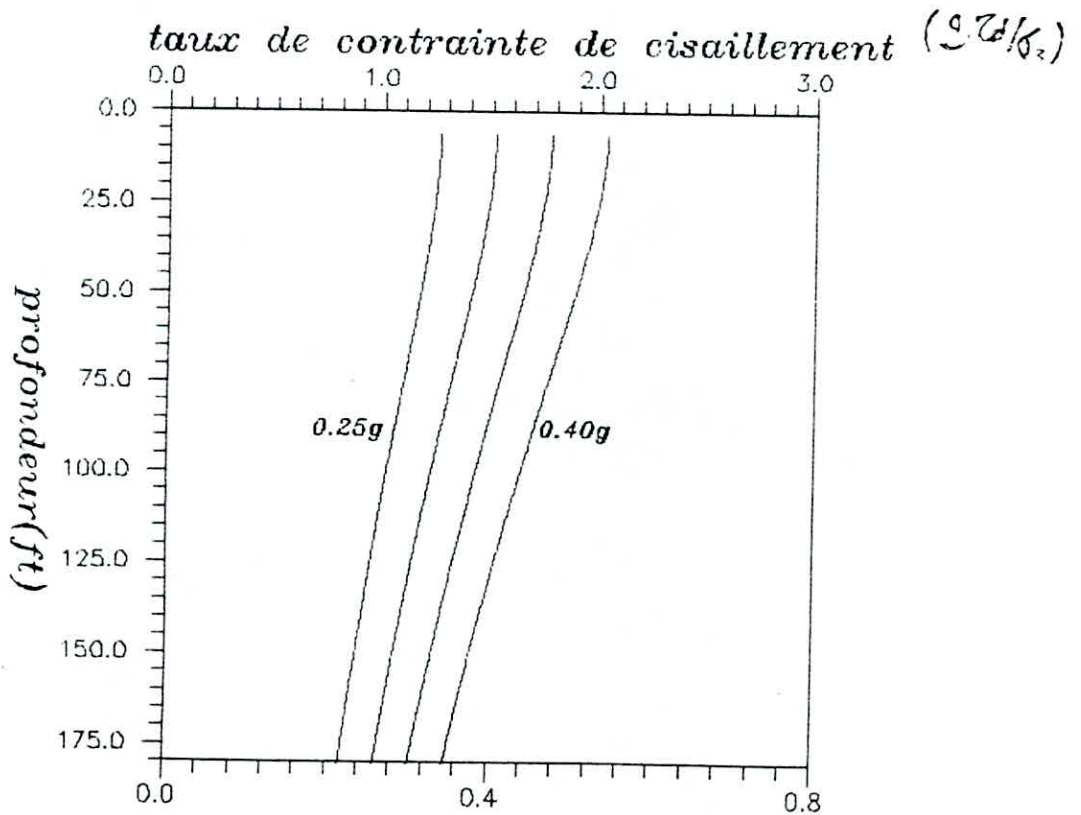




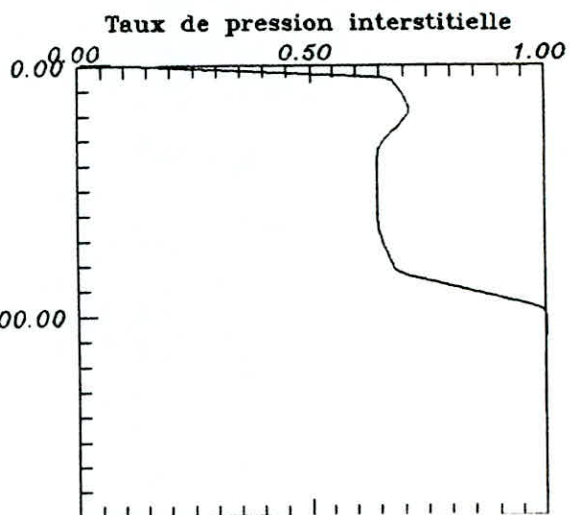
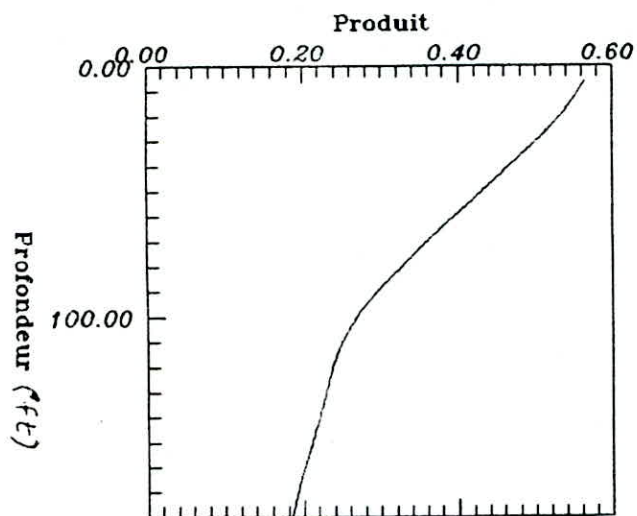
figure-9



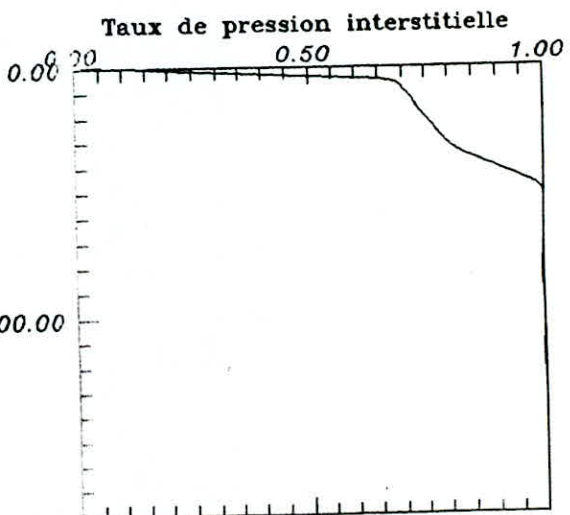
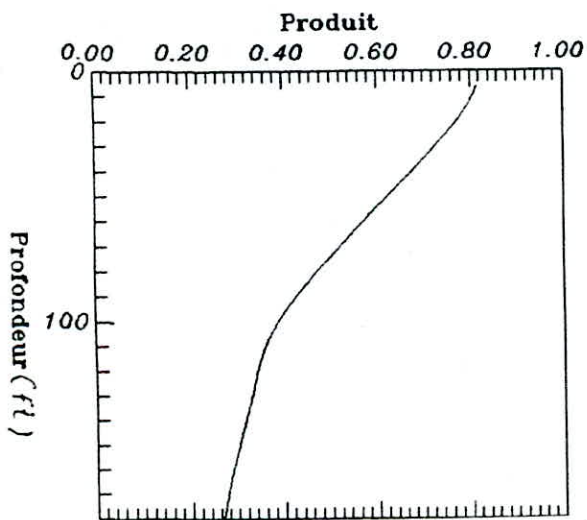
*variation de l'acceleration maximal  
en fonction de la profondeur du profil;  
soumis a une acceleration comprise(0.25-0.40)g  
a sa base*



*la variation du taux de contrainte de  
cisaillement en fonction de la profondeur du profil;  
soumis a une acceleration comprise(0.25-0.40)g  
a sa base*

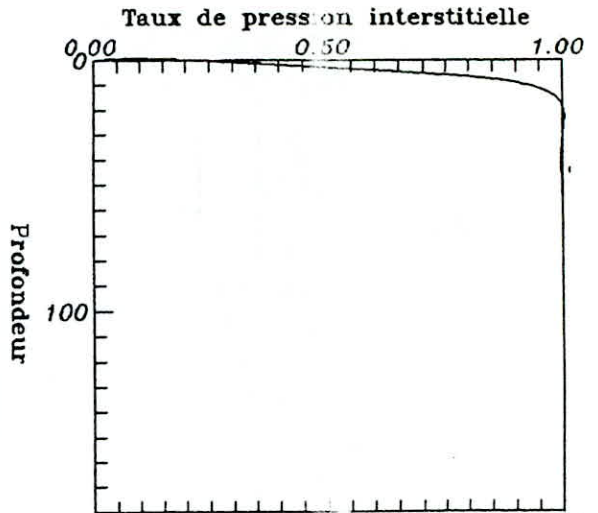
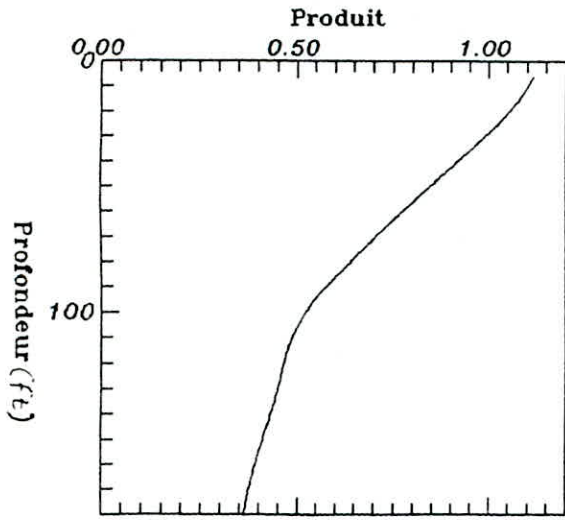


Acceleration a la base = 0.25g

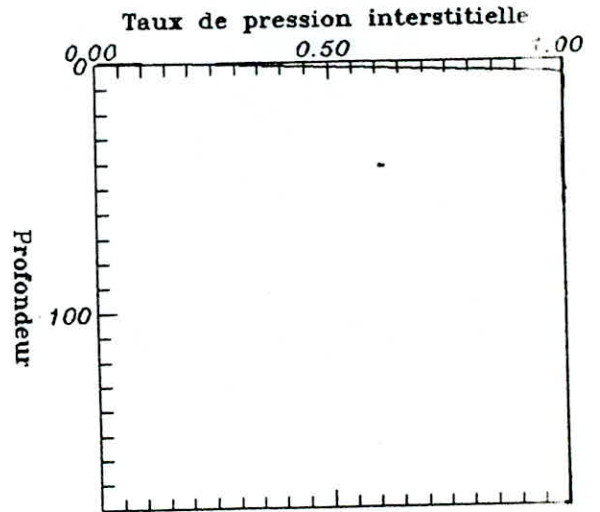
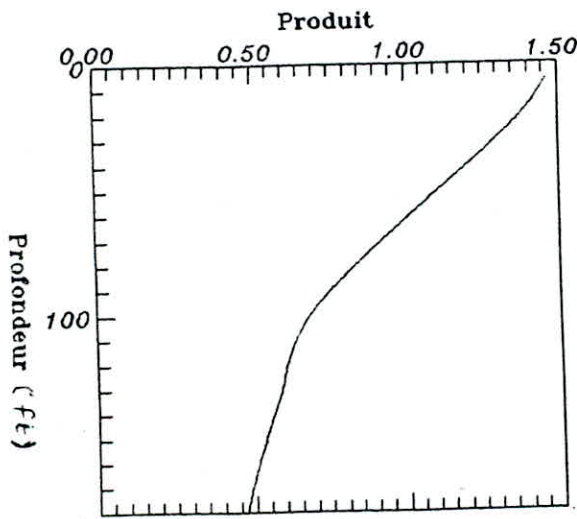


Acceleration a la base = 0.30g





Acceleration a la base = 0.35g



Acceleration a la base = 0.40g

**CELESTINE V**

## V) STABILISATION DE SITES LIQUEFIABLES

Si l'étude du risque de liquéfaction d'un site conduit à des coefficients de sécurité jugés trop faibles, où à des pressions interstitielles trop élevées.

IL est nécessaire d'accroître la résistance au cisaillement cyclique du sol, l'étude des paramètres influant sur cette résistance évoqué précédemment, montre que l'on peut agir sur la structure du matériau, sa densité, sa contrainte effective moyenne, les conditions de drainage.

### 1-ACCROISSEMENT DE LA DENSITE

Dans le cas d'un remblai, il est possible de spécifier des degrés de compactages élevés pour obtenir une résistance au cisaillement cyclique élevée. Dans le cas d'un sol en place, il faut envisager le compactage à partir de la surface, on peut utiliser le compactage à l'explosif, un compactage dynamique (chute d'une masse en surface), un compactage par vibroflotation ou plus simplement par vibration d'un profilé métallique.

Ces méthodes de compactage à partir de la surface ne permettent pas en général de réaliser des densités relatives supérieures à 80%, à l'exception de l'explosif, elles sont par ailleurs, limitées aux couches superficielles (profondeur inférieure à 15 m)

### 2-AMELIORATION DU DRAINAGE

Si le sol est suffisamment perméable, l'augmentation de pression interstitielle peut être inhiber par dissipation rapide où Par substitution partielle ou total, il est possible de remplacer un sable peu perméable par un autre plus perméable. On peut également faciliter le drainage par mise en place de drains de gravier (SEED et BOOKER 1976) dont l'action est comparable à celle des drains de sable mis en

place pour accélérer la consolidation des couches argileuses

Ce système très séduisant théoriquement peut se révéler moins économiquement, par suite à des mailles serrées auxquelles on aboutit généralement; il présente par ailleurs un risque de colmatage dans le temps, suite à l'écoulement de la nappe phréatique.

Notons que la vibroflotation avec substitution de graviers, influe à la fois sur la densité du sol et des conditions de drainage.

### 3-AUGMENTATION DE LA CONTRAINTE DANS LE SOL

La résistance au cisaillement cyclique étant sensiblement proportionnelle à la contrainte moyenne effective dans le sol, la mise en place d'une surcharge de remblai augmente cette résistance, la contrainte effective peut également être augmentée par rabattement de la nappe.

Dans toute la zone rabattue, le problème de liquéfaction est éliminé, et pour la zone sous nappe, la contrainte effective, donc la résistance au cisaillement cyclique est augmentée.

### 4-AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES DU SOL

Il est possible, par adjonction de produits chimiques de modifier la résistance du sol en créant des liaisons entre grains. Cette modification peut se faire en place par injection; la mise en oeuvre est délicate, et devra souvent être faite avec des silicates.

On peut également additionner, après excavation, au sol un faible pourcentage de ciment (de l'ordre 5% en poids sec) le matériau ainsi obtenu, soigneusement remis en place par compactage, n'est plus liquéfiable tant que le niveau des sollicitations imposé ne peut rompre ces liaisons créés (DUPAS et PECKER 1979).



**CONCLUSION**

## CONCLUSION

En conclusion, le programme "LASD" mis au point, permet de décrire l'évolution des pressions interstitielles dans les dépôts de sol, soumis à une action sismique et d'apprécier ainsi le potentiel de liquéfaction de ce site. Outre, nous avons constaté l'influence de certains facteurs à savoir, l'irrégularité du chargement, l'effet d'une réplique sur ce potentiel et les possibilités de le stabiliser en utilisant des colonnes de drains de gravier; pour cela des courbes permettant le dimensionnement de ces colonnes ont été établies pour le site étudié.

En fin, nous espérons que ce travail soit une contribution qui devra s'élargir à d'autres types de sollicitations telle que l'effet de la houle, l'effet de l'explosion.

ALANZAS

ANNEXE A

Le maillage du profil du sol peut contenir des éléments triangulaires et/ou rectangulaires (fig-1)

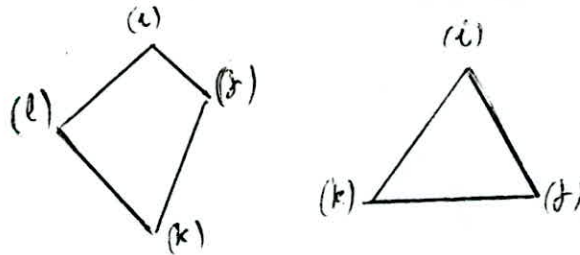


fig-1

Pour évaluer les matrices élémentaires (compressibilité, perméabilité) on peut distinguer deux cas d'écoulements : plan et radial.

I) cas d'un écoulement plan:

On considère que la surpression interstitielle ( $u$ ), dans chacun des noeuds de l'élément triangulaire fig-1, est linéaire ainsi la fonction de forme peut s'écrire :

$$u = u_i + b(x - x_i) + c(y - y_i) \quad (1)$$

$b, c$  : constantes à déterminer  
 $u_i$  : pression interstitielle  
 $x_i, y_i$  : coordonnées du noeud (i)

I- 1) Détermination des constantes  $b, c$

écrivons l'égalité (1) en chaque noeuds de l'élément



$$\text{noeud (i) --- } x_i = u_i \quad (\text{identité}) \quad (1)$$

$$\text{noeud (j) --- } y_j = u_j + b(x_j - x_i) + (y_j - y_i) \quad (2)$$

$$\text{noeud (k) --- } y_k = u_k + b(x_k - x_i) + (y_k - y_i) \quad (3)$$

soit finalement le système d'équation (2), (3)

$$\begin{aligned} y_j - u_j &= b(x_j - x_i) + c(y_j - y_i) \\ y_k - u_k &= b(x_k - x_i) + c(y_k - y_i) \end{aligned} \quad (*)$$

le déterminant de (\*)

$$\Delta = (x_j - x_i) \cdot (y_k - y_i) - (x_k - x_i) \cdot (y_j - y_i)$$

or l'aire du triangle  $\Delta_{ijk}$  est égal à

$$\Delta_{ijk} = \frac{1}{2} ((x_j - x_i) \cdot (y_k - y_i) - (x_k - x_i) \cdot (y_j - y_i))$$

$$\text{soit } \Delta = 2 \Delta_{ijk}$$

les solutions de (\*) sont

$$\begin{aligned} b &= \frac{(y_j - y_i)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} x_i + \frac{(y_k - y_i)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} x_j + \frac{(y_i - y_j)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} \\ c &= \frac{(y_k - y_j)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} u_i + \frac{(y_i - y_k)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} u_j + \frac{(y_j - y_i)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} \end{aligned}$$

$$\text{on pose } b_i = \frac{(x_j - x_k)}{2 \cdot \Delta_{ijk}} \quad \text{et} \quad c_i = \frac{(x_j - x_k)}{2 \cdot \Delta_{ijk}}$$

I-2) Evaluation de la matrice de perméabilité élémentaire

On a montré que ;

$$\int_{v_e} 1/\gamma_v \cdot [\Delta\delta u] [K] [\Delta u] dv_e = \left\{ \delta u \right\}_e^t \cdot [A_e] \left\{ u \right\}_e$$

$$\text{Or } [\Delta u] = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_i u_i + b_j u_j + b_k u_k \\ c_i u_i + c_j u_j + c_k u_k \end{bmatrix}$$

$$[\Delta u] = \begin{bmatrix} b_i & b_j & b_k \\ c_i & c_j & c_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \end{bmatrix} = [E] \left\{ u \right\}_e$$

$$\text{tel que } [E] = \begin{bmatrix} b_i & b_j & b_k \\ c_i & c_j & c_k \end{bmatrix}$$

[E] étant constante, le terme sort de l'intégrale

$$\int_{v_e} 1/\gamma_v \cdot [\Delta\delta u] [K] [\Delta u] dv_e = 1/\gamma_v \left\{ \delta u \right\}_e^t [E]^t [K] [E] \left\{ u \right\}_e$$

$$\rightarrow \boxed{[A]_e = 1/\gamma v [E]^t [K] [E]}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_h & 0 \\ 0 & k_h \end{bmatrix} \quad k_h : \text{perméabilité horizontale}$$

### I-3) Evaluation de la matrice de compressibilité élémentaire

On admet une forme diagonale pour la matrice de compressibilité

$$[D]_e = \frac{mv \Delta_{ijk}}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad mv: \text{compressibilité moyenne}$$

si le maillage contient des éléments rectangulaires, le calcul de la matrice élémentaire de perméabilité utilise l'élément triangulaire, suivant la démarche :

On subdivise l'élément rectangulaire en un ensemble d'éléments triangulaires de base.

La matrice élémentaire de perméabilité  $[A_{ijkl}]_e$  est la contribution de chacune des matrices élémentaires  $[A_{ijk}]_e$ .

$$\boxed{[A_{ijkl}]_e = \frac{1}{2} ( [A_{ijk}]_e + [A_{jkl}]_e + [A_{kli}]_e + [A_{lij}]_e )}$$

Similairement, la matrice de compressibilité de l'élément rectangulaire.

$$[D]_{\omega} = \frac{m\nu \Delta_{ijkl}}{4} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

## II) cas d'un écoulement radial

SEED a montré, que dans ce cas, il suffit de multiplier les matrices prédéterminées par le facteur (r)

$$\text{tel que } r = \begin{cases} \sum_{i=1}^4 x_i & \text{élément rectangulaire} \\ \sum_{i=1}^3 x_i & \text{élément triangulaire} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \text{ainsi} \\ [A]_r = r [A]_p \\ \text{et} \\ [D]_r = r [D]_p \end{array}$$

ou  $[A]_r$ ,  $[D]_r$ : matrice de perméabilité, compressibilité pour un écoulement radial.



\*) SEQUENCE ESSENTIELLE POUR L'INTRODUCTION DES  
CONDITIONS AUX LIMITES PAR LA METHODE DE L'UNITE DANS LA  
DIAGONALE AVEC LA MATRICE STOCKEE EN BANDE

```
DO 450 I=1,NDL
K=IDL(I)      ! localisation du noeud
ID=K-IBW     ! IBW largeur de la bande
ID=MAX(ID,0)+1
DO 430 J=ID,K
430 AAQ(K,K-J+1)=0.0
DO 440 J=1,IBW
440 AAQ(K,J)=0.0
450 AAQ(K,1)
```

NDL : Nombre de noeuds à la surface libre

IDL : Vecteur contenant ces noeuds

AAQ : la matrice stockée en bande

## B I B L I O G R A P H I E

- 1- Fundamentals of soil dynamics (BRAJAS-M-DAS)
- 2- Ground motions and soil liquefaction during earthquakes(H-BOLTON SEED I-M-IDRISS)
- 3- Soil dynamics(SHAMSHER-PRAKASH)
- 4- Dynamique des sols(ALAIN PECKER)
- 5- La méthode des éléments finis(O-C-zienkiewicz)
- 6- Introduction à la méthode des éléments finis(DHAT et TOUZOT)
- 7- Report N° EERC 75-26 AUGUST 1975 'The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction(H-BOLTON SEED PHILIPPE P-MARTIN, JOHN LYSMER)
- 8- Report N° EERC 76-24 OCTOBER 1979 'A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading(H-BOLTON SEED, J.R.BOOKER,RAHMAN)
- 9- Aspect rhéologiques des sols sous sollicitations cycliques et transitoires(LYONG MINH PHONG)
- 10- Séminaire Seisme, sol, structure, ITBTP Collège international sciences de la construction 20-23-1979
- 11- Séminaire Dynamique des sols 27-28 Mai 1990 Alger
- 12- Thèse de D.E.A, 'Introduction à l'étude de liquéfaction des sols(Juin 1988) à l'école centrale de paris
- 13- Residual pore pressure and deformation behavior of soil samples under variable cyclic loading(G-CHANG)
- 14- Bulletin of the New zeland, National Society for earthquake engeneering, VOL 17 N°4 DECEMBER(1984)
- 15- Liquefaction during 1906 SAN FRANCISCO Earthquake (ASCE MAI 1979 GT5)

- 16- Pore pressure developement under affshore gravity structure  
ASCE GT12 DECEMBER 1977)
- 17- Equivalent uniform cyclic concept for soil dynamic  
(ASCE juin 1977 GT6)
- 18- Soil liquefaction procedures (ASCE JULY 1977 GT6)
- 19- Soil dynamic and Earthquake Engeneering 1988, vol 7,N°3

