

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE GEOTECHNIQUE
D'UNE
CENTRALE THERMIQUE
-SKIKDA-

Proposé par :

L.T.P.C

Etudié par :

TAIBI. S.

TAS. M.

Dirigé par :

Mr. BARAKA

Mr. CHERMOUTI

PROMOTION : janvier 1986

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



R E M E R C I M E N T S

Nous témoignons notre profond respect & notre reconnaissance
à M^r BARAKA & M^r CHERMOUTI pour leur assistance et leurs
conseils pertinents qu'ils nous ont prodigué avec affabilité,
sans oublier M^r BOULARAK pour ses encouragements.

Nous tenons à remercier toute l'équipe géotechnique du
L.T.P.C pour sa collaboration et sa disponibilité.

Que les membres du jury trouvent ici notre gratitude
pour l'honneur qu'ils nous font en jugeant ce modeste
travail.

==O==O==O==O==O==O==O==O==O==

~ ~ Dedicaces ~ ~

Je dedie Ce modeste travail .

- à mes parents pour Leurs Sacrifices et Leurs encouragements permanents ; qu'ils trouvent ici , toute ma gratitude et ma reconnaissance -
- à mes frères et sœurs
- à ma tante .
- à ma grand mère , à qui je souhaite Longue vie -
- à yacine - surtout -
- à tous mes amis -

Saïd

J'aimerais dedier ce modeste travail :

- à mes parents , symbole de devouement et d'affection
- à mes frères et sœurs , en signe particulier à Ahmed et Saïd pour leurs contributions à ma formation
- à tous mes amis .

Mohamed

Jacques

S O M M A I R E

	Pages
I ^{ere} PARTIE: DOCUMENTATION	
CHAP.I: RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	
-introduction.....	1
-essais in-situ.....	1
-essais au laboratoire.....	2
CHAP.II: 1-COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS	
-introduction.....	4
-comportement sous charges statiques.....	4
-comportement sous charges dynamiques.....	4
-rappel des notions de dynamique des vibrations..	6
2-MODELISATION DU SYSTEME SOL-STRUCTURE	
-système structure-équipement.....	7
-interaction sol-structure.....	7
3-DESORDRES PROVOQUES PAR L'EFFET DYNAMIQUE	
-tassements dus aux vibrations.....	9
-liquéfaction des sables	
a) définition.....	10
b) principe.....	10
c) coefficients influençant la liquéfaction..	11
d) méthode générale d'évaluation du risque de liquéfaction(SEED & IDRISSE).....	13
e) corrélation entre le S.P.T & la liquéfaction..	16
CHAP.III: DYNAMIQUE DES FONDATIONS DE MACHINES	
-vibration des machines.....	18
-effets nocifs des vibrations.....	19
CHAP.IV: CARACTERISTIQUES ELASTIQUES DU SOL	
-interaction de la masse du sol avec le système oscillant.....	20
-propriétés d'amortissement des sols de fondations..	21
-propriétés élastiques des pieux.....	21
II ^{eme} partie: APPLICATION AU CAS DE LA CENTRALE DE SKIKDA	
CHAP.I: 1- PRESENTATION DU SITE.....	23
2-PRESENTATION DE LA CENTRALE THERMIQUE.....	23
3-SITUATION TOPOGRAPHIQUE & GEOLOGIQUE.....	25
CHAP.II: IDENTIFICATION DU SOL	
-implantation des essais.....	29
-essais d'identification.....	29
-essais mécaniques.....	38

-essais in-situ.....	38
-coupe géotechnique.....	41
CHAP.III: EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION.....	42
CHAP.IV: FONDATIONS EN PORTIQUES POUR LE GROUPE TURBO-ALTERNATEUR.	
I- 1- Considérations générales.....	52
2- Etude des vibrations	
-étude des vibrations des portiques.....	52
-vibrations horizontales.....	57
-vibrations verticales.....	52
-calcul des amplitudes.....	57
II- CALCUL DE RESISTANCE.....	60
-combinaisons dans les poutres.....	68
-combinaisons défavorables dans les poteaux.....	69
-caractéristiques des matériaux.....	70
-calcul des poutres	71
-calcul des poteaux.....	75
III- CALCUL DE LA FONDATION	
1-FONDATION SUPERFICIELLE	
-portance du sol.....	80
-évaluation des tassements.....	80
IV- FONDATIONS PROFONDES	
1-dimensionnement des pieux.....	83
2-Modélisation du système MACHINE-FONDATION-SOL..	84
3- Etude dynamique.....	84
4-Calcul à la résistance	
-ferailage de la semelle.....	88
-ferailage des pieux.....	90
CONCLUSION GENERALE	94

DOCUMENTATION

INTRODUCTION Le sol est un matériau complexe, il se présente généralement sous forme de couches hétérogènes aux propriétés distinctes, d'où la nécessité d'une reconnaissance géotechnique en vue des calculs des fondations d'ouvrages en génie-civil.

Le mécanicien du sol dispose de deux méthodes:

- 1-Réaliser des essais en place, au sein même des fondations pour essayer de déterminer directement les caractéristiques du sol en place.
- 2-Prélever des échantillons intacts en profondeur, dans les différentes couches rencontrées pour procéder ensuite aux essais classiques de laboratoire.

I-ESSAIS IN-SITU :

1-Sondages: consistent à recueillir une information locale (ponctuelle ou continue le long d'une verticale) sur la nature et les propriétés physiques et mécaniques du sol. Ils nécessitent l'exécution de trous dans le sol par forage.

2-Appareils de pénétrations dynamiques:

a/S.P.T (standard pénétration test)

Déstiné aux formations sableuses, cet essai normalisé par HART & GORDON en 1927, permet la mise en évidence des variations de compacité des couches sableuses par corrélation entre le nombre N de coups et la compacité in-situ.

b/Pénétromètre dynamique:

consiste à faire pénétrer par battage, un train de tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre, et mesurer l'enfoncement pour un nombre de coups déterminé. C'est un modèle réduit de pieux. Les résultats obtenus peuvent être faussés par certains facteurs:

Les sols peuvent refluer autour de la pointe et se décompresser au dessus d'elle.

-La rapidité de fonçage fait que dans les sols peu perméables immergés, une part notable de l'énergie de battage peut se transmettre à l'eau interstitielle en augmentant instantanément la résistance. Donc les résultats du pénétromètre dynamique sont à bannir dans les sols saturés.

3-Pénétromètre statique :

Par vérinage, et à vitesse lente et constante (3mm/s en général), on enfonce dans le sol une pointe conique en mesurant l'effort nécessaire à son enfoncement. Durant l'essai, on enregistre:

Ft: l'effort total.

Fp: l'effort de pointe.

D'où le frottement latéral $F_l = F_t - F_p$.

c/L'équivalent sable.

Permet de mesurer rapidement l'importance relative des éléments fins au sein d'un matériau sableux.

d/Analyse chimique.

Permet d'évaluer la teneur d'un sol en :

- matières minérales
- matières organiques
- carbonate de calcium (CaCO_3)
- sulfates

Le comportement des sols fins est influencé par ces corps chimiques.

2-Essais mécaniques.

a/Cisaillement à la boîte.

C'est le plus ancien appareil pour la détermination de la résistance au cisaillement d'un sol. La rupture est obtenue suivant un plan imposé.

b/Essai triaxial

Permet de déterminer les caractéristiques C et ϕ d'un sol.

c/Oedomètre

Permet d'évaluer le tassement d'un sol sous une charge statique et éventuellement d'étudier le processus de consolidation.

d/Essai à la table vibrante

Cet essai a pour but la détermination de la densité relative des sols perméables sans cohésion. l'essai consiste à déterminer γ_{\max} du sol après 8mn de vibration; et γ_{\min} : état aussi lâche que possible. Ainsi, nous avons:

$$D_r = \frac{\gamma_{\max} (\gamma - \gamma_{\min})}{\gamma (\gamma_{\max} - \gamma_{\min})} \times 100$$

ou γ : poids spécifique du sol en place

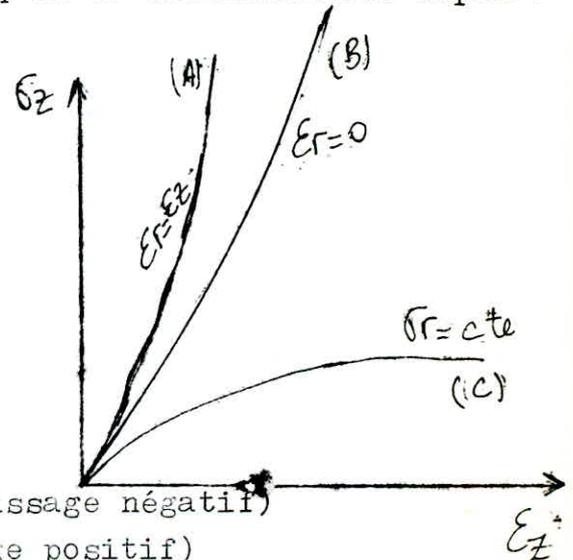
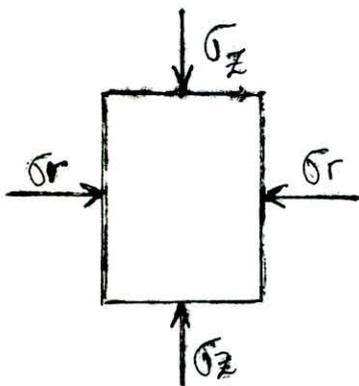
I- INTRODUCTION

Certaines des actions susceptibles de s'exercer sur un ouvrage peuvent être à l'origine de sollicitations rapidement variables dans le temps. Nous dirons qu'elles présentent un caractère dynamique lorsque les déformations correspondantes sont suffisamment rapides pour que les effets des forces d'inertie mises en jeu cessent d'être négligeables devant ceux de l'action appliquée fictivement de façon statique à chaque instant.

Les machines sont connues pour produire de semblables effets. Les sols sont eux-même le siège de phénomènes dynamiques; soit qu'ils servent d'assise à un ouvrage sollicité dynamiquement par les charges d'exploitation (cas des machines vibrantes). soit que, se trouvant soumis à une excitation dynamique, ils constituent le milieu dans lequel cette excitation se et par lequel elle se transmet aux constructions avoisinantes (cas des seismes).

- Comportement du sol sous charges statiques:

Le sol a un comportement non-linéaire et ses caractéristiques de déformabilité dépendent du chemin de contraintes suivi.



courbe B: courbe oedométrique (écrouissage négatif)

courbe C: courbe triaxiale (écrouissage positif)

- Comportement du sol sous charges dynamiques:

L'enregistrement d'une

courbe $\tau = f(\delta)$ donne:

- 1- une courbe de 1er chargement issue de l'origine et, pour chaque cycle de décharge-recharge, l'apparition d'une boucle d'hysteresis.
- 2- Plus la déformation maximale atteinte au cours du cycle est importante, plus la boucle est inclinée sur la verticale et plus son aire augmente.
- 3- La droite joignant l'origine à l'extrémité de la boucle, point situé sur la courbe de 1er chargement, a une pente égale au module secant G_s . Ce module maximal au voisinage de l'origine décroît avec la déformation. En conséquence, le comportement du sol est non-linéaire.

4-L'apparition d'une boucle d'hysteresis met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau ; plus la déformation est importante (déformation atteinte au cours d'un cycle), plus l'aire de la boucle augmente, et plus cette dissipation est grande.
 5-Finalement, l'expérience montre que la forme de la boucle est indépendante de la fréquence d'excitation; on en déduit que l'amortissement propre du sol n'est pas d'origine visqueuse, mais d'origine hystérotique. En effet, les frottements d'origine visqueux (modèle de KELVIN-VOIGT) ferait apparaître une dépendance de l'amortissement sur la fréquence. On peut cependant définir un pourcentage d'amortissement équivalent par la formule:

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G_s \gamma_{\max}^2} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G_s \gamma_{\max}^2}$$

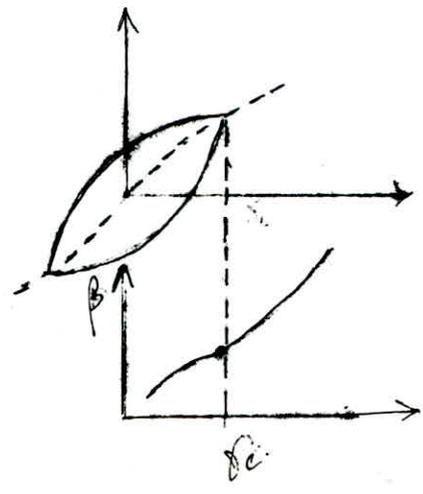
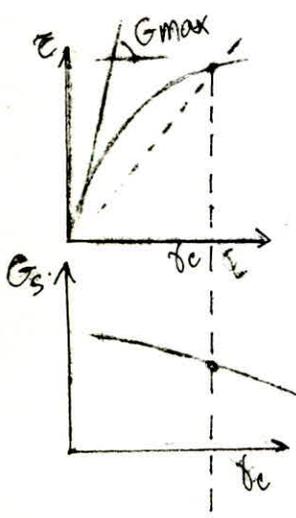
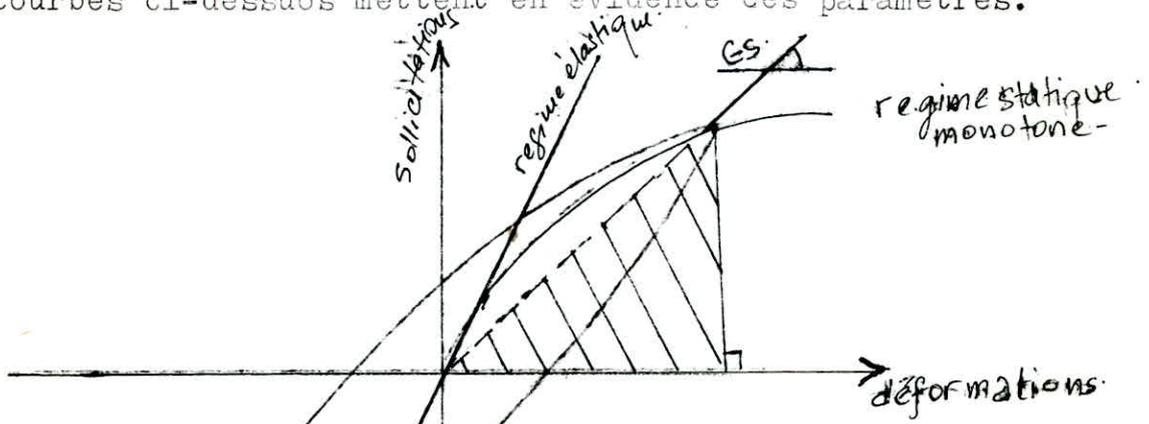
ou: ΔW : aire de la boucle (énergie totale dissipée pendant le cycle)

W : énergie élastique emmagasiné par le système.

Donc la déformabilité d'un sol en régime dynamique peut-être considérée comme entièrement caractérisée par trois variables :

- Le module de déformabilité par glissement G_s .
- Le degrés d'amortissement β
- Le coefficient de poisson ν

Les courbes ci-dessus mettent en évidence ces paramètres.



rappel des notions de dynamique des vibrations

type de vibration	vibrations Libres		vibrations Forcées	
	non amorties	amorties	non amorties	amorties.
Schema equivalent				
signal recueilli (deplacement)				
Equation du mouvement	$M\ddot{z} + Kz = 0$	$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz = 0$	$M\ddot{z} + Kz = F_0 \sin \omega t$	$M\ddot{z} + C\dot{z} + Kz = F_0 \sin \omega t$
Amortissement		$D = \frac{C}{2\sqrt{KM}} \quad \zeta = \frac{C}{2M}$		$D = \frac{C}{2\sqrt{KM}} \quad \zeta = \frac{C}{2M}$
Frequence angulaire [rad/s]	$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}}$ (Frequence propre non amortie)	$\omega_n = \omega_n \sqrt{1-D^2}$ $D \leq 1$ Frequence propre amortie si $D \ll 1 \quad \omega' = \omega$	Pour le mouvement Stationnaire à la resonance) $\omega_r = \omega_n$	Pour le mouvement Stationnaire à la resonance $\omega_r = \omega_n \sqrt{1-2D^2}$
Frequence [Hz] [n.p.m]	$f = \frac{\omega_n}{2\pi}$ $n = 60f$	$f' = \frac{\omega'}{2\pi}$ $n' = 60f'$	$f = \frac{\omega}{2\pi}$ $n = 60f$	$f = \frac{\omega}{2\pi}$ $n = 60f$
Periode [s]	$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{2\pi}{\omega_n}$	$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{2\pi}{\omega_n}$	$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega}$	$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega}$
Deplacement	$z = a \sin \omega_n t$	$z = a \sin \omega_n t$	$z = a \sin \omega t$ (mouvement stationnaire)	$z = a e^{bt} + b e^{ct} + d \sin(\omega_n t + \phi)$
Vitesse	$v = v_0 \cos \omega_n t$ $v_0 = A \omega_n$	$v = v_0 \cos \omega_n t$ $v_0 = A \omega_n$	$v = v_0 \cos \omega t$ $v_0 = A \omega$	$v = \frac{1}{2M} [-C \pm \sqrt{C^2 - 4KM}]$
Acceleration	$Y = Y_0 \sin \omega_n t$ $Y_0 = -A \omega_n^2$	$Y = Y_0 \sin \omega_n t$ $Y_0 = -A \omega_n^2$	$Y = Y_0 \sin \omega t$ $Y_0 = -A \omega^2$	1: mouvement sur-amorti $D > 1$ 2: mouvement critique $D = 1$ 3: mouvement sous-amorti $D < 1$
Amplitude du deplacement	$A = cte$	$A = \frac{Y_0}{\omega_n} e^{-\eta t}$	$A = \frac{F_0}{K} \mu = \frac{F_0}{K \cdot KW}$	$A = \frac{F_0}{F} \cdot \mu = \frac{F_0}{\sqrt{(K - M\omega^2)^2 + (C\omega)^2}}$
Facteur d'amplification			$\mu = \frac{1}{1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2}$	$\mu = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2]^2 + 4D^2 [\frac{\omega}{\omega_n}]^2}}$
Dephasage [rad]			$M > 0$ dephasage nul $M < 0$ " : π	$\tan \phi = \frac{2D \frac{\omega}{\omega_n}}{1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2}$
Reaction du ressort Force transmise du milieu	$A \cdot K$ $A \cdot K$	$A \cdot K$	$F_0 \cdot \mu$ $F_0 \cdot \mu$	$F_0 \cdot \mu$ $F_0 \cdot \mu \cdot \sqrt{1 + 4D^2 (\frac{\omega}{\omega_n})^2}$
Decrement logarithmique		$S = \log \frac{a_n}{a_{n+1}} = \frac{2D\pi}{\sqrt{1-D^2}}$ si $D \ll 1 \quad S \approx 2\pi D$		$S = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}}$ si $D \ll 1 \quad S \approx 2\pi D$
Puissance moyenne absorbée par le systeme [Nm/s]				$P = \frac{F_0 \cdot A \omega \sin \phi}{2}$

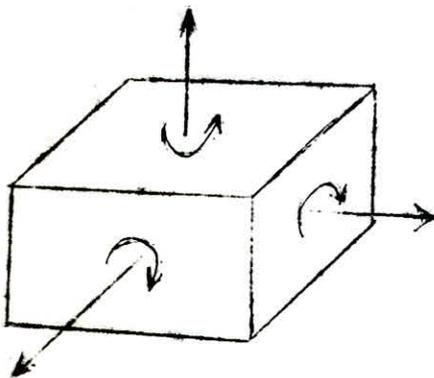
II- MODELISATION DU SYSTEME SOL-STRUCTURE-EQUIPEMENT

L'étude des oscillations d'un système quelconque suppose le choix d'un modèle mécanique dont les propriétés reflètent d'aussi près que possible celle du système réel. La définition du modèle procède nécessairement d'une certaine idéalisation en rapport avec la précision recherchée et aussi avec le problème traité.

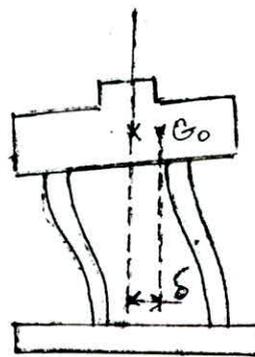
1-SYSTEME STRUCTURE-EQUIPEMENT:

Dans un grand nombre de cas, on peut considérer que l'ensemble formé d'une part par la machine (y compris les masses mobiles non-équilibrées) et d'autre part par le plancher, la poutraison ou le massif sur lequel le bâti est scellé constitue un solide indéformable dont on caractérise le mouvement par celui de son centre de gravité, et par son mouvement autour de ce centre de gravité. Si le support est lui-même un massif rigide, le système constitue un solide unique.

Dans le cas où le support est déformable (portique), il devient nécessaire de considérer des degrés de liberté supplémentaires correspondant aux déplacements relatifs possibles du solide poutraisons-machines par rapport aux éléments du support.



6 degrés de liberté d'un support déformable.



degrés de liberté additionnels d'un support déformable.

2- INTERACTION SOL-STRUCTURE

principe: La réponse d'un massif soumis à une excitation dynamique dépend de la réaction du sol à la naissance et à la propagation de la déformation qui lui est imposée par le massif.

Deux solutions approchées sont données sous la forme de deux modèles:

-Modèle de LYSMER: Adapté pour les machines

-Modèle de NIETO-ROSENBLUETH-RASCON: Adapté pour le cas des séismes.

a/Modèle de LYSMER pour les oscillations verticales:

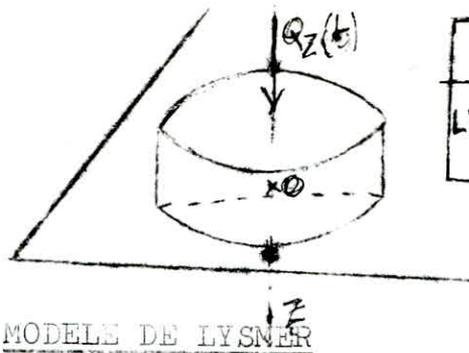
Le modèle conçu par LYSMER pour les vibrations verticales d'une semelle circulaire se résume à un oscillateur simple caractérisé par:

-Sa masse m , égale à la masse suspendue (massif+ machine)

-Sa constante de rappel K_z , égale à la constante statique.

-Son rapport d'amortissement C_z .

C_z : rend compte de l'atténuation par radiation.



	K_z	C_z	m'_z
LYSMER	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$	$\frac{0,85K_z}{V_s}$	0

m'_z : masse du sol additionnel

$$V_s = \frac{G}{\rho}$$

L'équation des vibrations verticales est:

$$m'_z \ddot{z} + C_z \dot{z} + K_z z = Q(t)$$

b/MODELE GENERALE DE LYSMER-HALL.

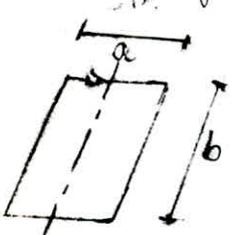
Le modèle de lysmer a été généralisé par HALL pour les autres degrés de libertés et d'autres formes de semelles.

Dans le modèle original de LYSMER, l'amortissement est introduit non par C_z mais par son rapport d'amortissement $\beta = \frac{C_z}{C_{z, \text{crit.}}}$

et β est exprimé en fonction de la masse réduite m_z égale à:

$$m'_z = \left[\frac{(1-\nu)}{4} \right] \frac{m}{\rho r_0^3} = \left(\frac{m}{K_z} \right) \left(\frac{V_s}{r_0} \right)^2 \quad (\text{sans dimension})$$

Cette disposition est conservée dans le modèle de LYSMER-HALL pour les autres degrés de libertés.

Forme de la Semelle	Type de déplacement	Constante de rappel
Semelle Circulaire rayon r_0	Vertical	$K_z = \frac{4Gr_0}{1-\nu}$
	horizontal	$K_x = 32(1-\nu)Gr_0 / (7-8\nu)$
Semelle rectangulaire 	Vertical	$K_z = \frac{G}{1-\nu} \left\{ \begin{array}{l} \eta \\ \xi \end{array} \right\} \sqrt{a \cdot b}$
	horizontal	$K_x = 2(1+\nu)G \left\{ \begin{array}{l} \eta \\ \xi \end{array} \right\} \sqrt{a \cdot b}$

Expression des constantes de rappel pour les semelles rigides reposant à la surface libre d'un milieu semi-indéfini.

Les valeurs de $\left\{ \begin{array}{l} \eta \\ \xi \end{array} \right\}_z$ et $\left\{ \begin{array}{l} \eta \\ \xi \end{array} \right\}_x$ sont données en fonction du rapport (a/b)

Rapport d'amortissement par radiation pour les semelles rigides.

Type de mouvement	Masse réduite m^*	Rapport $\beta = c/c_e$
Vertical	$m_z^* = \frac{1-\nu}{4\rho r_0^3}$	$\beta_z = \frac{0,425}{\sqrt{m_z^*}}$
horizontal	$m_x^* = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$\beta_x = \frac{0,288}{\sqrt{m_x^*}}$

NB: Pour les semelles circulaires : r_0 est le rayon.

Pour les semelles rectangulaires: $r_0 = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$

III-DESORDRES PROVOQUES PAR L'EFFET DYNAMIQUE

a/ Tassements dus aux vibrations:

L'expérience montre que, sous l'action des vibrations, certaines des caractéristiques du sol se modifient. Ainsi, sous les fondations de machines, les tassements dus aux effets de vibrations sont plus importants que ceux dus aux charges statiques de même intensité. Les machines vibrantes reposent généralement sur des massifs en béton à forte inertie de façon à obtenir une fréquence propre éloignée de la fréquence de fonctionnement de la machine. En outre, les sollicitations sont trop brèves pour entraîner des tassements de consolidation dans les sols argileux. Les seules tassements peuvent donc provenir, soit d'un compactage par vibration des sables laches et des remblais, soit d'un fluage des argiles molles (fluage correspondant à des déformations à volume constant). Dans le cas des sables à l'état libre, l'effet des vibrations apparait sous la forme d'une diminution considérable de la porosité. Sous l'action d'une charge statique supérieure à $2 \times 10^5 \text{ N/m}^2$, les forces de frottements entre les particules de sable se manifestent fortement et la porosité est sensiblement diminuée. Remarquons que les propriétés de vibrocompression des sols secs ne se manifestent que durant un intervalle très court, de

quelques minutes au maximum; après quoi le sol de fondation ne tasse plus. Les effets durables dus à la Présence de machines vibrantes sont toujours dus à la présence d'humidité.

En général, les tassements augmentent, sous l'action des vibrations, avec la pression statique du terrain. Il s'en suit que les pressions sous la semelle des fondations doivent être faibles; inférieures à celles des constructions qui sont soumises à des charges statiques. Si par exemple, la pression admissible sur le sol sollicité statiquement est $\bar{\sigma}_s$, on pourra admettre sous la fondation de la machine la pression: $\bar{\sigma}_{dyn} = \alpha \bar{\sigma}_{s, stat}$.
ou α varie jusqu'à 0,8 dans le cas des turbo-alternateurs.

Outre la diminution de la pression obtenue par l'augmentation de l'aire de la semelle de la fondation, la réduction du tassement, surtout dans le cas du sable peut être obtenue par une consolidation chimique du sol.

Donc: il est déconseillé de fonder directement des machines vibrantes

- sur:
- Les sables plus ou moins silteux laches.
 - Les remblais non ou médiocrement compactés.
 - Les argiles molles.

Une solution de fondations ou de consolidation adaptée à la nature du sol devra être recherchée:

- Pieux.
- Colonnes ballastées.
- Vibro-flottaisons ect.....

b/Liquéfaction des sables.

1--définition: On appelle liquéfaction, un processus de passage d'une substance de l'état solide à l'état liquide. Pour un sol pulvérulent, cette transformation se fait par augmentation de la pression interstitielle qui peut résulter, soit d'un chargement dynamique alterné, soit d'un chargement quasi-statique ~~non~~ monotone.

2--Principe: La réduction de l'indice des vides dont s'accompagne un cisaillement dynamique tend à provoquer le départ d'une certaine quantité d'eau. IL en résulte une élévation plus ou moins progressive des pressions interstitielles, et simultanément, un transfert vers l'eau de la pression s'exerçant sur les grains. Ces derniers décomprimés, se redilatent chacun élastiquement de la quantité nécessaire pour maintenir constant le volume total.

Si la perméabilité aux frontières est nulle, U croit jusqu'à égalier σ . La résistance au cisaillement devient nulle, et le

milieu perd temporairement tout ou partie de sa résistance à la déformation. En effet d'après l'équation de-terzaghi-, on a:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma' + \Delta U$$

Si on maintient $\sigma = -\text{const.}$, $\Rightarrow \Delta \sigma = 0 \Rightarrow \Delta U = -\Delta \sigma'$

Donc une diminution de la pression effective correspond à une diminution de la résistance de cisaillement.

La liquéfaction est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut-être:

-Pratiquement illimitée dans le cas de perte totale ou permanente de résistance au cisaillement.

-Limitée en raison de la dilatance du matériau créant une chute de pression interstitielle et un regain de sa résistance au cisaillement. Ce qui explique les dangers des sables lâches.

L'observation d'un site ayant déjà subi une liquéfaction révèle la présence de cratère de sable à sa surface. Le site est généralement inondé par suite d'un écoulement ascendant provoquant une remontée de la nappe vers la surface.

3- Coefficients influençant la liquéfaction.

- Type de sol.
- Densité relative ou indice des vides.
- Pression initiale latérale.
- Intensité de la secousse sismique.
- Durée de la secousse.

1- Type de sol.

Pour les sols non cohérents : la première caractéristique est donnée par sa granulométrie. Les matériaux uniformément gradués se liquéfient plus facilement que les matériaux mal gradués (ROSS 1969). De plus, pour les sols uniformément gradués, les sables fins se liquéfient plus que les sables gros, les sables graveleux, les limons et les argiles. D'après une étude faite après le tremblement de terre d'ALASKA sur les déplacements de fondations de ponts, ROSS et AL, ont remarqué que les structures reposant sur du gravier n'avaient subi aucun dégat, alors que les structures reposant sur du sable ont été très endommagées. Pour le tremblement de terre de FUKUI ; KISHIDA (1966) a remarqué qu'il y'avait eu liquéfaction en un lieu où les 15 pieds (4,60m) supérieures étaient constitués de sable moyen mais qu'il n'y avait pas eu de liquéfaction en un lieu où le sol était un limon sablonneux ayant la même épaisseur. Ces observations in-situ sont confirmées par les résultats d'essais de chargements cycliques faits en laboratoire sur une grande variété de matériaux (LEE 1969).

2- Densité relative: Depuis les travaux de CASAGRANDE(1936) sur les changements de volume qui accompagnent les déformations de cisaillement des sols non-cohérents, il est généralement admis que la susceptibilité d'un sol à se liquéfier déterminée par son indice des vides et par sa densité relative. Au cours d'un seisme, un sable lâche peut se liquéfier, alors que le même matériau plus dense ne le peut pas. Au cours du tremblement de terre de NŪGATA (1964) au Japon, les sables dont la densité relative est voisine de 50% ont connus une importante liquéfaction, tandis que les régions où la densité relative dépassait 70% n'ont pas été touchés par ce phénomène.

3- Pression initiale latérale:

L'augmentation de la pression de confinement réduit la possibilité de liquéfaction d'un sol. Des essais de laboratoire faits par plusieurs chercheurs(LEE& SEED EN 1967) montrent que pour une densité initiale donnée, la contrainte nécessaire pour engendrer une liquéfaction sous des conditions de charge cyclique, croît avec la pression confinée. Ceci a été constaté in-situ durant le seisme de NŪGATA (1964) où le sol, sous un remblai de 2,75m est resté stable, alors que des sols semblables autour du remblai se sont fortement liquéfiés(SEED& IDRIS 1967).

4- Intensité de la secousse du sol:

Pour un sol donné, et sous une pression de confinement donnée, la vulnérabilité à la liquéfaction au cours d'un seisme dépend de la grandeur des contraintes ou des déformations induites par le seisme, qui, elles-mêmes sont liées à l'intensité de la vibration. KAWASUMI(1968) a présenté les magnitudes et les épicentres des seismes ayant affecté la ville de NŪGATA. 3 cas de seismes seulement accompagnés de liquéfaction; lors de ces liquéfactions, les accélérations maximales estimées étaient supérieures à 0,13g. Parmi les 22 autres seismes dont les accélérations estimées du sol varient de 0,005g à 0,12g; aucun n'a engendré la liquéfaction.

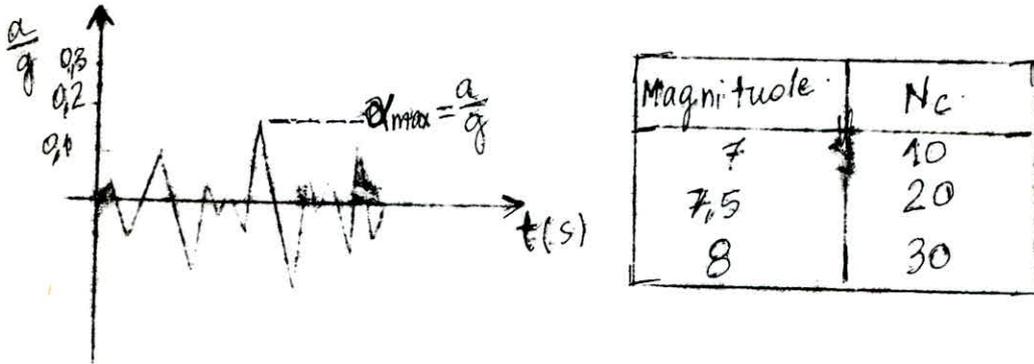
5- Durée de la secousse.

Des études en laboratoire sur la liquéfaction des sols, montrent que le début de liquéfaction dépend de l'application d'un certain nombre de cycles de déformations. Ceci est illustré in-situ par les glissements déclenchés par la liquéfaction à ANCHORAGE en ALASKA; ces glissements ne se sont produits que 90 secondes après le début du séisme (SHANNON et WILSON) ce qui montre qu'il faut un nombre de cycles de contraintes pour causer une liquéfaction.

4- Méthode générale d'évaluation du risque de liquéfaction:
(SEED et IDRIS 1971)

A- Hypothèses:

a) Le séisme: il est défini par son accélérogramme dont l'accélération maximum a_{max} est liée à la magnitude. Grâce à ce dernier, on définit le nombre N_c de cycles équivalents correspondants aux sollicitations irrégulières de ce séisme.



b) Le sable: il possède une loi de comportement vis à vis d'une sollicitation cyclique qui se traduit par l'existence d'une contrainte limite de liquéfaction correspondant à un nombre N_c de cycles équivalents.

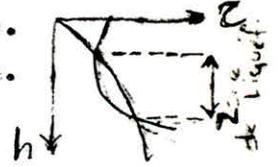
B- Méthodes: On reporte sur le même graphique, en fonction de la profondeur :

- la valeur τ_{moy} induite par le séisme. (correspondant à N_c)
- la valeur τ_l de cisaillement limite de liquéfaction pour le même nombre de cycles N_c .

Alors l'intersection des 2 courbes, définit les zones où le phénomène de liquéfaction est susceptible de se produire.

τ_{moy} est estimé à 65% de τ_{max} induite par le séisme.

Détermination de τ_{moy} et τ_l :



On suppose que parmi les différents types d'ondes engendrées par un séisme, seules les ondes de cisaillement verticales provoquent des effets sensibles au point de vue liquéfaction.

a) Détermination de τ_{moy} induit par le séisme:

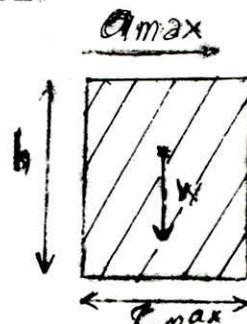
$$\tau_{(max)} = \frac{\sigma}{g} a_{max} \quad (\text{pour une colonne rigide})$$

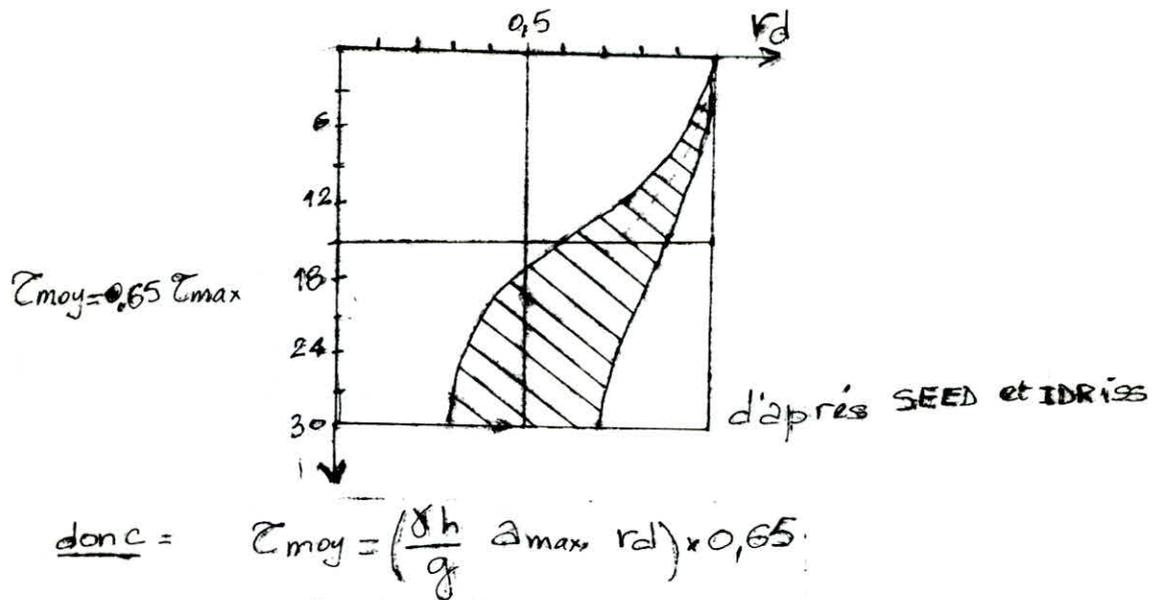
σ : contrainte totale à la profondeur h .

g : pesanteur.

Or: la colonne du sol se comporte comme un corps déformable donc la contrainte réelle de cisaillement s'exerçant sur l'élément considéré sera réduite donc:

$$(\tau_{max})_d = r_d (\tau_{max})_r \quad \text{avec} \quad r_d = \text{Coef de réduction de contraintes} < 1$$





Détermination de a_{max} : La valeur de a_{max} est donnée directement par les accélérogrammes, enregistrés lors des seismes qui ont frappés la région étudiée. A défaut de ces enregistrements, on se réfère aux courbes expérimentales établies par différents chercheurs (SEED & SCHNABEL); (IDRISS & ALL) ect..., qui, pour une magnitude et un sol donnés, ces courbes donnent la valeur de a_{max} en fonction de la distance qui sépare l'épicentre du seisme du lieu considéré. (voir fig. 1).

b) Détermination de R_t :

Données concernant le sol:

- Granulometrie du sol, en particulier D_{50} .
- Densité relative D_r .

On définit: - Taux de sollicitations critiques: à l'appareil triaxial provoquant la liquéfaction en N_c cycles.

$$R_t = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right) l$$

σ_{dc} : déviateur cyclique provoquant la liquéfaction.
 σ_a : pression de consolidation de consolidation de l'éch-

-Taux de sollicitation critique in-situ. (en N_c cycles.)

$$R_i = \frac{\tau_l}{\sigma'_0}$$

σ'_0 : Contrainte effective due au poids des terres.
 C_r : Coef. de correction donné en fonction de D_r .

D'après SEED & IDRISS, on a: $R_i = R_t \times C_r$

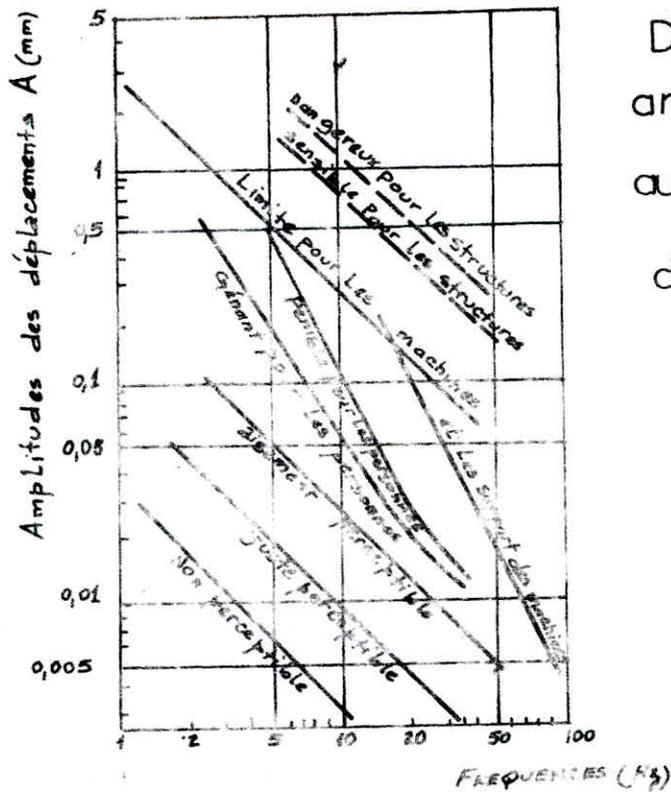
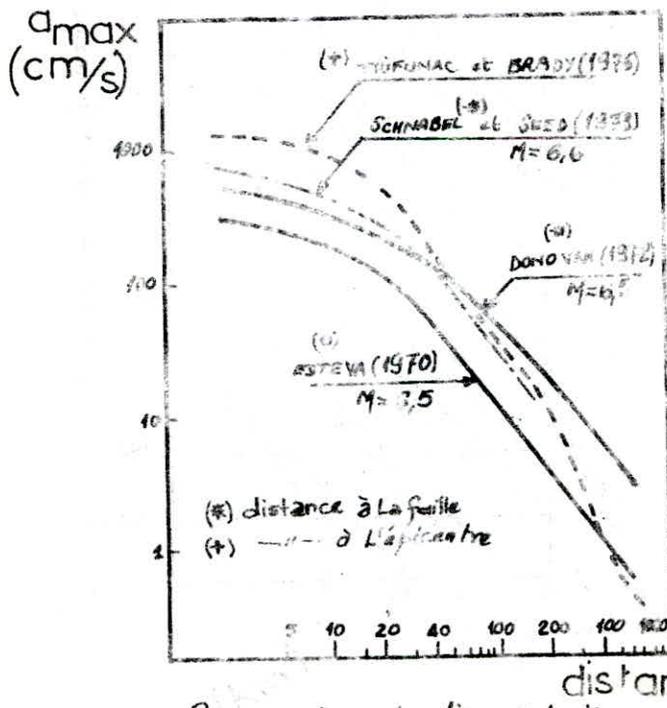


Diagramme des amplitudes tolérables aux divers fréquences

d'après RICHART 1962

(fig)



Comparaison de diverses Lois d'atténuation (D'après TRIFUNAC & BRADY - 1976)

(fig.)

$$\Rightarrow \frac{\tau_l}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_v} \right)_{\ell} \times C_r$$

Par ailleurs, pour une densité relative de 50%, un certain nombre d'essais triaxiaux cycliques effectués sur des sables saturés de différents diamètre moyen D_{50} ont donnés les taux de sollicitations critique du graphique suivant. (voir fig.2).

En déduisant $\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_v}$ du graphe, il suffit de multiplier la valeur de τ_l par $\frac{D_r}{50}$

Enfin, on a montré que pour $D_r = 80\%$, la contrainte de cisaillement limite de liquéfaction, τ_l est proportionnelle à D_r ; d'où:

Conclusion: il suffit de comparer τ_{moy} induit par le seisme à

τ_l ; à une profondeur donnée. avec $\tau_l = \sigma'_v \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_v} \right)_{50} \times C_r \times \frac{D_r}{50}$.
On fera attention à une profondeur bien déterminée, appelée h_{crit} .

elle dépend de la position de la nappe phréatique.

Prof de la nappe	h_{crit}
0 à 3m	6m
≈ 4m	≈ 9m

5-Corrélation entre le S.P.T et la liquéfaction.

Parrallèlement aux travaux de laboratoire sur les échantillons intacts ou reconstitués, l'attention s'est également portée sur les moyens d'apprécier le risque de liquéfaction d'un site par le biais d'essais en place.

Compte tenu de sa fréquence d'utilisation, tant aux U.S.A qu'au JAPON, c'est naturellement avec le S.P.T que des corrélations ont été recherchées en premier lieu.

LES résultats des recherches menées au JAPON ont conduit à estimer la résistance à la liquéfaction d'un sol à une profondeur donnée, caractérisée par le rapport des contraintes, selon la magnitude considérée, par les relations suivantes:

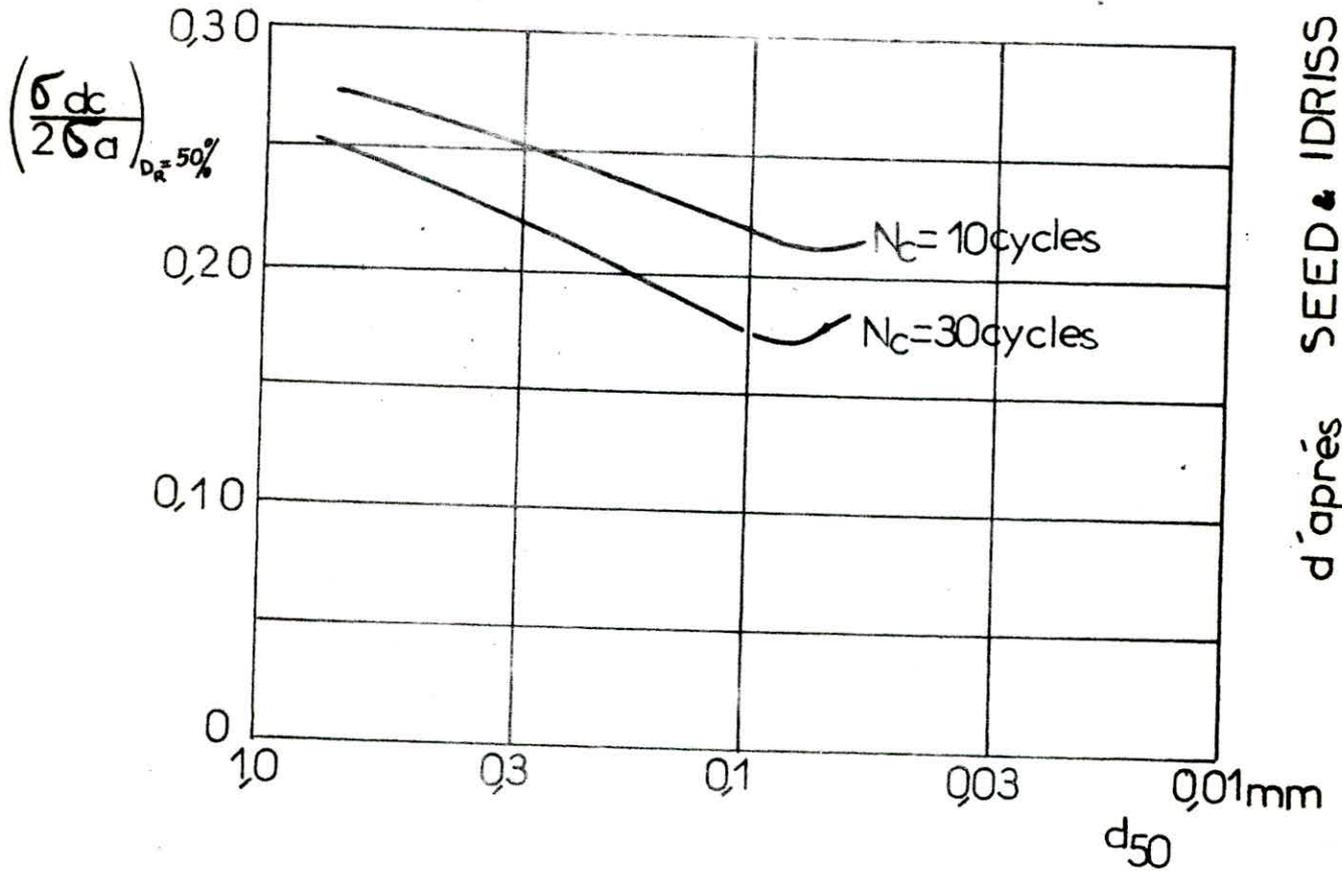
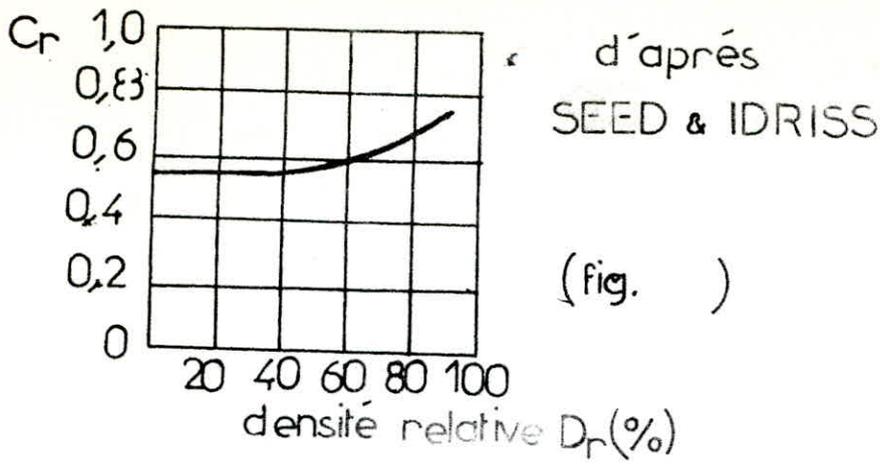
$$\frac{\tau_l}{\sigma'_v} = \begin{cases} A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\} & \text{pour } 0,04 \leq D_{50} \leq 0,60 \text{ mm.} \\ A \left\{ \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 70}} - 0,0567 \right\} & \text{pour } 0,60 \leq D_{50} \leq 1,50 \text{ mm.} \end{cases}$$

N: nombre de coups pour 30cm d'enfoncement.

σ'_v : contrainte effective à la profondeur considérée. (en KPa).

A: coef. tenant compte de la magnitude du seisme.

MAGNITUDE	$5\frac{1}{2}$ à 6	$6\frac{1}{2}$	7	$7\frac{1}{2}$	8
A	0,66	0,60	0,56	0,53	0,50



1- VIBRATION DES MACHINES.

a) Causes: Les vibrations produites par les machines peuvent avoir des causes assez variées, dont certaines sont inhérentes au processus technologique; ou, au principe de fonctionnement de la machine. Tandis que d'autres sont dues à des inexactitudes d'exécution; à des défauts, ou à l'usure.

Dans le cas des fondations des machines à mouvement de rotation uniforme, telles que les TURBO-ALTERNATEURS, ce sont les défauts d'exécution qui produisent les vibrations. C'est le phénomène de balourd. Généralement, une machine vibrante n'est pas installée directement sur le sol. Le plus souvent, elle est isolée de celui-ci par un support qui se présente sous forme de fondation ou d'un matériau élastique (ressort; caoutchouc; ..). Les supports doivent être correctement choisis et dimensionnés de sorte que:

-Les charges transmises au sol ne dépassent pas les charges admissibles tant du point de vue statique que dynamique.

-Les vibrations produites ne nuisent pas au bon fonctionnement de la machine elle-même et son voisinage.

-Les vibrations propagées ne causent pas de dommages dans les fondations voisines ainsi que pour le corps humain.

b) Expression de l'excitation.

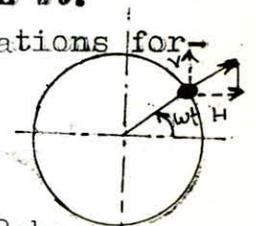
Pour l'étude des vibrations provoquées par les machines, ainsi que pour le calcul des fondations anti-vibratiles, il faut établir les expressions mathématiques des forces perturbatrices.

L'exemple nous concernant est le cas où l'excitation est provoquée par une force centrifuge d'une masse non-équilibrée.

Si le rotor d'une machine type turbo-alternateur possède une masse non-équilibrée de valeur m_0 qui tourne avec une excentricité r_0 , il produira la force centrifuge rotative $C = m_0 r_0 w^2$; dont les projections verticales et horizontales donnent:

$$V = m_0 r_0 w^2 \sin wt. \quad H = m_0 r_0 w^2 \cos wt.$$

Ce sont ces forces qui constituent des sources de vibrations forcées de la machine.



c) Phases principales de l'étude.

L'étude dynamique d'une fondation de machine comporte 2 phases

principales: -Etude des vibrations libres: Dans cette phase, les grandeurs à calculer sont: les pulsations propres.

Leurs détermination exige la connaissance des éléments suivants:

les masses m_i en mouvement.

les constantes élastiques K_i .

les coefficients d'amortissement C_i .

-Etude des vibrations entretenues:

On prend comme point de départ la connaissance de $F(t)$;

Cette phase permet de déterminer:

- les amplitudes A_i à comparer à \bar{A} .
- les forces transmises F_T , permet de calculer la pression sur le sol.

2- EFFETS NOCIFS DES VIBRATIONS

L'expérience accumulée jusqu'ici permet de diviser en 3 grands groupes les sujets sur lesquelles les vibrations peuvent produire des effets nuisibles.

a) Sur les batiments: Aux faibles et moyennes intensités, les vibrations mécaniques transmises par le terrain aux batiments ne sont ^{pas} nuisibles aux constructions; mais, au delà de certaines limites, elles peuvent causer des dommages tels que/

- Fissures dans les cloisons ou dans les structures porteuses.
- Fissures dans le crépi; suivi de la chute de celui-ci.
- Tassement des fondations, inclinaison des piliers et des murs.
- Bruits, souvent amplifiés par les fenêtres, les portes métalliques, les couvertures.

b) Sur les machines et les installations.

Par suite de la variété des machines et des installations techniques, les effets des vibrations peuvent être considérés de plusieurs points de vue:

- Effet sur le fonctionnement des machines, et leurs fondations.
- Effet sur la précision de travail des machines.
- Effets sur les appareils de mesures.
- Effets sur l'étanchéité et l'isolation des conduits.

c) Sur l'homme.

A partir de certaines valeurs des grandeurs qui les caractérisent, les vibrations mécaniques, tout comme les vibrations acoustiques, sont nuisibles à la santé, par voie de conséquences, au travail fait par l'homme. Les trépidations ont des effets variés sur l'organisme, allant de la fatigue du système nerveux jusqu'à des sensations douloureuses. L'ouvrage " CHOCS & VIBRATIONS" de HARRIS & CREDE, contient, dans le chapitre 44, un ample exposé des effets des vibrations sur le corps humain.

Rappel: Loi de HOOKE généralisée:

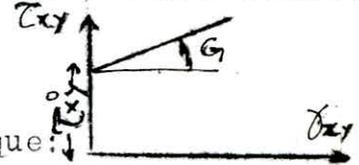
$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_x = \frac{\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)}{E} \\ \epsilon_y = \frac{\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)}{E} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} \epsilon_z = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E} \\ \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} \gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \\ \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \end{array} \right.$$

Dans la théorie de l'élasticité, on admet l'hypothèse que, à l'état initial, les corps ne subissent aucune contrainte aussi longtemps qu'ils ne subissent pas l'action d'une charge extérieure. Les sols possédant généralement des contraintes initiales dues:

- Soit au frottement entre les grains et les diverses particules qui les composent.
- Soit à d'autres phénomènes physico-chimiques.

Si τ_{xy} désigne la contrainte initiale due au frottement interne, alors la relation entre τ_{xy} et τ_{yx} devient:

$$\tau_{xy} - \tau_{yx} = G\theta_{xy}$$



Les expériences de laboratoire ont montrés que:

- 1- Pour les sables: le module d'élasticité E ne varie qu'insensiblement avec l'humidité, la granulométrie et la porosité. Donc la valeur de E est assez constante.
- 2- Pour les argiles: E diminue rapidement avec l'humidité et aussi lorsque le coefficient de porosité augmente.

Intracation de la masse du sol avec le système oscillant:

Pour les sols, la masse du sol qui participe à la vibration peut-être supérieure à celle de la fondation rigide qu'il recouvre. Il sera difficile de la considérer comme négligeable. Les expériences faites au moyen de vibrateurs à BALOURD afin de déterminer la fréquence et l'amplitude à la résonance de la fondation ont montrés que les grandeures dépendent /

- a) Du module d'élasticité du sol.
- b) De la masse du sol entraînée par le mouvement.
- c) De l'aire de la semelle de fondation. ect....

Un groupe de chercheurs s'est proposé de déterminer la valeur de la masse du sol qui participe au mouvement vibratoire.

$$P = \sqrt{\frac{k}{m}} \implies P^2 = \frac{k}{m} = \frac{k}{G} g$$

Dés 1934, LORENTZ a proposé qu'on substitue à cette relation, la relation suivante: $P^2 = \frac{k g}{G_f + G_s} = \frac{k}{m_f + m_s}$

$k_z = c_z x_s$: constante élastique dynamique du sol.

G_f : Poids de la machine et de la fondation.

G_s : Poids du sol qui vibre avec la machine et la fondation.

détermination de G_s:

HOOL & KINNE:	G _s = 10 x G _f
MARKAN :	G _s = ($\frac{2}{3}$ à 1,5) x G _f
-DOGEBO- :	G _s = (4 à 10) x G _f

PROPRIETES D'AMORTISSEMENT DES SOLS DE FONDATIONS

Le sol de fondation travaille comme un amortisseur, il consomme donc l'énergie de la vibration qu'il transforme en chaleur; Aussi bien par les frottements entre les particules que par leurs frottements internes.

a) Selon PAVLUK: L'équation des vibrations libres amorties:

$$m\ddot{Z} + k_z \dot{Z} + k_z Z = 0$$

Il donne les valeurs de ζ pour plusieurs types de sols, (voir BUZDUGAN, tableau 3.9)

b) Selon EHLERS: Il a transformé l'action de la masse du sol, en vibration en un effet d'amortissement appliqué à la fondation:

$$\beta = \frac{c}{c_{crit}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\rho_s V_s}{\sigma_0}}$$

c_c : Coefficient critique d'amortissement.

ρ : Masse spécifique du sol.

s : Aire de la semelle en m².

σ_0 : Pression statique de la semelle, ($\sigma_0 = \frac{G}{S}$)

g : Pesanteur.

PROPRIETES ELASTIQUES DES PIEUX.

1- INTRODUCTION: On exécute des pieux lorsque:

a) La pression totale sur le sol (statique et dynamique) dépasse la pression admissible.

b) Il est nécessaire d'augmenter la pulsation propre de la vibration d'une fondation massive.

c) On veut diminuer les amplitudes des vibrations.

d) On veut diminuer les tassements résiduels dynamiques de la fondation.

Dans le calcul des fondations sur pieux, aux constantes élastiques du sol, donc aux modules $G_x; G_z; G$ etc., On substituera les constantes élastiques du sol.

2- Constantes élastiques des pieux dans le cas des vibrations verticales:

La constante élastique d'un pieu individuel est fournie par:

$$K_z^1 = \frac{P}{Z}$$

P: force qui appuie sur le pieu,

Z: tassement élastique qui en résulte,

Pour n pieux en parallèles: $K_z^1 = n K_z^1$

La valeur de K_z^1 peut être déterminée expérimentalement, soit:

- En chargeant le pieu et en mesurant les tassements élastiques correspondants.
- En mesurant la pulsation propre P_z du pieu excité dynamiquement et sachant que $P_z = \sqrt{\frac{K_z}{m}}$; on déduit: K_z .

Le tassement élastique z peut être exprimé comme une somme de 2 termes: $z = z_1 + z_2 = \frac{P_x l}{E_x A} + z_2$

z_1 : Raccourcissement du pieu en tant que corps élastique.

z_2 : Tassement du pieu en tant que corps rigide s'enfonçant dans le sol.

Comme $z_1 \ll z_2 \Rightarrow z = z_2$

Dans cette hypothèse: Les études effectuées montrent que K_z peut être exprimé par: $K_z^1 = c s l$

c : Constante élastique réduite/ unité d'aire latérale.

s : Périmètre de la section du pieu.

l : Longueur du pieu.

Les valeurs de c sont déterminées expérimentalement.

BARKAN: définit la constante élastique du pieu par:

$$K_z^1 = \bar{c} s l^2 \quad \bar{c} \text{ en } (\text{dan/cm}^4)$$

On constate que pour un réseau de pieux, la constante élastique est d'autant plus faible que la distance entre les pieux est réduite.

Soit μ le coef. de réduction: $\mu = f(t/\emptyset)$

t : distance entre les pieux.

\emptyset : diamètre des pieux.

$$\text{donc: } K_z^1 = \mu c s l$$

Habituellement, On prend $\mu = 0,6$

L'ouvrage de SAVINOV: (FUNDAMENTY POD MACHIN) recommande les valeurs suivantes:

Sol argileux, faible, plastique.....	$\mu c = 0,5 \cdot 10^7$	N/m^3
Sables.....	$\mu c = 2 \cdot 10^7$	N/m^3
Sols de loess et argiles.....	$\mu c = 3 \cdot 10^7$	N/m^3

APPLICATION AU CAS DE
LA
CENTRALE THERMIQUE

DEUXIEME PARTIE : APPLICATION AU CAS DE LA CENTRALE DE SKIKDA

CHAPITRE I

1- PRESENTATION DU SITE

Le terrain étudié est situé à l'est du centre ville de SKIKDA dans le prolongement de l'ancienne centrale, et se présente comme étant plat.

La visite effectuée sur le site nous a permis de définir les conditions régnant au voisinage de l'emplacement de la nouvelle centrale et, par conséquent, d'entamer la campagne de reconnaissance du sol.

2- PRESENTATION DE LA CENTRALE THERMIQUE

Description:

La centrale thermique est une usine de production de l'énergie électrique à l'aide de moteurs thermiques.

Elle est constituée des éléments suivants:

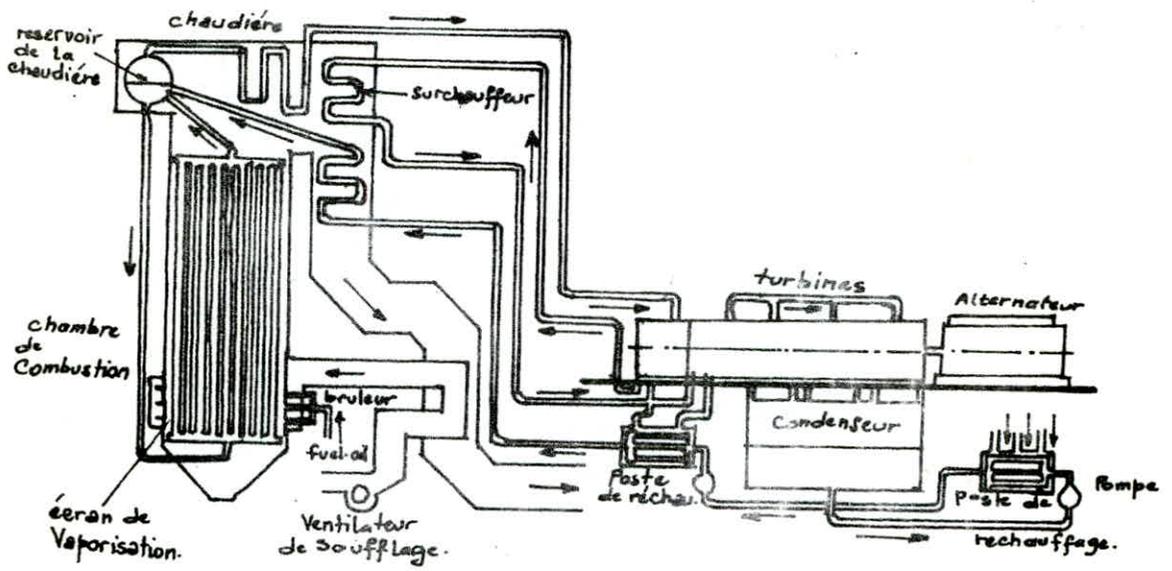
- Groupe turbo-alternateur: il comprend une turbine et un alternateur reliés par un arbre. La turbine est constituée de deux éléments principaux: le rotor & le stator.
- Chaudière.
- Condenseur.
- Canalisations & tuyauteries.

Du point de vue GENIE-CIVIL, on va s'intéresser à l'élément le plus important, à savoir: le groupe turbo-alternateur, qui présente un aspect dynamique.

Il sera étudié du point de vue: mécanique des sols (étude géotechnique); béton armé (calcul de la fondation); et aussi dynamique (étude des vibrations).

Caractéristiques techniques du groupe turbo-alternateur:

- Poids propre du groupe..... 160t
- Poids propre du rotor..... 20,32t
- Poids du condenseur plein..... 23t
- Couple du court-circuit..... $40 \cdot 10^4$ mN
- Dimensions du groupe turbo-alternateur..... 3m x 7,60m
- Fréquence de rotation du groupe..... 3000 tr/mn



Coupe schématique d'une
CENTRALE THERMIQUE

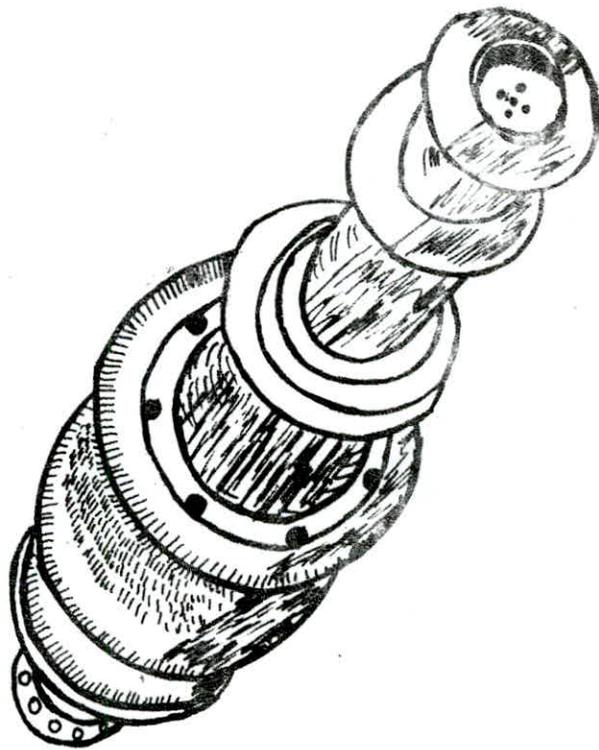


schéma d'un alternateur

SITUATION TOPOGRAPHIQUE & GEOLOGIQUE

1- SITUATION TOPOGRAPHIQUE.

Le terrain étudié se situe à l'embouchure de l'oued SAF-SAF, rive droite dans un quadrilatère défini par les coordonnées LAMBERT suivantes:

X= 877,550 à 877,750 km

Y= 405,700 à 405,900 km

C'est l'extrémité même d'une ancienne zone d'estuaire entre le massif du DJEBEL MOUADER qui domine SKIKDA et les premières collines d'EL-FRACHA. La zone à étudier a une forme rectangulaire limitée au nord par la mer, au sud par le rejet de l'oued SAF-SAF, à l'ouest par l'ancienne centrale, à l'est par la raffinerie de SKIKDA.

côté mer: le port méthanier

côté oued: une digue de protection endigue le SAF-SAF, les hydrologues lui imposent un niveau de crête de 7m(N.G.A)

2-GEOLOGIE DU SITE:

Au point de vue géologie, on est dans une zone où alternent des épisodes à sédimentation fluviale (argile) et marine (sable).

a) Sédimentation fluviale:

Elle constitue la partie la plus fine du matériel sédimentaire. Ce matériel provient de l'usure du dernier seuil que franchit le SAF-SAF entre le DJEBEL BERGOUG & le DJEBEL SALAH DJOUAMAA dans les grès & poudingues du numidien et les schistes & phyllades azoïques. L'observation des zones d'éboulis de schistes montre clairement le processus d'altération à partir de formations argileuses, talqueuses, sericiteuses, recoupées de nombreux filonnets de quartz laiteux. Des fractions plus grossières peuvent apparaître dans les sédiments apportés par l'oued; ce sont les limons argileux ou des sables fins qui proviennent des formations numidiennes.

b) Sédimentation marine:

Deux massifs peuvent fournir le matériel détritique grossier:

- micashistes granulitisés au nord ouest.

- calcaires métamorphiques du FILFILA à l'est.

Les éléments roulés par la mer sont déposés sous forme de cordons dunaires plus ou moins importants & plus ou moins anciens.

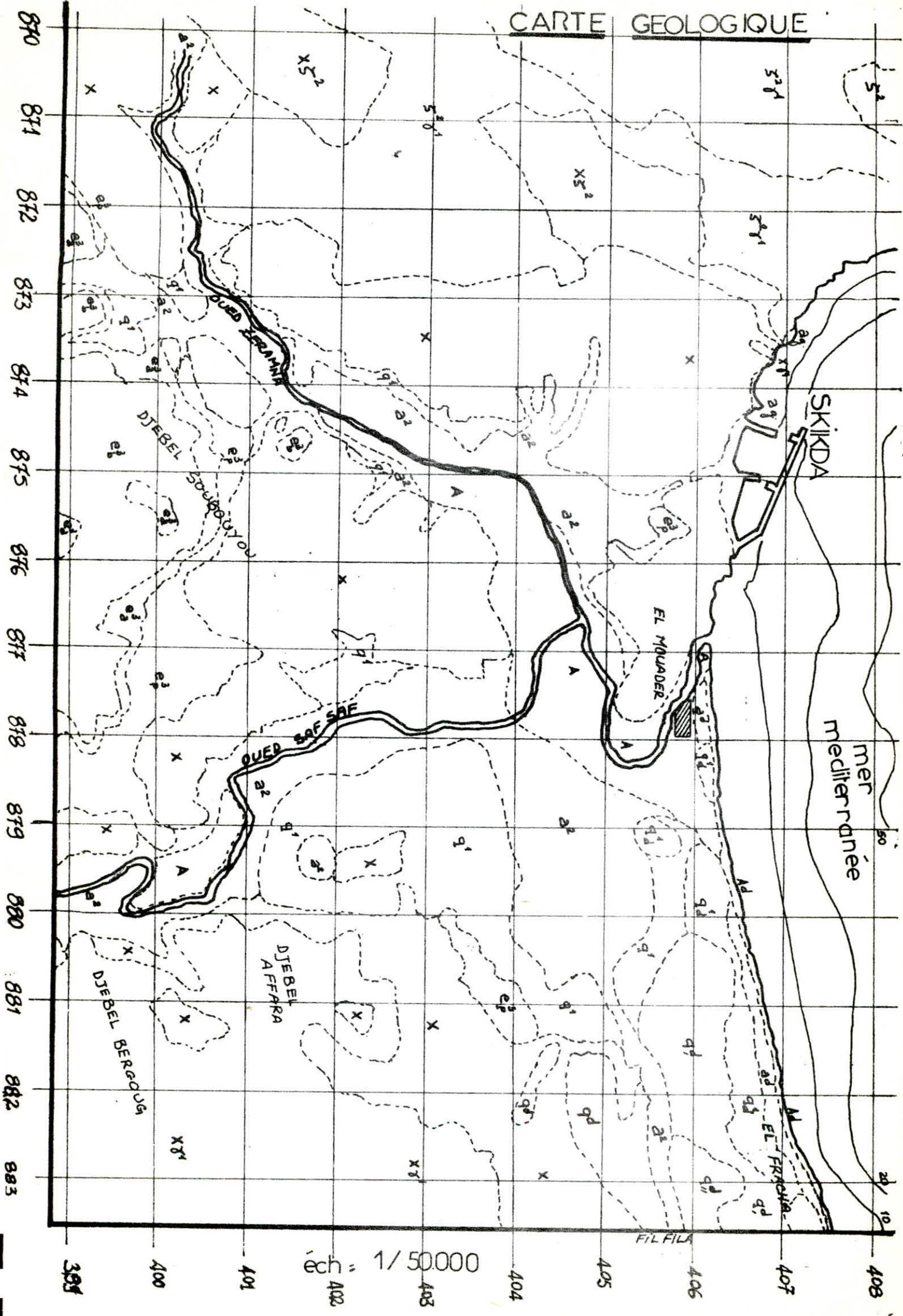
Enfin dans la masse même de ces formations dunaires, apparaît souvent une grésification. Le passage des sables compacts au grès se faisant progressivement.

-DESCRIPTION DES TERRAINS SEDIMENTAIRES

A: Alluvions actuelles-plages-: Limons du lit majeur du SAF-SAF, du ZERAMNA et de la plaine marécageuse formée par le confluent de ces deux oueds.

- A^d: Dunes actuelles: du fond du golf de STORA et SKIKDA à l'est.
- a_g: Cordon littoral récent: bancs de grès calcaires émergeant au milieu des plages entre STORA et SKIKDA.
- a²: Alluvions récentes: limons et cailloux roulés au fond des vallées
- a^d: Dunes récentes: fixées par la végétation, leurs sommets s'élèvent à 10-20m.
- q¹: Alluvions anciennes des vallées: (niveau inférieur) terrasses de limons et de cailloux roulés qui dominent de 20m et moins le lit du SAFSAF et ZERAMNA.
- q_d¹: Dunes anciennes (niveau inférieur): couvert en grande partie par une végétation forestière, elles atteignent une altitude de 40 à 50m.
- q₁^d: Dunes anciennes (niveau moyen): s'élèvent jusqu'à 70-80m.
- q₁₁^d: Dunes anciennes (niveau supérieur) développées sur les schistes paléozoïques en pleine forêt jusque vers les cotes 100 et 110.
- e₃: Grés de NUMIDIE: grés jaunâtre à grains fins ou l'on peut observer à différents niveaux de minces lits argilo-sableux.
- e_a³: Argiles et grés: Argiles noires renfermant de minces lits de grés jaune; à la base de la formation précédente.
- e_p³: Poudingues et grés: Cailloux de gneiss, de schistes, et surtout de quartz. Assez irrégulièrement s'y intercallent des assises gréseuses ou argileuses; la puissance de l'ensemble varie de 1P à 50m.
- d/ Terrains azoïques:
- X: Sciste et phyllades: grés bleuâtre argileux talqueux, recoupé de nombreux filonnets souvent des lentilles de quartz laiteux.
- X²: Scistes micacés: Terme de passage des argileux aux micaschistes et gneiss schisteux ^{X¹}.
- X¹: Schistes granulitisés (gneiss): Présente la texture des gneiss glanduleux, intimement liés aux schistes. Ils se distinguent par la présence de nombreux cristaux de feldspath.
- X²: Micaschistes granulitisés (gneiss schisteux): Alternent parfois avec des micaschistes et forment le terme de passage des vrais gneiss aux schistes micacés.
- 3- REGIME DES EAUX: Dans la majeure partie de la région, le sous sol est formé de schistes paléozoïques imperméables, par suite le régime des eaux courantes issues de multitudes de petits ravins est fort irrégulier. deux petits niveaux aquifères existent dans le massif. l'un en contact de calcaires paléozoïques emballés au milieu des schistes métamorphiques; l'autre à la base des grés de numidie. Mais comme leur bassin d'alimentation est fort peu étendu, il n'en sort que de faibles quantités d'eau. La majeure partie des ressources en eau du ZERAMNA et du SAFSAF. Ils alimentent plusieurs puits et fermes.

CARTE GEOLOGIQUE



1/50000

LEGENDE

Terrains sédimentaires

- | | | |
|------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| A | Alluvions actuelles
Plages | |
| A_d | dunes actuelles | |
| a_g | cordon littoral
récent | |
| a^2 | Alluvions
récentes | |
| a^d | dunes
récentes | |
| q^1 | Alluvions
anciennes
des Vallées | |
| q^1_d | dunes anciennes
(niveau inférieur) | |
| q^d | dunes anciennes
(niveau moyen) | |
| $q^d_{''}$ | dunes anciennes
(niveau sup.) | e^3_a Argiles
et Grés |
| e^3_b | Grés de
Numidie | e^3_p Poudingues
et Grés- |

terrains azoïques

- | | |
|--------------------|---|
| γ | Schistes
et
Phyllades |
| $X\gamma^2$ | schistes
micacés |
| $X\gamma^1$ | schistes
granulitisés |
| $\gamma^2\gamma^1$ | micaschistes,
granulitisés
(Gneiss schisteux) |

CHAPITRE II IDENTIFICATION DU SOL

1- Implantation des essais

L'implantation des différents sondages & essais in-situ a été imposée par la SONELGAZ. On dispose de:

- 20 sondages carottés, répartis rationnellement sur le terrain.
- 7 essais de pénétration dynamique: les essais n'ont pas été réalisés par manque de fiabilité des résultats dans les terrains saturés.
- 12 essais de pénétrations statiques.
- Essais piézométriques: Vue que le niveau de la nappe était visuel à 1 mètre de profondeur au maximum lors des sondages, les essais piézométriques étaient inutiles.
- Essais S.P.T : réalisés en même temps que les sondages dans les formations sableuses.

2- Essais d'identification

a) Coupes de sondages: Lors de l'exécution des sondages, il a été prélevé des échantillons remaniés & paraffinés. L'utilisation d'un carottier spécial (carottier triple) nous a permis d'avoir des échantillons intacts de sable. Une identification préliminaire a été faite à vue sur les sols prélevés. Des observations sur la grosseur des grains, la couleur, l'odeur, la consistance, ont aboutit à une appellation provisoire. Une description détaillée des différents sondages est représentée sur les coupes de sondages (jointes en annexe).

Sur 10 sondages réalisés jusqu'à ce jour (les autres sont en cours d'exécution), on a pu constaté une hétérogénéité en plan des couches traversées. On constate 5 couches principales:

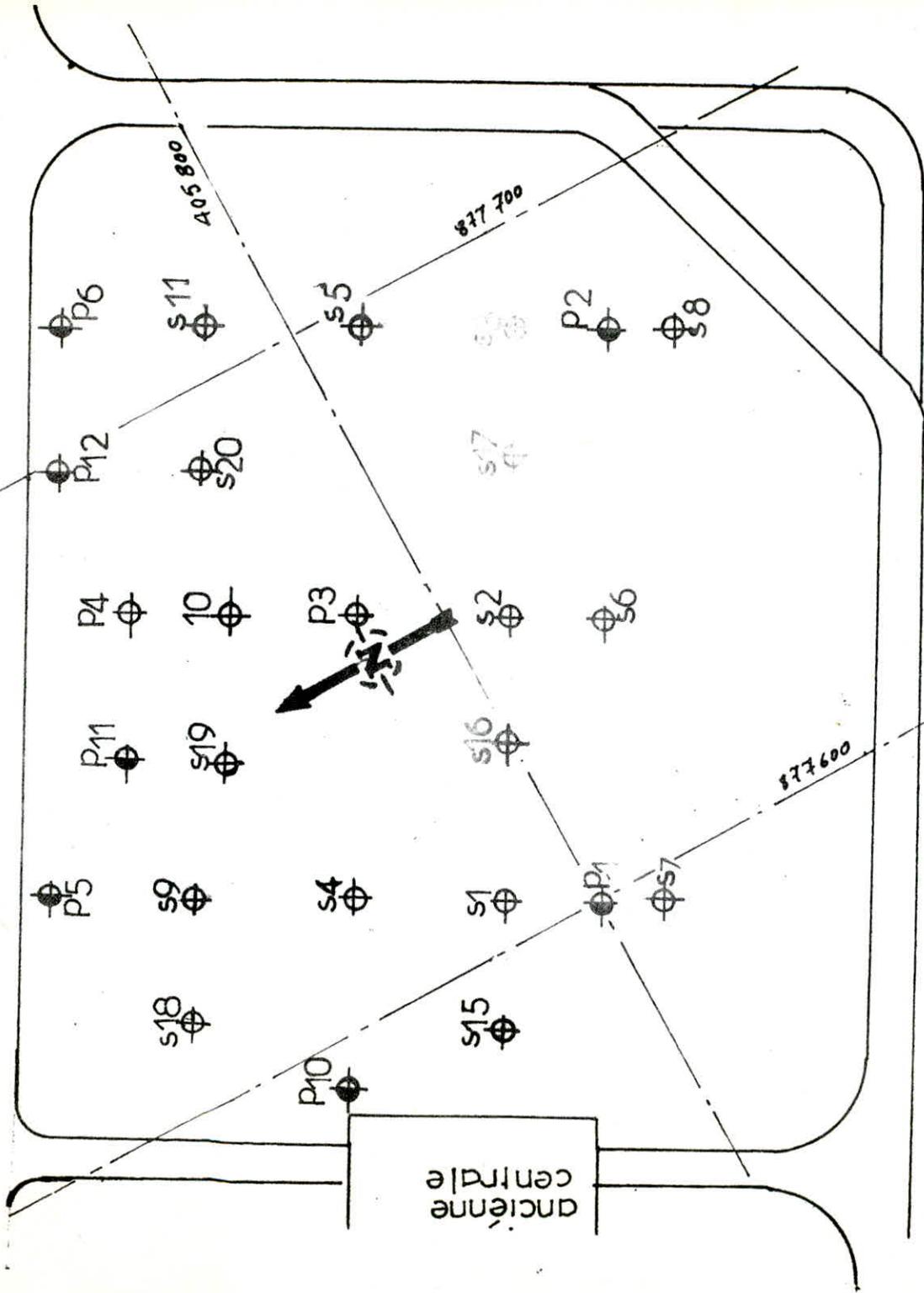
- 1^{ere} couche: sable moyen beige ocre.
- 2^{eme} couche: sable fin vaseux.
- 3^{eme} couche: sable grossier.
- 4^{eme} couche: sable fin à moyen jaunâtre.
- 5^{eme} couche: schiste altéré suivi de schiste saint très dur.

b) Analyse granulométrique: Cette analyse a permis de tracer les courbes granulométriques (données en annexe).

D'après ces courbes, les couches rencontrées présentent les proportions suivantes:

- 1^{ere} couche 20% de sable fin (SF)
 73% de gros sable (GB)
 7% de gravier (G)

Plan d'implantation des sondages (ech 1/1000)



bornes de références				
coordonnées chantier		coor. lambert		
	x	y	x	y
A	1000,000	5000,000	877543,00	405953,76
B	1259,403	5000,000	877769,07	405826,55

coor locales		
o	x	y
S1	1125,00	4910,00
S2	1170,00	4910,00
S3	1215,00	4910,00
S4	1215,00	4933,00
S5	1215,00	4933,00
S6	1170,00	4885,00
S7	1125,00	4885,00
S8	1225,00	4895,00
S9	1125,00	4958,00
S10	1170,00	4953,00
S11	1215,00	4958,00
S12	1155,00	5050,00
S13	1166,50	5163,50
S14	1137,50	5187,50
S15	1105,00	4910,00
S16	1150,00	4910,00
S17	1195,00	4910,00
S18	1105,00	4958,00
S19	1147,50	4953,00
S20	1192,50	4958,00

essai pénétration		
o	x	y
P1	1125,00	4895,00
P2	1215,00	4895,00
P3	1170,00	4933,00
P4	1170,00	4970,00
P5	1125,00	4980,00
P6	1215,00	4980,00
P7	1115,00	5140,00
P8	1163,00	5185,00
P9	1147,50	5181,00
P10	1095,00	4933,00
P11	1147,50	4970,00
P12	1192,50	4980,00

2 ^{eme} couche	64% de SF 26% de limon 10% de GS
3 ^{eme} couche	8% de SF 90% de GS 2% de G
4 ^{eme} couche	30% de SF 65% de GS 5% de limon

5^{eme} couche schiste altéré suivi d'un schiste saint.

Coefficient d'uniformité de HAZEN:

Il est défini par le rapport suivant: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, suivant sa valeur les diamètres des grains sont groupés ou au contraire étalés. De même, on définit le coefficient de courbure par: $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$. Les résultats sont donnés sous forme de tableaux et classés d'après la classification du L.C.P.C pour les sols grenus. (tab.

c) L'équivalent sable: L'"ES" tombe très rapidement dès qu'il ya un faible pourcentage de limon et d'argile dans le sol pulvé- rulent. Les résultats par couche & leurs classifications sont donnés dans les tableaux

On remarque que pour la:

- 1^{ere} couche: sable pur & propre
- 2^{eme} couche: sol plastique
- 3^{eme} couche: sable pur
- 4^{eme} couche: sol non plastique

ce qui est conforme aux résultats de l'analyse granulométrique.

d) Analyse chimique:

Une analyse chimique sommaire a été effectuée sur des échantillons du sable vaseux (2^{eme} couche). Les résultats sont représentés dans le tableau interprétation de cette analyse: La teneur en $CaCO_3$ d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et sa sensibilité à l'eau; suivant la valeur de cette teneur en $CaCO_3$, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche. La valeur de transition étant autour de 60%. Dans notre cas: les résultats montrent une faible teneur en $CaCO_3$, ce qui laisse prévoir une faible résistance mécanique de cette couche.

e) Limites d'atterberg:

Ces essais ont été effectués sur la couche vaseuse présentant un comportement plastique. les résu- ltats et la classification d'après la limite de liquidité WL sont donnés dans les tableaux

Sondage	Profondeur	insolubles SiO ₂ + Silice	OXYDES TOT. Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃	CARB. CaCO ₃	SULFATES CaSO ₄ ·2H ₂ O	CHLOR. Na cl	EAU DE Constitution	MATIERES ORGANIQUES
1	6,50-7,00	73,84	7,28	16,53	Traces	0,59	2,87	-
1	10,0-10,50	80,93	5,60	13,22	Traces	0,29	1,35	3,691
1	20,0-4,00	83,14	2,68	10,74	Traces	0,12	0,42	-
1	7,00-7,45	75,05	6,43	15,70	Traces	0,12	2,32	1,746
1	7,45-8,45	76,57	6,45	11,83	Traces	0,12	2,07	-
15	3,45-5,00	85,84	4,73	10,74	Traces	0,12	-	-
15	8,00-8,50	75,66	5,83	14,83	Traces	0,12	2,38	-
15	8,50-10,0	73,40	9,15	14,82	Traces	0,12	3,98	4,553
15	15,0-16,5	82,25	4,65	3,31	Traces	0,18	0,12	-

ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE
(résultats en % & en poids)

Sondage	Profondeur	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	Coef de HAZEN C _u	Coef de Courbure C _e
1	2,00- 4,00	0,13	0,25	0,38	2,92	1,265.
1	4,00- 4,45	0,15	0,29	0,45	3	1,246.
1	4,45- 6,00	0,13	0,28	0,45	3,46	1,34.
15	1,50 - 3,00	0,16	0,40	1,7	10,625	0,588.
15	3,00- 8,45	0,13	0,30	0,48	3,69	1,44.
15	3,45- 5,00	0,15	0,30	0,54	3,6	1,11.
1	6,5 - 7,00	-	0,03	0,063	-	-
1	7,00- 7,45	-	0,034	0,08	-	-
1	7,45- 8,45	-	0,0375	0,36	-	-
1	9,45- 10,00	0,055	0,1	0,13	2,363	1,398.
1	10,00- 10,30	0,003	0,06	0,1	33,33	12.
1	10,30- 11,45	0,055	0,1	0,13	2,363	1,398.
15	6,00- 6,30	-	0,017	0,077	-	-
15	6,30- 6,50	-	0,05	0,084	-	-
15	8,00- 8,50	-	0,034	0,28	-	-
15	8,50- 10,00	-	0,012	0,041	-	-
15	10,00- 10,45	0,35	0,45	0,55	1,571	1,05.
15	10,45 - 11,00	-	0,30	0,47	-	-
15	15,00- 16,50	0,19	0,38	0,49	2,473	1,617.
1	11,45- 11,65	-	0,005	0,035	-	-
1	11,65 - 12,00	0,0033	0,24	0,70	-	-
1	14,00- 16,00	0,24	0,45	0,65	2,71	1,298.
16,00	16,00- 19,00	0,14	0,30	0,45	3,214	1,428.

Classification des sols grenus (d'après L.C.P.C.)

Couche	Prof en	nature	C _u	C _e	Classification d'après L.C.P.C.
1	0,0-5,00	Sable moyen beige ocre	2,92 à 3,69.	1,11 à 1,44	- Sm. sable propre mal gradué-
2	5,00-9,30	Sable vaseux très fin	-	-	- Sm-
3	9,30-14,5	Sable grossier	1,571 à 2,71	1,05 à 1,617	Sable propre mal gradué-
4	14,50 17,50	Sable moyen à fin jaunâtre	2,47 à 3,21	1,428 à 1,617	- Sm- Sable propre mal gradué-

Couche	Sondage	Prof.(m)	Nature	γ_h t/m ³	γ_d t/m ³	Compacité	I _p	W _L	Plasticité	w%	Es%	observation.	
1	17	1,5 - 1,95	Sable moyen beige-ocre								83,9	Sable pur et propre.	
	17	1,5 - 3,00	" " "								82	" " "	
	17	2,00 - 3,00	" " "								83,9	" " "	
	17	3,45 - 3,90	" " "								80,5	Sol non plastique.	
	1	2,00 - 4,00	" " Présence de tourbe.								70	Sable pur	
	1	4,45 - 5,00	" " Présence de tourbe.								63,5	" " "	
	21	1,50 - 1,95	" " " "								75,1	" " et propre.	
	21	3,5 - 3,95	" " beige-ocre								60,5	" " " "	
	8	1,5 - 1,95	Sable grossier avec limon de 0,25 mm									78,9	" " " "
	8	3,00 - 3,45	Sable moyen beige-ocre.									57,5	Sol non-plastique.
	2	0,0 - 4,50	" " Carbonaté									85,2	Sable pur et propre.
	2	1,5 - 1,95	" " " "									20,4	Sol plastique.

2

Couche	Sondage	Prof. (m)	Nature	γ_h t/m ³	γ_d t/m ³	Compacité	I_p	W_L	Plasticité	w%	Es%	observation
	15	6,3-6,6	Sable fin cohérent traces charbonneuses.	1,90	1,58	Peu Compact	7,4	24,7	Peu plastique	24,6	5,6	sol plastique.
	15	6,0-6,30	" " "	2	1,64	moyennement Compact.	12,1	28,2	" "	23,94		
	15	8,00-8,50	Sable argileux, fin vaseux				3,9	25,2	" "			
	15	8,50-10,00	argile brune à grise Vase possible.				12	29,8	" "		27,8	Sol plastique.
	2	5,85-7,35	Sable vaseux, très fin								0,57	Sol plastique.
	2	7,35-7,8	" " " "								2,6	Sol plastique.
	2	7,8-8,30	" " " "	1,57	0,935	très peu Compact.	16,26	40	moyennement plastique	67,6		
	8	3,5-4,5	Sable vaseux, fin	1,89	1,607	moyennement Compact.	13,08	32,5		23,62		
	8	4,5-4,95	" " "								27,7	Sol plastique.
	8	4,95-5,75	Sable moyen, gris								42,7	Sol non-plastique.
	8	5,75-7,25	Sable vaseux, fin, gris noirâtre.								5,2	Sol plastique.
	8	7,25-7,70	" " " "								12,7	" " "
	8	7,70-8,70	" " " "								11,5	" " "
	8	8,70-9,70	" " " "								15,7	" " "
	21	4,7-5,15	" " " "								1,1	argile pure.
	21	6,50-6,95	Sable moyen à grossier Limonoux								67,4	Sol non-plastique.
	1	6,5-7,00	Sable fin tourbeux				6,6	27,2	peu plastique		5,69	Sol plastique

Couche	Sondage	Prof.	Nature	γ_h t/m ³	γ_d t/m ³	Compacité	I_p	W_L	Plasticité	w%	Es%	observation.	
2	1	7,00-7,45	Sable vaseux-gris.	1,9	1,27	très peu compact.				44,7			
	1	7,45-8,45	" " "				8,7	28,8	Peu plastique				
	1	10,00-10,50	Sable fin gris.	1,93	1,45	peu compact.	6,5	22,8	" "	37	30,3	Sol plastique.	
	17	5,00-6,00	Sable fin vaseux								23,9		Sol plastique.
	17	9,9-10,25	" " "								9,2		" "
	17	8,25-9,25	" " "	1,878	1,458	peu compact.	22,59	44	moyen ^{ne} plastique	28,78			
3	17	12,35-15,35	Sable moyen à grossier								39,1		Sol non-plastique.
	1	15,00-16,00	Sable grossier								74,8		Sable pur et propre.
	1	11,45-11,65	" " "	1,8	1,47	peu compact.				30,93			
	15	19,45-19,60	" " "								40		Sol non plastique.
	8	19,0-19,45	Sable moyen à grossier								67,3		Sable pur et propre.
4	15	15,0-16,0	Sable moyen fin à très fin								61,9		Sable pur.
	1	16,0-19,0	" fin à moyen fin à très fin								35,5		Sol non plastique.
	21	14,7-15,15	" " "								20,9		" " "
	2	12,8-15,8	" " " Jaune rouille								7,8		
	2	15,8-16,2	" " " "								23,2		" plastique.
	8	14,5-14,95	Sable moyen.								12,8		" "
5	2	21-25,00	Schiste Saint	3,93									très compact. (roche).
	1			3,82									

Classification en Fonction des Limites d'Atterberg.

	Limite de liquidité W_L	Indice de plasticité I_p
Sable	$W_L < 35$	$I_p < 15$
Limon.	$20 < W_L < 60$	$5 < I_p < 25$
Argile.	$W_L > 30$	$I_p > 15$

Classification en Fonction de γ_d et W_L .

Compacité	γ_d (g/cm ³)
très peu compact.	1,30
peu compact.	$1,30 < \gamma_d < 1,60$
moyennement compact.	$1,60 < \gamma_d < 1,80$
Compact.	$\gamma_d > 1,80$

Plasticité	Limite de liquidité W_L (%)
peu plastique	$W_L < 30$
moyennement plastique	$30 < W_L < 50$
fortement plastique	$W_L > 50$

Classification en fonction de ES .

EQUIVALENT SABLE ES .	0	20	40	100
QUALITÉ DU SOL	ARGILE PURE	SOL PLASTIQUE	SOL NON-PLASTIQUE	SABLE pur et propre.

3- Essais mécaniques

a) Essais oedométriques: 3 essais seulement ont été réalisés sur la couche compressible ($2^{\text{ème}}$) à différentes profondeurs (voir courbes oedométriques jointes en annexe) montrent qu'on est en présence d'une couche surconsolidée ($\sigma_c > \sigma'_v$).
Par manque d'essais sur les autres couches et le long de la verticale sous la fondation, ces essais n'ont pas pu être exploités

b) Cisaillement alterné:

Le sol est soumis à des vibrations (machine) qui provoquent des cisaillements dans celui-ci. Pour déterminer les caractéristiques mécaniques résiduelles à long terme, on a réalisé 3 cisaillements alternés sur des échantillons de différentes profondeurs.

Sur chacun des échantillons, 3 cisaillements sont effectués sous des contraintes normales (σ) respectives de 1; 1,5 & 2 bars.

Les courbes de cet essai sont jointes en annexe.

Comme l'échantillon de la $2^{\text{ème}}$ couche (sable fin vaseux) n'était pas représentatif de celle-ci (l'échantillon était légèrement vaseux) POUR déterminer, donc, la cohésion de cette couche, on a dû recourir au scissomètre de laboratoire. A partir de 3 essais sur un même échantillon, on obtient une cohésion C de l'ordre de 0,3 bars.

4- Essais in-situ

a) Pénétromètre statique: (GOUDA)

Les courbes de pénétrations statiques présentent des chutes brusques de la résistance de pointe entre 5m & 10m de profondeur, ce qui reflète bien la nature de la $2^{\text{ème}}$ couche vaseuse décrite dans les coupes de sondages.

L'analyse de ces courbes (jointes en annexe) montre qu'on a un refus à partir de 20m en général. (apparition du substratum)

La résistance de pointe pour les différentes couches varie comme

suit:

- entre 0 & 5,00m: $120 < R_p < 180$ bars
- entre 5,00 & 10,00m: $5 < R_p < 40$ bars
- entre 10,00 & 15,00m: $60 < R_p < 110$ bars
- entre 15,00 & 18,00m: $80 < R_p < 120$ bars

Cisaillement alterné (C.D)

Couche	Sondage	Prof.(m)	Nature	C'(bar)	ϕ	C_r	ϕ_r
1	15	3,45-5,00	gros sable.	0	36	0	36
1	1	2,00-4,00	Sable.	0	39	0	34
2	1	7,00-7,45	Sable fin légèrement vaseux	0,06	39	0,020	32.

Essais oedométriques

Couche	Sondage	Prof.(m)	Pression de consolidation (bar)	C_c	e_g (Coef de gonflement)
2	1	7,00-7,45	1,1	0,257	0,022
2	1	10,0-10,5	2,3	0,124	0,022
2	15	6,00-6,50	1,6	0,130	0,043.

Essais de compression sur le schiste saint

N° éch.	diamètre (cm)	hauteur (cm)	Poids (kg)	Charge de rupture (kgf)	densité (kg/cm ³)	résistance à la Compression R_c (bars)
1	11	12,5	2,360	35000	1,99	368,5.
2	6,6	14,5	1,600	14 100	3,32	412,4.
3	9,3	10,2	1,840	19800	2,65	291,65.

ESSAIS MECANIKQUES

b) Essais S.P.T

L'interprétation de cet essai est délicate; le nombre de coups N (pour un enfoncement de 30cm) étant sensible au remaniement ainsi qu'à la présence de la nappe.

2 corrections sont à prévoir sur le nombre N:

- Correction de la nappe: $N = 15 + 0,5(N' - 15)$

- Correction de la profondeur: $N = N' + \frac{350}{70 + 8D}$

avec: N': nombre de coups donnés par l'essai.

γ : densité apparente du sol (sous la nappe, c'est γ') en KN/m^3

D: Profondeur en m.

remarque: γD ne doit pas dépasser 280 KN/m^2

interprétation de l'essai: Plusieurs chercheurs ont établis différentes corrélations entre N et:

- Caractéristiques mécaniques du matériau: ϕ ; N_q ; N_γ
(TERZAGHI; PECK; MEYERHOFF)

- Capacité portante d'un sol: \bar{q}_a

- Densité relative D_r (GIBBS & HOLTZ)

- L'évaluation de la contrainte limite de liquéfaction τ_p
(corrélation japonnaise)

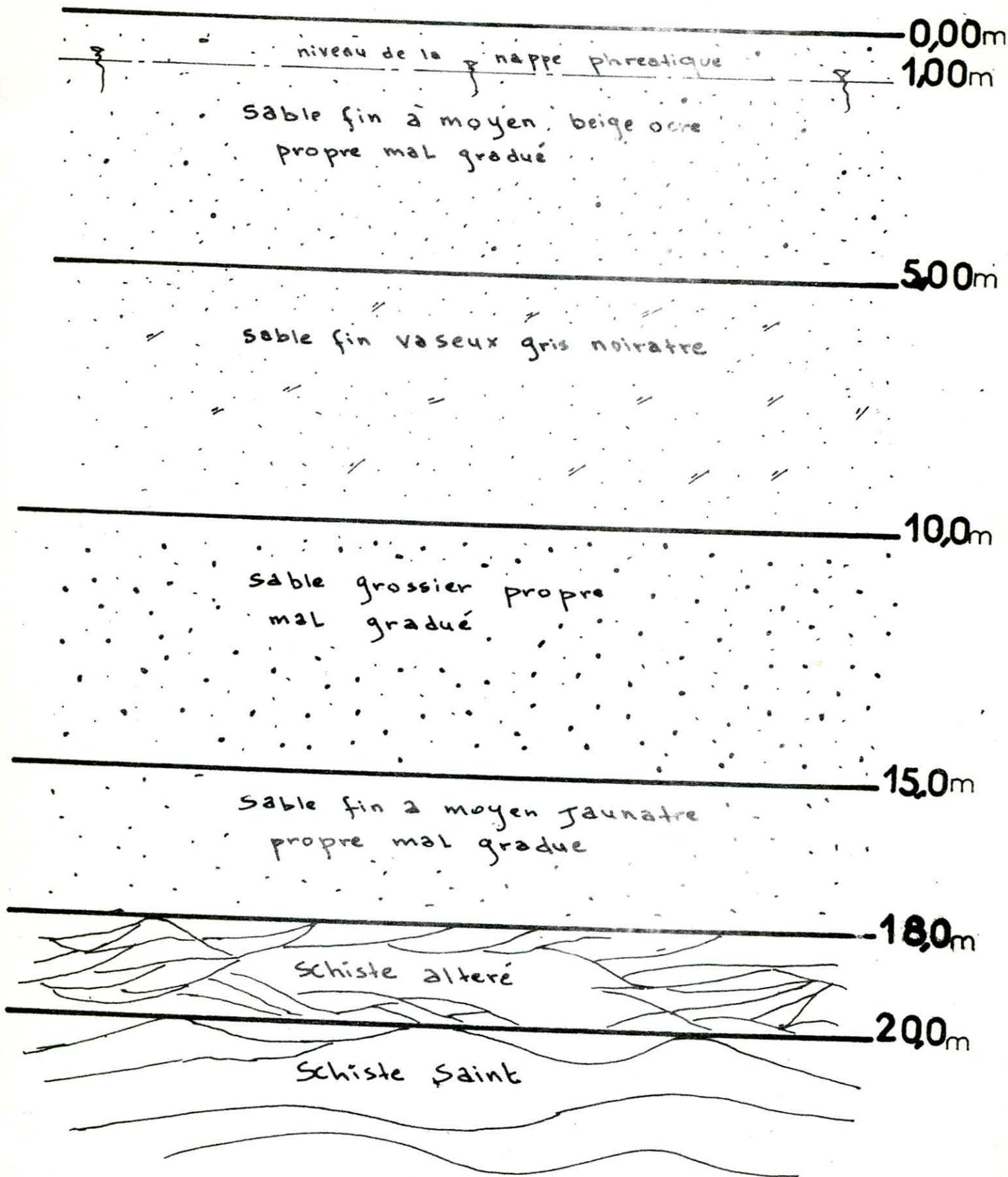
- La résistance de pointe du pénétromètre statique. (ROBERSTON & AL)

La multiplication d'essai SPT dans chaque couche a permis de constater une dispersion des résultats pour une même couche. de ce fait, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, on s'est basé sur la courbe expérimentale de (ROBERSTON & AL) qui donne le rapport $\frac{R_p}{N}$ en fonction de D_{50} .

TOUS les calculs sont rassemblés dans les tableaux 4

COUPE GEOTECHNIQUE

les essais effectués ont permis d'établir la coupe
géotechnique du terrain.



CHAP. III: EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Il n'existe pas de méthode de calcul développées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, car les recherches sont toujours en cours. Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, on s'est basé surtout sur les travaux de SEED & IDRIS, faits à partir d'essais in-situ & au laboratoire. (voir 1^{ère} partie. CHAP. II.3)

La méthode consiste à:

a) définir le séisme : accélération (a_{max}); magnitude (M); nombre de cycles équivalents (N_c)

b) Calculer la contrainte moyenne de cisaillement induite par le séisme en fonction de la profondeur.

$$\tau_{moy} = 0,65 \frac{\sigma_0}{g} a_{max} \cdot rd$$

c) déterminer D_{50} & D_r , ainsi que C_r & C_r .

d) Calculer la contrainte de cisaillement limite in-situ en fonction de la profondeur.

$$\tau_p = \sigma'_0 \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_0} \right)_{D_r=50\%} \times C_r \times \frac{D_r}{50}$$

e) Voir les zones d'intersections entre les courbes $\frac{\tau_{moy}}{\sigma'_0}$ & $\frac{\tau_p}{\sigma'_0}$ correspondants à la liquéfaction probable pour le séisme & le sable donnés.

Tous les calculs sont représentés dans le tableau récapitulatif (voir ce qui suit)

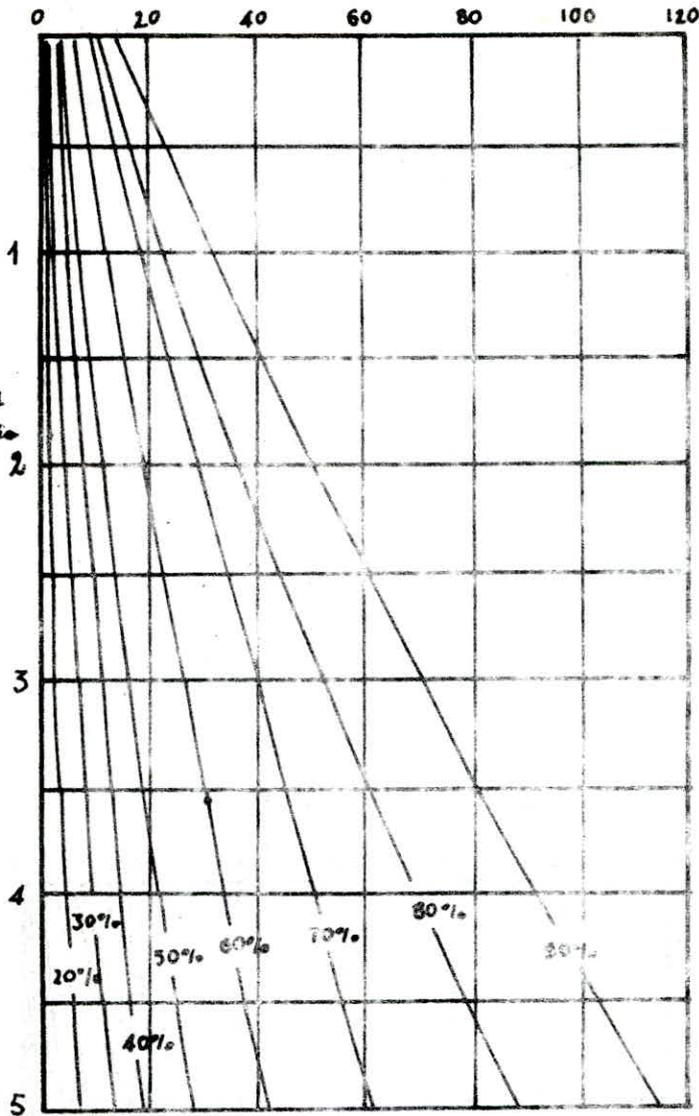
Nous avons ainsi tracé les courbes d'évaluation du potentiel de liquéfaction en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de a_{max} (voir ce qui suit).

REMARQUES

- 1- SHANNON & AL ont dressé un fuseau granulométrique des sables liquéfiés au japon, en ALASKA, et des sables liquéfiables d'après les essais de laboratoire. Ce fuseau nous permet de sélectionner les types de sables susceptibles de se liquéfier (opération préliminaire), pour une étude plus approfondie.
- 2- En plus de la méthode de SEED & IDRIS, nous avons évalué le potentiel de liquéfaction par la méthode japonaise (corrélation entre S.P.T & $\frac{\sigma}{\sigma'_0}$) afin de comparer les résultats.

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

Contrainte effective due au poids des terres.
(σ'_v en bars)



(d'après GIBBS & HOLTZ)

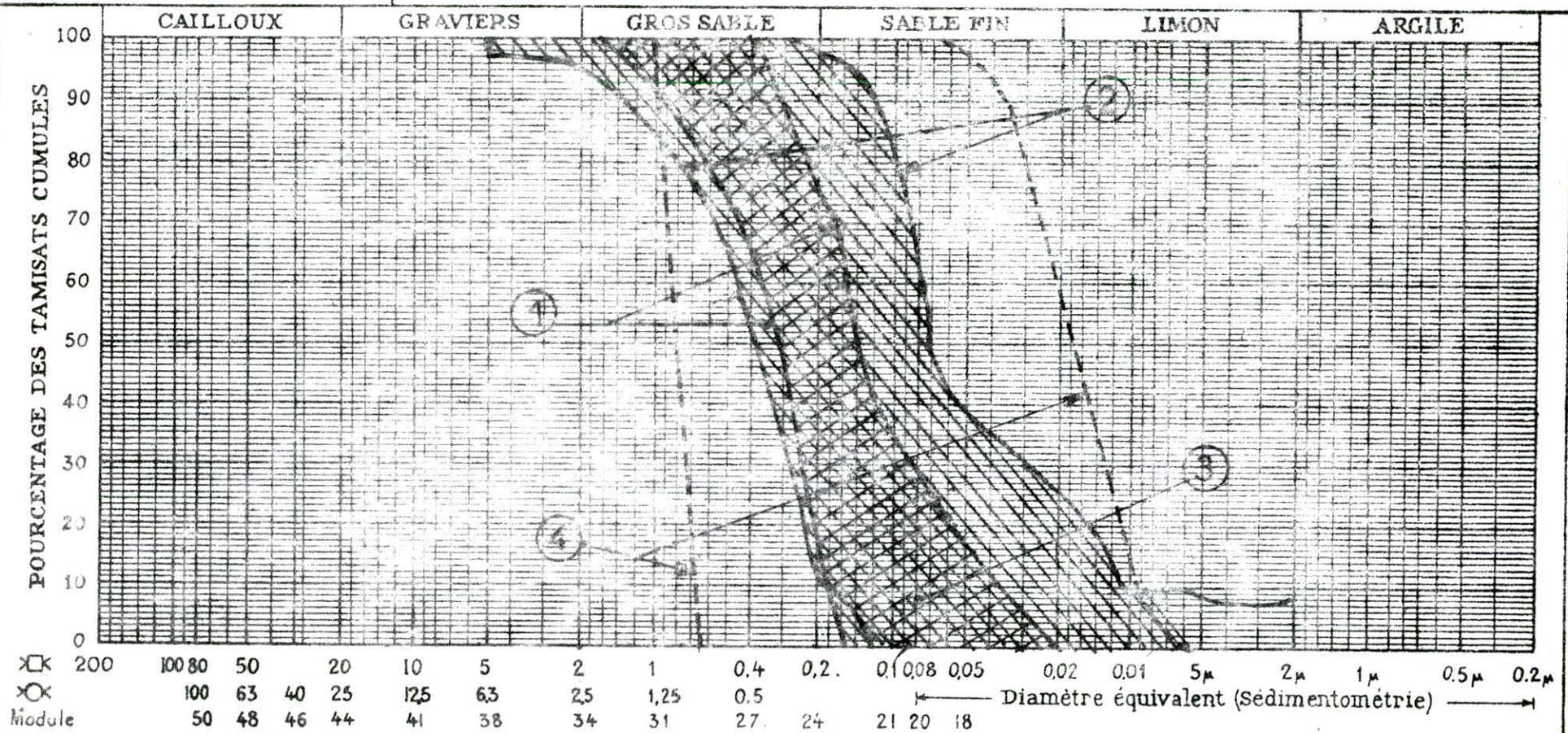
Contrainte effective due au poids des terres.
(σ'_v en bars)

(d'après SHANNON & AL. 1972).

Désignation des échantillons }
 _____ N° _____
 - - - - - N° _____
 - - - - - N° _____

DOSSIER :

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	% < 80 μ	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.	① fuseau obtenu sur les Sables liquéfiés à Niigata en 1964. ② Enveloppe des granulométries de 19 Sables liquéfiés au Japon. ③ Liquéfaction dans le séisme d'ALASKA de 1964. ④ Gamme des sables liquéfiables d'après les essais de Laboratoire.
		L. L.	I. P.	L. R.		
Ech.						
Ech.						
Ech.						

Evaluation du potentiel de liquéfaction

Prof (cm)	Diso (mm)	Dr (%)	T_{eq}^h (bar)	σ_{vo}^h (bars)	rd	$C_{a/g}^1$ ($\sigma_{vo}^h = 9,29$)	$C_{a/g}^2$ ($\sigma_{vo}^h = 9,59$)	$C_{a/g}^3$ ($\sigma_{vo}^h = 9,89$)	$C_{a/g}^4$ ($\sigma_{vo}^h = 10,19$)	$C_{a/g}^5$ ($\sigma_{vo}^h = 10,49$)	$\frac{(\sigma_{vo}^h)}{(2 \cdot \sigma_{vo}^h)}$	C_r	C_{e1}^1 (σ_{vo}^h)	N	$C_{a/g}^1$ ($A=0,5$, $M=6,5$)	$C_{a/g}^2$ ($A=0,6$, $M=6,5$)	$C_{a/g}^3$ ($A=0,6$, $M=6,5$)
1,00	0,4	85	0,207	0,107	1	0,15	0,187	0,224	0,251	0,265	0,7	0,315	26	0,309	0,331	0,364	
2,00	0,4	85	0,414	0,214	1	0,15	0,187	0,224	0,251	0,265	0,7	0,315	20	0,253	0,271	0,299	
3,00	0,4	85	0,621	0,321	1	0,15	0,187	0,224	0,249	0,265	0,7	0,315	22	0,251	0,269	0,296	
4,00	0,4	80	0,828	0,428	1	0,15	0,185	0,222	0,245	0,265	0,68	0,288	17	0,209	0,224	0,246	
5,00	0,4	55	1,08	0,528	1	0,146	0,181	0,218	0,244	0,265	0,59	0,172	7	0,123	0,132	0,145	
6,00	0,07	62	1,23	0,623	1	0,145	0,182	0,219	0,242	0,265	0,6	0,158	10	0,254	0,272	0,290	
7,00	0,07	60	1,42	0,722	1	0,14	0,179	0,215	0,239	0,265	0,6	0,153	9	0,242	0,259	0,285	
8,00	0,07	65	1,61	0,821	1	0,142	0,176	0,213	0,237	0,265	0,61	0,168	6	0,242	0,227	0,250	
9,00	0,07	60	1,86	0,92	1	0,14	0,176	0,212	0,235	0,267	0,60	0,153	9	0,232	0,249	0,274	
10,00	0,56	55	2,0	1,0	1	0,140	0,174	0,209	0,233	0,267	0,56	0,164	8	0,109	0,118	0,128	
11,00	0,56	61	2,20	1,10	1	0,134	0,167	0,200	0,223	0,267	0,60	0,135	12	0,115	0,123	0,135	
12,00	0,56	65	2,4	1,104	1	0,134	0,174	0,208	0,232	0,267	0,61	0,121	15	0,11	0,129	0,153	
13,00	0,56	65	2,6	1,24	1	0,134	0,167	0,200	0,222	0,267	0,61	0,121	14	0,121	0,129	0,142	
14,00	0,56	65	2,9	1,45	1	0,118	0,148	0,177	0,196	0,267	0,61	0,121	18	0,132	0,144	0,156	
15,00	0,4	65	3,00	1,50	1	0,118	0,145	0,174	0,193	0,265	0,61	0,121	17	0,147	0,157	0,173	
16,00	0,4	63	3,21	1,6	1	0,105	0,141	0,169	0,188	0,265	0,60	0,200	16	0,139	0,149	0,163	
17,00	0,4	63	3,40	1,7	1	0,103	0,139	0,167	0,186	0,265	0,60	0,200	16	0,139	0,149	0,163	

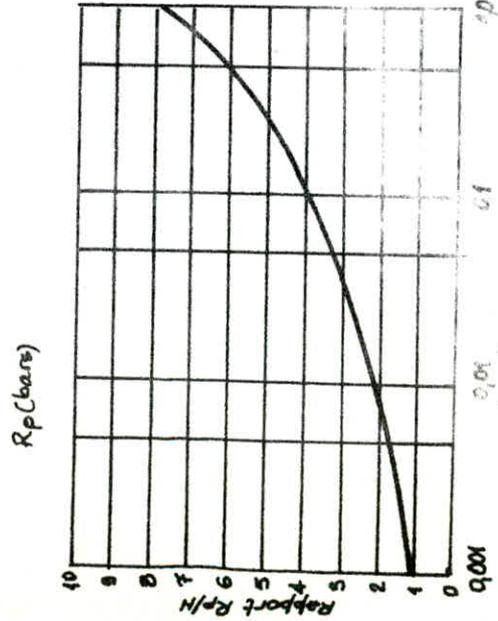
Contraintes induites par le séisme

Déplacements SSSD et TSSCS

Corrélation Tsunami

Corrélation entre R_p et R_p .

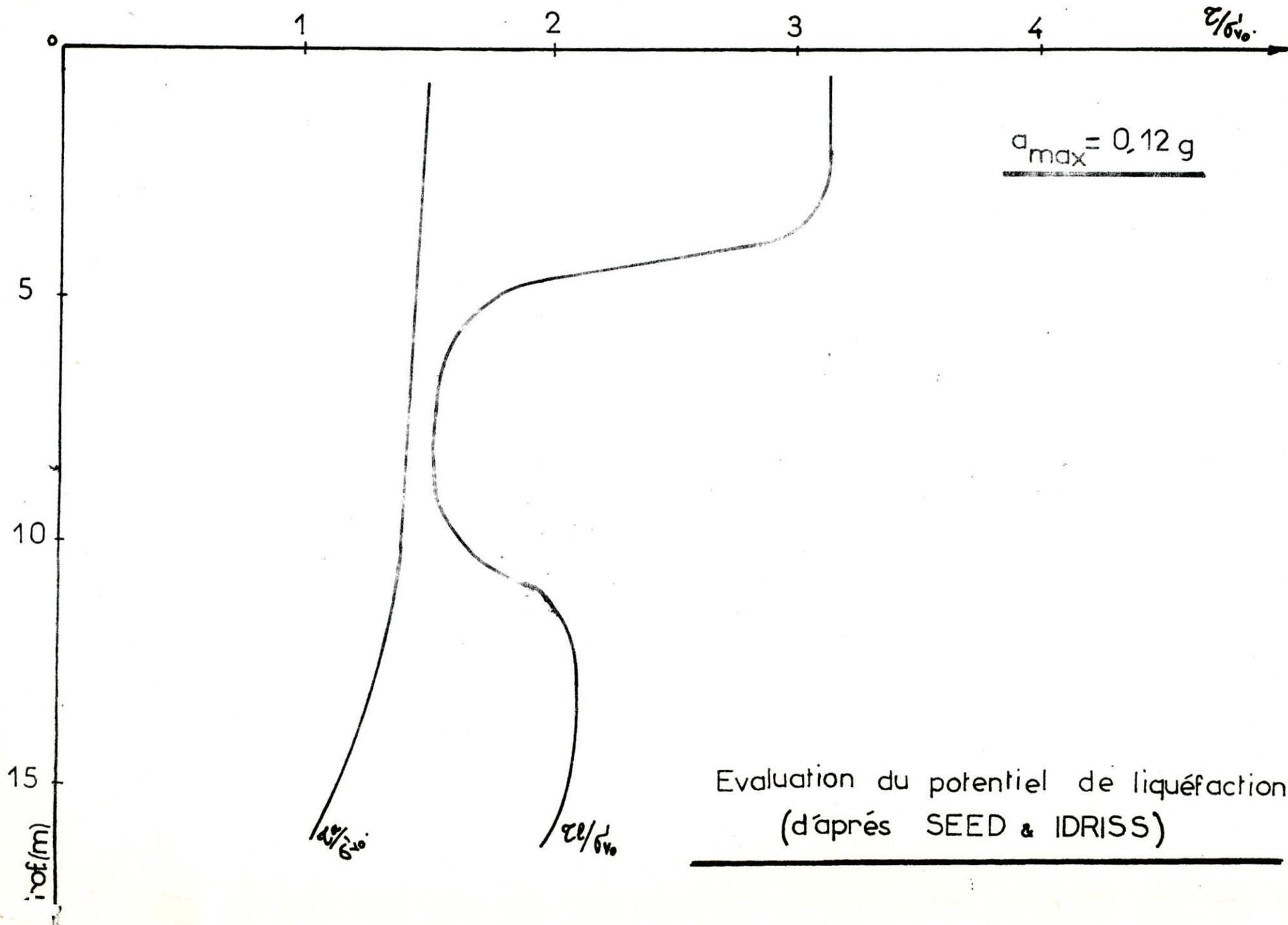
Prof. (m)	D_{50} moyen (mm)	R_p/N	R_p (bars)	N corrélation	G_v (bars)	$D_{2\%}$
1,00	0,4	5,8	150	26	0,107	85%
2,00	0,4	5,8	113	20	0,244	85
3,00	0,4	5,8	124	22	0,321	85
4,00	0,4	5,8	40	17	0,562	60
5,00	0,4	5,8	40	7	0,562	60
6,00	0,07	3,5	32	10	0,631	62
7,00	0,07	3,5	29	9	0,723	60
8,00	0,07	3,5	21	6	0,815	65.
9,00	0,07	3,5	30	9	0,934	60
10,00	0,56	6,2	44	8	1,004	55.
11	0,56	6,2	73	12	1,104	61
12	0,56	6,2	90	15	1,144	65.
13	0,56	6,2	82	14	1,244	65.
14	0,56	6,2	102	17	1,244	65.
15	0,40	5,8	95	17	1,508	65.
16,0	0,40	5,8	92	16	1,615	63.



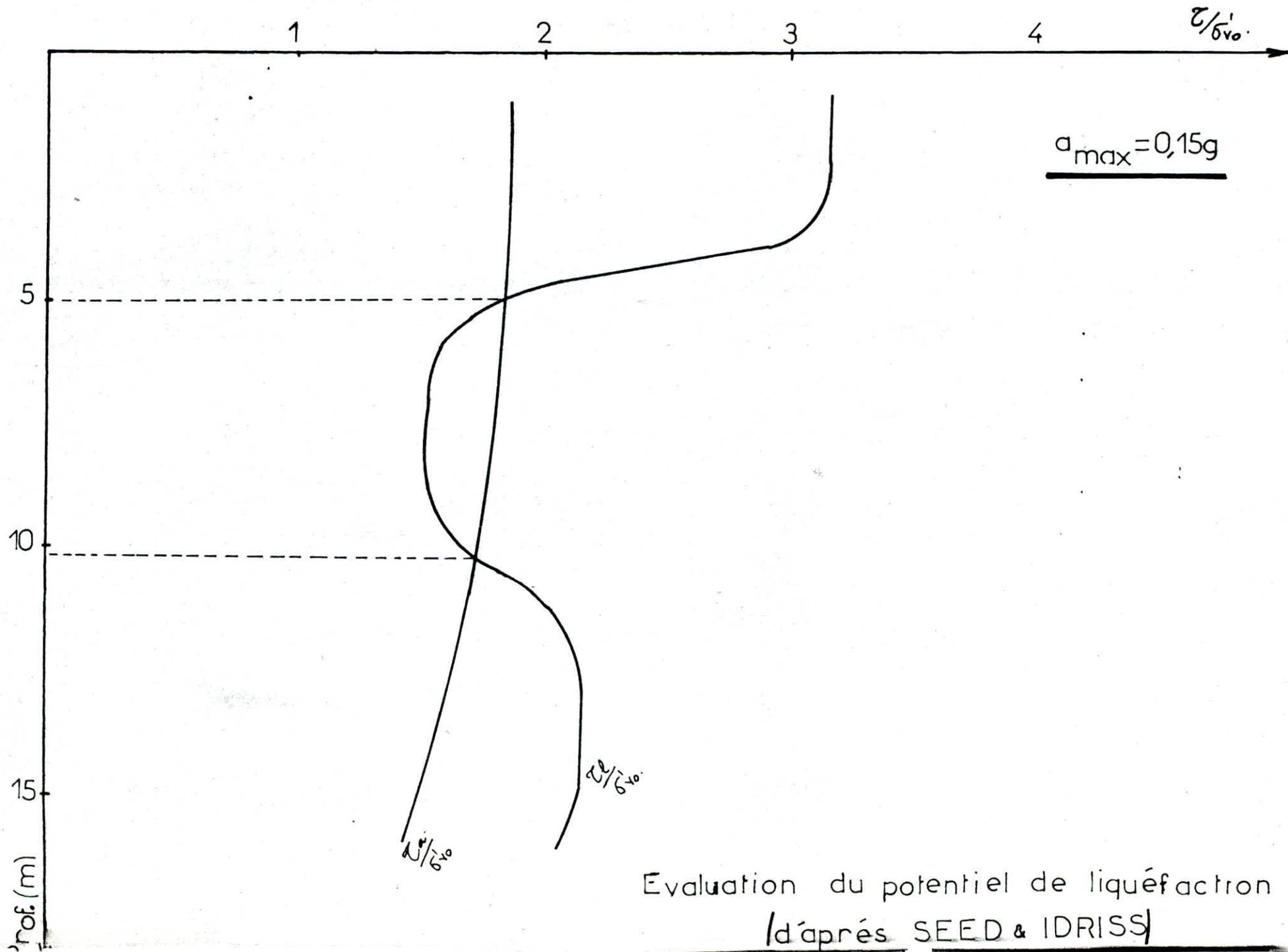
VARIATION DU RAPPORT R_p/N EN FONCTION DE D_{50} (d'après ROBERTSON ET AL.)

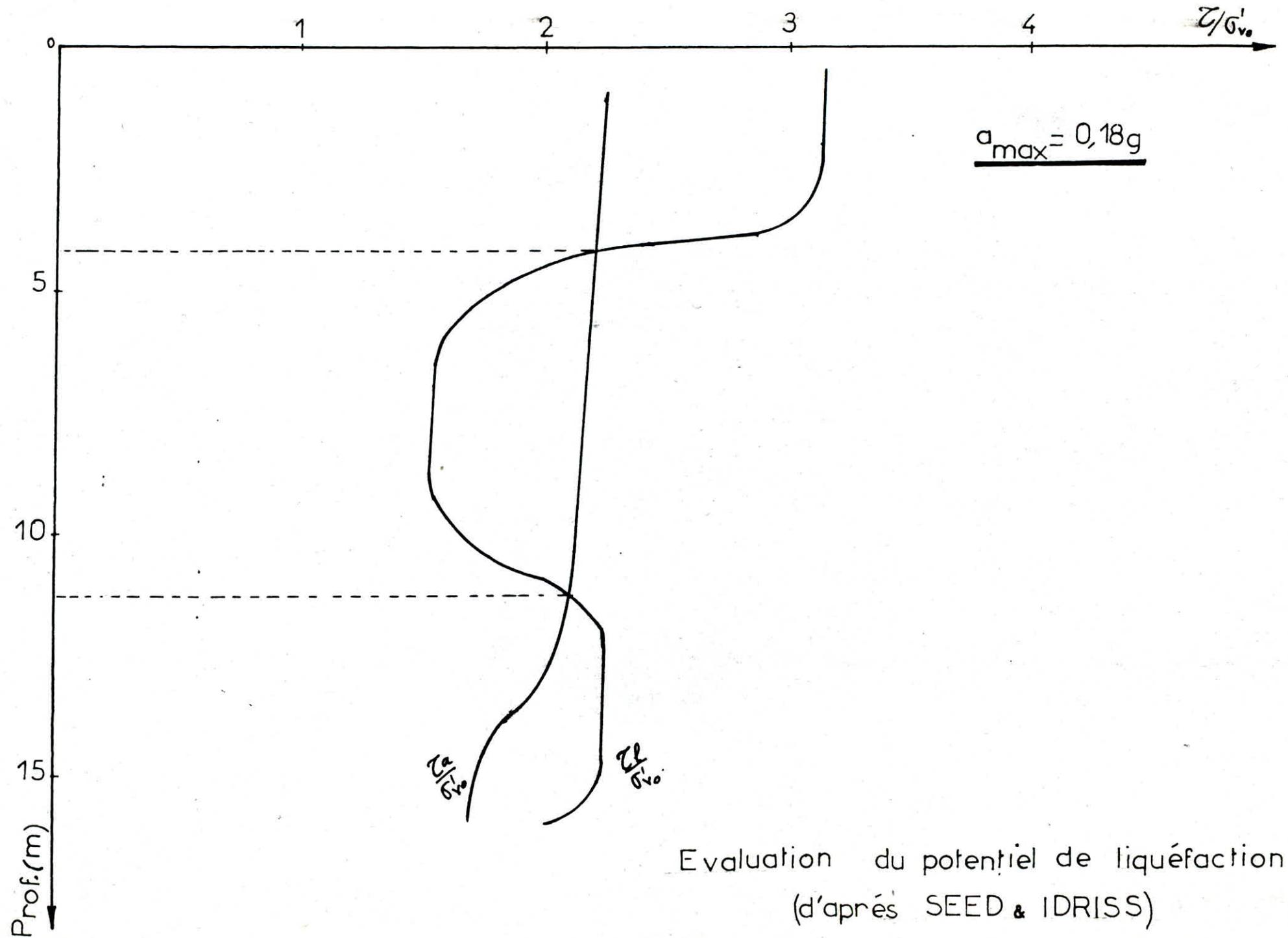
Couche	Sondage	Prof (m)	N (essai in-situ)	bornes.
1	1	3-2,45	3-5-7 → 12	
	1	4-4,45	4-7-10 → 17	
	17	1,5-1,95	4-6-7 → 13	
	17	3,45-3,9	6-7-6 → 13	
	7	3,00-3,45	14-16-21 → 37	
	21	1,50-1,95	7-7-7 → 14	
	21	3,5-3,95	7-9-10 → 19	
	21	4,70-5,15	9-13-19 → 32	
	2	1,50-1,95	4-6-8 → 14	
	2	3,45-3,9	3-4-6 → 13	
	8	1,5-1,95	5-9-10 → 19	
	8	3,45-3,9	8-15-20 → 41	
	15	3-3,45	9-14-14 → 28	
	4	1,5-1,95	6-8-10 → 19	
	4	3-3,45	7-5-4 → 9	
	6	1,5-1,95	7-9-10 → 19	
	6	3,3-3,75	8-10-8 → 18	
	18	1,90-2,35	7-6-10 → 16	
18	3,50-3,95	5-7-9 → 16		
2	6	5,5-5,95	5-5-6 → 11	
	6	9,25-10,3	5-4-7 → 11	
	15	10-10,45	3-3-4 → 7	
	8	4,5-4,95	2-2-7 → 9	
	8	7,25-7,7	3-3-4 → 7	
	2	5,40-5,95	2-3-5 → 8	
	2	7,55-7,90	3-4-5 → 9	
	21	6,5-6,95	13-11-11 → 22	
	7	5,50-5,95	5-5-6 → 10	
	17	9,90-10,25	5-8-11 → 19	
3	8	10,0-10,45	7-7-8 → 15	
	15	10,0-10,45	3-3-4 → 7	
	8	14,3-14,95	8-11-13 → 24	
4	2	15,80-16,25	13-20-26 → 46	
	21	14,7-15,15	13-19-31 → 50	

Valeurs de S.P.T. d'après les essais in-situ.

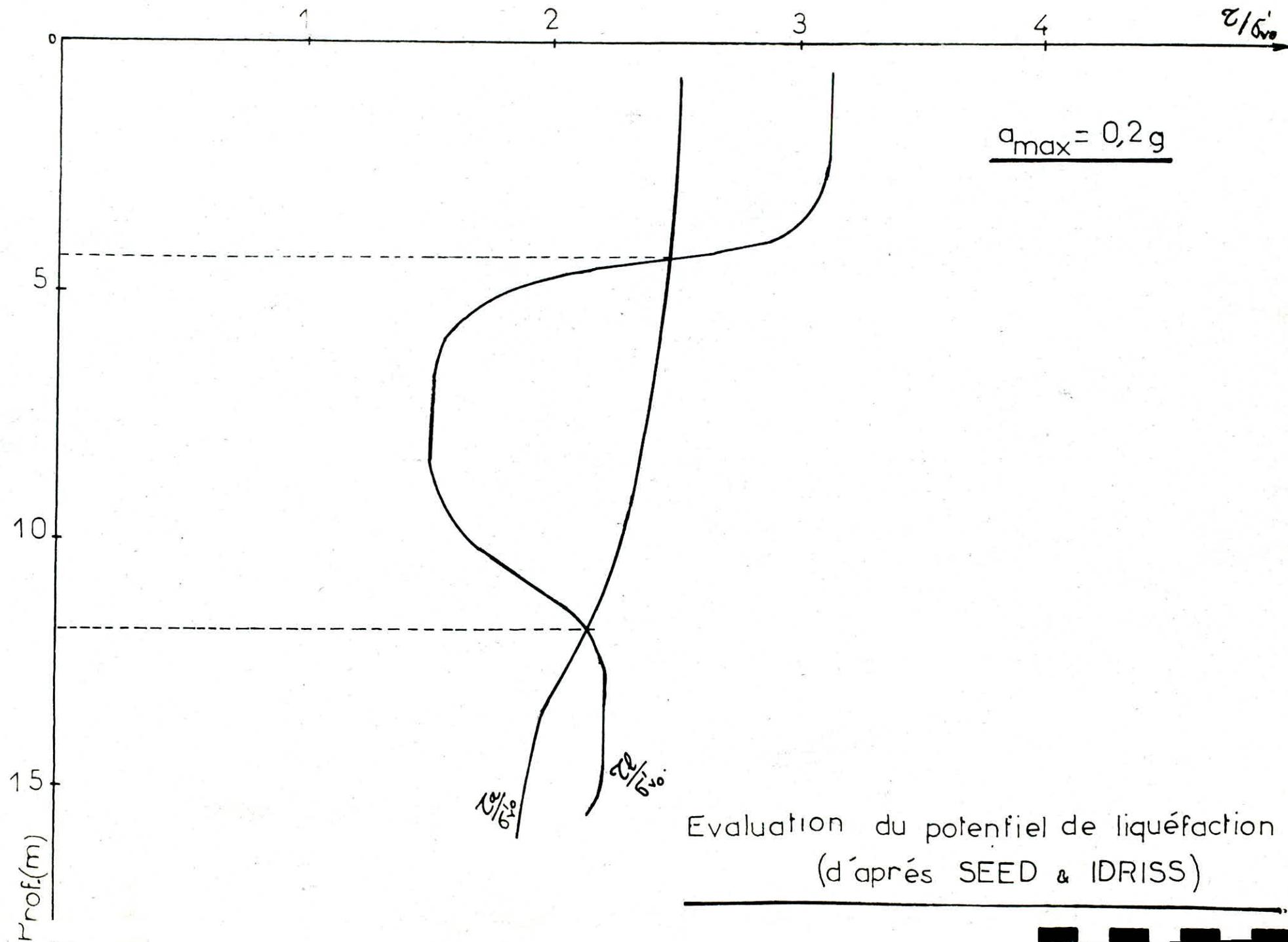


Evaluation du potentiel de liquéfaction
(d'après SEED & IDRISSE)





Evaluation du potentiel de liquéfaction
(d'après SEED & IDRIS)



Evaluation du potentiel de liquéfaction
(d'après SEED & IDRIS)

CONCLUSION

- 1 - L'estimation des N(SPT) à partir des corrélations établies par ROBERSTON & AL en se basant sur le C.P.T.(pénétrömètre statique), paraissent significatifs et semblent être dispersés des N donnés par le SPT(in-situ). Et ceci pour diverses raisons:
 - difficultés dans les interprétations des N(donnés par le SPT)
 - Le type de marteau (mouton)
 - L'opérateur.
 - La présence du gravier. ($\phi > 2\text{cm}$)
- 2 - Pour une accélération donnée $a_{\text{max}} = 0,12\text{g}$, les deux méthodes montrent que les sables de SKIKDA sont loin de la liquéfaction.
- 3- Pour les accélérations suivantes: $a_{\text{max}} = 0,15\text{g}$; $0,18\text{g}$ & $0,2\text{g}$ la méthode de SEED & IDRISSE montre qu'il ya risque de liquéfaction entre 5,00 & 11,50m , zone qui correspond à la couche de sable fin vaseux (couche 2).
- 4 - Pour les mêmes accélérations, c.a.d. $0,15\text{g}$; $0,18\text{g}$ & $0,2\text{g}$, la méthode des japonais montre que la zone de liquéfaction est beaucoup plus importante (voire liquéfaction dans toutes les couches de sable).
- 5 - A propos des différences trouvées par les deux méthodes, nous suggérons deux remarques:
 - a)remarque I: La méthode japonaise utilise un fuseau granulométrique trop exagéré, ou bien il y avait quelques difficultés dans la définition de D_{50} . Or les courbes granulométrique de SKIKDA ont montré que, pour $D_{50} > 0,4\text{mm}$ caractérisent des sables grossiers bien gradués, soit des sables moyens uniformément répartis (courbes étalées).
 - b)remarque II: Il faut voir est ce que l'environnement tectonique au JAPON est comparable à celui de l'ALGERIE. à cet effet, on a jugé utile d'utiliser la méthode de SEED & IDRISSE pour la simple raison que les corrélations faites avec des résultats obtenus en CALIFORNIE montrent qu'il ya une assez bonne corrélation avec CHLEF; que l'environnement tectonique est comparable entre CHLEF & CALIFORNIE (conférence donnée par les américains au C.T.C en 1983, dans le cadre de la microzonation de la région de CHLEF)Enfin, il ne faut pas oublier l'analyse minéralogique, car c'est le seul essai qui puisse définir un sable. Néanmoins, une courbe granulométrique ne peut en aucun cas apporter des informations sur la définition d'un sable.

CHAP. IV- FONDATION EN PORTIQUES POUR
LE GROUPE TURBO-ALTERNATEUR

I- A- Considérations générales:

La fondation comprend:

- Trois(3) Portiques transversaux.
- Deux(2) Portiques longitudinaux.
- Un radier.
- Une table supérieure.

B- ETUDE DES VIBRATIONS:

La fondation en portiques sera calculée en tenant compte, aussi bien des fréquences propres dues à l'élasticité des portiques que des fréquences du bloc considéré comme rigide.

Le calcul sera fait de manière que les pulsations propres de la structure différent d'au moins de 20% de la fréquence de rotation du régime de la machine. On tâchera d'éviter la résonance.

Donc, l'étude des vibrations se fera en deux étapes:

- 1- Etude des vibrations dues à l'élasticité des portiques, considérés comme encastrés dans le radier (supposé immobile)
- 2- Etude des vibrations de l'ensemble (portiques; radier; sol ou pieux.)

I- Etude des vibrations des portiques:

Le calcul des fréquences

propres tiendra compte des types de vibrations suivantes:

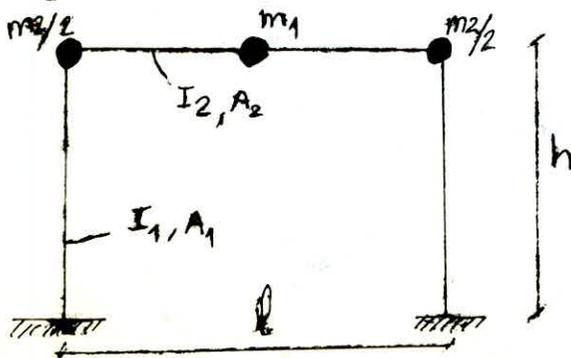
-Oscillations verticales/ On tiendra compte de:

- . Moments de flexion.
- . Forces de cisaillement.
- . Forces axiales sur les poteaux.

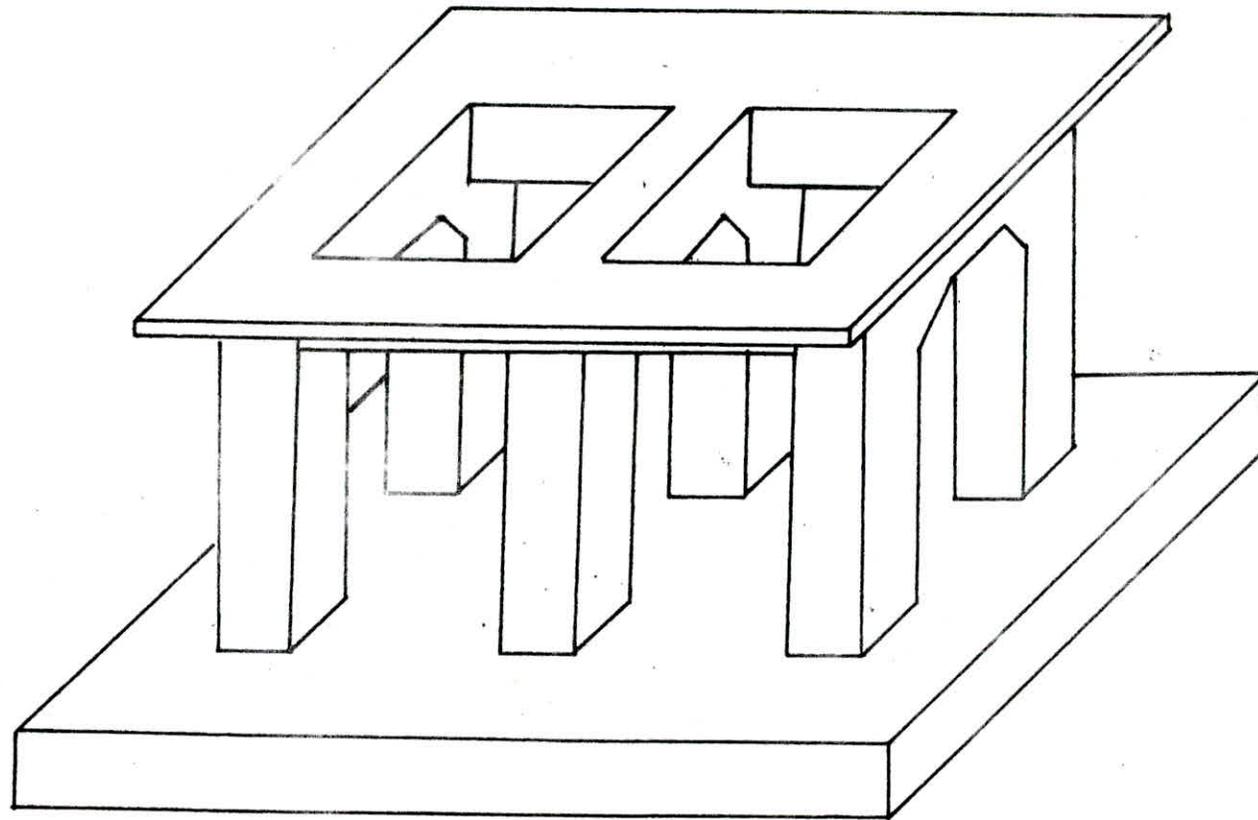
-Oscillations horizontales/ Si la table est assimilée à une plaque rigide, il suffira d'étudier les oscillations horizontales de l'ensemble, et les portiques élastiques sur lesquels elle s'appuie.

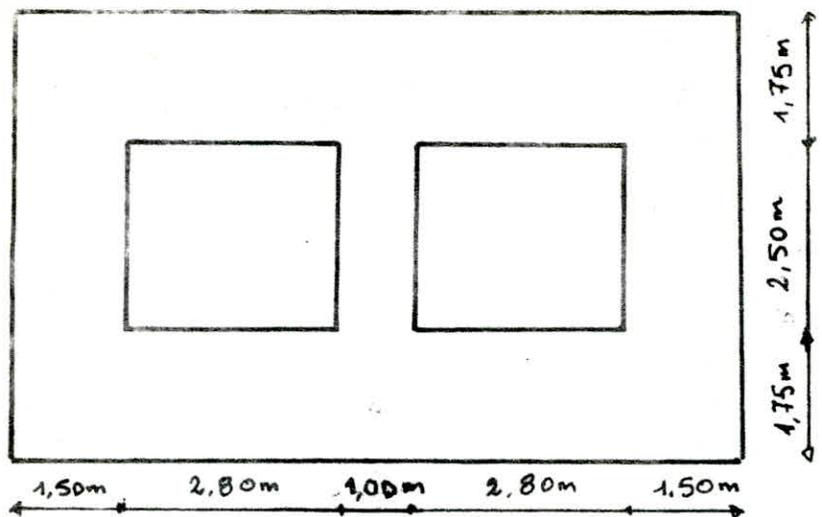
1- VIBRATIONS VERTICALES

Dans le schéma le plus usuel, le portique transversal (porteur) est considéré comme vibrant seul, puisque l'effet de ses liaisons par les poutres longitudinales est négligeable.

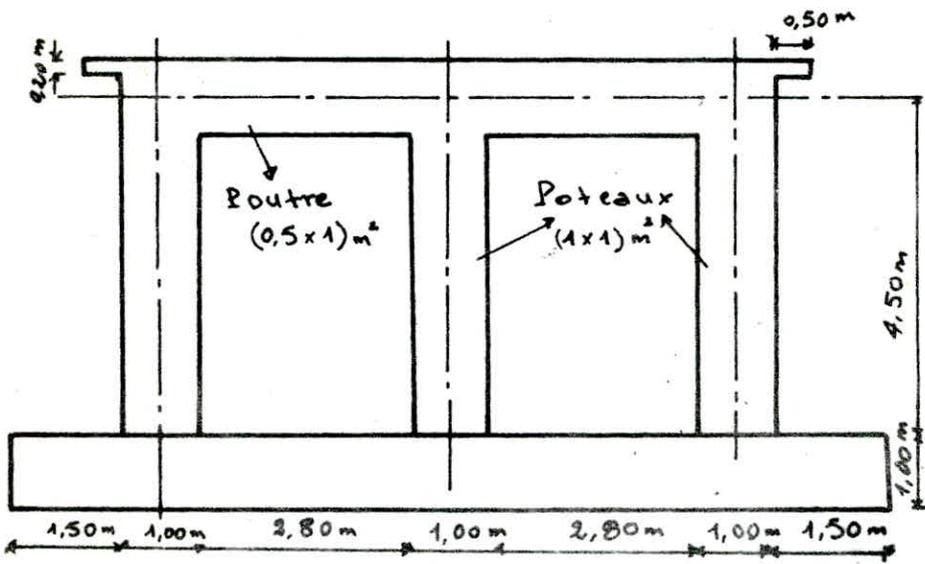


fondation en portique pour un turboalternateur (ech 1/100)

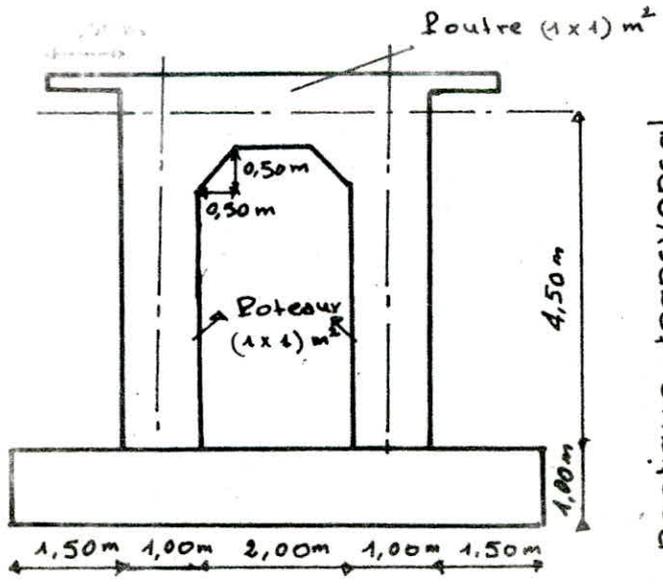




vue en plan



portique longitudinal



portique transversal

Cette schématisation comprend plusieurs variantes d'application des masses sur le portique. Pour définir les masses oscillantes m_1 & m_2 on emploie les notations suivantes:

M: Fraction du poids de la machine revenant au portique considéré.

L: La force transmise au portique par les poutres longitudinales appuyées sur les angles du portique.

R: Poi ds propre de la poutre du portique.

S: Poids propre des deux poteaux du cadre.

Les deux schémas de calcul sont:

a) Selon les normes soviétiques (BARKAN): Les masses m_1 & m_2 de la figure précédente, auxquelles correspondent les forces:

$$\begin{cases} G_1 = m_1 g \\ G_2 = m_2 g \end{cases} \text{ sont constituées de la façon suivante } \begin{cases} G_1 = M + 0,45R \\ G_2 = 0,225R + 0,35S + L \end{cases}$$

Quand aux constantes élastiques K_1 & K_2 , elles résultent des déformations verticales des éléments du poteau. Afin de déterminer K_1 , on exprime la flèche de la poutre due à la flexion et aux forces de cisaillement, sous l'action de G_1 :

$$f_1 = f' + f'' = \frac{G_1^2}{192EI_2} \frac{4k+2}{K+2} + 0,6 \frac{G_1}{EA_2} \quad \text{avec: } k = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{l}$$

d'où $K_1 = \frac{G_1}{f_1}$. De même pour K_2 , on exprime la déformation des poteaux sous l'action des efforts ($G_1 + G_2$) et l'on obtient:

$$f_2 = \frac{(G_1 + G_2) h}{2 EA_1} \quad K_2 = \frac{G_1 + G_2}{f_2}$$

Cette méthode nous conduit à étudier le système à 2 masses suivant:

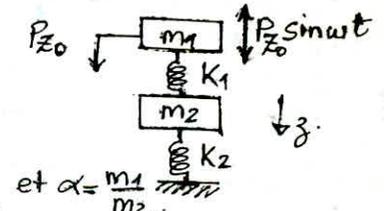
L'équation du mouvement est donnée par:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{z}_1 + k_1 (z_1 - z_2) = P_{z0} \sin \omega t \\ m_2 \ddot{z}_2 - k_2 (z_1 - z_2) + k_2 z_2 = 0 \end{cases}$$

d'où l'équation des pulsations:

$$P^2 - (\bar{P}_1^2 + \bar{P}_2^2) P^2 + \frac{k_1 k_2}{m_1 m_2} = 0 \quad \text{avec}$$

$$\begin{aligned} \bar{P}_1^2 &= \frac{k_1}{m_1} \\ \bar{P}_2^2 &= \frac{k_1 + k_2}{m_2} \end{aligned}$$



$$\text{et } \alpha = \frac{m_1}{m_2}$$

La solution est:

$$P_{1,2}^2 = \frac{1}{2m_1 m_2} \left[(K_1 + K_2)m_1 + k_1 m_2 \pm \sqrt{[(K_1 + K_2)m_1 + k_1 m_2]^2 - 4k_1 k_2 m_1 m_2} \right]$$

Remarque: Dans le cas des turbo-alternateurs, la racine la plus petite est de l'ordre de grandeur de la vitesse angulaire; dans ce cas, la racine la plus grande n'offre aucun intérêt.

Les amplitudes des vibrations entretenues sont données par:

$$A_{z_1} = \frac{P_{z0}}{m_1 \omega^2} \frac{\frac{P_2^2}{\omega^2} - 1}{\left(\frac{P_1^2}{\omega^2} - 1\right) \left(\frac{P_2^2}{\omega^2} - 1\right) - \alpha \frac{P_1^4}{\omega^2}}$$

$$A_{z_2} = \frac{P_{z0}}{m_2 \omega^2} \frac{\frac{P_1^2}{\omega^2}}{\left(\frac{P_1^2}{\omega^2} - 1\right) \left(\frac{P_2^2}{\omega^2} - 1\right) - \alpha \frac{P_1^4}{\omega^2}}$$

ω : Pulsation de la machine.
 P_{z0} : Amplitude de la force perturbatrice.

Détermination de Pzo: La force perturbatrice principale est celle du rotor, elle agit dans le plan normal à l'arbre de la machine et a pour valeur: $P_{zo} = m_r e w^2$ m_r : masse du rotor.

Certains auteurs donnent la valeur de e: e : excentricité du centre de gravité/au centre de rotation.

BARKAN: $e=0,2\text{mm}$ pour $n=3000\text{tr/mn}$.

MAJOR: $e=0,1\text{mm}$ pour $n=3000\text{tr/mn}$.

w : vitesse angulaire du rotor.

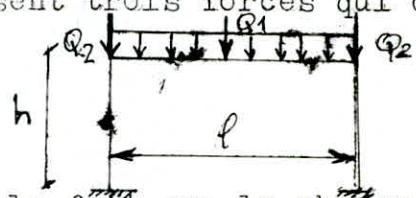
Selon les normes allemandes "DIN 4024":

$$P_{zo} = 0,5 m_r g \frac{n_m}{3000}$$

b) Selon les normes allemandes: (RAUSH)

On utilise une autre répartition des masses pour le calcul des constantes élastiques: ici apparaissent trois forces qui ont pour valeurs:

$$\begin{cases} Q_1 = 0,5M \\ ql = 0,5M+R \\ Q_2 = 0,5S+L \end{cases}$$



Cette répartition est justifiée par le fait que la charge M n'est pas concentrée, mais répartie sur la poutre. Avec cette nouvelle répartition, la déformation de la poutre sera:

$$f_1 = \frac{Q_1 l^3}{192 EI_2} \frac{4k+2}{k+2} + \frac{ql^4}{384 EI_2} \frac{5k+2}{k+2} + \frac{Q_2 ql}{EA_2} + \frac{Q_3 ql^2}{EA_2}$$

et pour les poteaux:

$$f_2 = \frac{(Q_1 + ql + Q_2) h}{2EA_1}$$

Sur la base de ces valeurs, RAUSH établit que la pulsation propre fondamentale Pz , donc aussi de rotation n_0 de la vibration verticale peuvent être calculées par les formules approximatives suivantes:

$$Pz = \frac{10\pi}{\sqrt{f}} \quad ; \quad n_0 = \frac{300}{\sqrt{f}} \quad \text{avec } f = f_1 + f_2 \quad (f \text{ en cm})$$

REMARQUES:

1- Afin de tenir compte de la rigidité des angles, EHLERS a établi les dimensions réduites définies par:

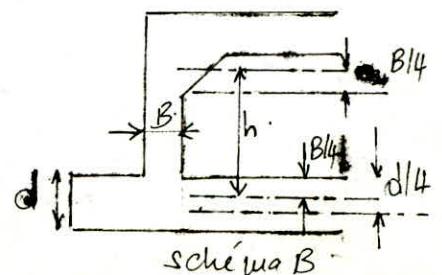
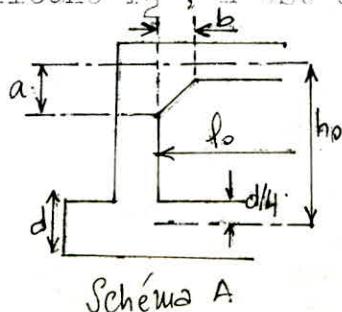
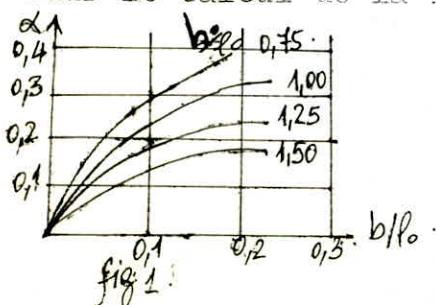
$$\begin{cases} fl = l_0 - 2bx \\ h = h_0 - a\alpha \end{cases}$$

α : donné en fonction de (h_0/l_0) & (b/l_0) . voir fig. 1 ci-dessous.

le point décastrament des portiques est situé à $\frac{d}{4}$ au dessous de la face supérieure du radier. (d: épaisseur du radier)

Pour le calcul de la flèche f_1 , le coefficient $(k = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{l})$ sera calculé avec les longueurs corrigées suivant le schéma: A

Pour le calcul de la flèche f_2 ; h est calculé selon le schéma: B.



2- Le béton armé est sollicité par les mouvements vibratoires, et donc, possède des propriétés élastiques dynamiques différentes que ceux de l'état statique. $E_{dyn} > E_{stat}$

Les normes préconisent: $E_{dyn} = 3 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

2- VIBRATIONS HORIZONTALES (des portiques transversaux dans leur plan)

En général, on admet que le système des trois portiques transversaux liés par les poutres longitudinales forme une table rigide, et les portiques élastiques. Le plus simple des schémas considère la table n'exécutant que des translations perpendiculaires à l'axe longitudinal c.a.d un système à un degré de liberté dont la pulsation propre est fournie par la relation:

$$P_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}$$

m: masse en vibration

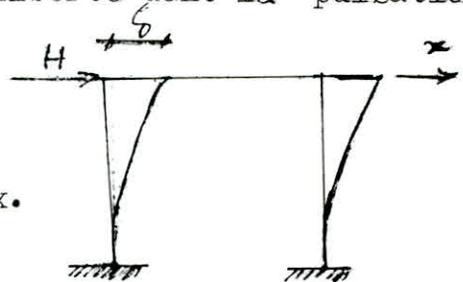
m = poids de la machine + table + $\frac{1}{2}$ poteaux.

Selon RAUSCH:

On considère:

La fréquence propre = $\eta_h = \frac{300}{\sqrt{\delta_h}}$ à $\frac{300}{\sqrt{0,8\delta_h}}$

δ_h : déplacement élastique de la table sous la force horizontale. $H = mg$



avec $Kx_i = \frac{H}{\delta_{hi}}$

Pour un déplacement unitaire $\delta = 1$; on a $Kx = H$

or, le déplacement horizontal d'un portique sous l'action d'une force H est:

$$\delta_{hi} = \frac{H h_i^3}{12 E I_{ci}} \left(\frac{2+3k_i}{1+6k_i} + 1,2 \frac{h_i h_i}{E A_{ci}} + \frac{h_i^2}{l_i E A_{ci}} \right)$$

On en déduit:

$$Kx_i = \frac{1}{\left(\frac{h_i^3}{12 E I_{ci}} \left(\frac{2+3k_i}{1+6k_i} + 1,2 \frac{h_i}{E A_{ci}} + \frac{h_i^2}{l_i E A_{ci}} \right) \right)}$$

Les valeurs de h & l sont les valeurs corrigées.

On calcule le Kx_i pour chaque portique; donc pour l'ensemble des portiques on a:

$$Kx = \sum_{i=1}^3 Kx_i \quad i = \text{indice du portique.}$$

Par conséquent, le déplacement $\delta_h = \frac{mg}{Kx}$; d'où la fréquence propre:

$$\eta_h = \frac{300}{\sqrt{\delta_h}} \text{ à } \frac{300}{\sqrt{0,8\delta_h}}$$

3- CALCUL DES AMPLITUDES

Les calculs effectués montrent que les amplitudes des vibrations horizontales ne dépassent pas 0,01 à 0,015mm; DONC: ne sont pas gênantes. On se préoccupe donc uniquement des vibrations verticales. Le système à deux masses soumis à la force perturbatrice $(P \sin wt) = F(t)$ fournit les amplitudes des vibrations (voir étude complète du système à 2 masses dans ce qui précède).

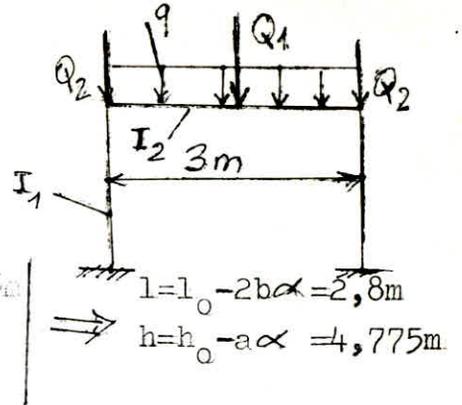
APPLICATION A NOTRE CAS:

1-Vibrations verticales

a) Portique I-III

-Selon RAUSH:

$M=41,5t$	$Q_1=20,75t$	$l_0=3m$
$R=7,5t$	$ql=28,25t$	$h_0=4,875m$
$S=20,5t$	$Q_2=13,56t$	$a=1m$
$L=7,44t$		$b=1m$
		$\alpha=0,1$



Pour la déformation des poteaux: $h=4m$.

d'où $K = \frac{I_2 \cdot h}{I_1 \cdot l} = 1,7$

$f_1 = 6,09 \cdot 10^{-5} m$
 $f_2 = 5,10 \cdot 10^{-5} m \rightarrow f = f_1 + f_2 = 11,2 \cdot 10^{-5} m$

$P_z = \frac{10\pi}{\sqrt{f}} = 296,70 \text{ rd/s}$
 $n_0 = \frac{300}{\sqrt{f}} = 2834,73 \text{ tr/mn.}$

-Selon BARKAN

$G_1=44,87t$	$f_1 = 5,21 \cdot 10^{-5} m$	$K_1 = \frac{G}{f_1} = 8,61 \cdot 10^9 \text{ N/m.}$
$G_2=16,13t$	$f_2 = 4,06 \cdot 10^{-5} m$	$K_2 = \frac{G}{f_2} = 15 \cdot 10^9 \text{ N/m}$
$\bar{P}_1^2 = 1,92 \cdot 10^5$		
$\bar{P}_2^2 = 1,46 \cdot 10^6$		

L'équation des pulsations s'écrit:

$$P^4 - 1,65 \cdot 10^6 P^2 + 1,78 \cdot 10^{11} = 0$$

et admet pour solutions:

$P_1 = 340,64 \text{ rd/s} \quad n_1 = 3254,52 \text{ tr/mn}$
 $P_2 = 1238,53 \text{ rd/s} \text{ (n'offre aucun intérêt)}$

Remarque: La fréquence propre du portique I&III est de l'ordre de la fréquence de la machine, donc il ya raisonance. Nous reviendrons sur ce problème plus tard.

b) Portique II:

-Selon RAUSH:

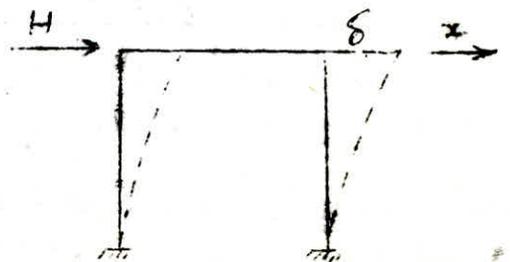
$M=80t$	$Q_1=40t$
$R=7,5t$	$ql=47,5t$
$S=20,5t$	$Q_2=17,44t$
$L=14,87t$	

$f_1 = 11,07 \cdot 10^{-5} m$
 $f_2 = 7,49 \cdot 10^{-5} m$
 $f = 1,85 \cdot 10^{-4} m$

$P_z = \frac{10\pi}{\sqrt{f}} = 230,85 \text{ rd/s}$
 $n_0 = 2205,64 \text{ tr/mn.}$

2-Vibrations horizontales

$P_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}$
 $Kx_1 = Kx_2 = Kx_3 = 3,37 \cdot 10^4 \text{ t/m} \quad \text{d'où } Kx = 3Kx_1 = 1,01 \cdot 10^5 \text{ t/m}$
 $\delta_h = \frac{mg}{Kx} \text{ avec } m=245,25t$
 $\delta_h = 0,243 \text{ cm.}$
 d'où $n_h = \frac{300}{\sqrt{0,243}} = 608,58 \text{ tr/mn}$
 à $\sqrt{0,8 \times 0,243} = 680,41 \text{ tr/mn.}$



3- Calcul des amplitudes:(verticales)

a) Portique I-III:

$P_{z0} = m_r e w^2$; Les normes "DIN 4024" préconisent: $P_{z0} = 0,5 g m_r$

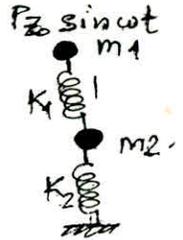
w: pulsation de la force perturbatrice.

m_r : masse du rotor.

Donc, pour le portique I, la part de m_r lui revenant est: ..

$$m_{r1} = \frac{20,32}{4} = 5,08t. \quad P_{z0} = 2,54 \cdot 10^4 N.$$

$$\begin{aligned} \bar{P}_1^2 &= 1,92 \cdot 10^5 (\text{rd/s})^2 & \Rightarrow & A_{z1} = 3,12 \cdot 10^{-5} m \\ \bar{P}_2^2 &= 1,46 \cdot 10^6 (\text{rd/s})^2 & \Rightarrow & A_{z2} = 1,22 \cdot 10^{-5} m \end{aligned}$$



b) Portique II:

$$P_{z0} = 5,08 \cdot 10^4 N$$

$$\bar{P}_1^2 = 7,24 \cdot 10^5 (\text{rd/s})^2$$

$$\bar{P}_2^2 = 8,87 \cdot 10^5 (\text{rd/s})^2 \Rightarrow$$

$$A_{z1} = 8,95 \cdot 10^{-7} m$$

$$A_{z2} = 2,8 \cdot 10^{-6} m$$

REMARQUES:

- 1- Les pulsations des portiques I&III sont proches de celle de la machine, ($\approx 20\%$); on doit donc consulter les vibrations d'ensemble (machine+structure+sol ou pieux); c'est ce qu'on verra en seconde étape.
- 2- Les pulsations des vibrations horizontales sont inférieures aux valeurs admissibles fournies par les normes (2300 à 2400 tr/mn)
- 3- Les amplitudes de vibration des portiques sont négligeables et donc assurent un bon fonctionnement de l'ensemble (voir courbes de perceptions: page 15.)

II- CALCUL DE RESISTANCE

la fondation sera calculée de façon à résister aussi bien à la sollicitation statique que dynamique. Le calcul sera fait séparément pour les cas suivants:

a) Charges permanentes: (poids propre de la fondation)

- Poids des éléments de la fondation.
- Poids de la machine y compris les rotors.

Les éléments qui supportent pas de charges provenant de la machine seront calculés pour les charges de montage:

b) L'effet dynamique de la force centrifuge

Agissant dans toutes les directions, dans un plan perpendiculaire à l'arbre de la machine, les normes "DIN 4024" recommande de considérer la valeur de la force centrifuge non-équilibrée:

$$C = 0,5 g m_r \frac{n_m}{3000} \quad \text{avec: } m_r: \text{masse du rotor.}$$

$$n_m: \text{fréquence de rotation de la machine.}$$

Cette force est décomposée en deux forces statiques équivalentes.

-Force statique verticale P_v .

-Force statique horizontale P_h .

1- Force statique équivalente verticale P_v :

Cette force peut agir dans un sens comme dans l'autre elle a pour valeur: $P_v = 15 g m_r (n_m = 3000 \text{ tr/mn})$

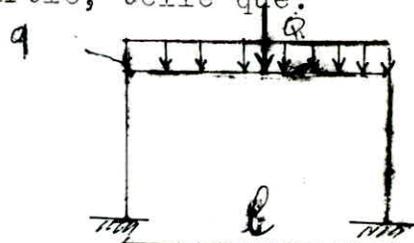
RAUSH recommande de décomposer cette force en deux forces égales: l'une cocentrée, l'autre uniformément répartie, telle que:

$$P_v = \begin{cases} Q = 1,9 Q_1 \\ q_1 = 1,9 q_1 \end{cases}$$

Q_1 : définie précédemment

2- Force statique horizontale P_h :

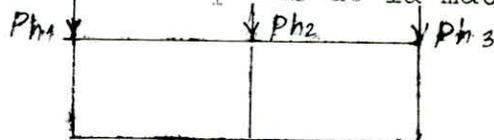
Cette force peut également agir dans un sens comme dans l'autre, elle a pour valeur: $P_h = 2,5 g m_r$ avec: $m_r = 0,127 m_m$



Par conséquent: $P_h = 0,32 g m_m = 0,32 P$ avec: m_m : masse de la machine. P : poids de la machine.

$$\text{d'où: } P_{h_i} = 0,32 P_i$$

avec P_i : la part du poids de la machine revenant au portique i .



c) L'effet de la température et du retrait:

C'est la déformation produite par des forces verticales ou horizontales. les effets thermiques dus à une variation de température dans les portiques produisent des moments. Le calcul se fait séparément pour les deux cas suivants:

- 1- Retrait du béton plus échauffement: $\Delta t = 10^{\circ}\text{C}$
 2- Retrait seul : $\Delta t = -15^{\circ}\text{C}$

d) Couple de court-circuit:

Le couple de court-circuit est transmis par la génératrice, et tournant dans les deux sens. Pour le calcul de résistance, la valeur indiquée par le constructeur sera multipliée par deux. On substitue à cet effet 2 (deux) forces appliquées en divers points du portique.

e) Effet du seisme.

Le seisme, par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations. de ces accélérations, résultent des forces pouvant s'exercer dans des directions quelconques. L'étude sismique se fera avec les règles parasismiques algériennes (RPA 81-version 83). L'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des deux axes principaux de la structure est donné par la formule:

$$V = (A B D Q) W \quad \text{Ces paramètres seront définis plus tard.}$$

REMARQUES:

- 1- La force statique équivalente n'agit pas simultanément avec la force du couple de court-circuit. Donc on prendra la combinaison la plus défavorable des 3 forces suivantes:
 - a) Force statique équivalente verticale.
 - b) Force statique équivalente horizontale.
 - c) Force du couple de court-circuit.
- 2- On prend la combinaison, en ce qui concerne les effets thermiques, la plus défavorable des deux effets:
 - a) Effet du retrait seul ($\Delta t = -15^{\circ}\text{C}$)
 - b) Effet de l'échauffement et du retrait ($\Delta t = +10^{\circ}\text{C}$)

Superposition des effets. (combinaisons défavorables)

Vu que les charges dynamiques et les effets thermiques sont permanentes, le calcul des portiques se fait sous les sollicitations du 1er et 2ème genres données par le RPA:

$$\text{Pour les poutres} \begin{cases} G + E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\text{Pour les poteaux} \begin{cases} G + 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Calcul des éléments

Les portiques transversaux sont les portiques porteurs.

-calcul des portiques transversaux: ils sont vérifiés en tenant compte de l'effet résultant:

- .Charges permanentes.
- .Charges dynamiques agissant verticalement ou horizontalement.
- .Effet thermique.
- .Effet sismique.

-calcul des portiques longitudinaux:

Ils seront calculés sous le schéma suivant: portiques multiples à poutres longitudinales et dont les poteaux sont ceux des portiques transversaux. soumis aux effets suivants:

- .Charges permanentes dues au poids propres.
- .Effet thermique.
- .Effet sismique.

ETUDE AU SEISME

Selon le RPA, l'effort sismique horizontal agissant suivant des axes principaux à la structure est donné par la formule suivante:

$$V = (A B D Q) W$$

-coefficient d'accélération A: zone 2; groupe 1 $\Rightarrow A = 0,25$.

-facteur d'amplification D : dépend du type de solet de la structure. $T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$

Longitudinalement: $T_L = \frac{0,09 \times 4,5}{\sqrt{7,6}} = 0,14 \quad D_L = 2$

Trasversalement : $T_t = \frac{0,09 \times 4,5}{\sqrt{3}} = 0,23 \quad D_t = 2$

- facteur de comportement dynamique: $B = 0,5$ (fondation spéciale).

-facteur de qualité Q : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i \quad Q = 1,2$

-Poids W : $W = G + P_v$ avec G: Poids propre de la machine + la structure. * condenseur.

$$P_v = 15 g m_r \frac{n_m}{3000}$$

Pv: force statique équivalente

$$P_v = 15 \times 20,32 = 304,8t$$

m_r : verticale, masse du rotor.

$$W = 278,5 + 304,8 * 23 = 685,5 t$$

n_m : fréquence de rotation de la machine. (3000tr/mn)

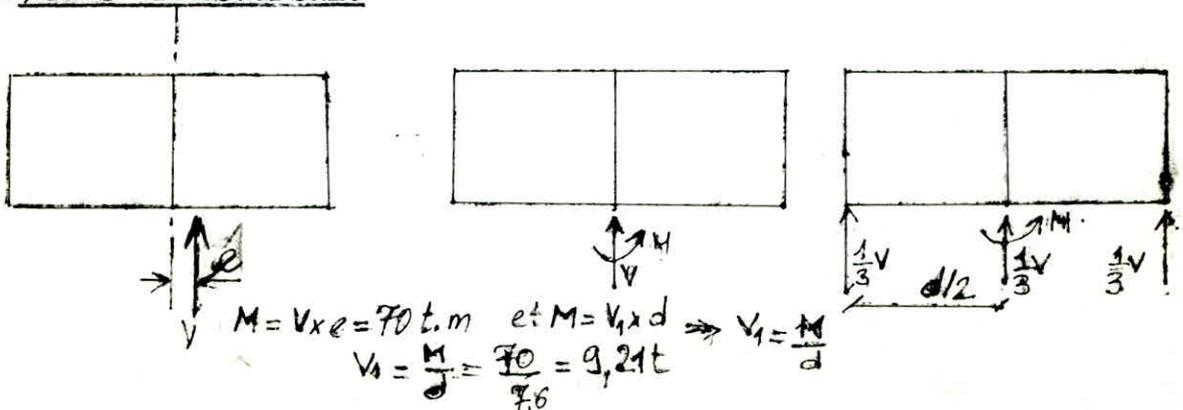
Finalement, $V = (ABDQ)W = 181,65t$.

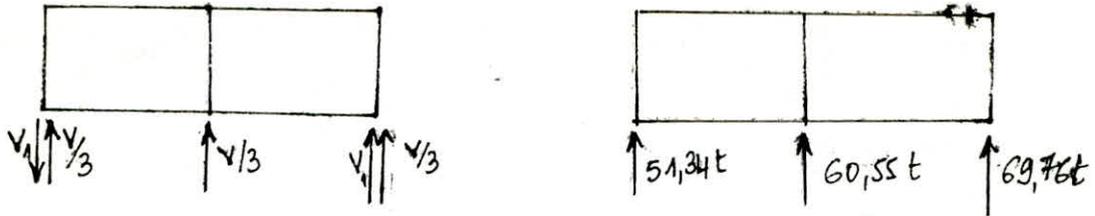
Distribution de l'effort sismique:

Cette force sismique doit être distribuée sur les portiques transversaux ou longitudinaux. On admet une excentricité de 5%.

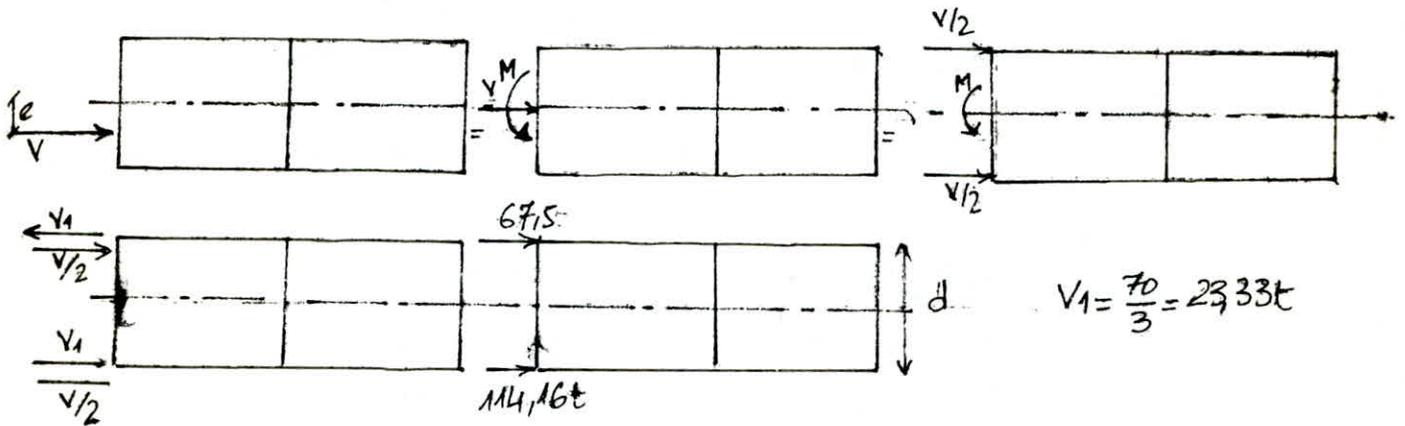
$e = 5\% l$. l : Plus grande dimension dans le sens transversal ou longitudinal.

a) sens transversal:



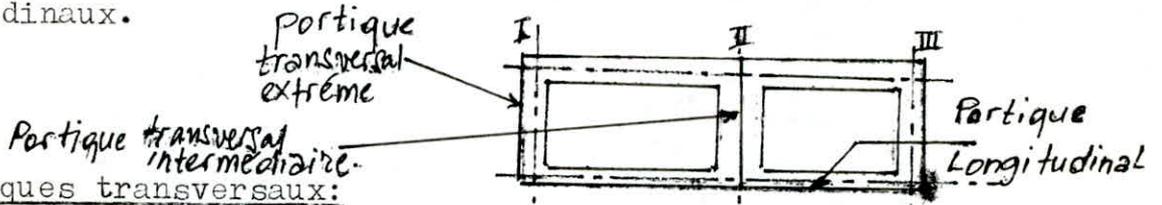


b) Sens longitudinal:



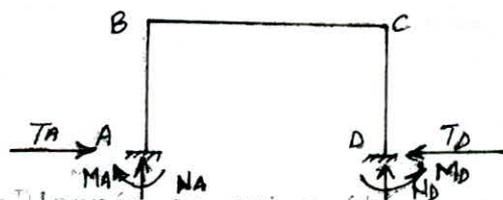
CALCUL DES EFFORTS (M;N;T)

Le calcul se fait séparément pour les portiques transversaux & longitudinaux.

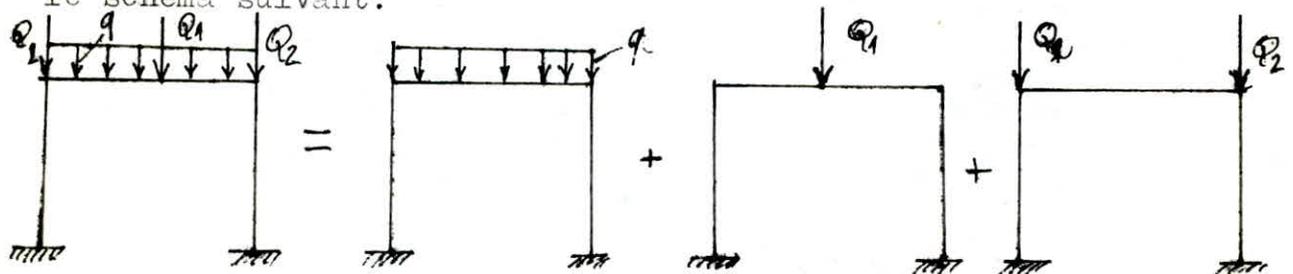


1-Portiques transversaux:

Méthode de calcul: utilisation des résultats de l'aide-mémoire "RESISTANCE DES MATERIAUX" (DUNOD), pour un portique à 2 montants encastré. Les résultats seront donnés sous forme de tableaux.

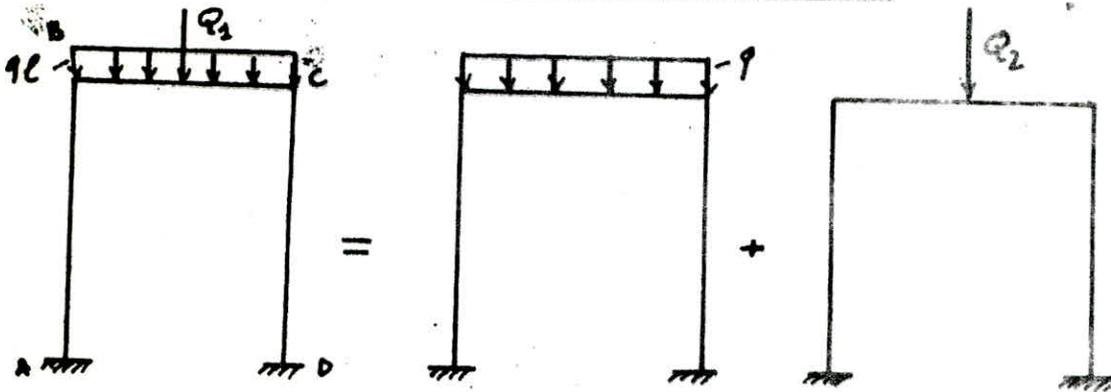


a) Poids propre: D'après ce qui a été exposé précédemment, on a le schéma suivant:



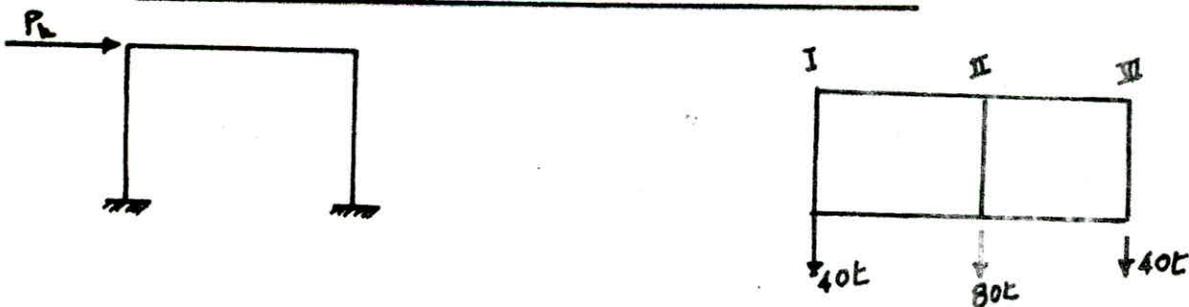
	Poids propre			Moments (t.m)			Effort normal (E)		Effort tranchant (t)		
	q _l (t)	Q ₁ (t)	Q ₂ (t)	M _A =M _B	M _B =M _C	M _m	N _A	N _D	TA	TD	
Poutiques d'extrémité I, III	20,5	20,75	13,56	4,1	-8,18	18	37,13	37,13	2,83	2,83	
intermédiaire I	47,5	40	17,40	7,41	-14,83	33	58,75	58,75	5,12	5,12	

b) Force statique équivalente verticale: P_v



Poutique	P _v			Moments (t.m)			Effort normal N (t)		Effort tranchant T (t)	
	Q ₁ (t)	q _l (t)		M _A =M _B	M _B =M _C	M _m	N _A = N _D	T _A = T _D		
Poutique I, III	±39,42	±39,42		±6,8	±13,61	±30,75	±39,42	±4,7		
Poutique II	±76	±76		±13,61	±26,22	±59,28	±76	±9,05		

c) Force statique équivalente horizontale: P_h



Poutique	P _h	Moment (+.m)			Effort Normal (t)		Effort tranchant (t)	
		M _A =M _B	M _B =M _C	M _m	N _A = N _D	T _A = T _B		
I, III	±12,8	±17,05	±4,15	0	±6,4	±20		
II	±25,6	±34,10	±20,3	0	±12,8	±40		

d) Effet thermique:

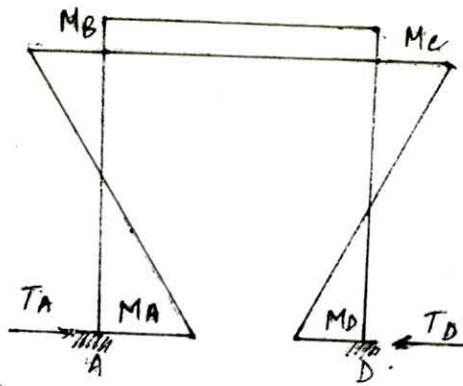


Tableau 4

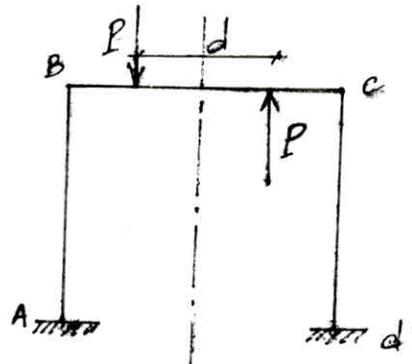
Portiques	Variations de T°	Moments (t.m)			Efforts normaux (t)	Effort tranchant (t)
		$M_A = M_D$	$M_B = M_C$	M_m	$N_A = N_D$	$T_A = T_D$
Portiques I, III	$\Delta t = 10^{\circ}C$	3,2	-2	-2	0	-1,317
	$\Delta t = -15^{\circ}C$	-4,8	2,97	2,97	0	1,97
Portiques II	$\Delta t = 10^{\circ}C$	3,2	-2	-2	0	-1,317
	$\Delta t = -15^{\circ}C$	-4,8	2,97	2,97	0	1,97

e) Couple de court-circuit: Au moment M du couple de court-circuit, on substitue deux forces $P_1 = P_2 = \frac{M}{d}$.
 M : part de l'effet du moment du couple de court-circuit revenant au portique considéré.

d : distance au point d'application des 2 forces ($d=1,5$)

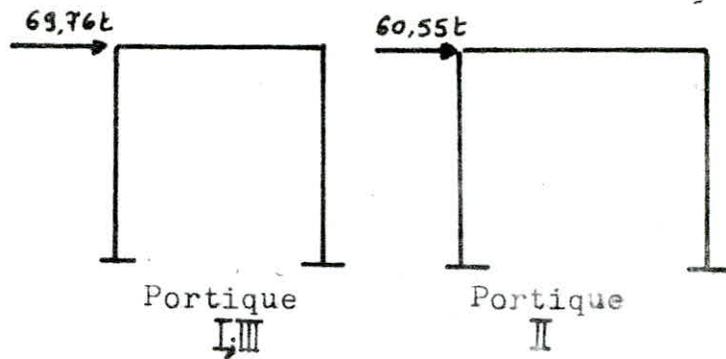
Portique d'extrémité:

portique intermédiaire:



Portique	$P(t)$	Moment (t.m)			Effort normal (t)	Effort tranchant (t)
		$M_A = -M_D$	$M_B = -M_C$	M_m	$N_A = N_D$	$T_A = T_D$
I, III	13,34	$\pm 0,4$	$\pm 0,374$	0	$\pm 6,94$	0
II	26,28	$\pm 0,8$	$\pm 0,748$	0	$\pm 13,88$	0

f) Effet du seisme

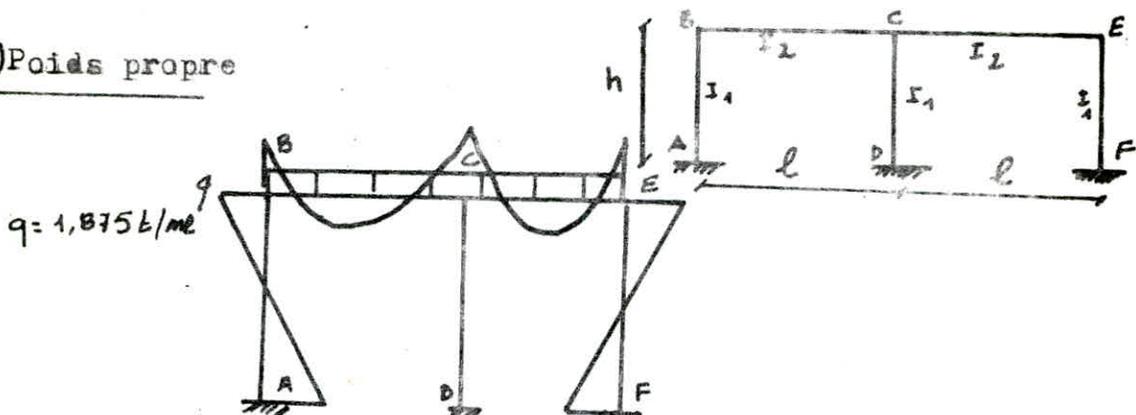


Portique	Effort sismique P	Effort Tranchant (t)			effort Normal (t)		Moment (+.m)			
		TA	TD		NA	ND	MA	MB	MC	MD
I, III	± 69,55	± 34,88	± 34,88		± 47,1	± 47,1	± 86,38	± 70,6	± 70,6	± 86,33
II	± 60,55	± 30,27	± 30,27		± 40,87	± 40,87	± 74,93	± 61,3	± 61,3	± 74,93

2) Portique longitudinal

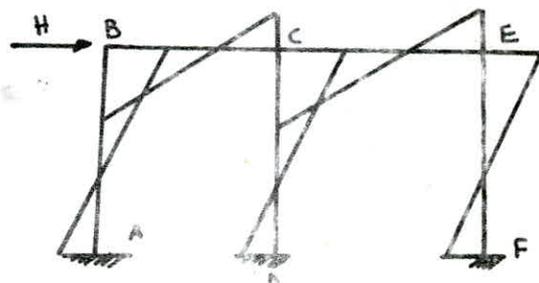
Les efforts ont été calculés par la méthode de CROSS
Les résultats sont présentés sous forme de tableaux.

a) Poids propre



A		B		C		D		E		F	
AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FD	DF
-0,7	-1,42	1,42	-2,68	2,68	0	0	-1,42	1,42	0,7	0	0

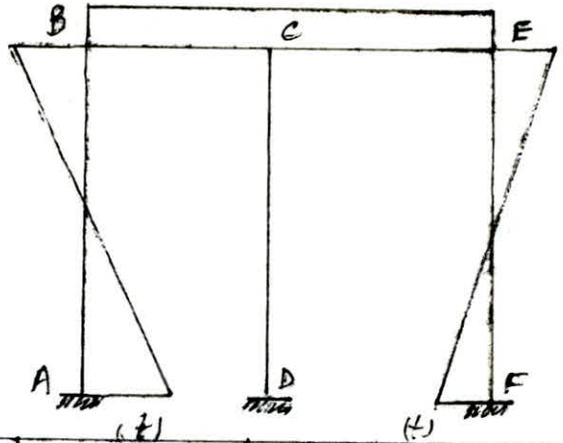
b) Effet du seisme



Moments

A		B		C		D		E		F	
AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FD	DF
± 95,89	± 57,5	± 57,5	± 46,7	± 93,5	± 46,7	± 113,9	± 57,5	± 57,5	± 95,89	0	0
Effort Normal (t)						Effort Tranchant (t)					
RA	RF	RD	TA	TF	TD	RA	RF	RD	TA	TF	TD
± 107,8	± 107,8	0	± 34,08	± 34,08	± 46	0	0	0	0	0	0

c) Effet thermique:



Δt	$M_A = M_E$	$M_B = M_F$	M_m	Effort normal	Effort tranchant
+10°C	4,0	-1,5	-1,5	0	1,21
-15°C	-6	2,25	2,25	0	-1,83

3-Calcul du cadre horizontal:(table)

Il est formé des poutres longitudinales & transversales.

Pour les sollicitations de la table dues aux vibrations, on applique une force $Ph = 5 g m_r$, équivalentes aux forces d'inerties.

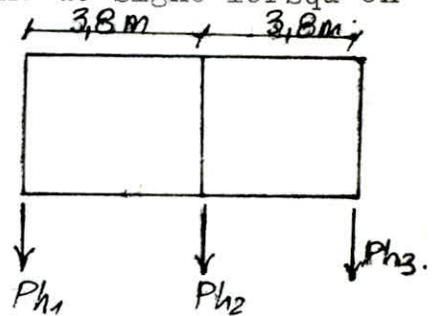
Cette force est considérée comme changeant de signe lorsqu'on passe d'un portique à un autre.

m_r : masse du rotor. $m_r = 0,127 \text{ mm}$

La part revenant à chaque noeud:

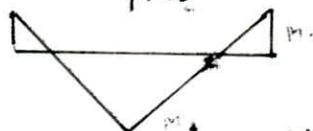
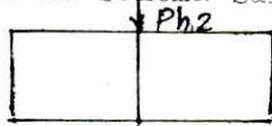
$$Ph_1 = Ph_3 = 0,635 \times 40 = 25,4 \text{ t}$$

$$Ph_2 = 80 \times 0,635 = 50,8 \text{ t}$$



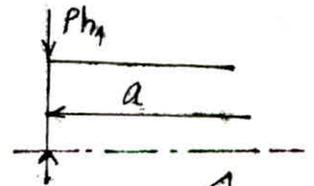
Ces forces engendrent dans le cadre horizontal des moments de flexion calculés suivant le schéma suivant:

on prend, dans chaque noeud, le moment le plus grand, calculé d'après les 2 schémas --



$$M_1 = M_3 = -M_2 = \pm \frac{Ph_2 \cdot l}{8}$$

$$M_1 = 48,26 \text{ t} \cdot \text{m}$$



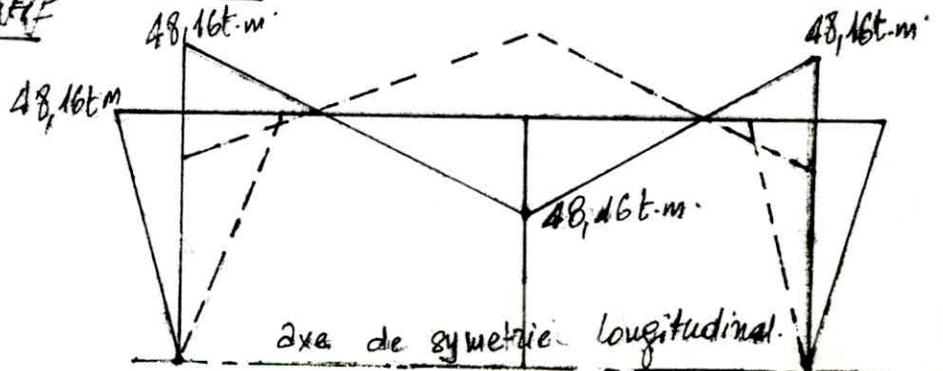
$$M = \frac{Ph \cdot a}{4}$$

$$Ph_1 = 25,4 \text{ t}$$

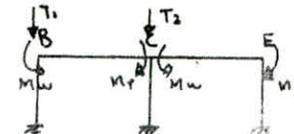
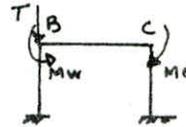
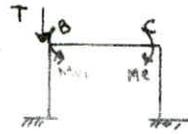
$$a = 3,8 \text{ m}$$

$$M = \pm 24,13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

soit en définitif



combinaisons defavorables dans les poutres (M, T)



	Portique transversal d'extrémités				Portique transversal intermédiaire				Portique longitudinal				
	Effort Tranchant	Moment			Effort Tranchant	Moment			Effort Tranchant	Moment			
		T _{max} (t)	M _B =M _C (t.m)	M _A =M _D (t.m)		M _C =M _B (t.m)	T _{max} (t)	M _B =M _C (t.m)		M _A (t.m)	M _C =M _B (t.m)	T _{max} (t)	T _{max} (t)
Poids propre	24,5	-8,2	18	-8,2	43,75	-14,83	33	-14,83	3,56	3,56	-1,42	2,75	-2,68
Force statique équivalente Verticale	±39,42	±13,6	±30,75	±30,75	±76	±26,22	±59,28	±26,22					
Force statique équivalente Horizontale	±8,64	±14,15	0	±14,15	±17,28	±28,3	0	±28,3					
Effet du couple de court-circuit	±6,94	±0,374	0	±0,374	±13,88	±0,748	0	±0,748					
Effet de l'échauffement et du retrait (Δt=10°C)	0	-2	-2	-2	0	-2	-2	-2	0	0	-1,5	-1,5	-1,5
Effet du retrait seul (Δt=-15°C)	0	±2,975	2,975	2,975	0	2,975	2,975	2,975	0	0	2,25	2,25	2,25
Séisme	±47,1	±70,6	0	±70,6	±40,87	±40,87	±61,3	0	±107,8	±107,8	±57,5	±53,5	±46,75
Combinaison	G±E		G	G±E			G	G±E					
M ^{max}		79,53	51,725	79,53		77,14	95,25	77,14			58,33	10,375	46,32
M ^{min}		-94,95	-14,75	-94,95		-106,43	-28,28	-106,43			-60,42	-4,125	-50,93
T ^{max}	111,15				160,62				111,36	113,36			

combinaisons défavorables dans les poteaux (M, N, T)

	Portique transversal d'extrémité				Portique transversal intermédiaire				Portique longitudinal							
	Effort Normale	Effort Tranchant	Moment		Effort Normale	Effort Tranchant	Moment		Effort Normale	Effort Tranchant	Moment					
			MA=MB	MC=MD			MA=MB	MC=MD			MA=MB	MC=MD	MC	MD		
	NA=ND (t)	TA=TD (t)	(t.m)	(t.m)	NA=ND (t)	TA=TD (t)	(t.m)	(t.m)	NA=ND (t)	ND (t)	TA=TB (t)	TD (t)	MA=MB (t.m)	MB=ME (t.m)	MC (t.m)	MD (t.m)
Poids propre	37,13	2,83	4,10	-8,20	58,12	5,12	7,41	-14,83	37,13	58,75	0,47	0	0,7	-1,42	0	0
Force statique équivalente verticale	±39,42	±4,70	±6,80	±13,6	±76	±9,05	±13,11	±26,22	±39,42	±76						
Force statique équivalente horizontale	±8,64	±6,40	±17,05	±14,15	±17,28	±12,8	±34,40	±28,3	±8,64	±17,28						
Effet du couple de court-circuit	±6,94	0	±0,40	±0,374	±13,88	0	±0,8	±0,748	±6,34	±13,88						
Effet de l'échauffement et du retrait (Δt=10°)	0	1,317	3,2	-2	0	1,317	3,2	-2	0	0	1,21	0	4,0	-1,50	0	0
Effet du retrait seul (Δt=-15°C)	0	1,975	-4,8	2,975	0	1,975	-4,8	2,975	0	0	-1,83	0	-6	2,25	0	0
Seisme	±47,10	±30,275	±86,33	±70,6	±40,87	±39,275	±74,93	±61,30	±107,8	0	±31,086	±46	±95,89	±57,50	±93,5	±113,88
Combinaisons	G ± 1,2E															
M ^{max} ; N ^{corr}	102,28	46,28	127,95	93,65	125	55,56	134,63	90	127,07	-17,25	41,37	55,2	119,77	69,83	112,2	136,65
M ^{min} ; N ^{corr}	-28,03	-41,88	-121,35	-109,07	-7,57	-46	-121,40	-118,7	-52,81	-134,75	-41,35	-55,2	-121,07	-71,92	-112,2	-136,65
N ^{max} ; M ^{corr}	133,07	45,18	117,7	93,09	183,8	51,82	113,64	87,92	205,91	134,75	41,37	55,2	119,77	69,83	112,2	136,65
N ^{min} ; M ^{corr}	-58,81	-40,18	111,10	-108,52	-66,30	-42,23	-100,41	-116,61	-131,35	-17,25	-41,37	-55,2	-121,07	-71,92	-112,2	-136,65

Caractéristiques des matériaux

1- Béton: Dosé à 400 kg/m^3 de CPA 300.

- Contrainte de compression de référence: $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_m$.

$$\rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon_c$$

$$\alpha = 1 \quad \text{CPA 300}$$

$$\beta = 1 \quad \text{Contrôle strict.}$$

$$\gamma = 1$$

$$\delta = 0,6 \quad \text{en flexion simple}$$

$$\delta = 0,3 \quad \text{en compression simple.}$$

$$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \quad \text{en flexion composée}$$

avec: N: Compression.

$\epsilon = 1$: Section rectangulaire en flexion simple.

σ'_m = contrainte d'écrasement du béton à 28 jours.

e_0 = excentricité de la force au CG, du béton seul.
 e_1 = distance limite du noyau central au CG, du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Donc, finalement:

a) sous SP1:

compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bars.}$

flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars.}$

b) sous SP2:

compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} (\text{SP1}) = 135 \text{ bars.}$

flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 270 \text{ bars.}$

flexion composée: $\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 2\bar{\sigma}'_{b0} & \text{si } e_0 > h/2 \\ \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e_0}{h} \right) & \text{si } e_0 < h/2 \end{cases}$

- Contrainte de traction de référence: $\bar{\sigma}'_t$

$$\bar{\sigma}'_t = \rho_b \sigma'_{t28} \quad \text{avec: } \rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_m} = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025 \Rightarrow \bar{\sigma}'_t = 7,5 \text{ bars.}$$

2- Aciers: On utilisera deux types:

Aciers doux: FeE 24 $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Aciers à haute adhérence: FeE 40 $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi \leq 20$

$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $\phi > 20$

contraintes imposées par la condition de non-fissuration:

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad (\text{C.C.B.A 68 Art. 49}).$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{k M_f \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1}{\phi} k \sigma_b} \end{cases}$$

ϕ : diamètre maximum des barres utilisées.

\tilde{w}_f = pourcentage d'acier: $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$
 $B_f = 26 \text{ d.}$

$M_f = 1,6 \text{ (HA).}$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ site protégé

Calcul des poutres :

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, il ne sera pas tenu compte, dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres. Celles-ci seront ferrées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable.

-Armatures longitudinales: Le pourcentage minimum total est de 0,3% pour les HA et 0,5% pour les Adx, tandis que le pourcentage maximum est 2,5%.

-Calcul des armatures :

a) Cas des moments négatifs: (traction des fibres supérieures)
On calcule la section d'acier nécessaire A_{sup}^0 avec M_{sup}^{max} .

On calcule la section A_1 , section sup. minimale donnée par le RPA

$$\text{alors : } A_{sup} \geq \max(A_{sup}^0, A_1)$$

b) Cas des moments positifs: (traction des fibres inférieures)

On détermine A_{inf}^0 avec M_{inf}^{max} .

Soit A_2 la section minimale inférieure donnée par le RPA.

Les sections sollicitées par des moments positifs seront soumises à une traction égale à $T + \frac{M}{Z}$.

$$A_{inf}^{min} \geq \frac{T+M/Z}{\sigma_a}$$

$$\text{d'où : } A_{inf} \geq \max(A_{inf}^0, A_2, A_{inf}^{min})$$

Conditions de non-fragilité :

$$A \geq \psi_n b h \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$$

Condition du RPA :

potres transversales:
$$\begin{cases} A_{min} = 0,3\% \times 100 \times 100 = 30 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 2,5\% \times 100 \times 100 = 250 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

poutres longitudinales:
$$\begin{cases} A_{min} = 0,3\% \times 100 \times 50 = 15 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 2,5\% \times 100 \times 50 = 125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VERIFICATIONS DIVERSES

1) poutres longitudinales:

condition de non-fragilité = $A \geq b_0 h \cdot 0,54 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 7,86 \text{ cm}^2$

verification des zones d'appuis:

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma_b} = \frac{2 \times 111,36 \times 10^3}{50 \times 90} = 49,5 \text{ cm}$$

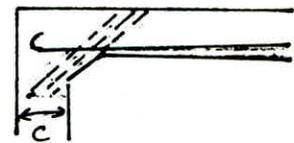
$$c = 50 < 100 \text{ cm}$$

condition de non-ecrasement du béton :

$$r \geq \max \left[6,5 \varnothing ; 0,1 \varnothing \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \left(1 + \frac{\varnothing}{4}\right) \varnothing \right]$$

paquet de 2 barres : $\varnothing = \frac{5}{3} \rightarrow r = \max \left[5,5 \times 2 ; 0,1 \times 2 \times \frac{2800}{90} \left(1 + \frac{2}{4}\right) \frac{5}{3} \right] = 15,56 \text{ cm}$

pour 1 barre isolée. $\varnothing = 1 \Rightarrow r \geq 9,33 \text{ cm}$



Ferrailage des poutres

Séctions aux appuis

Poutres		Mert (t.m)	Tour (t)	T.M/3 (t)	A ₀ cm ²	A ₁ (cm ²)	A adoptée	A _{corr} (cm ²)	X (cm)	z (cm)	ε _b (1/100)	z = E/A (1/100)
Poutres Perpendiculaires à l'axe longitudinal	Poutre de poutique d'extrémité	34,33			29,25							
		79,53	111,15	209,94			16 T 20	50,24	30,65	62,78	62,68	4178
	Poutre de poutique intermédiaire	106,43			32,78							
		77,14	160,66	258,57		61,56	20 T 20	62,82	33,27	90,9	79,81	4116
Poutres Longitudinales	Appui d'extrémité	60,42			18,61							
		58,33	111,36	135,66		47,8	16 T 20	50,24	42,06	75	76,63	3695
	Appui intermédiaire	50,93			15,76							
		46,31	113,37	172,176		40,99	14 T 20	43,96	37,8	79,33	77,88	3916

Séctions en travées

Poutres	Mert (t.m)	A (cm ²)	1/2 Appui	A adoptée	A _{corr} (cm ²)	X	z	ε _b	z _a
Poutre transversale d'extrémité	14,75	6,81	25,12	8 T 20					
	51,72	23,9	25,12	8 T 20	25,12				
Poutre transversale intermédiaire	28,28	13,07	31,41	14 T 20					
	95,25	44,01	"	14 T 20	43,96	28,86	82,38	80,12	2630
Poutre longitudinale	4,125	1,27	25,12	8 T 20	25,12				
	10,375	3,2	"	"	25,12				

Séctions sous l'effet du cadre

Poutres	M _{red} (t.m)	A (cm ²)	A adopter	x (cm)	Z _{Rm}	ε _{b (Rm)}	ε _{s (Rm)}
Poutre transversale d'extrémité	48,26	22,8	8T20	22,97	85,34	50,1	2251
Poutres Longitudinales	48,26	48,85	16T20	18,14	33,95	156,72	2829

Vérification de la fissuration

on doit avoir $\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a$

avec $\sigma_1 = \frac{K_n}{P} = \frac{w_f}{2b d}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_n \sigma_c}{\phi}}$; $w_f = \frac{A}{2bd}$

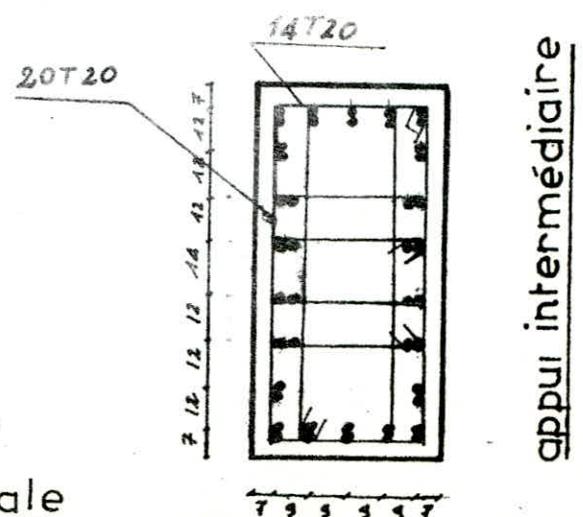
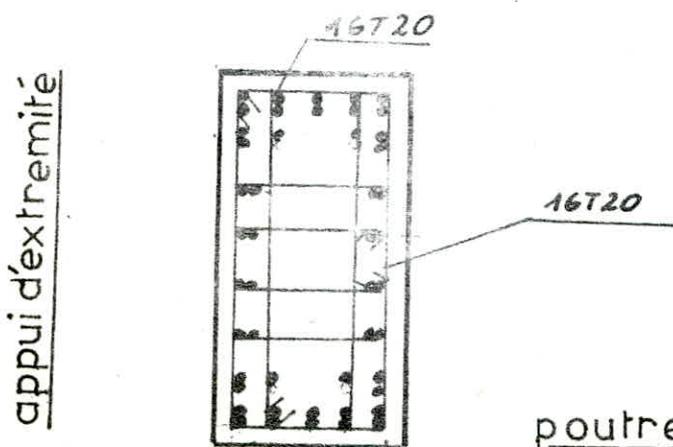
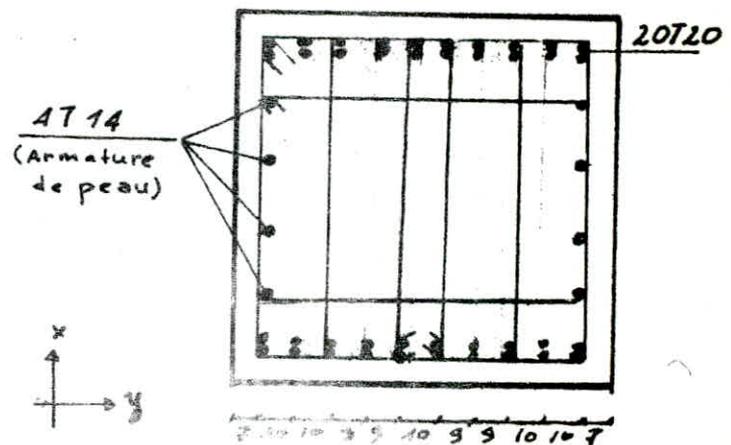
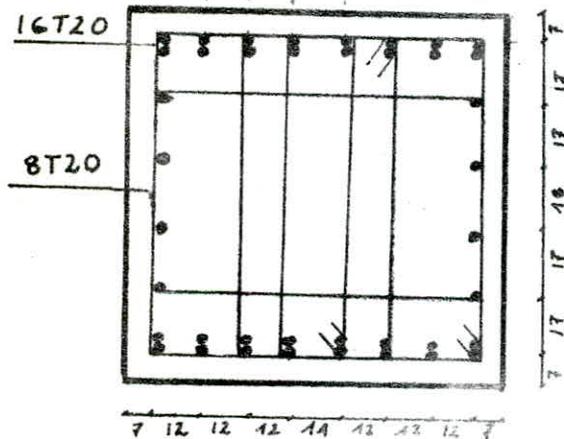
Section	φ	w _f = $\frac{A}{2bd}$	σ ₁	σ ₂	σ _a	Observation
50,24	20	0,0358	3165	2276	2800	Pas de risque
62,82	"	0,0468	3716,8	"	"	"
50,24	"	0,0314	2867,5	"	"	"
43,96	"	0,0315	2874,5	"	"	"

(ech 1/20)

Schémas de ferrailage (coupes aux appuis)

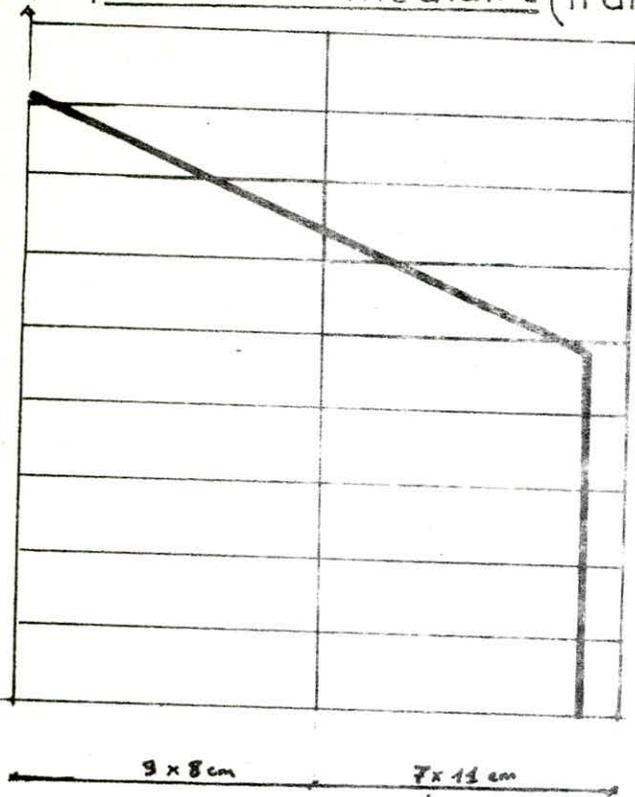
poutre transversale d'extrémité

poutre trans. intermédiaire

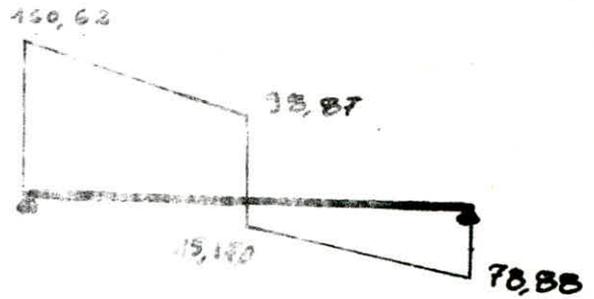


poutre
longitudinale

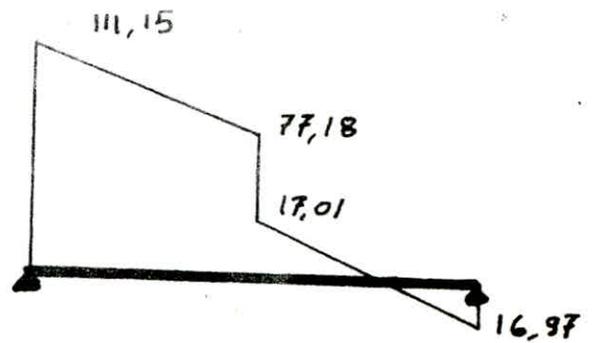
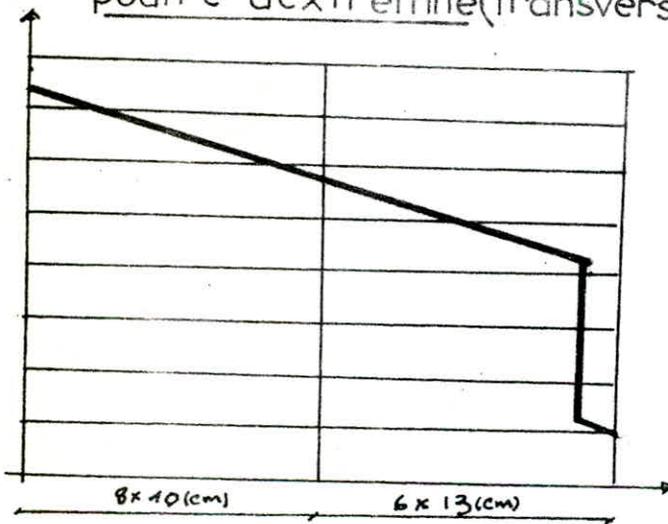
répartition des cadres
poutre intermédiaire (transversale)



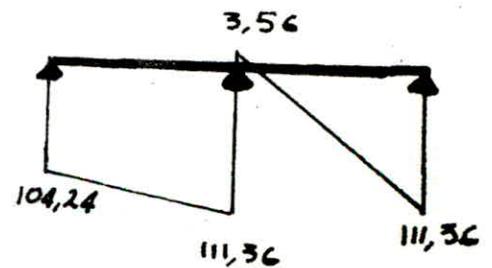
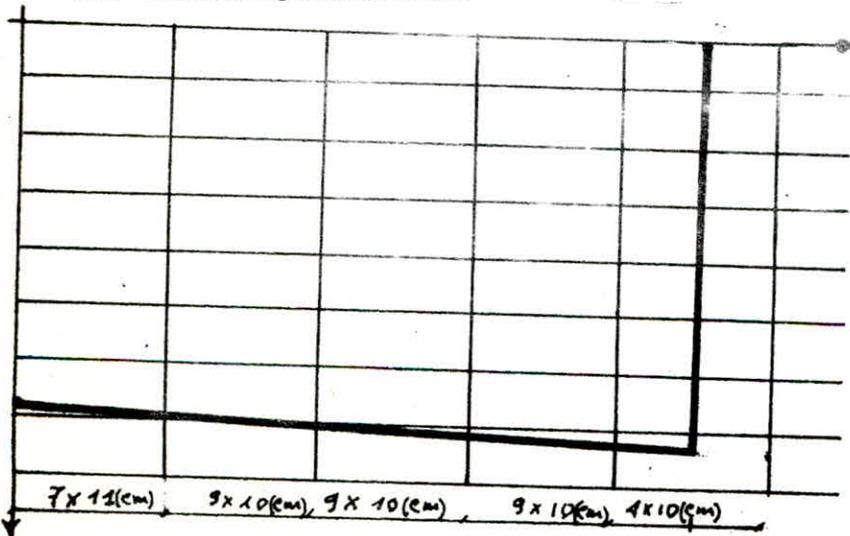
Effort tranchant dans
les poutres



poutre d'extrémité (transversale)



poutres longitudinales



conditions de non entainment des armatures sur appuis :

$$\tau_d = \frac{T}{3 P_u} \frac{A_i}{A} < \bar{\tau}_d \quad \bar{\tau}_d = 2(1,5)^2 (7,5) = 50,625 \text{ bars.}$$

Paquet de 2 barres $P = (\pi\phi + 2d) = 10,28 \text{ cm.}$

$\Rightarrow \tau_d = 17,38 \text{ bars.}$

une barre isolée $P = \pi\phi = 6,28 \text{ cm.}$

$\tau_d = 28,4 \text{ bars.}$

A: section totale des armatures tendues.
 A_i : section de la barre i ou du paquet de barres.
 P_u : perimetre utile d'une barre ou d'un paquet de barres.

2- poutres transversales .

	Conditions de non-fragilité	Condition de non-eclatement du beton	Conditions de non-entrainement des barres.	Verification des zones d'appuis.
Portique fixe intermediaire	$A \geq 15,72 \text{ cm}^2$ (Verifiee)	$r \geq 15,56 \text{ cm.}$ $r = 16 \text{ cm}$	$\tau_d = 19,2 < \bar{\tau}_d$	$c \geq 35,7$ $c = 40 < b = 100$ ($T = 160,62 \text{ t}$)
Portique fixe d'extremite	Idem (Appui)	Idem	$\tau_d = 16,6 < \bar{\tau}_d$	$c \geq 24,68 \text{ cm.}$ $c = 25 < 100$

Calcul des poteaux

La verification de la resistance aux sollicitations normales de flexion composee les plus defavorables doit etre effectuee avec les contraintes admissibles du beton et de l'acier du 1er genre majorée de 50% (RPA. art.4231) .

Armatures longitudinales : (art. 4231)

Les armatures longitudinales doivent etre en HA, droites et sans crochets. le pourcentage minimal: $w_{\min} = 1\%$ en zone II. Le pourcentage max. etant de 4%. Le diametre min. des aciers est $\phi 14$. La longueur de recouvrement est de 50ϕ . La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas depasser 25 cm (zone II)

Armatures transversales :

Elles auront un diametre min. de 6mm(HA) & 8mm(Adx) avec des pourcentages minimums ρ_{t1} & ρ_{t2} egaux à 0,3%. $\rho_{ti} = \frac{A_{ti}}{b_i t}$.

La section $A_t = \frac{1,25 T t}{h_j}$

La quantite d'armature min. $A_t = 0,004 t b$. en zone II

Espacement: zone nodale y compris la hauteur du noeud .

$t \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm})$.

zone courante : $t \leq 12 \phi$

ϕ : plus petit diametre des armatures longitudinales .

Ferraillage des poteaux

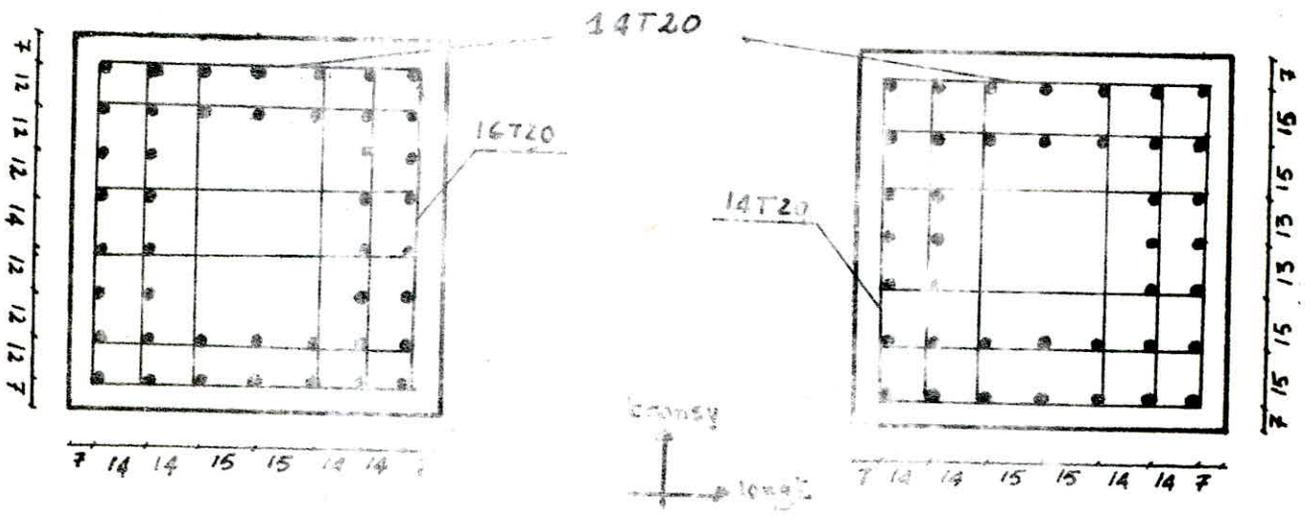
	Poteaux	Sollicitation	M (t.m)	N (t)	$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	$e_1 = \frac{L \cdot h}{6}$ (cm)	type de Salli	σ'_b kg/cm ²	f _{cm}	M _p (t.m)	A _(cm²)	A adoptée	A _{corr} (cm ²)
Poutres transversales.	Poteaux d'angle	M ^{max} , N ^{corr}	127,97	102,28	125	167	SPC	270	167	170,93	28,3		
		M ^{min} , N ^{corr}	-121,85	-103,03	433	"	"	"	391	109,59	40,44		
		N ^{max} , N ^{corr}	117,7	133,07	88	"	"	"	130	173,6	21,8		
		N ^{min} , M ^{corr}	-111,10	-102,81	-189	"	"	"	147	86,45	49,64	14 T20	43,36
	Poteaux de rive	M ^{max} , N ^{corr}	134,62	125	107,7	"	"	"	149	187,12	27,88		
		M ^{min} , N ^{corr}	-121,4	-75,7	1603,7	"	"	"	1561	118,22	38,22		
		N ^{max} , M ^{corr}	113,81	183,8	61,8	"	"	"	103,8	190,84	15		
		N ^{min} , M ^{corr}	-116,51	66,3	176	"	"	"	133	83,76	43,113	14 T20	43,36
Poutres longitudinales	Poteaux d'angle	M ^{max} , N ^{corr}	119,77	127,07	94,2	"	"	"	136,2	173,07	23,29		
		M ^{min} , N ^{corr}	-121,07	-51,81	229	"	"	"	187	98,88	43,186		
		N ^{max} , M ^{corr}	119,77	205,91	58	"	"	"	103	213,08	16,3		
		N ^{min} , N ^{corr}	-121,07	-135,35	92	"	"	"	46	60,42	49,0	16 T20	50,24
	Poteau de rive	M ^{max} , N ^{corr}	136,65	134,75	101,4	"	"	"	186,4	177,27	28,69		
		M ^{min} , N ^{corr}	-136,65	-17,25	792	"	"	"	750	129,4	43,93	14 T20	43,96

verification des contraintes

on fait la verification uniquement pour les sections tres sollicitees.

A adopter	A_{Cour} (cm ²)	C (cm)	y (cm)	x (cm)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	σ_o (kg/cm ²)
14T20	43,36	-139	173,21	34,21	83,7	1072,03	1913
14T20	43,36	-126	160,63	34,63	89	1143	2001,2
16T20	50,24	-42	84,3	42,3	97,63	1231	1495,63
14T20	43,36	-210	772,1	30,1	59	740,57	1634

schéma de ferrailage (ech:1/20)



poteaux d'angle

poteaux de rive

Calcul de la table (console)

Poids propre: $G=2,5 \times 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$

$G+1,2Q=800 \text{ kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q=250 \text{ kg/m}^2$

a) sens longitudinal : (sens défavorable)

$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0,8 \times 1,25^2}{2} = 0,625 \text{ t.m/ml}$.

$T = ql = 0,8 \times 1,25 = 1 \text{ t/ml}$.

Armatures: $A_{\text{inf}} = \frac{M}{z \sigma_a} = \frac{0,625 \times 10^5}{0,9 \times 17,4 \times 2800} = 1,425 \text{ cm}^2$

$= 1,425 \text{ cm}^2$

On prendra:



Verification au cisaillement

$\tau_b = \frac{T}{bz}$ $z=0,9h$ $T=1 \text{ t/ml}$ $b=100 \text{ cm}$
 $h = h_t - c - \frac{\phi}{2} \Rightarrow 0,1 = 20 - 2 - 0,5 - 0,1 = 17,4 \text{ cm}$.

$\tau_b = \frac{8 \cdot 10^3}{100 \times 0,9 \times 17,4} = 0,638 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b = 11,25 \text{ kg/cm}^2$

Condition de non fragilité:

$\frac{A}{b_0 h} \geq \frac{0,54 \bar{\sigma}_b}{\sigma_a \left(\frac{h_t}{h}\right)^2} \Rightarrow A > 1,90 \text{ cm}^2$

III- FONDACTIONS SUPERFICIELLES

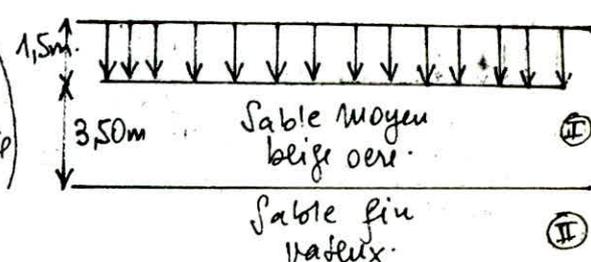
Dans notre cas, pour vérifier le bon comportement de la fondation on doit satisfaire le critère de poinçonnement & celui du tassement.

a) Portance du sol

Pour un sol non homogène, la courbe de rupture tend à passer dans les sols les moins résistants.

Les travaux de TCHENG sur la capacité portante d'une semelle reposant sur un bicouche, montrent que pour les faibles épaisseurs de la couche supérieure ($\frac{h}{B} < 1,5$), le sable est poinçonné verticalement par la semelle. La capacité portante q_{max} peut s'exprimer dans ce cas par:

$$q_{max} = C_u N_c^* \text{ avec:}$$

$$N_c^* = 5,14 \left(1 + \frac{\frac{2h}{B} \frac{\sin \phi \cos \phi}{1 + \sin \phi} e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}}{1 - \frac{2h}{B} \frac{\sin \phi \cos \phi}{1 + \sin \phi} e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}} \right)$$


Application:

$$h = 3,50m \quad \left. \begin{array}{l} h \\ B = 7,00m \end{array} \right\} \frac{h}{B} = 0,5 < 1,5$$

$$\phi = 39^\circ \Rightarrow N_c^* = 5,4 \quad \text{d'où: } q_{max} = 5,4 C_u$$

$$C_u = 0,3 \text{ bars (essai de Scissométre de Laboratoire)}$$

$$q_{max} = 5,4 \times 0,3 = 1,62 \text{ bars}$$

Dans le cas des fondations pour turbo-alternateurs: $q = 0,89 q_{max}$

$$\text{Soit: } q = 1,62 \times 0,8 = 1,29 \text{ bars}$$

La contrainte exercée par la fondation est: $\sigma = 1,84 \text{ bars} > 1,29 \text{ bars}$

b) Evaluation des tassements

A défaut des résultats d'essais oedométriques le long de la verticale sous la fondation, nous avons exploité les résultats des essais de pénétration statique. En effet nous avons utilisé une méthode simplifiée proposée par l'américain SCHERTMANN d'une fondation fondée sur un terrain pulvérulent. Cette méthode est caractérisée par deux points:

1- Utilisation d'un diagramme de diffusion des contraintes simplifiée. C'est une enveloppe des courbes obtenues à partir de la théorie de l'élasticité et d'essais sur modèles; les coefficients d'influences sont répartis comme suit:

$$\text{en surface} \quad I_z = 0$$

$$\text{pour } Z = \frac{B}{2} \quad I_z = 0,6$$

$$\text{pour } Z = 2B \quad I_z = 0$$

à $Z = \frac{B}{2}$ et s'arrête à $Z = 2B$; c.à.d que l'influence est max

2- L'application de deux coefficients correctifs:

C_1 : lié à la répartition des contraintes et tient compte de l'encastrément de la fondation.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_0}{\sigma + \sigma_0} \right)$$

avec $C_1 > 0,5$.

σ_0 : contrainte effective due au poids des terres au niveau de la fondation.

σ : contrainte exercée par la fondation.

C_2 : tient compte de l'influence du temps

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

d'où: $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta \sigma}{E} \cdot C_1 \cdot C_2$

E: module d'élasticité déduit des résultats de l'essai de pénétration statique.

SCHMERTMANN propose:

$$E = 2 R_p$$

R_p : résistance de pointe du pénétromètre statique.

Application:

$$\sigma_0 = 1,07 \times 1,5 = 1,605 \text{ t/m}^2 = 0,16 \text{ bars.}$$

$$\sigma = 1,84 \text{ bars.}$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{0,16}{1,84 + 0,16} \right) = 0,96.$$

$$C_2 = \begin{cases} 1,2 \text{ (1 an)} \\ 1,4 \text{ (10 ans)} \end{cases}$$

Il est prudent d'appliquer le coef. C_2 uniquement au sable fin (valeur de la couche II).

soit: $S_2 =$ tassement de la II^{ème} couche $\Rightarrow S_2 = 150,56 \text{ mm}$ (voir tableau ci-après).

$$S_2 \times C_1 \times C_2 = \begin{cases} 173,44 \text{ mm (après 1 an)} \\ 202,35 \text{ mm (après 10 ans)}. \end{cases}$$

soit S_1 : tassement des autres couches (I et III) $\Rightarrow S_1 = 21,358 \text{ mm}$.

$$S_1 \times C_1 = 20,50 \text{ mm}$$

En définitif: Le tassement total $S = \begin{cases} 20,50 + 173,44 = 193,9 \text{ mm (1 an)} \\ 20,50 + 202,35 = 222,8 \text{ mm (10 ans)}. \end{cases}$

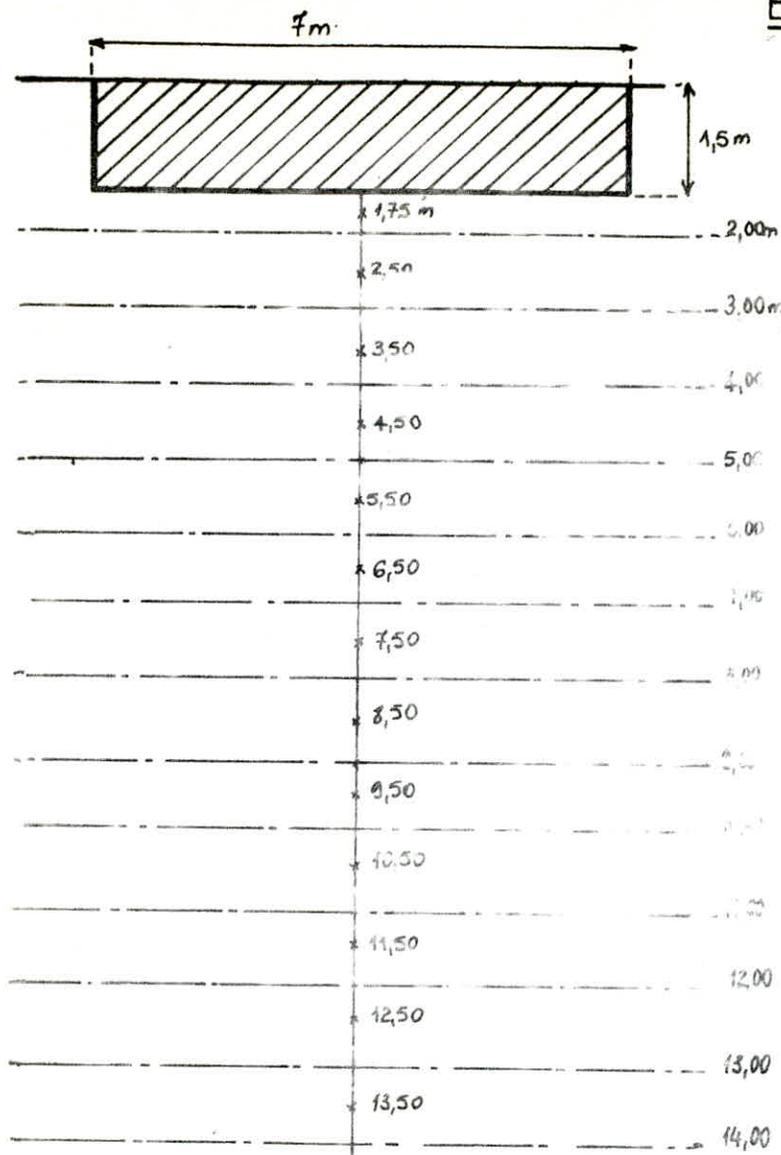
CONCLUSIONS:

1- Le sol présente une mauvaise portance vis-à-vis du groupe turbo-alternateur.

2- Pour des raisons technologiques, (liaison du groupe turbo-alternateur avec divers canalisations & tuyauteries,) le tassement admissible est de l'ordre du millimètre. ce qui n'est pas vérifié dans notre cas.

Nous sommes donc en présence d'un mauvais sol; Nous optons par conséquent pour des fondations profondes.

Evaluation des tassements (methode de SCHMERTMANN)



Z (m)	I_z	$\Delta\sigma = \sigma I_z$ (bar)	R_p (moyen) (bar)	$E = 2R_p$	h (m)	$S_i = \frac{\Delta\sigma h}{E}$ (mm)
1,75	0,3	0,552	180	280	0,5	0,98
2,50	0,428	0,787	118	236	1	3,482
3,50	0,5	0,920	84	248	1	3,71
4,50	0,522	0,937	47	94	1	10,60
4,50	0,485	0,852	17	20	1	41,6
6,50	0,428	0,787	20	64	1	19,67
7,50	0,371	0,682	14	28	1	22,43
8,50	0,314	0,578	5	30	1	19,26
9,50	0,257	0,473	7	14	1	33,81
10,50	0,2	0,368	17	34	1	10,82
11,50	0,143	0,263	60	120	1	2,19
12,50	0,085	0,156	65	130	1	1,20
13,50	0,0286	0,0526	67	134	1	0,388

tassement total: $S = \sum S_i = 173,21$ (mm)

IV- FONDATEIONS PROFONDES

On choisit une semelle reposant sur 6 pieux, espacés de 3,80m dans le sens longitudinal, et de 3,00m dans le sens transversal. Ils sont disposés axialement sous les poteaux, et ancrés dans le schiste saint. Leur rôle est de transmettre les charges à celui-ci qui est très résistant (Voir essais de compression effectués sur le schiste saint).

Les pieux flottants sont évidemment à exclure dans le cas des machines vibrantes.

Prédimensionnement des pieux:

$$B = \sqrt{\frac{4N}{\pi \sigma_{100}}}$$

$$N = N_1 + N_2 + N_3$$

$$N = 184,35 + 34,12 + 3,87 = 222,34t$$

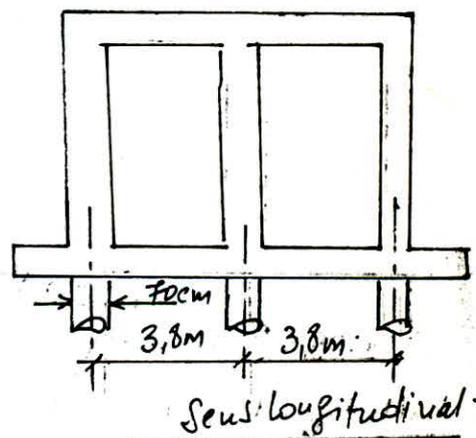
La contrainte admissible intrinsèque du pieu à la compression simple est donnée par le D.T.U 13.2 (JUN 78)

Sollicitations du 2° GENRE

$$B \geq \sqrt{\frac{4 \times 222,34 \cdot 10^3}{3,14 \times 75}} = 61,45 \text{ cm}$$

On prendra des pieux de 70cm de diamètre.

- N_1 : effort normal maximum à la base du poteau
- N_2 : Part du poids propre du radier revenant au pieu.
- N_3 : Part du poids propre du condenseur revenant au pieu.



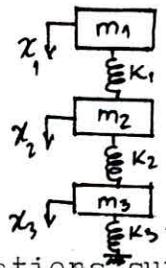
2- MODELISATION DU SYSTEME MACHINE-FONDATION-SOL

Les études effectuées indiquent que le radier de la fondation est soumis à des vibrations de faible amplitude; mais qui, pourtant ne peuvent pas toujours être négligées.

Dans ce cas, pour la modélisation du système machine-fondation-sol on pourra se servir du schéma suivant:

Au schéma déjà établi (système à 2 masses: voir CHAP.IV)

on ajoute la masse du radier et l'élasticité du sol; on obtient le système à 3 masses suivant:



$m_1; m_2; K_1; K_2$ = déjà définis.
 m_3 : masse du radier
 K_3 : coef. élastique du sol.

Pour les fondations sur pieux (notre cas), aux propriétés élastiques du sol, on substitue les propriétés élastiques des pieux. Pour les pieux flottants, l'élasticité des pieux est élaborée par différents auteurs. (BARKAN entre autres: voir CHAP.IV. I^{ere} PARTIE).

Pour les pieux ancrés dans le schiste, ils seront considérés comme des ressorts de masse non-négligeable qu'on ajoute à m_3 , avec un coefficient d'élasticité intrinsèque du béton, soit

$$K = \frac{ES}{l}$$

E: module d'élasticité du béton.

S: section du pieu

l: longueur du pieu

APPLICATION/

$$m_1 = 173,115t$$

$$K_1 = 18,21 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

$$m_2 = 55,07t$$

$$K_2 = 4,5 \cdot 10^{10} \text{ N/m}$$

$$m_3 = m_{\text{radier}} + m_{\text{condenseur}} + m_{\text{pieux}}$$

$$m_{\text{radier}} = 203t$$

$$m_{\text{condenseur}} = 23t$$

$$m_{\text{pieux}} = 6 \times \text{masse d'un pieux} = 115,45t$$

d'où :

$$m_3 = 341,45t$$

$$\text{et } K_3 = 6 \times \frac{ES}{l} = 3,46 \cdot 10^9 \text{ N/m.}$$

$$E = 3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$S = 0,38 \text{ m}^2$$

$$l = 20m.$$

Récapitulation: On doit étudier un système mécanique à 3 degrés de libertés dont les paramètres sont:

$$m_1 = 173,115t$$

$$K_1 = 18,21 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

$$m_2 = 55,07t$$

$$K_2 = 4,5 \cdot 10^{10} \text{ N/m}$$

$$m_3 = 341,45t$$

$$K_3 = 3,46 \cdot 10^9 \text{ N/m}$$

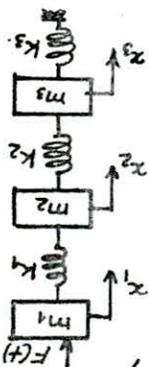
Résolution du système. Application du formalisme de LAGRANGE.

Ce formalisme est basé sur la connaissance d'une fonction L appelée fonction de LAGRANGE ou LAGRANGIEN. $L(q_i, \dot{q}_i, t)$.
 La fonction L existe et vérifie les équations dites équations de LAGRANGE qui s'écrivent :

$$\frac{\partial}{\partial q_i} \left(\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial L}{\partial q_i} = F_i(t)$$

$$L = T - V$$

T = énergie cinétique du système.
 V = énergie potentiel du système.



$$T = \frac{1}{2} m_1 \dot{x}_1^2 + \frac{1}{2} m_2 \dot{x}_2^2 + \frac{1}{2} m_3 \dot{x}_3^2$$

$$V = \frac{1}{2} k_1 (x_2 - x_1)^2 + \frac{1}{2} k_2 (x_3 - x_2)^2 + \frac{1}{2} k_3 x_3^2$$

$$L = T - V = \frac{1}{2} m_1 \dot{x}_1^2 + \frac{1}{2} m_2 \dot{x}_2^2 + \frac{1}{2} m_3 \dot{x}_3^2 - \left[\frac{1}{2} k_1 (x_2 - x_1)^2 + \frac{1}{2} k_2 (x_3 - x_2)^2 + \frac{1}{2} k_3 x_3^2 \right]$$

d'où : Le système d'équation $\sum \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial L}{\partial q_i} = F_i(t)$ s'écrit :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 - k_1 (x_2 - x_1) = F(t) \\ m_2 \ddot{x}_2 + k_1 (x_2 - x_1) - k_2 (x_3 - x_2) = 0 \\ m_3 \ddot{x}_3 + k_2 (x_3 - x_2) + k_3 x_3 = 0 \end{cases}$$

soit :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + k_1 x_1 - k_1 x_2 = F(t) \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_1 x_1 + (k_1 + k_2) x_2 - k_2 x_3 = 0 \\ m_3 \ddot{x}_3 - k_2 x_2 + (k_2 + k_3) x_3 = 0 \end{cases}$$

Faisons : $x_i = x_{0i} e^{j\omega t}$

soit : $\dot{x}_i = j\omega x_{0i} e^{j\omega t}$

$\ddot{x}_i = -\omega^2 x_{0i} e^{j\omega t} = -\omega^2 x_i$

Le système devient :

$$\begin{cases} m_1 (-\omega^2 x_1) + k_1 x_1 - k_1 x_2 = F(t) \\ m_2 (-\omega^2 x_2) - k_1 x_1 + (k_1 + k_2) x_2 - k_2 x_3 = 0 \\ m_3 (-\omega^2 x_3) - k_2 x_2 + (k_2 + k_3) x_3 = 0 \end{cases}$$

après réduction:

$$\begin{cases} \left(\frac{k_1}{m_1} - \omega^2\right) x_1 - \frac{k_1}{m_1} x_2 + 0 x_3 = F(t) \\ -\frac{k_1}{m_2} x_1 + \left(\frac{k_1+k_2}{m_2} - \omega^2\right) x_2 - \frac{k_2}{m_2} x_3 = 0 \\ 0 x_1 - \frac{k_2}{m_3} x_2 + \left(\frac{k_2+k_3}{m_3} - \omega^2\right) x_3 = 0 \end{cases}$$

Faisons le second membre égal à zéro -

Le système admet des solutions ssi le déterminant est nul.

$$\Delta = \begin{vmatrix} \frac{k_1}{m_1} - \omega^2 & -\frac{k_1}{m_1} & 0 \\ -\frac{k_1}{m_2} & \frac{k_1+k_2}{m_2} - \omega^2 & -\frac{k_2}{m_2} \\ 0 & -\frac{k_2}{m_3} & \frac{k_2+k_3}{m_3} - \omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

$$\Rightarrow \left(\frac{k_1}{m_1} - \omega^2\right) \left[\left(\frac{k_1+k_2}{m_2} - \omega^2\right) \left(\frac{k_2+k_3}{m_3} - \omega^2\right) - \frac{k_2^2}{m_2 m_3} \right] - \frac{k_1}{m_1} \left(-\frac{k_2}{m_2}\right) \left(\frac{k_2+k_3}{m_3} - \omega^2\right) = 0$$

$$\Rightarrow (k_1 - m_1 \omega^2) \left[(k_1+k_2 - m_2 \omega^2) (k_2+k_3 - m_3 \omega^2) - k_2^2 \right] - k_1 k_2 (k_2+k_3 - m_3 \omega^2) = 0$$

Application numérique:

$$\begin{aligned} m_1 &= 173,115 \text{ t} \\ m_2 &= 55,07 \text{ t} \\ m_3 &= 341,45 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= 18,21 \cdot 10^9 \text{ N/m} \\ k_2 &= 4,5 \cdot 10^{10} \text{ N/m} \\ k_3 &= 3,46 \cdot 10^9 \text{ N/m} \end{aligned}$$

L'équation s'écrit:

$$\begin{aligned} & (18,21 \cdot 10^9 - 173,115 \cdot 10^3 \omega^2) \left[(62,21 \cdot 10^9 - \omega^2 \cdot 55,07 \cdot 10^3) (48,46 \cdot 10^9 - 341,45 \cdot 10^3 \omega^2) - 45 \cdot 10^{12} \right] \\ & - 18,21 \cdot 10^9 (48,46 \cdot 10^9 - 341,45 \cdot 10^3 \omega^2) = 0 \end{aligned}$$

Cette équation du 6^e degré en (ω) admet 3 solutions positives qui sont =

$$\begin{cases} \omega_1^* = 340,89 \text{ rad/s} = 3255,26 \text{ tr/mn} \\ \omega_2^* = 1128,13 \text{ rad/s} = 10773,42 \text{ tr/mn} \\ \omega_3^* = 76,73 \text{ rad/s} = 732,72 \text{ tr/mn} \end{cases}$$

CALCUL DES AMPLITUDES.

- On définit l'impédance de m_3 par $Z = K_3 - m_3 \omega^2$ avec $\omega =$ pulsation de La machine
Soit $Z = 3,63 \cdot 10^9 \text{ N/m}$.
- Soit P_Z : pulsation propre du système $(m_1 + m_3)$: $\omega = 3000 \text{ tr/mn}$.

$$P_Z^2 = \frac{K_3}{m_1 + m_3} = 1,59 \cdot 10^{10}$$
$$\text{Soit } A_Z = \frac{P_{Z_0}}{K_3} \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{P_Z^2}}$$

P_{Z_0} : amplitude de La Force perturbatrice.
d'après Les normes "DIN 4024": $P_{Z_0} = 0,5 g m_r$
ou: $m_r =$ masse du rotor du turbo-alternateur.
 $m_r = 20,32 \text{ t}$
 $\Rightarrow P_{Z_0} = 99,56 \text{ kN}$.

$$A_Z = -5,25 \cdot 10^{-6}$$

déduction des amplitudes.

$$\beta = \frac{A_Z}{A_{Z_3}} = 1 - \frac{Z m_1 \omega^2}{Z - m_1 \omega^2} \frac{1}{K_1} - R \frac{Z m_2 \omega^2}{Z - m_2 \omega^2} \quad \text{avec: } R = \frac{1}{k_2} + m_2 \omega^2 \frac{Z + k_2}{Z - k_2} \frac{K_1 - m_1 \omega^2}{K_1 m_1 \omega^2}$$

$$\text{d'où: } \beta = -5,9 \cdot 10^{-8} \Rightarrow A_{Z_3} = \frac{A_Z}{\beta} = 8,89 \cdot 10^{-15} \text{ m.} \quad R = -0,128.$$

$$\frac{A_{Z_2}}{A_{Z_3}} = 1 + \frac{Z}{k_2} \Rightarrow A_{Z_2} = A_{Z_3} \left(1 + \frac{Z}{k_2} \right) = 9,6 \cdot 10^{-15} \text{ m.}$$

$$\frac{A_{Z_1}}{A_{Z_3}} = 1,85 \cdot 10^8 \Rightarrow A_{Z_1} = 1,64 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

Conclusion

La fréquence ω_1^* ne diffère pas plus de 20% de La fréquence de La machine ($\omega = 3000 \text{ tr/mn}$); donc on est dans Le domaine de résonance.

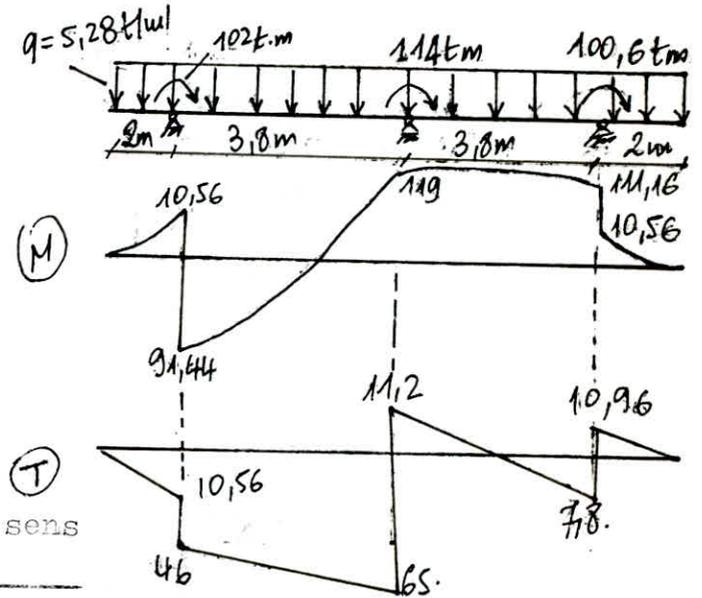
Pour y remédier; on doit prévoir, lors de L'installation du groupe turbo-alternateur, des appuis anti-vibratils (amortisseurs) en vue de Sortir de Cette zone dangereuse.

VI- Calcul à la résistance de la fondation profonde:

1- Semelle:

a) Sens longitudinal:

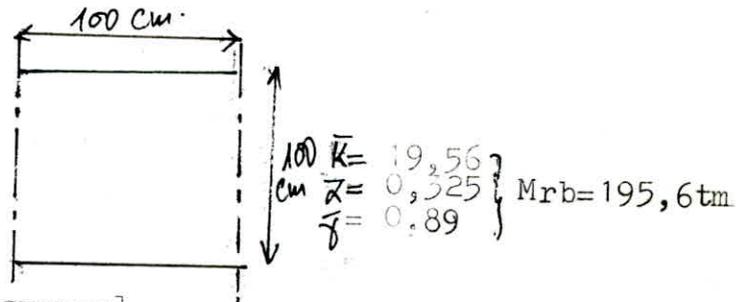
Calculée comme une poutre continue sur 3 appuis.
D'après l'équation des 3 moments, on obtient les diagrammes (M;T) suivants:



Calcul des armatures dans le sens longitudinal:

$$\begin{cases} M_{\min} = 11,2 \text{ tm} \\ M_{\max} = 91,44 \text{ tm} \end{cases}$$

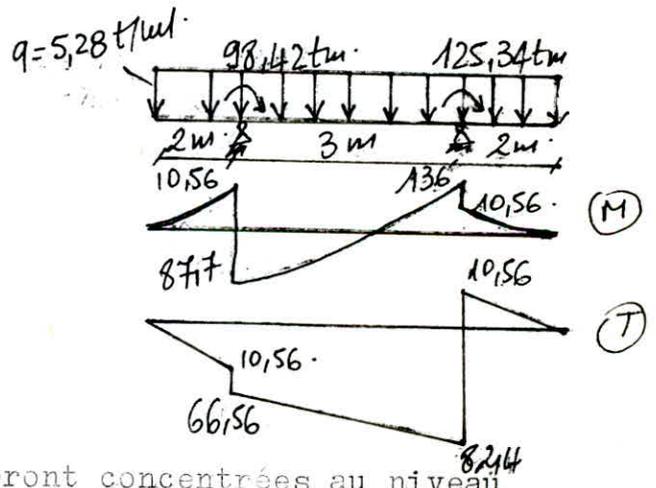
$$\begin{cases} A_{\text{sup}} = 35,37 \text{ cm}^2 \text{ (12 T20)} \\ A_{\text{inf}} = 27,34 \text{ cm}^2 \text{ (14 T16)} \end{cases}$$



b) Sens transversal

$$\begin{cases} M_{\min} = 135,9 \text{ tm} \\ M_{\max} = 87,86 \text{ tm} \end{cases}$$

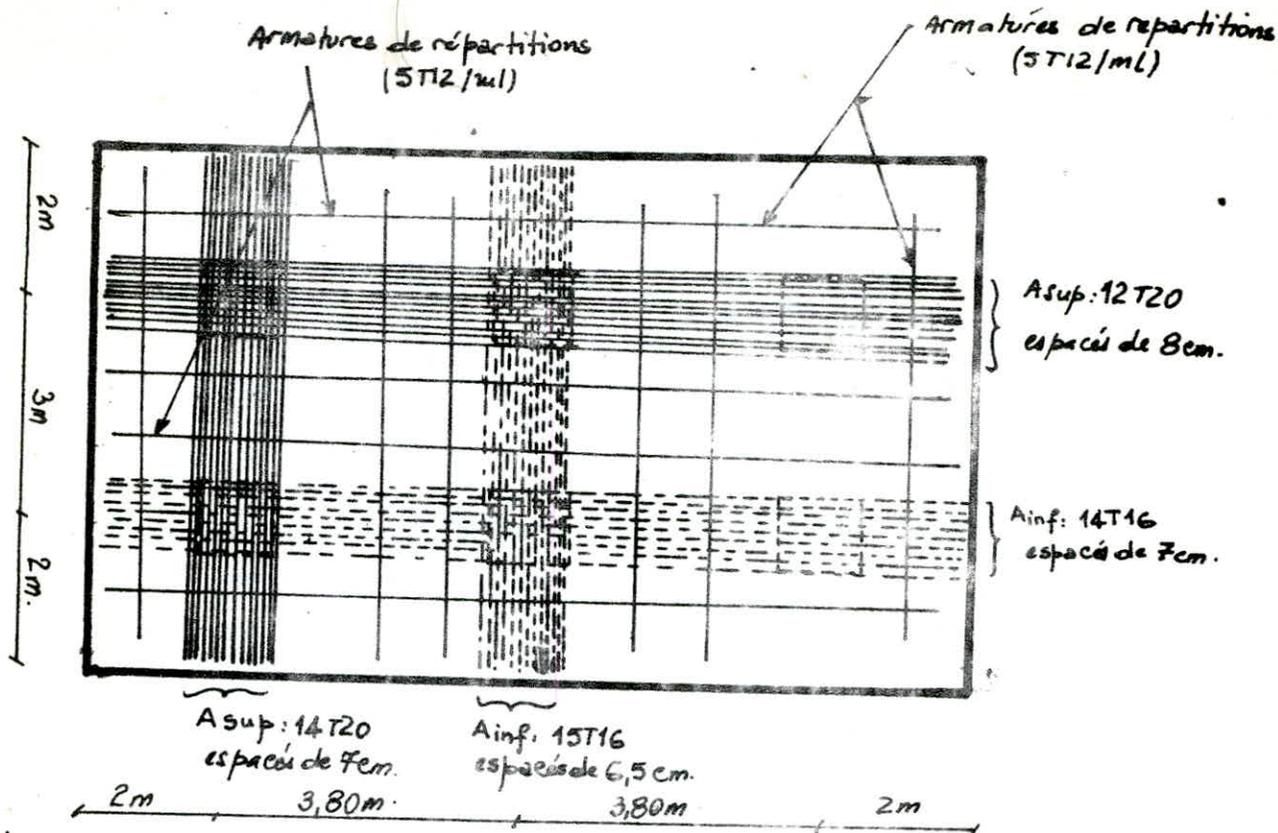
$$\begin{cases} A_{\text{sup}} = 43 \text{ cm}^2 \text{ (14 T20)} \\ A_{\text{inf}} = 30,04 \text{ cm}^2 \text{ (15 T16)} \end{cases}$$



DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Les armatures ainsi calculées seront concentrées au niveau de la base des poteaux dans les deux sens.

On adoptera des armatures de répartitions ailleurs, soit 5T12/ml



Légende:

≡≡≡ Armatures supérieures.

≡≡≡ Armatures inférieures

VERIFICATION DES CONTRAINTES

M _{ext} (t.m)	A (cm ²)	x (cm)	z (cm)	σ _b (bars)	σ _b (bars)	σ _a (bars)	σ _a (bars)
119	37,68	27,11	85,96	102,13	270	3674	4200
91,44	28,44	24,41	86,86	86,77	"	3763,9	"
135,9	43,98	29,41	85,19	108,48	"	36032	"
87,86	29,718	24,98	86,67	81,16	"	2444	"

EFFORT TRANCHANT:

$T_{max} = 82,4t.$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{82,4 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 95} = 9,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2 = 3,5 \bar{\tau}_b$$

2- Calcul du pieu:

Méthode de calcul: Le pieu est considéré comme une poutre reposant sur appuis élastiques.

Soit K : le module de réaction horizontal du sol. (KN/m^3).

Les équations générales des poutres s'écrivent:

$$M(z) = EI \frac{d^2 y}{dz^2}$$

$$\frac{dM(z)}{dz} = -T(z)$$

$$\frac{dT(z)}{dz} = B P(z)$$

y : déplacement horizontal du pieu.

B : largeur du pieu.

E : module d'élasticité du pieu.

I : moment d'inertie du pieu.

$P(z) = K y(z)$. D'où: l'équation générale pour les poutres sur appuis élastiques se déduit des formules précédentes:

$$\frac{d^2 M(z)}{dz^2} = - \frac{dT(z)}{dz} \Rightarrow EI \frac{d^4 y}{dz^4} = -B P(z) \quad \text{avec: } P(z) = K \cdot y(z)$$

donc: $EI \frac{d^4 y}{dz^4} + B K y = 0$

Résolution de l'équation:

Dans le cas général, K n'est pas constant mais dépend de z ; en effet, il est courant que les pieux traversent des couches de comportement très différents. Dans ces conditions, la résolution de l'équation est complexe et nécessite des programmes de calcul sur ordinateurs. On prendra donc une valeur moyenne de K .

On définit la longueur de transfert: l_0 tel que:

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \text{ elle exprime la rigidité relative entre le sol et le pieu.}$$

Soit L : la longueur du pieu; si $L > 3l_0$, le pieu est considéré comme infiniment long et élastique (cas le plus fréquent).

La solution générale de l'équation différentielle s'écrit:

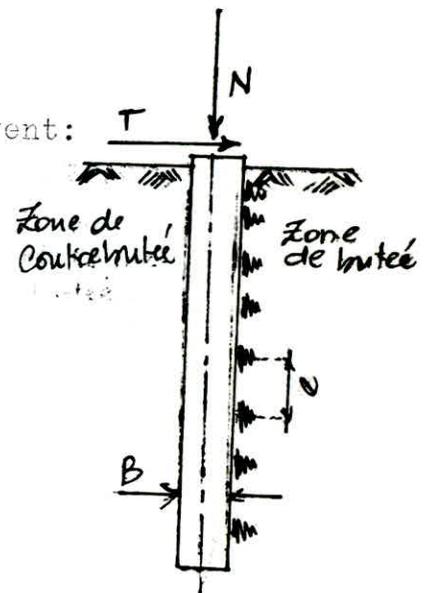
$$y(z) = e^{z/l_0} (a_1 \cos \frac{z}{l_0} + a_2 \sin \frac{z}{l_0}) + e^{-z/l_0} (a_3 \cos \frac{z}{l_0} + a_4 \sin \frac{z}{l_0})$$

En écrivant que la déformation à l'infini est nulle, on a: $a_1 = a_2 = 0$

On pose: $A = e^{-z/l_0} \cos(z/l_0)$; $B = e^{-z/l_0} (\cos z/l_0 + \sin z/l_0)$
 $C = e^{-z/l_0} \sin(z/l_0)$; $D = e^{-z/l_0} (\cos z/l_0 - \sin z/l_0)$

Pour un pieu encasté en tête et soumis à un effort T :

$$y(z) = \frac{T}{KB l_0} B^* \quad ; \quad M(z) = -\frac{T l_0}{2} D^* \quad ; \quad T(z) = T A^*$$



DETERMINATION DU MODULE DE REACTION HORIZONTAL DU SOL: K_H

K_H est donné par la formule: $\frac{1}{K_H} = \frac{1+\nu}{3E} R_0 (2,65 \frac{R}{R_0})^\alpha$

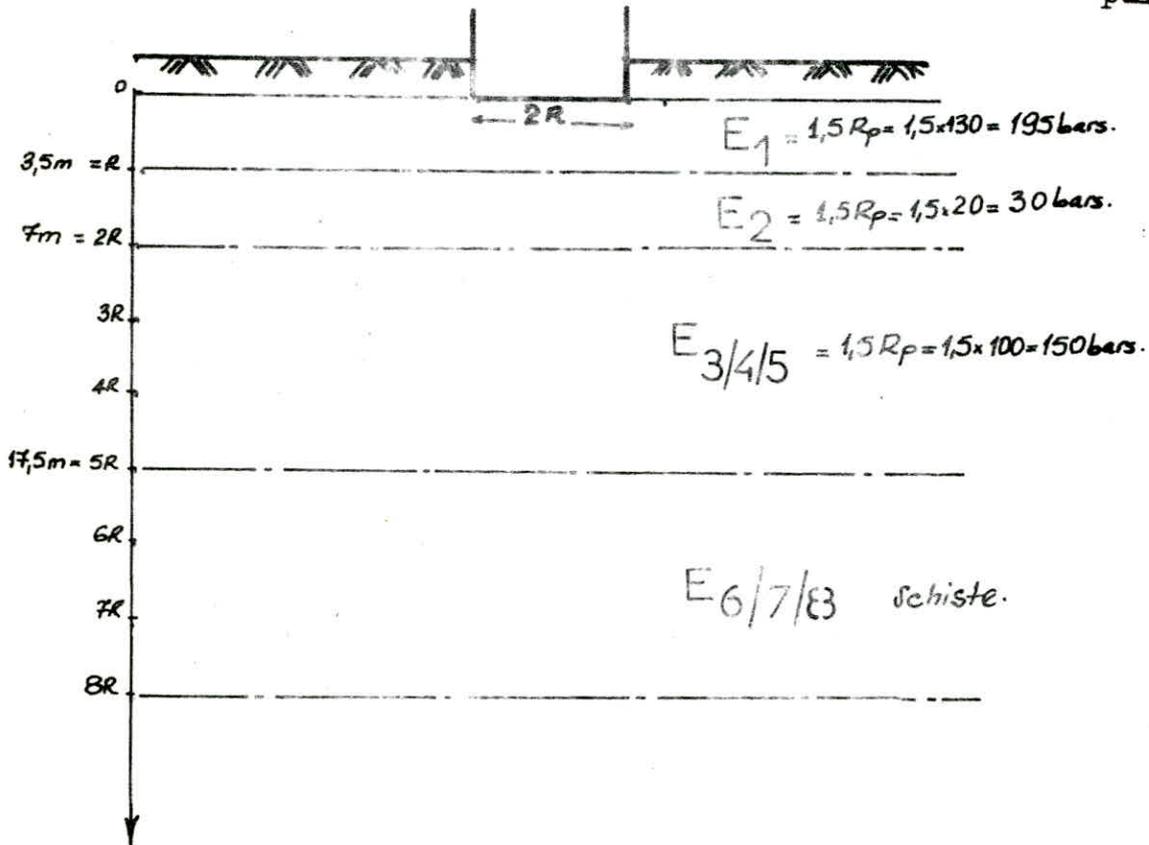
Pour un sol hétérogène:

$$E = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}} + \dots}$$

- ν : Coef. de poisson
- R: demi-largeur de la semelle
- R_0 : Rayon de référence=30cm
- E: Module pressiométrique du sol.
- α : Coef. de structure du sol = 1/25

A défaut de l'essai pressiométrique, on a utilisé la corrélation entre E & R_p .

R_p : résistance de pointe du pénétromètre statique. (E=1,5 R_p : sol pulvérulent)



Application:

$$E = \frac{4}{\frac{1}{195} + \frac{1}{0,85 \times 30} + \frac{1}{150}} = 78,41 \text{ bars.}$$

$\nu = 0,33$
 $R_0 = 30 \text{ cm}$
 $R = 3,5 \text{ m}$

$$\frac{1}{K_H} = 1,94 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{N}$$

d'où $K_H = 513,98 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$.

Application:

$E = 3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$I = \frac{\pi D^4}{64} = 1,178 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$

$K = 513,98 \cdot 10^5 \text{ N/M}^3$

$B = 0,7 \text{ m}$

$L = 20 \text{ m}$

$L > 3l_0$

Le pieu est considéré comme infiniment long & élastique.

$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3 \cdot 10^{10} \times 1,178 \cdot 10^{-2}}{513,98 \cdot 10^5 \times 0,7}} = 2,5 \text{ m}$

Calcul de A^* ; B^* ; C^* ; D^* .

$A^* = e^{-z/2,5} \cos(z/2,5)$

$B^* = e^{-z/2,5} (\cos \frac{z}{2,5} + \sin \frac{z}{2,5})$

$C^* = e^{-z/2,5} (\sin \frac{z}{2,5})$

$D^* = e^{-z/2,5} (\cos \frac{z}{2,5} - \sin \frac{z}{2,5})$

avec: $T_{\max} = 19,23 \text{ t}$

D'où les équations des efforts sont:

$y(z) = 2,15 \cdot 10^{-3} e^{-z/2,5} (\cos \frac{z}{2,5} + \sin \frac{z}{2,5}) \quad (\text{cm})$

$T(z) = 19,23 e^{-z/2,5} \cos(z/2,5) \quad (\text{t})$

$M(z) = -24,19 e^{-z/2,5} (\cos z/2,5 - \sin z/2,5) \quad (\text{tm})$

(voir tableau de calcul de ces 3 fonctions en fonction de la profondeur à la page suivante).

On en déduit: $M_{\max} = -24,19 \text{ tm}$.

$T_{\max} = 19,23 \text{ t}$

$y_{\max} = 0,215 \text{ cm}$.

Calcul des armatures: Section circulaire en flexion composée.

$M = 24,19 \text{ tm}$

$N_{\text{corr}} = 116,8 + 34,12 + 3,87 + 19,23 = 174,02$

Utilisation de l'aide mémoire DUNOD: $\frac{d}{2r} = 0,05$

On prendra 16T16 soit: $32,16 \text{ cm}^2$;

Verification des Contraintes:

$K_b = 0,52 \Rightarrow \sigma'_b = 105 \text{ bars} < 108,3 \text{ bars}$
 $K = 0,968 \Rightarrow \sigma_a = 49,88 \text{ bars}$

Armatures transversales:

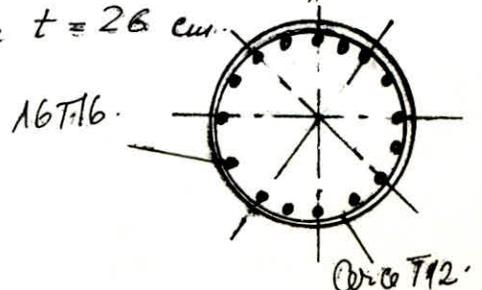
$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{D \times \frac{7h}{8}} = \frac{T}{\frac{\pi D^2}{8}} = 4,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \frac{t}{\sigma'_b} = 21,03 \text{ bars}$
($\bar{\tau}_b < \sigma'_b < 25 \sigma'_{b0}$)

Calcul des Cerces:

$\frac{A_s}{t} = \frac{T}{3 \sigma_a t} = 0,088$

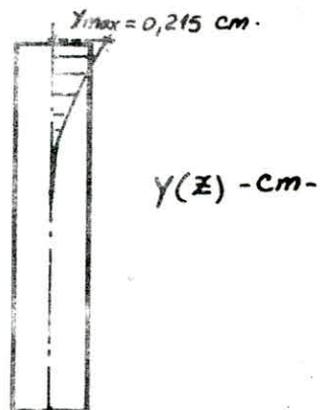
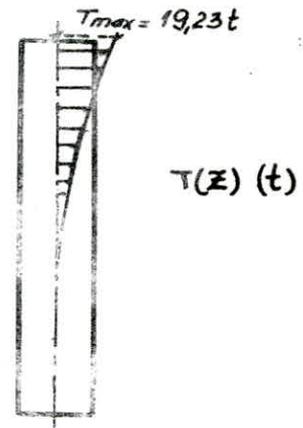
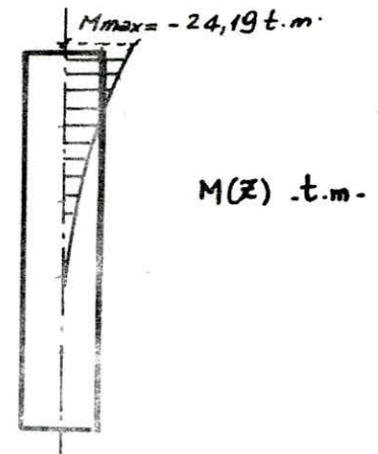
Prendons 1 cercle T12 espacé de $t = 26 \text{ cm}$.

on prendra en définitif 1 Cercle T12 tous les 20 cm.



EFFORTS DANS LES PIEUX

Prof (m)	$Y(z)$ cm	$T(z)$ (t)	$M(z)$ (t.m)
0,00	0,215	19,23	- 24,19
1,00	0,145	12,89	- 16,10
2,00	0,0979	8,64	- 10,71
3,00	0,0661	5,79	- 7,13
4,00	0,0446	3,88	- 4,74
5,00	0,0300	2,6	- 3,15
6,00	0,0203	1,743	- 2,100
7,00	0,0137	1,168	- 1,39
8,00	0,009	0,782	- 0,929
9,00	0,0062	0,524	- 0,618
10,00	0,0042	0,351	- 0,411
11,00	0,00191	0,235	- 0,2733
12,00	0,00128	0,158	- 0,181
13,00	0,0008	0,105	- 0,120
14,00		0,07	- 0,08
15,00		0,047	- 0,053
16,00		0,0317	- 0,035
17,00		0,0212	- 0,0235
18,00		0,0142	- 0,0156
19,00		0,0095	- 0,010



Conclusion

Les statistiques révèlent que 9/10 des désastres occasionés dans les constructions sont dûs à une méconnaissance du sol, donc, on juge qu'une bonne étude géotechnique reste le facteur principal pour la sécurité des ouvrages, surtout ceux présentant un intérêt vital pour l'économie du pays (Centrales, usines, etc...). Dans ce contexte, la réalisation d'essais en place avec ceux du laboratoire, nous ont permis d'apprécier l'utilité de ces deux essais et de corriger éventuellement les erreurs d'interprétations des uns et des autres, d'où la nécessité de multiplier les essais tant que c'est possible, et dans ce but, nous souhaitons voir se développer un matériel encore plus performant, fiable, et facile à manier.

Du point de vue dynamique des sols, l'évaluation du potentiel de liquéfaction sous le seisme reste très appréciable, bien qu'elle soit toujours au stade de la recherche; Cependant, il serait très utile d'étendre cette notion de liquéfaction à d'autres facteurs perturbateurs tels que les machines vibrantes, la houle, etc...

Concernant la Centrale thermique, la fondation sur pieux assure à notre avis, une bonne sécurité du point de vue statique.

Du point de vue dynamique, nous recommandons des appuis anti-vibratils (amortisseurs), qui reste un moyen très efficace pour parer aux effets nuisibles de la zone de résonance.

Pour conclure, nous dirons que ce projet nous a permis de bénéficier aussi bien du point de vue théorique que pratique, ce dernier côté reste indispensable dans la vie professionnelle d'un ingénieur.

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

- G. BUZDUGAN. "DYNAMIQUE DES FONDATIONS DE MACHINES" EYROLLES.
- G. FILLIAT. "PRATIQUE DES SOLS & FONDATIONS"
- G.A. LEONARDS. "LES FONDATIONS" DUNOD 1968.
- G. PHILIPPONAT. "FONDATIONS & OUVRAGES EN TERRE"
- J. COSTET. & G. SANGLERAT. "COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS" TOMES I & II.
- JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING. (MAI 1985).
- F. SCHLOSSER. " MECANIQUE DES SOLS" (presses de l'E.N.P.C.)
- G. OLIVARI. " MECANIQUE DES SOLS" TOMES I & II.
- Cours de M.D.S de l'E.N.P.C. (1979) TOME I "LES FONDATIONS".
- D. CORDARY. & RM. FAURE (E.N.T.P.E.) "MECANIQUE DES SOLS APPLIQUEES AUX FONDATIONS". (DECEMBRE 1981)
- "DYNAMIQUE DES SOLS APPLIQUEES AUX SEISMES" (session de formation continue): conférence donnée par M. PECKER.(NOVEMBRE 81)
- Cartes géologique & topographique de PHILIPPEVILLE (SKIKDA).
- P. CHARON. "LA METHODE DE CROSS." EYROLLES (1982).
- Aide mémoire R.D.M (DUNOD).
- Aide mémoire BETON ARME. V. DAVIDOVICI. (DUNOD).
- Règles: C.C.B.A. 1968
R.P.A 81 (version 83)

=O=O=O=O=O=O=O=O=O=O=

