

## B. CAPACITE PORTANTE

### B.1. INTRODUCTION

La méthode naturelle de contrôler le comportement à la portance de tout type de pieu est l'essai de mise en charge statique. Cependant, les progrès réalisés dans le domaine de la dynamique des pieux, tant du point de vue théorique que du point de vue expérimental permettent à l'essai de mise en charge dynamique de gagner de plus en plus en fiabilité. Cet essai consiste à laisser tomber une masse de 3 à 10 tonnes sur la tête du pieu et d'examiner le comportement du pieu sous cette sollicitation d'impact. En particulier, les mesures de vitesse et de déformation recueillies en tête de pieu permettent déterminer jusqu'à un certain point le comportement à la portance des pieux. L'essai dynamique présente des avantages par rapport à l'essai statique : coût réduit, délai réduit, flexibilité sur site, obtention de hautes charges sollicitantes, informations sur la répartition des résistances le long du pieu. Par contre, la sollicitation étant d'une nature différente de celle sous laquelle on veut généralement estimer le comportement à la portance, il sera nécessaire d'utiliser des procédures de correction permettant de produire les résultats statiques demandés au départ d'une sollicitation dynamique. C'est là que se trouve le véritable défi lancé au dynamique des sols et c'est dans ce domaine que la plupart des efforts sont actuellement dirigés.

Cet exposé fera d'abord le rappel des éléments théoriques sous-tendant l'analyse dynamique des pieux ainsi que la synthèse des modèles de comportement de sol développés à ce jour, ensuite il présentera les aspects de l'exécution de l'essai ainsi que les mesures qui sont réalisées et enfin s'attachera à l'interprétation des mesures.

### B.2. COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU PIEU

#### B.2.1. Formules de Battage

L'approche traditionnelle de la formule de battage se base sur une équation générale décrivant la conservation de l'énergie (Sørensen et Hansen (1957)) et qui permet de relier la résistance dynamique  $Q_D$  d'un pieu aux éléments de sollicitation et de comportement lors de son battage :

$$\eta_i \cdot \eta_c \cdot Mgh = \frac{1}{2} Q_{D_{el}} \cdot s_{el} + Q_D \cdot s \quad (1)$$

avec :  $\eta_i$  : rendement d'impact [-]  
 $\eta_c$  : rendement de chute [-]  
 $M$  : masse du mouton [kg]  
 $g$  : accélération terrestre [ $\text{ms}^{-2}$ ]  
 $h$  : hauteur de chute [m]  
 $Q_D$  : résistance dynamique [N]  
 $s_{el}$  : composante transitoire de l'enfoncement  
(ou rebond) [m]  
 $s$  : composante rémanente de l'enfoncement [m]

Les formules les plus utilisées en Belgique sont les formules d'Eytelwein (ou "formule Hollandaise"), la formule danoise, la formule de Hiley et la formule Delmag.

Leurs paramètres sont regroupés dans le tableau suivant :

Paramètres	$\eta_i$	$\eta_c$	$s_{el}$
Hollandaise	$\frac{1}{1 + \mu}$	1.0	0
Danoise	1	0.7 - 1.0	$(\frac{2\eta_c Mgh L}{AE})^{\frac{1}{2}}$
Hiley	$\frac{1 + e_r^2 \mu}{1 + \mu}$	0.75 - 1.0	$C_1 + \frac{Q_D L}{AE} + C_3$
Delmag	$\frac{1}{1 + \mu}$	1.0	$0.6 \cdot 10^{-3} L$

avec :  $L$  : longueur du pieu [m]  
 $A$  : secteur du pieu [ $\text{m}^2$ ]  
 $E$  : module de déformation du pieu [Pa]  
 $\mu = M_p/M$ , masse du pieu [kg]  
 $C_1$  et  $C_3$  : constantes de Hiley à obtenir de tables  
( $0 < C_1 + C_3 < 12 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ )  
 $e_r$  : coefficient de restitution [-].

La résistance statique du pieu  $Q_s$  s'obtient en affectant la résistance dynamique ainsi déterminée d'un facteur de réduction allant de 3 à 6. Cette approche pragmatique a le mérite d'être simple mais elle a été conçue principalement pour donner une image des variations des conditions de terrain. Leur fiabilité laisse à désirer et les écarts entre résultats donnés par plusieurs formules sont d'autant plus larges que le refus est faible, ce qui est très souvent le cas pour un essai dynamique de contrôle. Par contre, l'ajustement des nombreux paramètres à choisir ( $\eta_i$ ,  $\eta_e$ ,  $s_{e1}$ ) sur base d'essais de mise en charge statique peut en augmenter fortement la fiabilité, pour autant que l'on ne tente pas d'extrapoler les résultats à d'autres sites ou à d'autres systèmes de battage. Nous verrons au paragraphe 5.2 comment cette approche peut être raffinée en vue de l'interprétation des essais dynamiques.

### B.2.2. Equation d'onde

S'il a fallu attendre le milieu du XXème siècle pour comprendre que le battage d'un pieu pouvait s'analyser au départ des ondes qui le traversaient (Isaacs, 1931), l'équation fondamentale à utiliser, elle, datait de plus de deux siècles (D'Alembert, 1747 et St. Venant, 1863). Cette équation, dénommée "équation d'onde" décrit le comportement général d'un corps élastique allongé en fonction du temps. La notion révolutionnaire par rapport à l'approche énergétique des formules de battage était le caractère déformable du pieu, grâce auquel une perturbation en tête du pieu devait prendre un certain temps pour gagner les autres parties du pieu et en particulier la base.

Une démonstration de cette formule peut se faire en utilisant les principes d'équilibre et de continuité, après avoir fait l'hypothèse que le pieu est de section constante  $A$  et constitué d'un matériau élastique linéaire avec un module d'élasticité  $E$  et dont la masse volumique est également constante. On considère deux sections voisines le long de l'axe  $z$ , séparée par un incrément infiniment petit  $dz$  (voir fig.1).

L'effet d'inertie sur le tronçon considéré peut s'exprimer par :

$$F' = ma = \rho A dz \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

avec  $t$  : le temps

$u = u(z,t)$ , champ de déplacement dans le pieu

En appelant  $\epsilon$  la déformation unitaire et  $\sigma$  la contrainte, l'effort de compression en tout point du pieu peut s'exprimer par :

$$F = \sigma A = \varepsilon EA = - \frac{\partial u}{\partial z} EA$$

L'équilibre de translation verticale du tronçon compris entre les deux sections voisine conduit à :

$$AE \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \right) - AE \frac{\partial u}{\partial z} = \rho A dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Après simplification, on exprime cet équilibre sous la forme canonique :

$$\boxed{\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}} \quad (2)$$

dite équation d'onde dont la vitesse de propagation  $c$  est donnée par :

$$c = \sqrt{E/\rho} \quad (3)$$

Du fait que les phénomènes affectant la matière du pieu se déroulent dans la direction verticale, l'équation d'onde uni-dimensionnelle (uniquement  $z$ ) est censée donner une description réaliste du pieu sous impact. En particulier cette équation va permettre d'examiner en détail les champs unidimensionnels de la contrainte et du déplacement du pieu à tout moment.

Ainsi que l'expression donnant la vitesse d'onde l'indique, c'est l'élasticité qui permet de concevoir que les perturbations se propagent à une vitesse finie dans les deux directions du pieu.

La solution générale de l'équation différentielle aux dérivées partielles est en effet :

$$u(z,t) = f(z - ct) + g(z + ct) \quad (4)$$

Les fonctions  $f$  et  $g$  représentent des perturbations se propageant sans distortion dans les directions respectives  $z > 0$  et  $z < 0$  (cf. fig. 2). L'effort normal  $F$  et la vitesse particulière  $v$  s'obtiennent par :

$$F = - EA \frac{\partial u}{\partial z} = - EA [f' + g'] \quad (5)$$

$$u = \frac{\partial u}{\partial t} = c [-f' + g'] \quad (6)$$

avec  $f'(y) = \frac{\partial f}{\partial y}$

En tête de pieu et aux premiers instants de l'impact affectant un pieu libre initialement immobile, seule l'onde

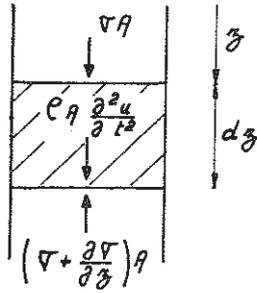


Figure 1 : Equilibre dynamique d'une section élémentaire

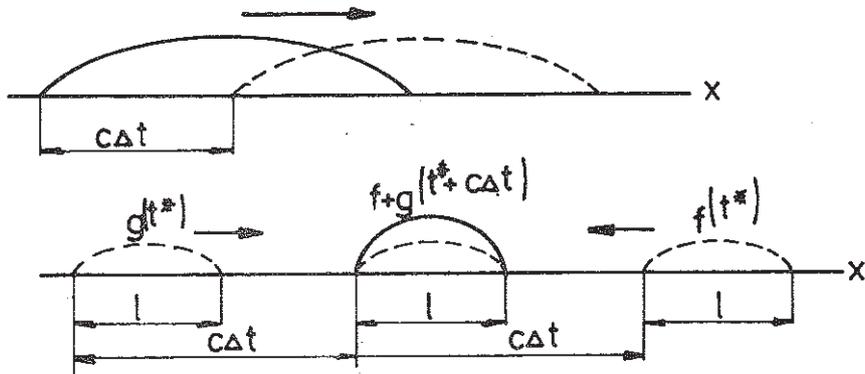


Figure 2 : Perturbations se propageant dans les deux sens

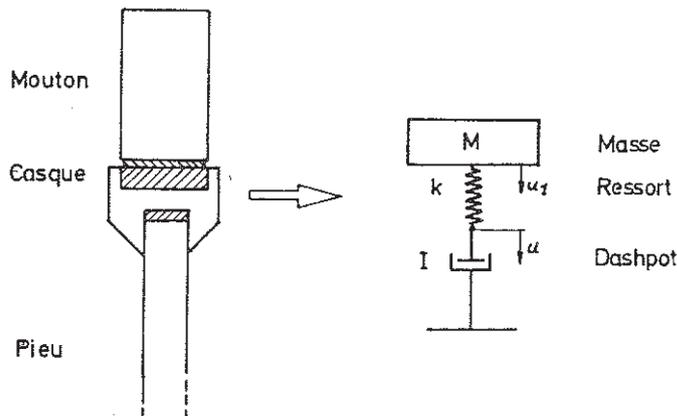


Figure 3 : Equivalent mécanique en tête du pieu

descendante (f) est présente ( $g \geq 0$ ) et dans ce cas, la force et la vitesse et tête sont proportionnelles :

$$F = I.v \quad (7)$$

$$\text{avec } I = \frac{EA}{c} = \rho cA \quad (8)$$

dénomme impédance mécanique du pieu. On constate donc qu'en multipliant la vitesse mesurée en tête de pieu par cette grandeur, on doit obtenir la force mesurée pour autant qu'aucune onde ascendante (g) ne vienne perturber cette extrémité. L'onde descendante provoquée par l'impact d'une masse tombant sur un pieu semi-infini de section constante par l'intermédiaire d'un casque dont le comportement à la compression est linéaire peut être obtenue par résolution d'un système d'équations différentielles. Le système qui est analysé est schématisé à la figure 3 et quelques exemples d'impacts calculés sont fournis à la figure 4 sous forme adimensionnelle en fonction du temps. C'est de la considération de telles simulations que peuvent être optimisés les caractéristiques du casque à faire intervenir dans certaines applications et plus particulièrement pour réaliser les essais de mise en charge dynamique.

Les ondes montantes qui viennent perturber la proportionnalité entre la force et la vitesse mesurée en tête de pieu sont le résultat de :

- . changements d'impédance (et donc de section) et plus particulièrement à la base du pieu où l'impédance devient nulle,
- . mobilisations de réactions verticales, c'est-à-dire le long du fût et à la base.

Les changements d'impédance ont été examinés dans le cadre de l'exposé sur les essais d'intégrité (Chapitre II.A) et seuls quelques éléments de théorie seront donnés sur l'incidence des réactions générés pour un fût de section constante. Ceux-ci s'appuient sur la constatation qu'une grandeur observée en tout point du pieu est le résultat d'une onde montante et d'une onde descendante, en particulier l'effort de compression F peut s'exprimer par :

$$F = F\downarrow + F\uparrow \quad (9)$$

$$\text{avec } F\downarrow = -EAf' \text{ et } F\uparrow = -EA g' \quad (10)$$

Frottement latéral

Soit  $Q_F(t)$  la réaction due au frottement latéral mobilisée dans la section du fût située à la profondeur  $z_F$ .

Cette réaction est mobilisée au passage de l'onde incidente (descendante)  $F_{\downarrow}$ . Si les ondes  $F_t$  et  $F_r$  respectivement transmise et réfléchi au passage de la section sont obtenues par résolution des équations d'équilibre et de continuité de la vitesse particulaire, on peut écrire (cf. fig. 5):

$$F_i + F_r = Q_F + F_t \quad (11)$$

$$(F_i - F_r)/I = F_t/I \quad (12)$$

En considérant ces deux équations on obtient :

$$F_t = F_i - Q_F/2 \quad (13)$$

$$F_r = Q_F/2 \quad (14)$$

L'équation décrivant le comportement de la section à la profondeur  $z_F$  conduit à l'expression :

$$I \dot{u}_F = 2 F_{F\downarrow} - Q_F(t) - \dot{u}_F \cdot I \quad (15)$$

dans laquelle  $F_{F\downarrow}$  est l'onde descendante à la position  $z_F$   
(onde incidente)

$\dot{u}_F$  est la vitesse particulaire du fût du pieu sous la section considérée.

Si on s'intéresse à la perturbation apportée, on obtient par différence avec l'équation valable sans réaction la variation de la vitesse au passage de l'onde dans la tranche :

$$\Delta \dot{u}_F = - \frac{Q_F}{2I}$$

il y correspond une onde descendante:  $\Delta F_{\downarrow} = F_t - F_i = Q_F/2$  (16)  
qui vient en soustraction de l'onde  $F_{\downarrow}$  descendante incidente.

Cet aspect de la perturbation est donc une onde de traction (amplitude négative).

L'équilibre conduit à l'établissement d'une onde montante

$$\Delta F_{\uparrow} = F_r = \frac{Q_F}{2} \quad (17)$$

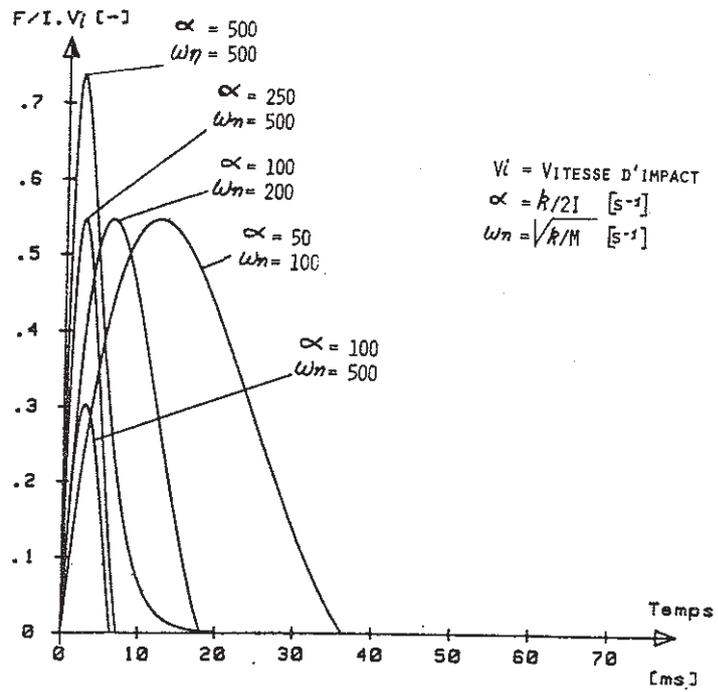


Figure 4 : Impacts générés en tête de pieu

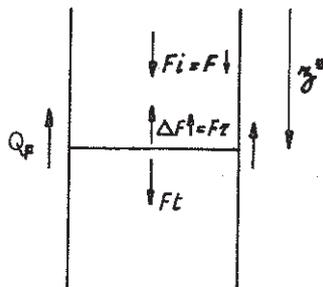


Figure 5 : Equilibre au droit d'une section soumise à frottement latéral

qui vient en addition de l'onde ascendante éventuelle. Cet aspect de la perturbation est une onde de compression.

On constate donc (cf. fig. 6) que la réaction mobilisée en un point du fût est reprise en parties égales par une onde ascendante de compression qui revient à la tête du pieu  $2z_F/c$  après le temps initial et par une onde descendante de traction qui se réfléchira à la base et qui reviendra à la tête du pieu au temps  $2L/c$ .

### Résistance à la base

Soit  $Q_B(t)$  la réaction mobilisée à la base au passage de l'onde. L'équation décrivant le comportement de la base du pieu est (cf. fig. 7) :

$$I\dot{u}_B = 2F_{B\uparrow} - Q_B(t) \quad (18)$$

dans laquelle  $\dot{u}_B$  est la vitesse de la base  
 $F_{B\uparrow}$  est l'onde descendante à la position  $z = L$   
 (onde incidente).

L'expression (18) permet donc en théorie de connaître exactement le comportement de la base du pieu si l'on connaît l'onde incidente ainsi que la réaction mobilisée à la base puisque l'on en déduit également l'onde réfléchie par

$$F\uparrow = F_r = F_{B\downarrow} - I\dot{u}_B \quad (19)$$

L'expression (18) peut se simplifier pour quelques cas particuliers :

$$\dot{u}_B = \frac{2F_{B\uparrow}}{I} \text{ dans le cas de l'extrémité libre et } F\uparrow = -F\downarrow$$

$$Q_B(t) = 2F_{B\uparrow} \text{ dans le cas de l'extrémité fixe et } F\uparrow = F\downarrow$$

Par rapport au cas de l'extrémité libre, on constate que la perturbation apportée strictement par la mobilisation d'une réaction  $Q_B(t)$  à la base consiste en une onde montante de compression et d'amplitude  $Q_B(t)$  que l'on observera en tête du pieu au temps  $2L/c$ .

Ces observations théoriques liées aux perturbations amenées par les termes de résistance sont à l'origine de méthodes d'interprétation expliquées au sous-titre 5.

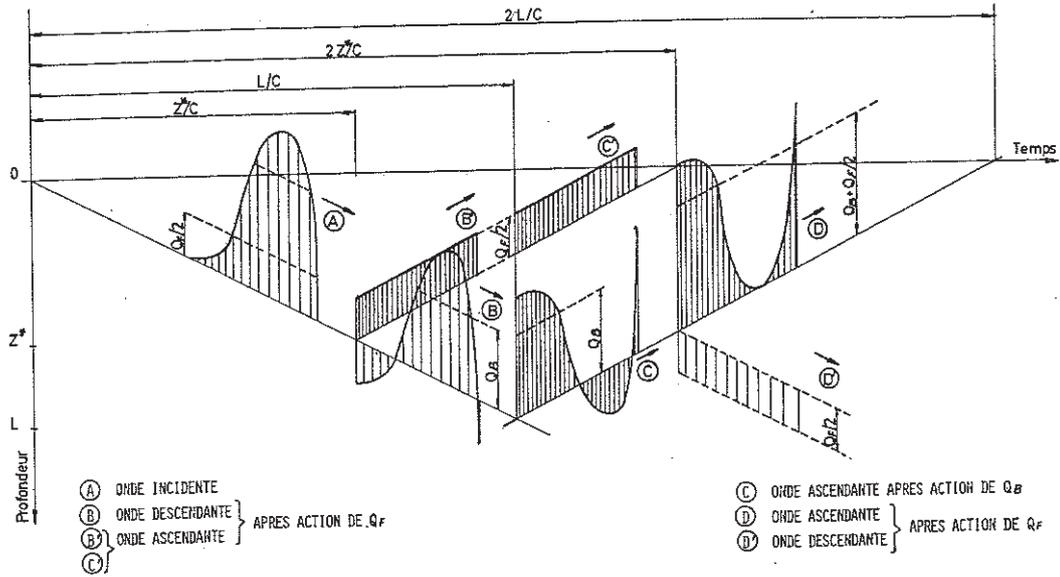


Figure 6 : Système d'ondes suite aux réactions du sol

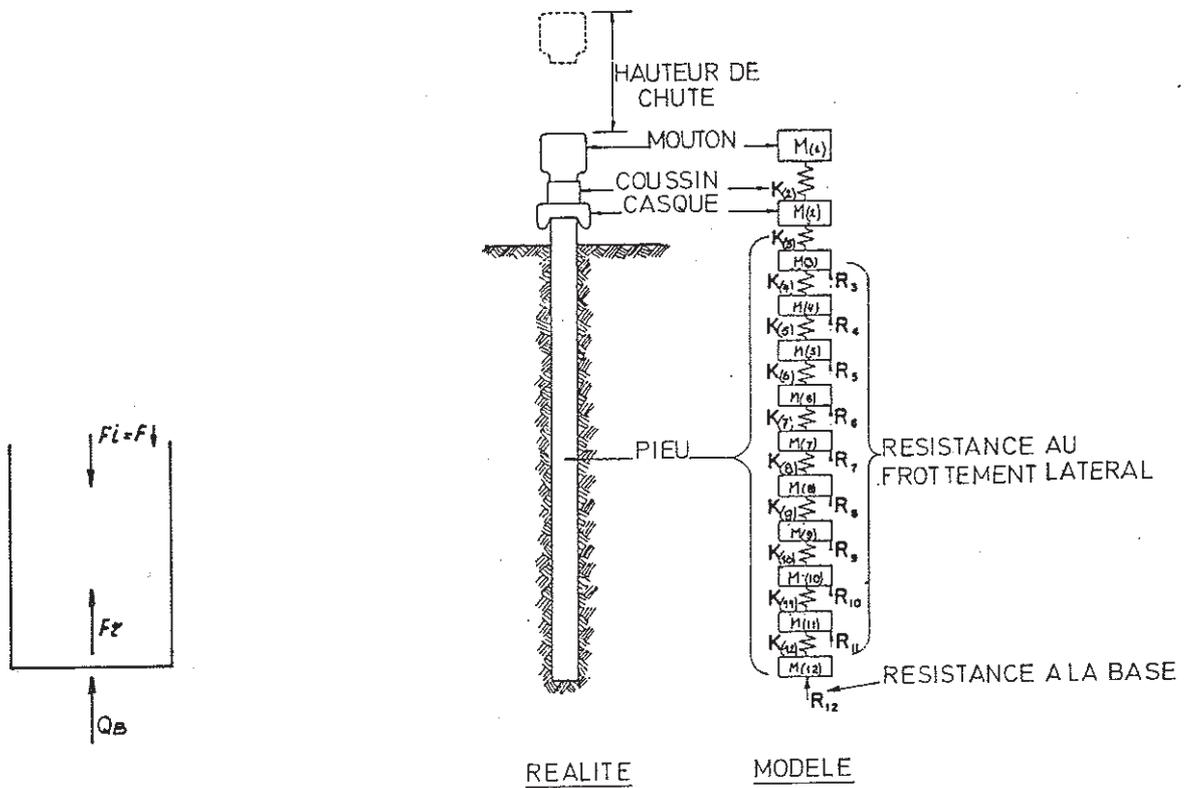


Figure 7 : Equilibre à la base

Figure 8 : Schéma des paramètres pondérés (Smith, 1960)

### B.2.3. Résolution numérique de l'équation d'onde

L'équation d'onde peut être résolue analytiquement dans quelques cas simples évoqués dans le paragraphe précédent. D'une manière générale cependant il faudra recourir à une méthode numérique si l'on veut faire intervenir de manière réaliste les réactions mobilisées au frottement latéral et à la base. Puisque l'équation d'onde est aux dérivées partielles, il peut être fait usage de la méthode des caractéristiques, qui peut prendre une forme graphique (Fisher, 1959-1960) ou purement numérique (Josselin de Jong, 1956).

Ces méthodes qui ont un intérêt didactique ne sont que rarement utilisées car elles souffrent de l'obligation de trop simplifier la réaction du sol : réaction plastique résultant en fonctions escalier dans le temps.

L'art de l'étude dynamique des pieux dépendant de la finesse ou du réalisme avec lequel on pourra modéliser la réaction du sol (cf. sous-titre 3), il y aura lieu de pouvoir utiliser les méthodes permettant une grande souplesse et accommodant des variations de section, des sous-sols hétérogènes etc... La méthode des éléments finis, qui peut être utilisée, ne s'est pas imposée dans ce domaine et l'on peut dire qu'environ les 3/4 des analyses actuelles se font d'après la méthode des paramètres pondérés, ainsi que proposée par E. Smith (1960).

Dans ce schéma, le pieu est remplacé par des éléments qui représentent les caractéristiques essentielles pour la propagation d'ondes : la masse et l'élasticité (cf.  $c = \sqrt{E/\rho}$ ) Ces caractères sont concentrés en une succession alternative de masses équivalentes (cf. fig. 8) d'une part, et de ressorts équivalents d'autre part. Si on appelle  $l$  la longueur d'un tronçon modélisé dans un fut de section  $A$  constante, ces paramètres pondérés  $M(i)$  et  $k(i)$  s'obtiennent par

$$\left[ \begin{array}{l} M(i) = \rho A l \\ k(i) = \frac{EA}{l} \end{array} \right. \quad (20a) \quad (20b)$$

Bien que les modèles de résolution numérique par paramètres pondérés se prêteraient à l'introduction d'une composante visqueuse pour représenter le comportement du matériau, ainsi qu'à l'introduction de comportements non-linéaires, le matériau constituant le pieu est presque toujours considéré comme purement élastique et linéaire.

Les réactions provenant du terrain agissent au niveau des masses et sont représentées dans le schéma de Smith par des systèmes à un degré de liberté. Le détail de la modélisation de la réaction du terrain sera présenté dans le sous-titre 3. Au départ de ce modèle, la résolution des équations du mouvement se fait pas à pas par incrément de temps, depuis la situation initiale jusqu'au moment désiré. Dans le cas du battage, la situation initiale est le pieu et son casque au repos d'une part et le mouton affecté de sa vitesse d'impact d'autre part. Dans le cas d'une simulation pour l'analyse des mesures réalisées au cours d'un essai de mise en charge dynamique, la condition initiale est le pieu au repos d'une part et la condition à la limite en tête est une des deux mesures effectuées (condition cinématique ou condition dynamique).

Si  $\Delta t$  désigne l'incrément de temps choisi et satisfaisant à une condition de stabilité numérique eu égard à la finesse de la modélisation, les calculs suivants sont exécutés en cascade, le premier indice désignant le numéro de l'élément dans le modèle :

$$\text{déplacements : } u(i, t + \Delta t) = u(i, t) + \Delta t \cdot v(i, t) \quad (21)$$

efforts internes au pieu :

$$F(i, t + \Delta t) = k(i) [u(i-1, t + \Delta t) - u(i, t + \Delta t)]$$

Réactions extérieures mobilisées :

$$R(i, t + \Delta t) = R [u(i, t + \Delta t), v(i, t + \Delta t), \dots]$$

Vitesse au départ de l'équation d'équilibre de la masse  $i$ :

$$v(i, t + \Delta t) = v(i, t) + [F(i, t + \Delta t) - F(i+1, t + \Delta t) - R(i, t + \Delta t)] \frac{\Delta t}{M(i)}$$

Ce schéma d'intégration explicite proposé par Smith (1960) a connu plusieurs raffinements tandis que d'autres auteurs ont suggéré des méthodes implicites d'intégration telles que celles de Newmark, de Wilson, de Taylor ou de Runge-Kutta (Bossard et Corté, 1983).

L'aspect perfectible de la méthode des paramètres pondérés réside dans la représentation de fortes hétérogénéités de section et en particulier la modélisation des extrémités. A cet égard, les méthodes numériques basées sur la méthode des caractéristiques qui combinent des ondes élémentaires montantes et descendantes sont supérieures. Cependant, pour autant que certaines précautions d'application propres à chaque méthode soient respectées, le calcul proprement dit des mouvements dans le pieu n'est pas source d'erreurs importantes.

### B.3. COMPORTEMENT DU SOL

Dans la publication originale de Smith (1960), le comportement du sol le long du fût du pieu et à la base était modélisé par un certain nombre de systèmes à un degré de liberté attachés à chaque masse représentant le pieu. L'analyse de la littérature fait ressortir que de 1960 à 1980, la réaction du sol est modélisée par des modèles "discrets" tandis qu'au cours des années 80, de plus en plus d'auteurs s'emploient à rendre compte du comportement du milieu continu. C'est pourquoi notre exposé commencera par des modèles de comportement à un degré de liberté et, après quelques remarques et relation d'observations expérimentales, se terminera par les modèles de simulation des milieux continus.

#### B.3.1. Modèles discrets

Il est à souligner que les lois de comportement sont toujours du même type, qu'il s'agisse de la mobilisation de la résistance à la base ou de la résistance au frottement latéral. Ces lois définissent la réaction mobilisée du sol en fonction du mouvement absolu (déplacement, vitesse) de la surface où elle s'exerce. Elles sont donc censées reproduire le comportement du massif de sol entre le pieu et l'infini supposé immobile.

##### B.3.1.1. Modèle de Smith (1960)

Se basant sur l'introduction d'une constante de rebond dans les formules de battage, Smith (1960) reprend la notion de "quake". Le quake  $s$  est le déplacement élastique nécessaire à mobiliser la résistance ultime  $Q_u$  du terrain et donc la valeur du déplacement en sens inverse annulant élastiquement la réaction du sol. La relation réaction-enfoncement mettant en oeuvre ce concept est illustrée à la figure 9 pour la base et pour le frottement. Il n'y a pas de différence entre les deux lois étant donné que dans l'optique de Smith, il n'est pas nécessaire de modéliser le rebond.

Si on appelle  $Q_s$  la réaction statique résultant de ce modèle, elle s'exprime en fonction du déplacement absolu  $u$  par la formule :

$$Q_s = \frac{u - u_p}{s} \cdot Q_u \quad (22)$$

dans laquelle  $u_p$  est l'enfoncement plastique obtenu par soustraction entre le déplacement absolu maximum et le quake.

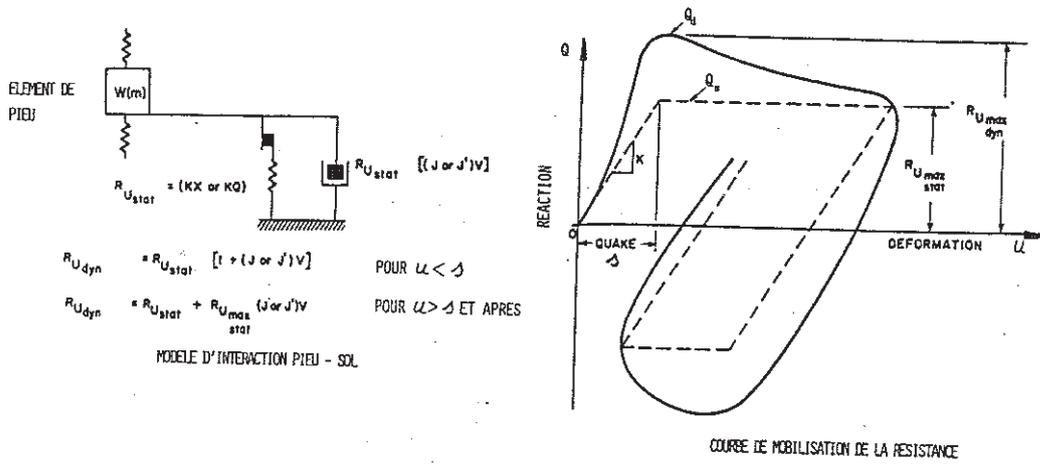


Figure 9 : Modélisation de la réaction du sol selon Smith (1960)

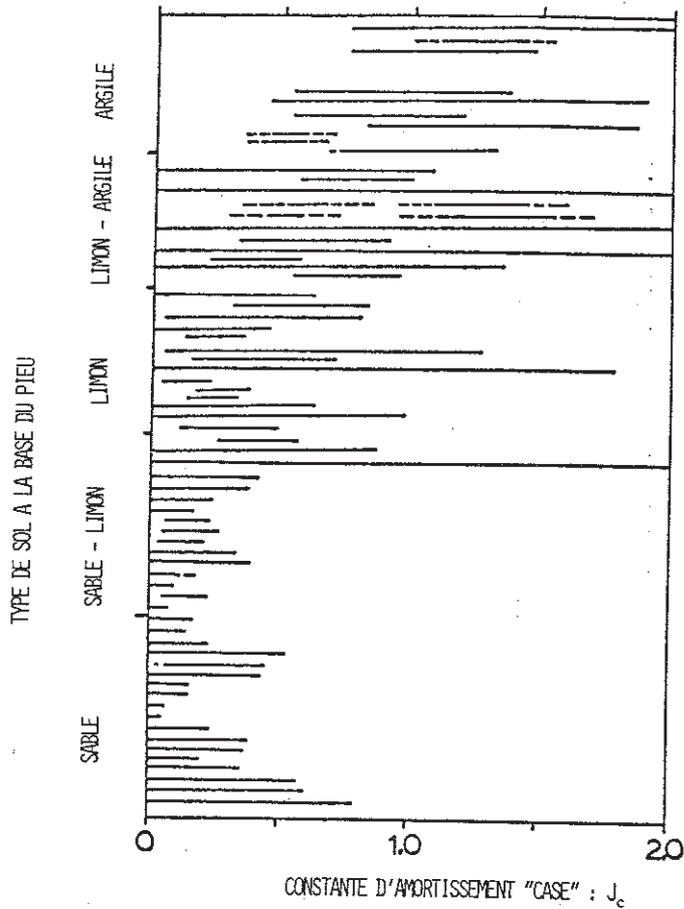


Figure 10 : Valeurs du damping  $J_c$  pour Modèle Case

Lorsque  $u - u_p = s$ , la résistance ultime plastique  $Q_u$  est atteinte ( $Q_s = Q_u$ ) et l'enfoncement plastique augmente ( $u = u_{\max}$ ).

En considérant que l'enfoncement du pieu nécessite l'"écoulement" rapide du sol autour de la base, Smith estime que la réaction mobilisée à tout moment doit augmenter avec la vitesse de mobilisation. C'est pourquoi il introduit le facteur additionnel "damping", qui écrit-il, est utilisé couramment dans les problèmes de vibration. Le damping  $J$  (ou en français coefficient d'amortissement) est le coefficient qui établit le rapport entre l'augmentation relative de la réaction et la vitesse du point où elle s'applique.

L'équation dont une illustration est fournie à la figure 9 est :

$$Q_d = Q_s (1 + J\dot{u}) \quad (23)$$

où :

$Q_d$  : réaction "dynamique" ou totale

$Q_s$  : réaction statique (donnée par l'équation 22)

$J$  : le damping [ $\text{sm}^{-1}$ ]

$\dot{u}$  : la vitesse de déplacement [ $\text{ms}^{-1}$ ]

La valeur du damping devrait selon Smith être plus élevée pour la base que pour le frottement qui n'implique pas autant d'"écoulement" de sol.

La modélisation utile à un calcul selon la méthode de Smith ne fait pas intervenir le comportement en décharge. Preuve en est que le modèle utilisé pour le frottement ne prévoit pas l'inversion de sens du déplacement et de résistance au soulèvement.

En fin de présentation de son modèle, Smith indique la possibilité de continuer le calcul au-delà du temps qu'il recommande c'est-à-dire pour lequel l'enfoncement devient maximum. A cet égard, il fait remarquer que la valeur  $Q_d$  donnée par l'équation (23) s'annule pour  $u - u_p = 0$ , ce qui lui semble illogique lorsque la vitesse est loin d'être nulle. Il propose alors de n'utiliser l'équation (23) que jusqu'à ce que  $Q_s$  devienne égal à  $Q_u$  et pour tout mouvement postérieur d'utiliser l'équation suivante :

$$Q_d = Q_s + JQ_u \dot{u} \quad (24)$$

A ce moment, la réaction ne s'annule que pour simultanément :

$$u = u_p \text{ et } \dot{u} = 0.$$

Il est à noter que l'équation (23) reste d'application pour  $u < s$  lors de la mise en mobilisation. Pourquoi ne pas utiliser l'équation (24) pour tout temps ? Peut-être du point de vue des principes, Smith a-t-il jugé que cette forme permettrait  $Q_d = 0$  pour  $u = 0$  et l'a-t'il rejetée.

Toujours est-il que dans le calcul classique, c'est la forme (23) qui est d'application. On retiendra pour ce cas la signification des paramètres :

- $Q_u$  : résistance ultime du sol  
 $s$  : déplacement linéaire nécessaire à atteindre  $Q_u$ , mais plus important : quantité que l'on soustrait du déplacement maximal de la base pour obtenir le refus  
 $J$  : coefficient de majoration de la réaction atteinte à tout moment (réaction élastique et ultime) tenant compte des effets de vitesse.

Pour la prévision du refus,  $Q_u$  doit être estimé par multiplication de la charge de service (design load) par un facteur pouvant être 2 ou 3. D'après les calculs effectués à l'époque, et résultant de 12 ans d'études, Smith propose les valeurs suivantes, en attendant leur raffinement par de plus amples expérimentations :

$$\begin{aligned} s &= 0.1 \text{ inch} && = 2.54 \text{ mm (pour base et frottement)} \\ J_b &= 0.15 \text{ s. ft}^{-1} && = 0.492 \text{ s.m}^{-1} \text{ (base)} \\ J_f &= 0.05 \text{ s.ft}^{-1} && = 0.164 \text{ s.m}^{-1} \text{ (frottement)} \end{aligned} \quad (25)$$

Plusieurs études paramétriques ont été effectuées de manière à mettre en évidence la sensibilité des résultats obtenus aux divers paramètres de sol. En particulier Ramey et Hudgings (1977) ont étudié, par ordre d'importance :

- la valeur du quake
- la valeur du damping
- la répartition de la résistance entre le frottement et la base.

Dans la plupart des cas, la justesse du résultat dépendra de la qualité du choix de  $s$ , qui est dès lors à considérer comme donnée empirique, au même titre que la valeur de  $C_3$  dans la formule de Hiley (paragraphe 2.1)

dont d'ailleurs Smith s'est inspiré.

En dépit de ces limitations, le modèle de Smith représente un pas énorme dans la résolution rationnelle des phénomènes de battage. Il a servi et servira encore de base à des modèles plus raffinés. Son usage pour l'interprétation des essais de mise en charge dynamique n'est pas aussi généralisé.

#### B.3.1.2. Modèle "Case" (1975)

Reprenant la séparation entre terme de réaction statique et terme dû à l'effet de la vitesse, les promoteurs de la méthode "case" (Goble, Likins, Rausche (1975)) introduisent le paramètre adimensionnel d'amortissement  $J_c$  dans la formule :

$$Q_d = Q_s + J_c \cdot I_p \cdot \dot{u} \quad (26)$$

Ce paramètre exprime le rapport entre l'impédance de la réaction à celle du pieu. La valeur de  $J_c$  est en principe fixée indépendamment de la réaction statique  $Q_s$  et de sa limite  $Q_u$ . L'impédance de la réaction est cependant proportionnelle à la section du pieu puisque  $I_p = \rho_c A$  ou  $\frac{EA}{c}$ .

La signification physique de ce paramètre est mal précisée.

On peut imaginer que la réaction totale est fournie par la réaction statique appliquée à la base du pieu prolongé par un pieu semi-infini dont la section vaut  $J_c \cdot A$ , ou alors, par un cylindre de sol dont l'impédance relative au pieu vaut  $J_c$ .

Les valeurs de  $J_c$  recommandées sont (Goble et al (1975), cf. fig. 10) :

$$\begin{aligned}
 J_c &= 0.05 \text{ pour le sable} \\
 &0.15 \text{ pour le sable limoneux} \\
 &0.20 \text{ pour le limon sableux} \\
 &0.3 \text{ pour le limon} \\
 &0.55 \text{ pour le limon argileux et l'argile limoneuse} \\
 &1.1 \text{ pour l'argile.}
 \end{aligned} \quad (27)$$

Il est assez étonnant de voir le terme de réaction du sol dû à la vitesse de la base dépendre des propriétés du pieu (cf. exemple d'une poutrelle avec ou sans plaque à la base). Il faut d'ailleurs noter que les promoteurs de cet amortissement dit "naturel du pieu" ne proposent pas d'équivalent pour le frottement latéral. L'équation (26) est donc à comprendre globalement dans le cas des pieux flottants.

### B.3.1.3. Modèle hyperbolique (1975)

Pour éviter la trop nette distinction entre déplacement réversible et déplacement plastique qui affecte le modèle élasto-plastique, la loi de comportement de la réaction statique peut être adoucie par une courbe mariant progressivement le déplacement plastique au déplacement total. Holloway et al (1975) ont utilisé dans leur analyse le modèle hyperbolique introduit par Kondner (1963) et popularisé dans le domaine de la mécanique des sols par Duncan et Chang (1970).

Le modèle hyperbolique s'exprime aussi bien dans un diagramme contrainte-déformation que dans le diagramme force-déplacement tel que nous le recherchons dans le cadre de réactions indépendantes sur des tronçons de pieu. Dans ce modèle, la réaction  $Q_s$  due au déplacement  $u$  s'exprime de manière adimensionnelle par :

$$\frac{Q_s}{Q_u} = \frac{1}{\frac{s}{u} + 1} \quad (28)$$

où  $s$  est le déplacement pour  $Q_s = Q_u$  de la loi linéaire obtenue par la tangente à l'origine. La fonction est représentée à la figure 11. On constate en effet que pour  $u \rightarrow 0$ , (28) se réécrit :

$$Q_s = \frac{Q_u}{s} \cdot u \quad (29)$$

La courbe quitte la loi linéaire pour des déplacements non négligeables, et s'incurve de plus en plus pour atteindre l'asymptote horizontale  $Q_s = Q_u$  pour  $u \rightarrow \infty$ .

L'avantage de cette loi de comportement est qu'elle ne fait intervenir que deux paramètres, soit autant que la loi élasto-plastique, et ce au bénéfice d'une plus grande souplesse. Le sens physique des paramètres est clair:  $s$  est le déplacement défini à la rupture pour la réaction supposée linéaire à faible déformation;  $s$  est donc lié à l'élasticité.  $Q_u$  est la charge ultime, obtenue pour les grandes déformations :  $Q_u$  est donc lié à l'équilibre limite. Ce qui se passe entre ces deux limites (faibles et grandes déformations) n'est pas exactement connu et est approché mathématiquement par une forme de courbe satisfaisant aux conditions aux limites.

Il est donc fatal que cette courbe ne corresponde exactement qu'à une classe de sols. Cependant, l'approximation réalisée a été vérifiée dans de nombreux cas et des

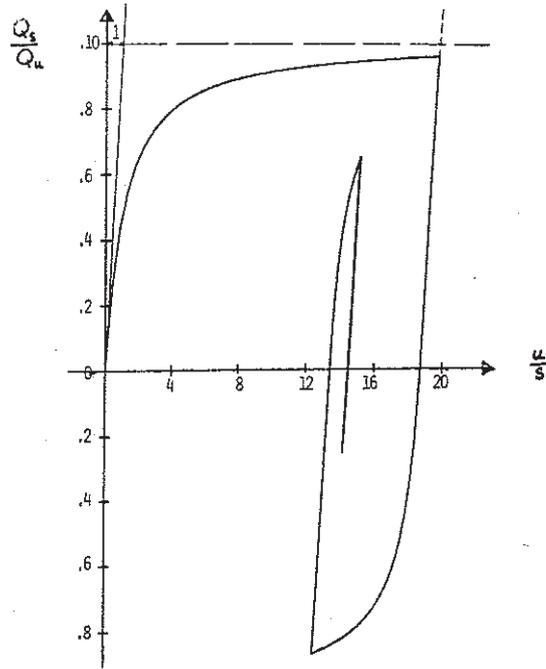


Figure 11 : Loi hyperbolique de comportement de la réaction

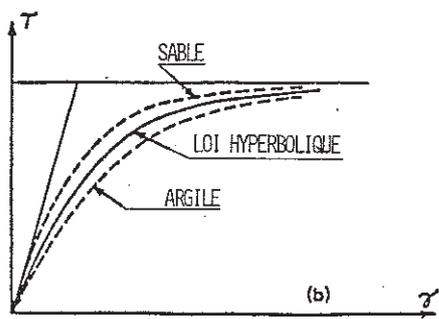


Figure 12 : Loi hyperbolique généralisée

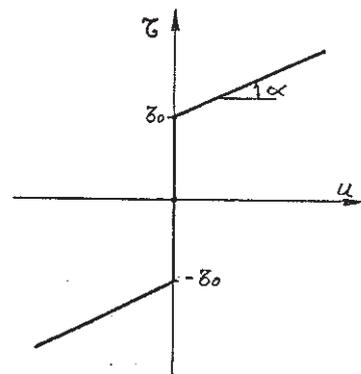


Figure 13 : Loi de comportement au frottement selon Jansz (1976)

critères existent pour décider si un modèle différent doit être adopté. (cf. fig. 12).

En ce qui concerne la décharge, un modèle hyperbolique défini de manière analogue peut être utilisé. Alternativement, a peut utiliser une décharge linéaire parallèle à la tangente initiale, jusqu'à changement de sens de l'effort, auquel correspond la naissance d'une nouvelle loi hyperbolique (cf. fig. 12).

#### B.3.1.4. Modèle dépendant uniquement de la vitesse (1976)

Partant de l'hypothèse que la mobilisation de la résistance en fonction du temps peut être remplacée par un diagramme trapézoïdal, Jansz et al (1976) en arrivent, après simplification, à un modèle de mobilisation qui ne dépend que de la vitesse. La loi de mobilisation est représentée dans le cas du frottement à la figure 13 où l'on peut constater que le diagramme symétrique par rapport à l'origine comporte une valeur initiale de la résistance au delà de laquelle la résistance varie de manière linéaire avec la vitesse.

Ce modèle, qui présente des avantages mathématiques importants dans le cas de la résolution de l'équation de l'onde par la méthode des caractéristiques ne prend donc pas en compte l'élasticité du sol : il s'agit du modèle rigide, visco-plastique. Par contre du point de vue de la recherche de l'équilibre après choc et des contraintes résiduelles, il ne convient pas à cause de l'indétermination de la réaction (entre  $-\tau_0$  et  $+\tau_0$ ) pour  $u = 0$ . La réaction dynamique se calcule au moyen de 2 paramètres, l'élasticité ayant été éliminée.

#### B.3.2. Observations théoriques et expérimentales

##### B.3.2.1. Différences entre résistance statique et dynamique

Par rapport à la résistance statique ou quasi-statique telle que rendue par un essai de mise en charge sur un pieu, le battage ou les chocs répétés pour l'exécution d'un essai dynamique introduit les différences suivantes :

- la sollicitation du sol est transitoire
- la sollicitation du sol est répétée.

La première différence fondamentale a des effets sur l'interaction entre le pieu et le sol environnant, lors de la charge et la décharge :

- inertie du sol à cause de l'accélération de sa masse,

- comportement peu ou prou drainé du sol en égard à la rapidité de la sollicitation et à la perméabilité dans l'échelle du problème, avec la génération de pressions ou suctions interstitielles,
- modification des caractéristiques intrinsèques du sol ( $c, \phi$ ) due aux effets de vitesse de déformation,
- mécanisme de rupture non nécessairement conforme au mécanisme statique.

La seconde différence a également ses effets :

- modification des caractéristiques intrinsèques du sol ( $c, \phi$ ) due à la répétition et à l'inversion des déformations, eu égard au nombre de cycles,
- modification des caractéristiques intrinsèques du sol ( $c, \phi$ ) dans une zone pouvant dépasser celle concernée par le mécanisme de rupture suite à la compaction engendrée par la propagation des vibrations répétées,
- création d'un champ de pressions interstitielles non hydrostatique résultant de leur génération à chaque coup et de leur dissipation continue. Aux endroits où la dissipation entre deux coups ne compense pas la génération à chaque cycle, le sol entre tôt ou tard en liquéfaction.

Par rapport à une mise en rupture quasi-statique d'un pieu installé depuis un temps suffisant pour que le champ des contraintes effectives soit considéré comme stationnaire avant le début de l'essai, les effets mentionnés auront une influence positive ou négative sur la mise en rupture par battage :

- l'inertie augmente la résistance,
- la vitesse d'application de la déformation augmente  $c$  et  $\phi$ ,
- les pressions interstitielles positives diminuent la résistance,
- les suctions augmentent par contre la résistance,
- la possibilité d'obtenir un mécanisme de rupture différent est le résultat des facteurs précédents,
- la répétition des cycles a pour effet d'écrouir le sol, donc d'augmenter  $c$  et  $\phi$ ,
- la compaction a pour effet d'améliorer les caractéristiques du sol; mais ces deux facteurs sont pris en compte par l'essai de mise en charge,
- le champ non-hydrostatique des pressions interstitielles a pour effet de diminuer la résistance du sol, par application du principe des contraintes effectives.

Comme on le voit, les effets sont en sens divers et pour simplifier, il n'existe que les pressions interstitielles

généérées pour compenser l'augmentation provoquée par les autres effets. La différence entre la résistance du sol lors du battage et la résistance statique est selon les auteurs, tantôt positive, tantôt négative. Quand une augmentation de charge de rupture est observée en statique, on parle de "freeze", "set-up" ou gel; c'est le cas le plus courant, observé dans des sols peu perméables. Le cas inverse est plus rare : la relaxation est citée par de nombreux auteurs qui se basent sur les articles de Yang (1956, 1970).

Alors que les méthodes de détermination expérimentale au départ de mesures de chocs d'adaptent bien à la résistance lors du battage, il va sans dire qu'à cause des phénomènes mentionnés, une dose non-négligeable d'empirisme est nécessaire pour en déterminer la résistance à long terme.

#### B.3.2.2. Détermination expérimentale du comportement

##### dynamique en dehors du battage

Etant donné la grande complexité à examiner exactement comment le sol se comporte lors d'un battage ou d'un essai dynamique, il est utile d'explorer des domaines expérimentaux où le comportement dynamique du sol peut être observé. De nombreux enseignements peuvent être tirés de l'analyse de la littérature relative à :

- des essais de charge rapide de pieux, tels que réalisés en vraie grandeur pour le dimensionnement des pieux pour les plateformes en mer
- des essais triaxiaux rapides, réalisés dans le cadre du génie sismique ou spécifiquement pour l'analyse fondamentale du comportement des sols lors du battage des pieux
- des essais de cisaillement direct ou sur modèles, pour l'analyse fondamentale du comportement des sols sans sollicitations dynamique
- des essais au pendule ballistique
- des essais de projectiles à faible vitesse (< 10 m/s)
- des essais de pénétration cinétique, dont certains sont illustrés à titre d'exemple à la figure 14, extraite de Dayal et Allen (1974) et qui permettent de constater la différence de comportement à la rupture rapide entre une argile de consistance moyenne et un sable compact sec

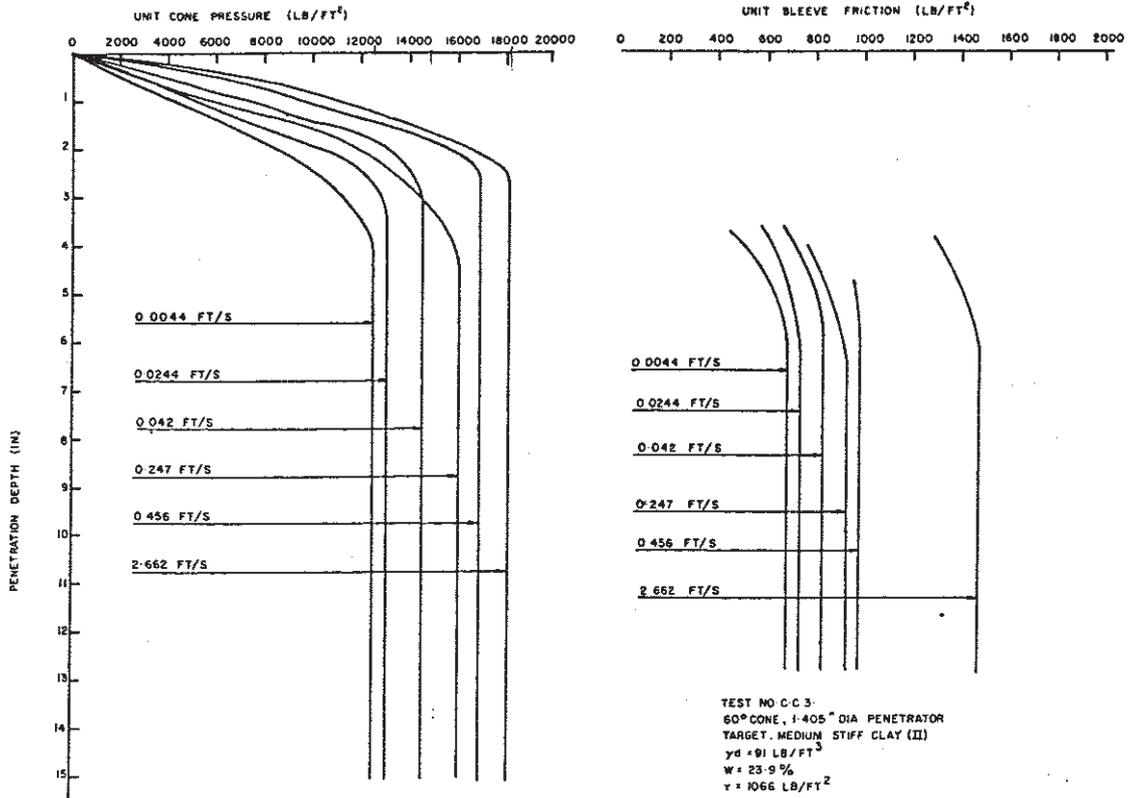


Figure 14(a) : Essais de pénétration cinétiques - Dayal et al (1974) - Argile -

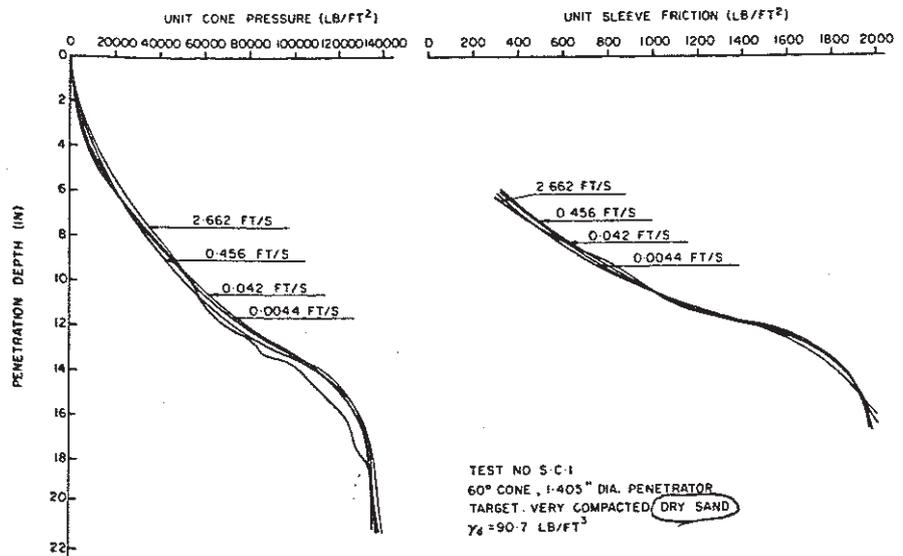


Figure 14(b) : Essais de pénétration cinétiques - Dayal et al (1974) - Sable sec -

- des essais de projectiles à grande vitesse
- des essais dynamiques de fondation superficielle.

Une synthèse d'un certain nombre de ces données a été réalisée graphiquement par Litkouhi et Poskitt (1980); la fig. 15 indique l'accroissement de résistance dynamique par rapport à la résistance statique en fonction de la vitesse, exprimée en cm/s. Il y a lieu de remarquer l'allure linéaire des relations établies dans un diagramme bi-logarithmique.

Le tableau I, établi par Holeyman (1984) fait une synthèse de tous les éléments susmentionnés et permet de se rendre compte de la diversité des conclusions tirées de différents types d'expérience, alors qu'en principe, les phénomènes sous-jacents fondamentaux sont similaires.

Ce tableau reprend pour chaque type d'essai ou de modèle :

- l'auteur et l'année de publication
- l'expression mathématique de la loi avec
  - $Q_d$  : résistance dynamique
  - $Q_s$  : résistance statique
  - $v$  : vitesse [m/s]
  - $J$  : constante d'amortissement (unités variables précisées dans les deux dernières colonnes)
  - $I$  : impédance du pieu [MN/ms<sup>-1</sup>]
  - $F_1, F_2, \alpha, a, K_2, A, B$  : constantes sans unités
  - $\dot{v}$  : dérivée de la vitesse dans le temps (= accélération)
- le domaine d'application et/ou le type d'essai
- la dimension caractéristique : rayon ou demi-largeur de l'éprouvette ou du modèle
- la vitesse de déplacement, exprimée en m/s
- le rapport de la vitesse de déplacement divisée par la dimension caractéristique ce qui donne une mesure de la vitesse de déformation [s<sup>-1</sup>]
- la vitesse de mise en charge, exprimée par rapport à la charge ultime :  $\lambda$ , exprimée en s<sup>-1</sup>. C'est l'inverse du temps nécessaire à obtenir la rupture calculé au départ de la vitesse de mise en charge
- la vitesse de référence [m/s], utilisée pour définir la rupture quasi-statique.
- les valeurs expérimentales des coefficients intervenant dans les lois mathématiques mentionnées d'une part pour le sable et d'autre part pour l'argile.

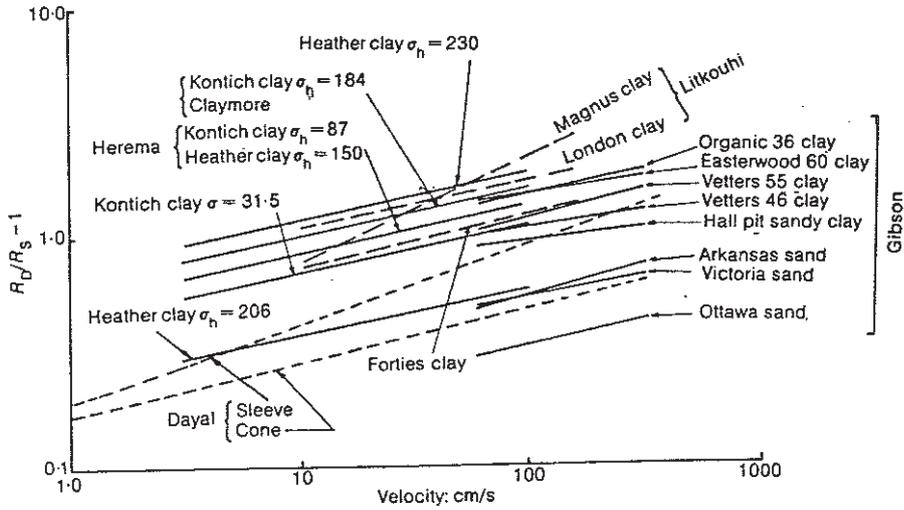


Figure 15 : Résistance dynamique en fonction de la vitesse (Litkouhi et Poskitt, 1980)

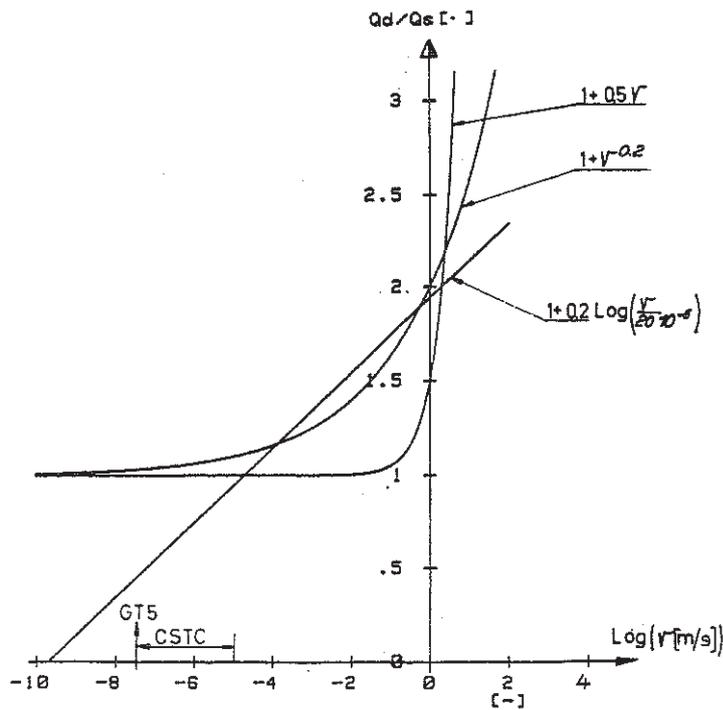


Figure 16 : Lois de variation de la résistance dynamique

TABLEAU I : Synthèse Bibliographique.

ORIGINE (année)	LOI	APPLICATION/ESSAIS	DIMENSION CARACTERISTIQUE (m)	VITESSE m/s	VITESSE Dimension caractéristique $s^{-1}$ que	$\lambda$ $s^{-1}$	VITESSE DE REFERENCE m/s	SABLE	ARGILE
Smith (1960)	$Q_d = Q_s(1+Jv)$ $= Q_s + Q_s^u J.v$	battage pieux	0.1 - 0.3	2-10	5 - 100	100-500	$10^{-5} - 10^{-7}$	Base : $J_b = .49sm^{-1}$ Frottement : $J_f = 1.68sm^{-1}$	$J_b = 0.033 sm^{-1}$ $J_f = 0.67 sm^{-1}$
Case (1975)	$Q_d = Q_s + LJ_c v$	battage pieux 0.5-3	0.1 - 0.3	2-10	5 - 100	100-500	$10^{-5} - 10^{-7}$	Global : $J_c = 0-0.5$	$J_c = 0.5 - 2$
Gibson (1975)	$Q_d = Q_s (1 + J_v^N)$	battage pieux essais triaxiaux	0.035	0.2-3/5	3 - 30	(20) ?	$210^{-5}$	Saturé: $N = 0.2$ $J = 0.5-1.3 s^{0.2} m^{-0.2}$ fonction de $\phi$ et $e$	$N = 0.18$ $J = 0.6-1.5 s^{0.2} m^{-0.2}$ fonction de LI $\uparrow$ .
Heerema (1979)	$Q_d = Q_s(1+J.v^{0.2})$	battage pieux offshore essais de cisaillement	0.025	$7.10^{-4} - 0.6$	.028-24	?	$7.10^{-4}$	(sec ?) $J_f = 0$	$Cu = 55 - 620 kPa$ $J_f = 2-10 s^{0.2} m^{-0.2}$ pour argiles raides $J_f = 20-50 s^{0.2} m^{-0.2}$ pour argiles molles
				$8.10^{-7} - 1$	$3.210^{-5} - 40$	?	$8.10^{-7}$		
Litkouhi et Foskitt (1980)	$Q_d = Q_s (1 + J.v^N)$	battage - cone de pénétration miniature	0.005	$3.10^{-4} - 1.65$	0.06 - 330	?	$3.10^{-4}$		$N \approx 0.2$ $J_b < J_f$ $J \approx 0.02 - 0.10 s^{0.2} m^{-0.2}$ pour les argiles, $J \uparrow$ avec $Cu$
Heerema (1981)	$Q_d = \alpha Q_s (1 + J_v^{0.2})$	essais de cisaillement	0.025	$2.10^{-4} - 0.16$	.008-6.4	?	$2.10^{-2}$	(Sec?) $J_p = 1.3 (\phi'30^\circ)$ $Q_s \alpha = 0.55 q_c$	$I_p = 0.3 + 3 LI$ ( $s^{0.2} m^{-0.2}$ )
Bea (1982)	$Q_d = Q_s(F_1 + F_2 \log \frac{\lambda}{\lambda_s})$	pieux offshore	0.18	$4.10^{-3}$	0.023	0.1	$(4.10^{-7})$		$F_1 = 0.75-1$ $F_2 = 0.1 - 0.2$
Wang (1961)	$Q_d = Q'_s + a v^2$	ballistique basse vitesse	0.0095-0.025	3 - 7.5	118-790	?		compact: $Q'_s = Q_s$ lâche : $Q'_s \neq Q_s$	
Dayal + Allen (1978)	$Q_d = Q_s(1+K_L \cdot \log \frac{v}{v_s})$	ballistique basse vitesse	0.018	0.15-6	10 - 400	?	$1.3 10^{-0}$	sec $K_L < 0$ .	$K_{Lb} = 0.03 - 1.5 E$ avec $Cu \Phi$ $K_{Lf} = 0.17 - 0.38$ $v \int 0.15 m/s$ $= 0.38 - 0.93$ $v \int 0.3 m/s$
Yew + Stirbis (1978)	$Q_d = Q'_s + A z v + B v^2$	ballistique haute vitesse	0.104-0.114	174 - 212	1673-1860	?	?	$Q'_s = Q_s$	A et B déterminé expérimentalement
Yankelevsky + Adin (1980)	$Q_d = Q'_s + Az v + B v^2$	ballistique haute vitesse	0.083 - 0.102	152 -610	1840-6000	?	?	A et B déduits de $\phi$ , $c'$ , compressibilité du terrain et de la forme du projectile	
Vesic (1965)	Graphique	fondations superficielles	0.052	$2.5 10^{-7} - 0.25$	$4.8 10^{-6} - 4.8$	$20 - 2.10^{-4}$	$2.5 10^{-7}$	Influence plus marquée pour les sables saturés.	

Parmi cette diversité, il est possible de distinguer trois grandes familles de lois : les lois linéaires ou polynomiales, les lois exponentielles et les lois logarithmiques. Ces lois sont comparées à la figure 16 pour des paramètres typiques en fonction de la vitesse en échelle logarithmique. Cette comparaison montre que pour les gammes de vitesse couramment accessibles à l'expérience ( $20 \cdot 10^{-6}$  m/s à 5 m/s), les lois sont les moins écartées. Par contre les écarts s'amplifient pour les grandes vitesses et les très faibles vitesses.

Ceci met en évidence la grande difficulté à définir une charge de rupture "statique" puisque par essence la rupture ne peut s'opérer sans mouvement. A titre indicatif, on a porté sur le graphique de la figure 16, la vitesse correspondant d'une part au critère de stabilisation d'un palier de charge selon les recommandations émises par la Commission Nationale Belge sur les Pieux et relatives à l'essai de mise en charge statique (GT5, 1985) :

$v = 2.8 \cdot 10^{-8}$  m/s et d'autre part, les vitesses réalisées par les essais de charge de la recherche CSTC :  $3 \cdot 10^{-8}$  m/s (faibles charges) à  $10^{-5}$  m/s (hautes charges).

### B.3.3. Simulation des milieux continus

Il serait idéal de pouvoir modéliser l'ensemble du problème, c'est-à-dire de calculer les champs de contraintes et de déformations dans le sol qui subit un chargement transitoire par l'intermédiaire du pieu. Ce calcul n'est pas directement accessible par des méthodes analytiques et la complexité des conditions géométriques et du comportement du sol impose de recourir à des méthodes numériques. Les plus prometteuses a priori sont la méthode des éléments finis ou la méthode des éléments limites. La méthode des éléments finis a été utilisée par plusieurs auteurs (Chow (1983), Nogami et al (1987)) et donne des résultats instructifs. Il faut être néanmoins conscient de certaines contraintes telles que les difficultés à représenter fidèlement le comportement des zones à très fort gradients de déformation (à la jonction de la base et du fût en particulier) ainsi que la conception de frontières absorbantes. L'intérêt de la méthode est principalement didactique car elle permet de faire comprendre les systèmes d'ondes créés dans le milieu par le battage. Cependant son application pratique reste limitée à l'heure actuelle en raison du coût et du temps de calcul.

Certains auteurs ont tiré des enseignements de la modélisation du milieu continu en contact avec le pieu : Appendino (1980), Corte (1984), Holeyman (1984). Cette dernière approche, qui permet une intégration aisée dans la modélisation uni-dimensionnelle des phénomènes de battage, sera seule évoquée ci-après.

### B.3.3.1. Modèle statique élastique

Le modèle mis au point par Holeyman (1984) s'inspire de la démarche suivie par Randolph et Wroth (1978) pour le calcul du tassement élastique des pieux sous charge statique. Cette démarche postule la possibilité de calculer les réactions à la base et au frottement de manière indépendante. La figure 17 illustre le découpage de ces deux termes :

- d'une part le comportement de la base est assimilé au comportement d'une surface encastrée dans un massif élastique semi-infini.
- d'autre part le comportement au frottement est représenté par l'action d'un cylindre annulaire concentrique au pieu et fixé à sa surface extérieure.

Les paramètres importants à fixer dans cette démarche sont :

- . la fonction de raideur à la base : pour une plaque rigide, on adapte la formule de Timoshenko et Goodier (1961) pour obtenir :

$$u_b = \frac{Q_b (1-\nu)}{4 RG} \eta \quad (30)$$

avec  $u_b$  : déplacement de la base

$Q_b$  : réaction à la base

$G$  : module de cisaillement

$\nu$  : coefficient de Poisson

$R$  : rayon de la base

$\eta$  : facteur géométrique destiné à tenir compte de l'encastrement.

D'après Randolph et Wroth,  $\eta$  est la plupart du temps supérieur à 0.85 et probablement proche de 1. En ce qui nous concerne, nous adopterons  $\eta = 1$ , ce qui revient à supposer que l'on néglige la résistance à la traction du milieu situé au-dessus de la base.

- . la fonction de raideur au frottement : elle dépend essentiellement du rayon extérieur du cylindre annulaire qui se déforme en cisaillement pur. Le déplacement  $u_s$  du fût est lié à la contrainte de cisaillement  $\tau_s$  agissant sur le fût par l'expression :

$$u_s = \frac{\tau_s R}{G} \ln \left( \frac{R_m}{R} \right) \quad (31)$$

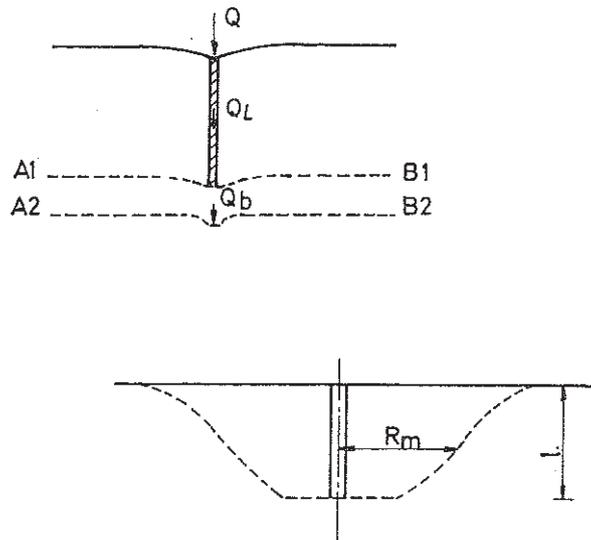


Figure 17 : Modèle linéaire statique de Randolph et Wroth (1978)

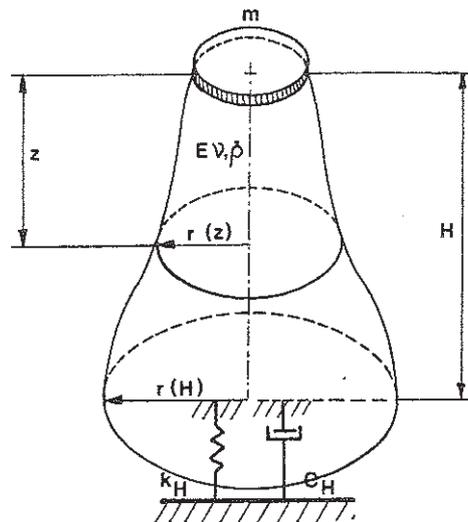


Figure 18 : Solide équivalent à la base

dans laquelle  $R_m$  est le rayon extérieur fixe du cylindre annulaire ou rayon d'influence. En établissant la compatibilité des déplacements à la jonction des deux milieux (surfaces  $A_1 B_1$  et  $A_2 B_2$  de la figure 16) et en comparant certains résultats à des solutions obtenues par fonctions d'influence, Randolph et Wroth proposent l'expression suivante pour l'estimation de  $R_m$  :

$$R_m = 2.5 D (1-\nu) \cdot \beta \quad (32)$$

avec  $D$  = profondeur du pieu

$\beta$  = coefficient d'homogénéité du sous-sol ( $\beta = 1$  pour un sol homogène).

#### B.3.3.2. Modèle dynamique non-linéaire

Le schéma de Randolph et Wroth, utile pour les changements statiques de faible amplitude a été étendu au cas des charges dynamiques de grandes amplitudes moyennant deux étapes. Le principe a consisté en la mise au point d'un modèle équivalent dont a vérifié la fiabilité par rapport aux solutions élastiques de référence. La deuxième étape a consisté en l'introduction de lois de comportement non-linéaires dans le modèle équivalent qui par sa discrétisation permet de traiter les milieux hétérogènes.

Le modèle mis au point pour représenter le comportement à la base du pieu est celui du solide équivalent (cf. fig. 18) : la base du pieu repose sur un tronc de cône dont le comportement dynamique est analogue à celui du demi-espace homogène et élastique. La pente ( $a$ ) de la génératrice par rapport à l'axe du cône dépend du coefficient de Poisson par la relation :  $a = \frac{1-\nu}{\sqrt{0,85}}$  (33)

La base du cône repose sur un système à un degré de liberté dont le comportement est régi par l'analogie de Lysmer (1966), qui représente le comportement du massif semi-infini restant à modéliser. La démonstration de cette équivalence sort du cadre de cet exposé.

Le modèle mis au point pour représenter le comportement au frottement du pieu est celui du milieu cylindrique concentrique au pieu soumis à des ondes de cisaillement pur (cf. fig. 19a). La discrétisation du modèle doit se faire alors en direction radiale, ce qui alourdit les calculs. Les nombreux calculs effectués au moyen de ce milieu cylindrique ont permis de mettre au point un modèle à un degré de liberté dont la représentation symbolique est donnée à la figure 19b.

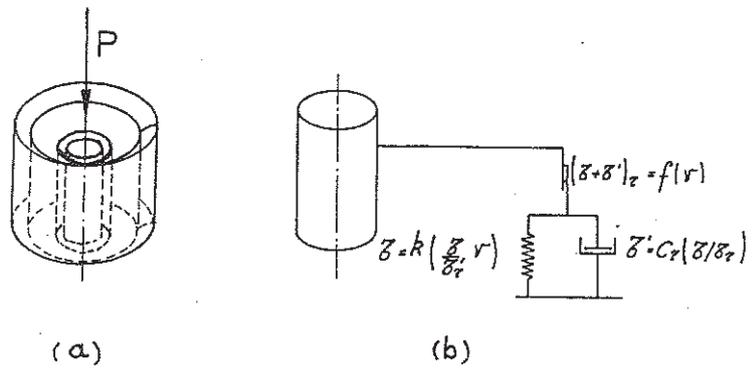


Figure 19 : Modèle simplifié pour représenter l'action du frottement latéral

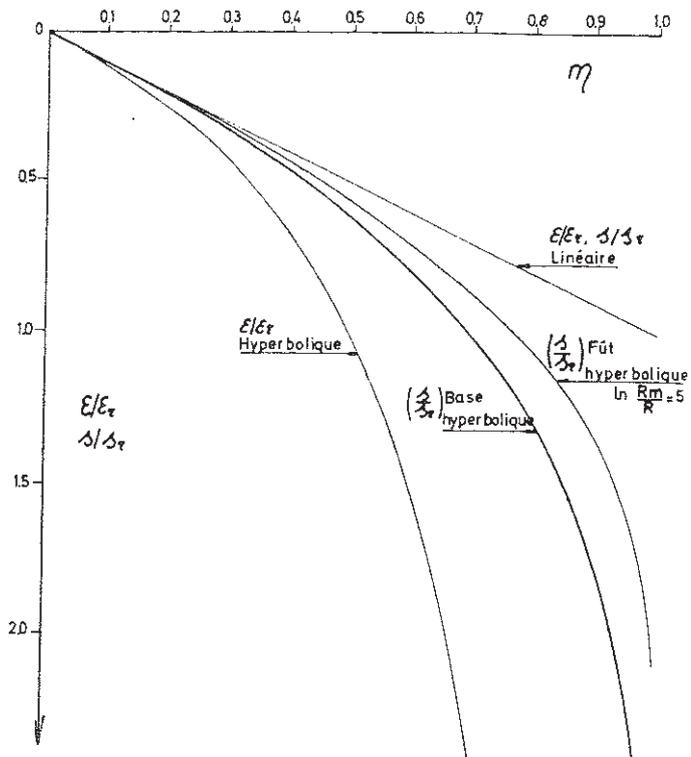


Figure 20 : Lois de comportement hyperbolique et dérivées

Lors de la mise au point de ces modèles, le comportement intrinsèque du milieu modélisé était régi par la loi hyperbolique générale (cf. fig. 20) :

$$\frac{\gamma}{\gamma_r} = \frac{\eta}{1-\eta} \quad (34)$$

avec  $\gamma$  déformation  
 $\gamma_r$  déformation de référence ( $\gamma_r = \tau_f/G_i$ )

$\eta$  taux de mobilisation :  $\eta = \tau/\tau_f$

où  $\tau$  contrainte mobilisée  
 $\tau_f$  contrainte de rupture

$G_i$  module de cisaillement initial (pour  $\gamma \rightarrow 0$ )

L'intégration de cette loi intrinsèque aux conditions géométriques adoptées pour la base et pour le frottement mène aux lois de mobilisation suivantes :

Pour le frottement

$$u_s = \frac{\tau_s R_s}{G_i} \ln \frac{R_m/R - \tau_s/\tau_f}{1 - \tau_s/\tau_f} \quad (35)$$

avec  $\tau_f$  : résistance unitaire ultime au frottement latéral  
 $\tau_s$  : frottement latéral unitaire mobilisé le long du fût

$R_s$  : rayon du fût

Cette loi est représentée à la figure 20 pour  $\ln R_m/R = 5$ .

On a posé  $\eta_s = \frac{\tau_s}{\tau_f}$  pour exprimer le taux de mobilisation au frottement latéral.

Pour la base (36)

$$u_b = \frac{q_r R_b}{E_i a} \frac{\sqrt{\eta_b}}{2} \ln \frac{1 + \sqrt{\eta_b}}{1 - \sqrt{\eta_b}}$$

avec

$q_r$  : résistance unitaire ultime à la base

$R_b$  : rayon de la base

$E_i$  : module de compression initial

$\eta_b = \frac{q}{q_r}$  : taux de mobilisation de la résistance à la base.

Cette loi est également représentée à la figure 20.

Il est intéressant également de faire intervenir la notion de déformation de référence :

$$\gamma_r = \tau_s / G_i \quad (37)$$

$$\varepsilon_r = q_r / E_i$$

La déformation de référence est la déformation sous laquelle le matériau atteindrait la rupture s'il était considéré comme parfaitement linéaire.

Cette notion qui se présente dans d'autres approches sous la grandeur inverse d'indice de rigidité (Vesic, 1972) est illustrée à la figure 20. Par application de ces définitions, on en arrive à déterminer des déplacements de référence :

$$\text{pour le frottement : } u_{sr} = \gamma_r R_s \ln \frac{R_m}{R} \quad (38)$$

$$u_{br} = \frac{\varepsilon_r \cdot R}{a}$$

Si l'on veut établir une prédiction du comportement statique ou dynamique au départ des essais de pénétration statique, il y a lieu d'établir les paramètres essentiels du modèle de comportement au départ des données fournies par cet essai statique. Une approche que Franki a eu l'occasion d'éprouver favorablement sur plusieurs sites consiste à utiliser pour les pieux battus les méthodes de De Beer (1971-1972), (1982) pour respectivement l'estimation de la résistance à la base et l'estimation du frottement latéral ultime au départ des valeurs de la résistance au cône. En ce qui concerne les modules initiaux, A. Holeyman (1984) propose :

$$E_i = 15 \text{ à } 20 q_c, \text{ moyenne sous 3 diamètres sous la base}$$

$$G_i = 8 q_c, \text{ pour la loi du frottement latéral.}$$

Pour les pieux autres que les pieux battus à refoulement, il y a lieu d'utiliser des facteurs correcteurs, et sur la résistance à la base et au frottement latéral, et sur les modules initiaux de déformation.

#### B.4. REALISATION DE L'ESSAI ET MESURES

##### B.4.1. Dispositif de mise en charge

Afin de soumettre un pieu à des efforts dynamiques, il est nécessaire d'approprier la tête du pieu. Pour les pieux moulés dans le sol, une tête en béton armé doit être prévue pour recevoir l'impact (cf. fig. 21). Celle-ci est coulée après excavation éventuelle et recépage de la partie supérieure du fût. Elle peut faire typiquement 1.5 m de haut et le ciment utilisé est à prise rapide de manière à obtenir une résistance comparable à celle du fût au moment de l'essai, c'est-à-dire en général 3 à 5 jours après gâchage. L'idéal est de dimensionner la tête cylindrique (diamètre, armatures) de manière à obtenir une impédance égale à celle du fût. Dans le cas où la différence d'impédance est sensible il y a lieu d'effectuer une correction sur les mesures de déformation réalisées sur le dé dont les dimensions et caractéristiques peuvent être obtenues avec précision. Il est parfois possible de placer les instruments sur le fût du pieu, mais dans ce cas, il faut que la géométrie de la partie supérieure du fût soit régulière et maîtrisée. Enfin dans le cas d'un pieu préfabriqué (béton, tube acier ou poutrelle) sortant du sol, il n'y a pas besoin d'approprier la tête du pieu.

La sollicitation dynamique est générée par la chute d'un mouton généralement spécialement conçu à cet effet. Il est nécessaire de prévoir un système de guidage et de centrage du mouton par rapport à l'axe du pieu de manière à ce que l'opération puisse se faire en toute sécurité et que la sollicitation soit aussi axiale que possible. Le dispositif utilisé par FRANKI est illustré en coupe schématique à la figure 21 et en photo à la figure 22.

Ce système de guidage est centré sur la tête du pieu au moyen d'un ensemble de vis réglables qui assurent la stabilité du système par la suite.

Ce système qui permet à un mouton de 4 tonnes de tomber de 2 m convient à la plupart des cas (charges dynamiques jusqu'à 10 MN). Il existe d'autres systèmes plus légers (2 tonnes x 1.5 m) ou plus lourds (12 tonnes x 2 m pour des pieux forés de grand diamètre).

Ce système est transportable de pieu à pieu sur chantier au moyen d'une grue qui assure également la manipulation du mouton. On remarquera l'indispensable présence d'un casque dont les caractéristiques de raideur doivent être étudiées de manière à réaliser l'éternel compromis entre d'une part le souhait de délivrer une énergie aussi grande que possible (et

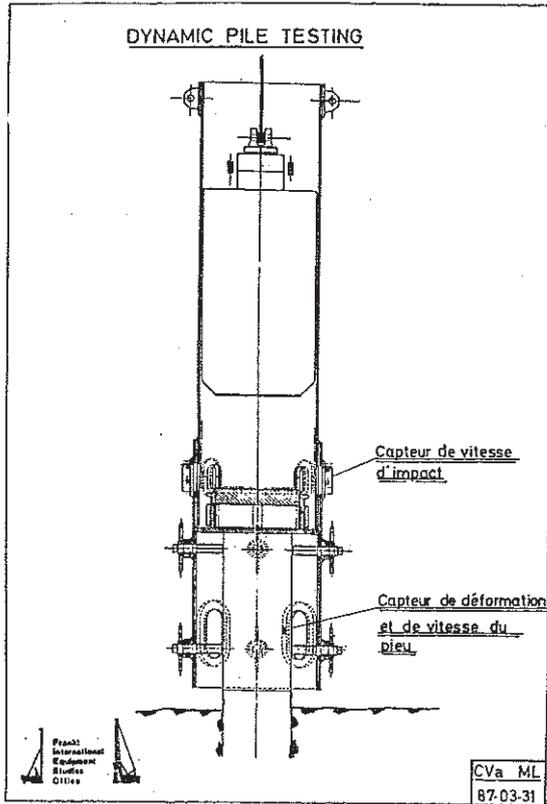


Figure 21 : Dispositif de mise en charge (Franki)

Figure 22 : Photographie du dispositif de mise en charge (Franki)



corollairement d'induire l'enfoncement transitoire du pieu le plus grand possible) et l'impératif de ne pas casser le fût du pieu. Le système complet est mis en place sur la tête du pieu après placement de l'instrumentation.

Le mouton est relevé d'une faible hauteur pour commencer (0.2 m par exemple) et relâché. L'instrumentation est vérifiée sur base de ce signal. A partir de ce moment il est possible de suivre deux procédures : celle du coup unique de grande amplitude et celle de la série de coups d'amplitude croissante puis décroissante.

Le coup unique a l'avantage de ne pas précharger le pieu mais demande une bonne connaissance des paramètres à attendre en termes de force maximale afin de diminuer les risques de chargement trop faible ou inversement de saturation des signaux et de casse du fût. Les séries de coups ont par contre l'avantage de solliciter le pieu à plusieurs niveaux de charge et de pré-charge. Cette stratégie permet de travailler en plus grande sécurité à des niveaux de charge élevés et contrôlés. De plus l'interprétation ne dépend pas d'un seul événement.

#### B.4.2. Instrumentation utilisée

La vitesse du mouton à l'impact peut être déterminée au départ des mesures recueillies par deux capteurs de proximité situés en fin de course. Il est aussi possible de déterminer exactement l'énergie cinétique du mouton disponible à l'impact et donc de s'affranchir des conditions variables de matériel levant et d'opérateur.

Les informations transitoires qui sont recueillies à un niveau situé typiquement 1.5 fois le diamètre de la tête sous le niveau de frappe sont essentiellement de deux types : une information cinématique (mouvement) et une information dynamique (force).

#### Information cinématique (mouvement)

La donnée cinématique principalement utilisée pour les interprétations est la vitesse. Il est possible de mesurer la vitesse au moyen de capteurs linéaires de vitesse (cf. fig. 23). La mesure se base sur le principe que la tension électrique induite dans un bobinage est proportionnelle à la vitesse relative d'un noyau aimanté qui circule en son centre. Cependant, étant donné l'absence de référentiel fixe, il faut prévoir des dispositifs fixés sur la tête du pieu qui permettent de prolonger la chute libre du bobinage (Holeyman 1984). Le référentiel est dans ce cas un corps en chute libre.

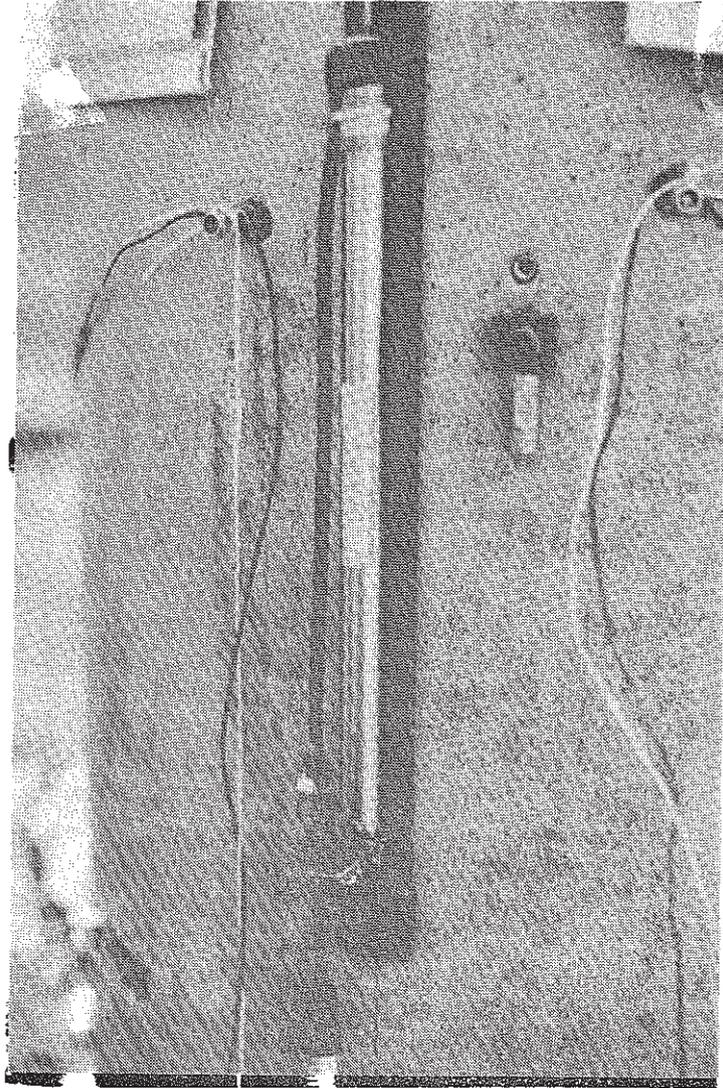


Figure 23 : Capteur linéaire de vitesse (Franki) et accéléromètre piezoélectrique

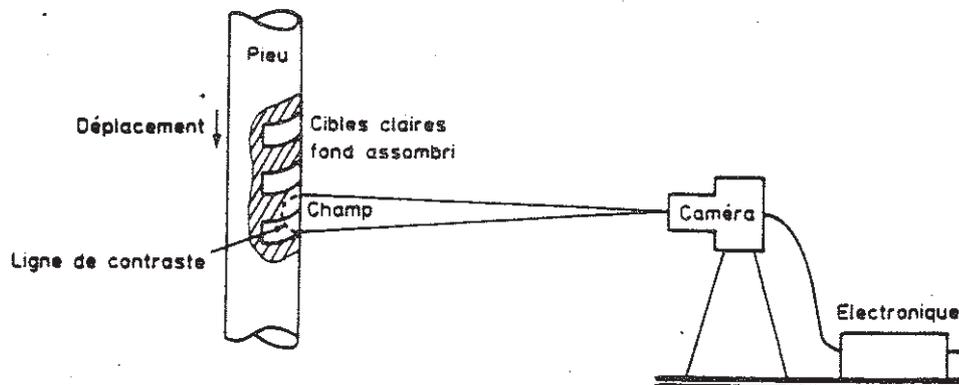


Figure 24 : Capteur opto-électrique de déplacement (Lepert, 1986)

Le moyen le plus répandu et le plus pratique d'obtenir la vitesse est de mesurer l'accélération et de l'intégrer au cours du temps. Les accéléromètres ne contiennent pas de partie mobile et ne nécessitent pas un référentiel. La mesure de l'accélération se base sur l'effort d'inertie ( $F = ma$ ) induit sur une masselotte agissant sur un élément capable de mesurer cet effort. A cet égard certains capteurs utilisent soit un quartz piezoélectrique, soit un pont extensométrique.

Dans le premier cas, la mesure se base sur le principe que les variations de charges électriques induites aux extrémités du quartz sont proportionnelles aux variations de déformation et donc à l'effort auquel il est soumis.

Dans le second cas, la mesure se base sur le principe que la variation de résistance d'un élément solidaire d'un corps élastique est proportionnelle à l'amplitude du champ de déformation affectant ce corps et donc à l'effort auquel il est soumis.

Etant donné que dans ce cas la vitesse s'obtiendra par intégration, il faudra veiller à obtenir une chaîne de mesure dont la bande passante est la plus étendue possible et idéalement du DC à 10, voire 50 kHz. Les capteurs piézoélectriques sont par essence inaptes à mesurer une composante continue et l'intégration des signaux qu'ils produisent conduit à des problèmes de dérive. Les capteurs à pont extensométrique, qui permettent la mesure d'une composante continue (DC) sont plus récents et moins éprouvés.

Bien que les écarts de vitesse entre en deux points diamétralement opposés de la tête du pieu soient faibles, il est généralement préférable de réaliser la moyenne de ces deux mesures afin de s'affranchir des problèmes d'excentricité de la charge.

La double intégration de l'accélération donne en principe l'enfoncement transitoire du pieu. Cependant les problèmes de dérive se posent et il est utile de compléter la saisie d'information cinématique par une mesure de déplacement. Celle-ci nécessite un référentiel stable, placé sur le sol à une certaine distance du pieu et un élément solidaire du pieu. Plusieurs principes de mesure sont disponibles, mais celui qui semble le plus répandu est celui de la caméra opto-électronique qui mesure le niveau de lumière réfléchi par une plaquette à haut contraste de réflexion (cf. fig. 24). La variation de position du pieu affectera le potentiel de réflexion du champ fixe visé par la caméra. Les mesures sont significatives jusqu'au moment où le train d'ondes se propageant dans le sol atteint la station de mesure (typiquement jusqu'à 30-50 ms).

Enfin il est utile de mesurer l'enfoncement permanent du pieu après chaque coup, au moyen d'un niveau de haute précision.

#### Information dynamique (Force)

Après quelques tentatives infructueuses de mesure directe de l'effort transmis à la tête du pieu par dynamomètre, la mesure indirecte de l'effort par pont extensiométrique s'est imposée de manière quasi-universelle. Le principe de la mesure est expliquée au paragraphe précédent. Les jauges de contrainte peuvent être collées directement sur le béton ou sur une base mécanique généralement boulonnée sur la tête du pieu (cf. fig. 25).

Pour corriger les effets de flexion, il est absolument impératif d'effectuer la mesure en deux points diamétralement opposés et d'en adopter la moyenne. Si la déformation unitaire du matériau constituant le pieu peut être connue avec précision, l'effort ne peut être obtenu que moyennant l'interprétation de cette déformation. S'il est vital de connaître la section A, il est également nécessaire de connaître le module représentatif du matériau à l'âge considéré puisque la force F est obtenue au moyen de la déformation moyenne  $\epsilon$  par la formule (5) :  $F = \epsilon \cdot E \cdot A$ .

Le module dynamique E peut être obtenu par mesure de la vitesse des ondes dans le matériau constituant la tête de mise en charge.

Lors des essais de mise en charge réalisés pour ce symposium, une grande variété d'instruments de mesure ont été utilisés. Le tableau II donne la liste des instruments utilisés par chacune des firmes intervenantes.

#### B.4.3. Dispositifs d'acquisition

Les capteurs sont alimentés et leurs signaux amplifiés de manière à pouvoir être enregistrés.

Les signaux étaient à l'origine enregistrés de manière analogique sur bande magnétique (1970). Actuellement, les possibilités offertes par l'électronique digitale rend les chaînes d'acquisition et de stockage digitaux de plus en plus attractives. La digitalisation des signaux peut se faire sur site grâce à des installations mobiles (voir photo fig. 26) et les signaux peuvent être interprétés sur place par manipulation mathématiques. Ils peuvent aussi être stockés sur disquettes pour une interprétation ultérieure avec des moyens informatiques plus puissants. La miniaturisation des composants permet d'envisager actuellement des systèmes basés sur certains ordinateurs compatibles et portables.

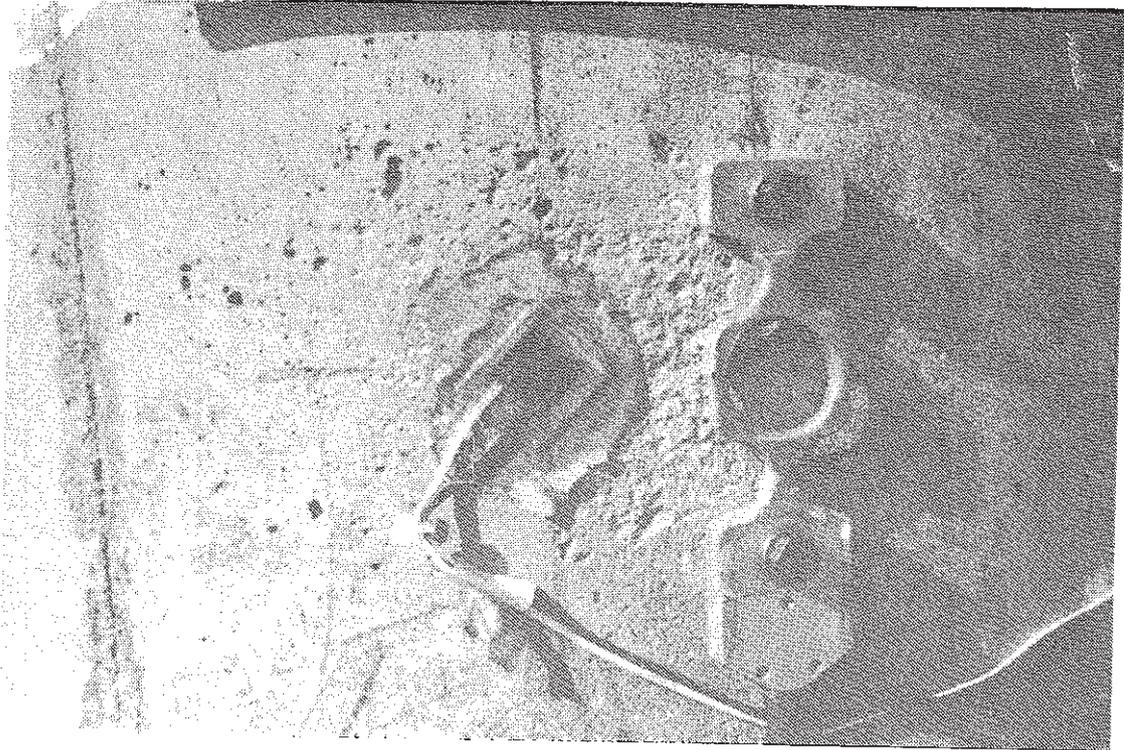


Figure 25 : Capteurs extensométriques



Figure 26 : Dispositif d'acquisition (Franki)

TABLEAU II : Types de mesures réalisées pour les essais

ORGANISATIONS		BALKEN et al.	CEBTP	CSTC	FRANKI	TNO
MESURES						
C I N E M A T I Q U E S	Accéléromètre					
	- piézo	X		X	X	X
	- résist.		X	X		
	Capteur de vitesse				X	
	Enfoncement transitoire		X			X
	Enfoncement permanent		X		X	
D Y N A M I Q U E S	Jauges collées		X	X	X	
	Extensomètres	X			X	X
A C Q U I S I T I O N	Analogique	X				X
	Digitale		X	X	X	X

B.5. INTERPRETATION DES MESURESB.5.1. Interprétation sommaire par manipulation des signaux de force et de vitesse

Revenant à l'équation d'onde fondamentale (2) et à sa solution générale (4) on se rapellera les équations (5) et (6):

$$F = - EA (f' + g') = F\downarrow + F\uparrow \quad (5)$$

$$v = c (- f' + g') = v\downarrow + v\uparrow \quad (6)$$

qui permettent de discocier la partie montante de la partie descendante de l'onde de force :

$$F\uparrow = \frac{1}{2} (F - I.v) \quad (42)$$

$$F\downarrow = \frac{1}{2} (F + I.v) \quad (43)$$

On se rappellera d'autre part les équation donnant l'effet d'une résistance latérale localisée :

$$\Delta F\uparrow = \frac{Q_F}{2} \quad (17)$$

S'il est fait l'hypothèse extrêmement simplificatrice qu'en chaque section du fût, la réaction au frottement latéral est instantanément mobilisée au passage de l'onde descendante, alors le problème de la propagation des ondes peut être résolu analytiquement. Cette hypothèse équivaut pratiquement à supposer que le comportement au frottement latéral est régi par une loi du type rigide-plastique. Dans ce cas, il est possible de montrer que l'intégrale des efforts de frottement latéral mobilisés peut être déduite de la mesure de  $F$  et  $v$  en une section de coordonnée  $z^*$  :

Pour  $t < 2L_M/c$  avec  $L_M = z^*$

$$F(z^*, t) - I.v(z^*, t) = \int_{z^*}^{\frac{1}{2}(z^* + ct)} Q_F(z) dz \quad (44)$$

en particulier, le frottement latéral total  $F_1$  est donné par :

$$F_1 = F \left( z^*, \frac{2L_M}{c} \right) - I.v \left( z^*, \frac{2L_M}{c} \right) \quad (45)$$

Même si l'hypothèse du frottement plastique semble très simplificatrice, les simulations basées sur des modèles plus sophistiqués (cf. sous-titre 3) semblent montrer que cette hypothèse est relativement réaliste, pour autant que la vitesse particulière soit suffisante:  $v > \tau_f / \sqrt{\rho G}$ , ce qui est souvent le cas. Par contre, lorsque la vitesse change de signe, le frottement latéral change également de sens et l'application de la formule conduit à des résultats aberrants. A titre d'exemple, la figure 27 montre comment l'onde réfléchie obtenue par différence de F et de I.v permet d'analyser la répartition des efforts latéraux dynamiques. On peut donc dire que cette interprétation au départ des mesures réalisées en tête permet de donner des informations sur la répartition des termes de résistance qu'un essai de mise ne charge statique ne peut donner que s'il est accompagné d'une instrumentation dans le pieu même.

Si de plus, on fait l'hypothèse que la réaction mobilisée à la base se produit instantanément lorsque la première onde descendante y arrive, alors on peut démontrer (Corté, 1986) que:

$$\frac{1}{2} \{ F(o, t^* + 2L/c) - I.v(o, t^* + 2L/c) + F(o, t^*) + I.v(o, t^*) \} = \int_0^L Q_F dz + Q_B (L, t^* + \frac{L}{c}) \quad (46)$$

Cette équation avait déjà été présentée par Goble sous une forme équivalente au départ d'une autre démonstration, cette formule fut appelée "Case", parce qu'issue du groupe de recherche travaillant à la "Case Western Reserve University" aux USA,

$$Q_D = \frac{1}{2} \{ F ( t^* + \frac{2L}{c} ) + F ( t^* ) \} + \frac{M_p \cdot c}{2L} \{ v(t^* + \frac{2L}{c}) - v ( t^* ) \} \quad (47)$$

avec  $t^*$ : temps pour lequel la vitesse est maximum

$M_p$  : masse du pieu

$Q_D$  : résistance dynamique totale

La résistance statique s'obtient alors après enlèvement du terme dynamique proportionnel à l'amortissement "Case" ( $J_c$ ) :

$$Q_S = Q_D - J_c [ F(t^*) + I.v(t^*) - Q_D ] \quad (48a)$$

ou alternativement par la formule plus récente (Balken, 1987)

$$Q_S = Q_D - J_c [ 2I.v(t^*) - Q_D ] \quad (48b)$$

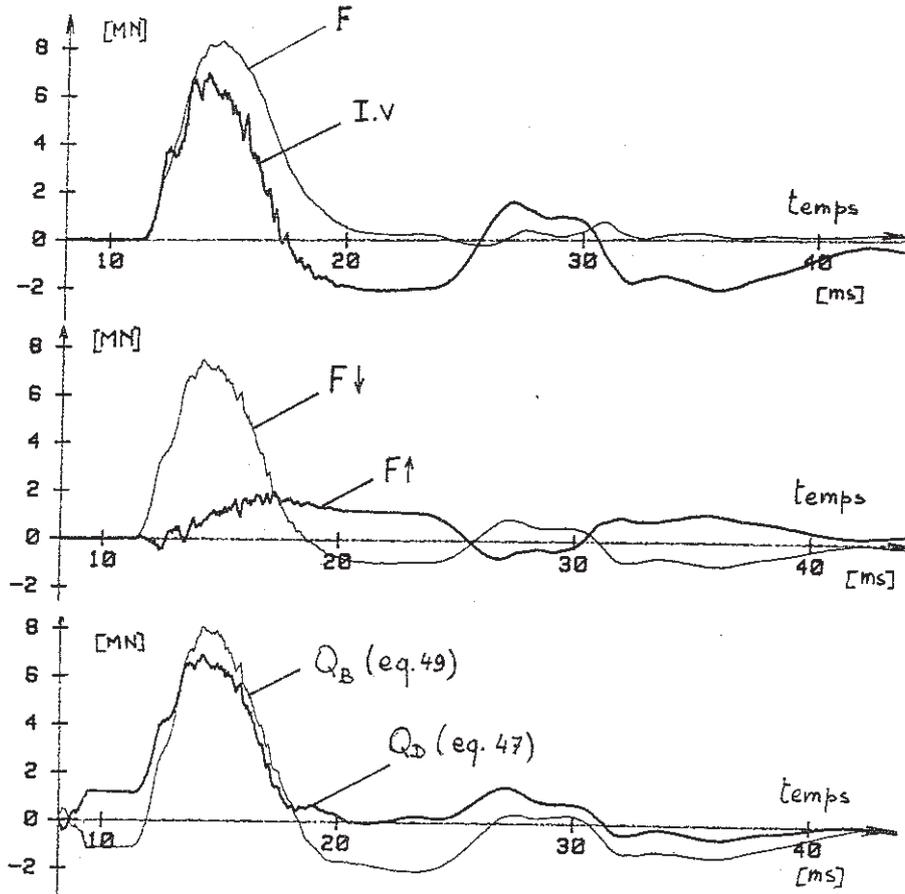


Figure 27 : Manipulation des signaux de force et de vitesse

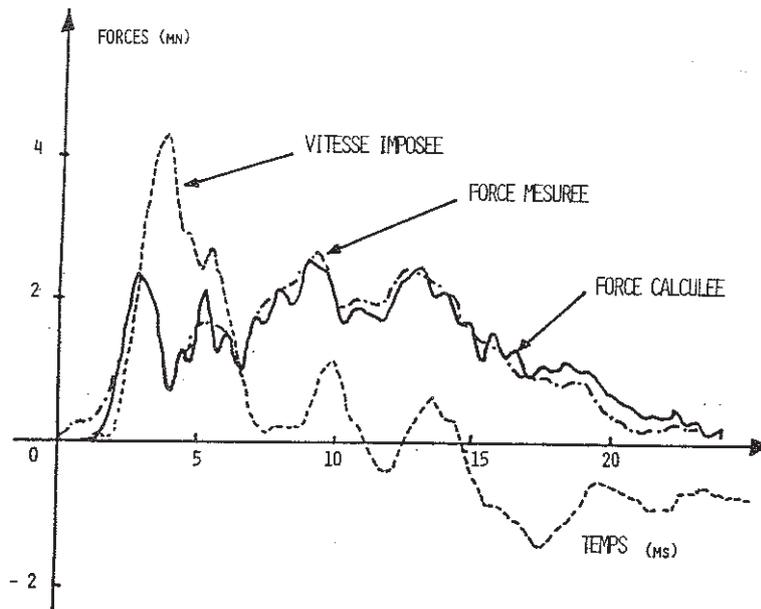


Figure 28 : Ajustement de signaux

On s'aperçoit que l'estimation de la résistance statique dépend assez fortement du choix de la valeur de  $J_C$ . Les incertitudes fixées à ce choix ont été développées au sous-titre 3 (cf. fig. 10).

Si on admet les hypothèses conduisant aux formules (46) et (47), on en arrive à la déduction de la résistance dynamique à la base en simplifiant avec  $L = L_M$  et  $z^* = 0$ , en prenant le maximum de l'expression :

$$Q_B = \frac{1}{2} [F(t) + I.v(t)] - \frac{1}{2} [F(t + \frac{2L}{c}) - I.v(t + \frac{2L}{c})] \quad (49)$$

Si l'hypothèse de la réaction rigide plastique peut être acceptée pour le frottement, l'expérience des analyses plus fines démontre que la mobilisation de la réaction à la base est loin d'être instantanée. Il en résulte que les formules (46) à (49) souffrent d'une erreur d'autant plus grande que la base est de grande dimension et que le sol situé sous la base est mou.

Les promoteurs de la méthode "Case" précisent que les valeurs de la résistance obtenue par cette méthode correspondent au critère de tassement de Davisson, c'est à dire la charge  $Q_M$  sous laquelle l'enfoncement statique  $s_D$  en tête est donné par:

$$s_D = 3.8 \text{ mm} + R/60 + Q_M \cdot \frac{L}{EA}$$

avec  $R$  : rayon de la base du pieu.

Cette définition reste conventionnelle et cache une certaine dose d'empirisme. Lorsque plusieurs coups sont donnés, les formules (44) à (49) ont tendance à donner des résultats d'autant plus élevés que l'énergie du coup est élevée. On peut en déduire par là que les résistances produites sont dépendantes du taux de mobilisation des réactions. C'est pourquoi il peut être intéressant de porter les points obtenus pour plusieurs coups en fonction de l'enfoncement maximal transitoire mesuré.

Cependant, parce que ces formules sont simples à obtenir, elles sont régulièrement évaluées sur site et peuvent donner des indications utiles pour une analyse plus fine effectuée en chambre.

#### B.5.2. Interprétation sur base des formules de battage

On peut nourrir certains espoirs de voir des formules de battage gagner en fiabilité lorsque l'on utilise les informations mesurées précisément lors de l'essai de mise en charge dynamique. En particulier la formule de Hiley peut être réécrite sous la forme :

$$Q_H = \frac{1}{F.S.} \frac{\text{Enthru}}{s + \frac{1}{2} s_{e1}}$$

avec  $Q_H$  : résistance selon Hiley

FS : facteur de sécurité

Enthru : énergie réellement introduite dans le pieu :

$$\text{Enthru} : \int_0^t F(z)v(z)dz$$

s : refus

$s_{e1}$  : composante transitoire mesurée à l'enfoncement.

Etant donné que les pertes d'énergie dans le sol ne sont pas mobilisées, il faudra en tenir compte dans le facteur de sécurité (cf. chapitre II.A).

### B.5.3. Interprétation sur base de l'admittance mécanique

Il s'agit de l'extrapolation de la méthode d'intégrité au cas de chocs de grande amplitude. En effectuant les transformées de Fourier des signaux de vitesse et de force et en faisant le rapport, on obtient la courbe d'admittance mécanique du pieu. En examinant l'allure de cette courbe pour de faibles fréquences, on peut obtenir une idée de la raideur statique du système. (cf. chapitre II.A).

### B.5.4. Interprétation exhaustive sur base d'une simulation numérique (NUSUMS = Numerical Simulation Using Measured Signals)

La méthode consiste à utiliser un programme ordinateur de simulation de l'équation d'onde et du comportement du sol conjointement avec les résultats de mesures. Le modèle s'arrête supérieurement au niveau de la section de mesure et un des deux signaux mesurés (force ou vitesse) sert de condition à la limite imposée. La vérification s'effectue sur la grandeur complémentaire calculée : si la simulation est correcte et que donc le comportement du sol est réaliste, la grandeur complémentaire (vitesse ou force) calculée au niveau de mesure est semblable, voire confondue, à la mesure.

Si la similitude n'est pas réalisée, les paramètres régissant le comportement du sol sont modifiés jusqu'à ce que l'opérateur estime que l'accord entre le calcul et la mesure devienne satisfaisant. Il s'agit donc d'une procédure d'optimisation d'un grand nombre de paramètres. La solution obtenue n'est ni exacte, ni unique et dépend des critères d'ajustement et de la persévérance de l'opérateur.

La première méthode qui a utilisé le principe de la condition à la limite imposée a été dénommée "CAPWAP" (Goble, 1975). Le principe en a été généralisé par d'autres auteurs qui ont pu ainsi tester la validité de leur propres modèles, puisque la procédure initiale utilisait le modèle de comportement de Smith. Lorsqu'une telle procédure d'interprétation est utilisée, il est donc également nécessaire de préciser la loi de comportement au frottement latéral et à la base (cf. sous-titre 3). Lorsque l'ajustement est jugé satisfaisant (cf. fig. 28), tous les paramètres de comportement ont été calibrés et en particulier les termes de résistance statique. On connaît donc la répartition de la résistance le long du fût et à la base et ainsi que les lois de mobilisation. Il suffit alors de soumettre le pieu mobilisé à un programme de mise en charge statique et le résultat final de l'analyse est une courbe calculée de mise en charge telle que produite lors d'un essai de mise en charge statique.

Les méthodes utilisées par chacune des firmes participant aux essais dynamiques de Gand en mai 87 sont reprises dans le tableau III.

TABLEAU III : METHODES D'INTERPRETATION

Méthode d'interprétation	BALKEN	CEBTP	LCPC	FRANKI	TNO
Manipulation des signaux de force et de vitesse	—	x	x	x	x
Formules de battage	—	—	—	Hiley avec FS = 2	—
Impédance mécanique	—	—	—	oui	—
Simulation numérique	Résistance statique élasto-plastique	—	Résistance: patin rigide plastique couplé à ressort et dash pot	Solide équivalent à la base	Smith ou Case étendu
Modèle utilisé	Amortissement linéaire $J_c=0.1-0.3$			patin rigide plastique couplé à ressort et dash-pot non linéaire	
Schéma d'intégration	Intégration explicite		Méthodes des caractéristiques	Intégration explicite	Méthode des caractéristiques

B.6. CONCLUSION

Les essais de mise en charge dynamique de pieux nécessitent la maîtrise d'un certain nombre de techniques de calcul, de mesure et d'interprétation. Il est actuellement acquis que l'équation d'onde est la base nécessaire à l'analyse de phénomènes entrant en jeu lors de la sollicitation dynamique d'un pieu. Si le comportement du pieu lui-même ne pose pas de problème, il n'en va pas de même de la fiabilité des modèles utilisés pour décrire le comportement du sol. A cet égard de nombreux progrès sont intervenus ces cinq dernières années pour rendre à la mobilisation des réactions du sol un sens physique plutôt que de donner le moyen strict d'ajuster des paramètres mathématiques. Malgré ces progrès importants, il reste du chemin à faire pour mieux quantifier le rôle de la vitesse de rupture dans l'estimation de la charge de rupture.

La réalisation d'essais de mise en charge dynamique est plus rapide et plus économique que celle d'essais de mise en charge statique. Par contre, les exigences au niveau de la mesure et des chaînes d'acquisition et d'intégration sont nettement plus élevées. Les résultats obtenus par interprétation sur site des signaux enregistrés sont tout au plus indicatifs et il est nécessaire de recourir à une analyse plus détaillée par ordinateur si l'on veut disposer de mesures plus fiables. Les paramètres que l'on peut attendre d'une telle analyse sont par ordre décroissant de fiabilité le frottement latéral et sa répartition, la raideur de la réaction à la base, la raideur au frottement latéral et la résistance ultime à la base. Certaines méthodes de prédiction sur le comportement d'un pieu sous charge statique vont jusqu'à proposer une courbe de mise en charge.

Au fur et à mesure que ces méthodes d'essai et de contrôle se répandront augmentera la fiabilité des résultats.

B.7. BIBLIOGRAPHIE

APPENDINO M., (1977), "Analysis of Data from Instrumented Driven Piles" IXth I.C.S.M.F.E. Tokyo 1977, vol. 1, pp. 359-370.

APPENDINO M., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., (1979), "Pore Pressure of NC Soft Silty Clay Around Driven Displacement Piles", Recent Developments in the Design and Construction of Piles, ICE, pp. 169-175, London.

BEA R.G., (1982), "Soil Strain Rate Effects on Axial Pile Capacity", 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling - Austin, April 1982, pp. 107-132.

CHOW Y.K., (1981), "Dynamic Behaviour of Piles", Ph.D. Thesis, University of Manchester.

CORTE J.F., (1986), "Interprétation des signaux transitoires recueillis lors du battage des pieux", Bull. Liaison Labo P. et ch. 145, sept.-oct. 1986, pp. 13-20.

COYLE H.M., GIBSON G.C., (1970), Empirical damping constants for sands and clays, J. SMFD Proc. ASCE, Vol.96, n° SM3, pp. 949-965.

COYLE H., LOWERY L. and HIRSH T., (1977), "Wave Equation Analysis of Piling Behaviour", Chap. 8, (pp. 272-296) of "Numerical Methods in Geotechnical Engineering" by Desai S. and Christian J. - Wiley and Sons - New York.

DAYAL U. & Allen J.H., (1973), "Instrumented Impact Cone Penetrometer" Canadian Geotechnical Jrnl., vol. 10, n° 3, 1973, pp. 397-409.

DAYAL U. & REDDY D.V., (1980), "Low Velocity Projectile Penetration of Clay", Jrnl. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE 106, N° GT8, pp. 919-937.

DE BEER E. (1971-1972), "Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration", Annales des Travaux Publics de Belgique, n°s 4, 5, et 6.

DE JOSSELIN DE JONG G., "Wat Gebeurt er in de grond tijdens het heien", De Ingenieur, 25:B77-88, 1956.

DE ST. VENANT B., (1867), "Mémoire sur le choc de deux barres élastiques", Jrnl. Math. (Liouville), pp. 237-375.

- DUNCAN J.M. and CHANG C.Y. (1970), "Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils", Jrnl. Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 96, N° SM5, September 1970, pp. 1629-1653.
- FELLENIOUS B.H. & HAAGEN T., (1969), "New Pile Force Gauge for Accurate Measurements of Pile Behaviour during and following Driving", Canad. Geot. J. 6, 1969, N° 3, pp. 356-362.
- FERAHIAN R.H., (1977) "Static Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements", Proc. Instn Civ. Eng., Part. 1, Nov. 1977, pp. 655-662.
- FISHER H.C. (1959-1960), "On Longitudinal Impact", (I to VI), Applied Scientific Research, The Hague, (Vol. VIII, (pp. 105-139) 1959 - Vol. III (pp. 9-42), Vol. IX (pp. 93-139 and 213-274), 1960).
- FUNSTON N.E. & HALL W.J., (1967), "Footing Vibration with Nonlinear Subgrade Support", Jrnl. SMFD, proc. ASCE, Vol. 93, N° SM5, Sept. 1967 Part I, pp. 191-211.
- GIBSON G.C. & COYLE H.M., (1968), "Soil Damping Constants Related to Common Soil Properties in Sands and Clays", Texas A & M University, Research Report Number 125-1, Sept. 1968.
- GLANVILLE W.H., GRIME G., FOX E.N. & DAVIES W.W., (1938), "An Investigation of the Stresses in Reinforced Concrete Piles During Driving", Building Research Board, Technical paper N° 20, London 1938.
- GOBLE G.G. & RAUSCHE F., (1970), "Pile Load Test by Impact Driving", Hwy Res. Record N° 333 (1970), pp. 123-129.
- GOBLE & ASSOCIATES, INC. PILE DYNAMICS, INC., (1975), "Bearing Capacity of Piles from Dynamic Measurements" Final Report, March 1975.
- HALL J.R., J.r. & RICHARD, F.E., Jr., (1963), "Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89, N° SM6, Proc. Paper 3695, Nov., pp. 27-56.
- HARDIN B.O. & (1965), "The Nature of Damping in Sands", Jrnl. Soil Mech. and Found Div., Proc. ASCE, Vol. 91, N° SM1, Jan., pp. 63-97.

HEEREMA E.P., (1979), Relationship between wall friction, displacement velocity and horizontal stress in clay and in sand for pile driveability analysis, Ground Engng 1979, vol. 12, n° 1, pp. 55-61.

HOLEYMAN, A., "Contribution à l'étude du comportement transitoire non-linéaire des pieux pendant leur battage". Thèse présentée en vue de l'obtention du grade légal de Docteur en Sciences appliquées, Université Libre de Bruxelles, Avril, 1984, 584 pages.

HOLEYMAN, A., "Friction Behaviour of Piles During Driving", Symposium on Geotechnical Aspects of Mass and Material Transportation, December 3-7, 1984, AIT, Bangkok, pp. 34-56.

HOLEYMAN, A., "Unidimensional modellization of dynamic footing behaviour", XIth I.C.S.M.F.E., San Francisco, 12-16 August, 1985, pp. 761-765.

HOLEYMAN, A., "Dynamic non-linear skin friction of piles", Proceedings of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, 10 August 1985, Vol. 1, pp. 173-176.

HOLEYMAN, A., "Static Versus Dynamic pile bearing capacity", Discussion to session 4, Proceedings of International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, 10 August 1985, Vol. 2, pp. 80-82.

HOLEYMAN, A., "Influence of Soil Conditions on the Possibility of Pile Driving and Maximum Depth of Penetration", Chairman report on session 2, Proceedings of the International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, 10 August 1985, Vol. 2, pp. 16-22.

HOLLOWAY D.M., CLOUGH G.W. & VESIC A.S., (1975), "The Mechanics of Pile-Soil Interaction in Cohesionless Soils", Duke Soil Mechanics Series N° 39.

JANSZ J.W., VOITUS VAN HAMME C.E.J.S.L., GERRITSE A. & BOMER H., (1976), "Controlled Pile Driving above and under Water with a Hydraulic Hammer", Offshore Technology Conference, Dallas, Texas 1976, Paper Number OTC 2477.

KONDNER R.L., (1963) "Hyperbolic Stress strain Response : cohesive soils", Jrnl. Soil Mech. Found. Div., ASCE Vol. 89, N° S1, January 1963, pp. 115-143.

KUHLEMEYER R.L., "Vertical Vibration of Piles", (1979), J. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE 105 N° GT2, Feb. 1979, pp. 273-287.

KUMMEL (1978), "Rammformeln" : Note technique Delmag - Bestell Nr. : ZRD - 02014-0.

LEPERT P., (1986), "Un exemple d'analyse de mesures effectuées lors du battage de pieux", Bull. liaison Labo P. et ch. - 145, sept.-oct. 1986, pp. 21-30.

LITKOUHI S. & POSKITT T.J., (1980), "Damping Constants for Pile Driveability Calculations", Géotechnique 30(1), pp. 77-86, 1980.

LO K.Y. & STERMAC A.G., (1965), Induced pore pressures during Pile driving operations, proc. 6th Int. Conf. (Montreal), Vol. 2, pp. 285-9.

LYSMER J. & RICHART F.E., (1966), "Dynamic Response of Footing to Vertical Loading", J. SMFD Proc. ASCE, Vol. 92, S1, pp. 65-91.

LYSMER J., KUHLEMEYER R.L., (1969), "Finite Dynamic Model for Infinite Media", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, N° EM4, Proc Paper 6719, Aug. 1969, pp. 859-877.

MASSARSCH K.R. & B.B. BROMS, Fracturing of Soil caused by Pile Driving in Clay, Proc. IXth I.C.S.M.F.E., Tokyo, Vol. 1, pp. 197-200.

NEWMARK N.M., (1959), "A method of computation for structural dynamics", Jrnl. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 85, N° EM3, pp. 67-94.

NOGAMI T. & KONAGAI K., (1987), "Dynamic Response of Vertically Loaded Nonlinear Pile Foundations", Jrnl. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No 2., Feb. 1987, pp. 147-160.

NOVAK M. & BEREDUGO Y., (1972), "Vertical Vibration of Embedded Footings", Jrnl. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 98, n° S12, Dec. 1972, pp. 1291-1310.

PARSONS J.D., (1966), "Piling Difficulties in the New York Area", Jrnl. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, S1, Proc. paper 4617, vol. 22, Jan. 1966, pp. 43-64.

- RAMEY G.E. & HUDGINGS A.P., (1977), "Sensitivity and Accuracy of the Pile Wave Equation", Ground Engineering, Volume 10, n° 7, oct. 1977, pp. 45-47.
- RAMEY G.E. & JOHNSON R.C., (1979), "Relative accuracy and modification of some dynamic pile capacity prediction equations", Ground Engineering, September 1979, pp. 47-52.
- RANDOLPH M. F. and WROTH C.P., (1978), "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles", ASCE, Jrl. of the Geotechnical Division, Vol. 104, N° GT12, December 1978, pp. 1465-1488.
- RANDOLPH M.F., CARTER J.P. & WROTH C.P., (1979), "Driven Piles in Clay - The effects of Installation and Subsequent Consolidation", Géotechnique 29 (1979), N° 4, pp. 361-393.
- RAUSCHE F., MOSES F. & GOBLE G.G., (1972), "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics" Jrl. of the Soil Mech. Found Div., N° Sm9, September 1972, pp. 917-939.
- RICHART F., HALL J. & WOODS R., (1970), "Vibration of Soils and Foundations", Prentice-Hall (414 p.).
- SEED H.B. and LUNDGREN R., (1954), "Investigation of the effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sands", Proceedings ASTM, Vol. 54, pp. 1288-1306.
- SEED H.B. and IDRIS I.M., (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report N° EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- SMITH E.A.L., (1960), "Pile Driving Analysis by the Wave Equation", Jrl. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 86, N° SM4, Aug. 1960, pp. 35-61.
- SMITH I.M. and CHOW Y.K., (1982), "Three Dimensional Analysis of Pile Drivability", 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, April 1982, pp. 1-19.

SØRENSEN T. & HANSEN B., (1957), "Pile Driving Formulae - An investigation based on Dimensional Considerations and a Statistical Analysis", IVth I.C.S.M.F.E., London, paper 3b/13, Vol. II, pp. 61-65.

TIMOSHENKO S.P. & GOODIER J.N., (1961), "La propagation des vibrations dans les milieux élastiques solides" Chapitre XV, pp. 473-96, Art. 168 in Theory of Elasticity, Mc Graw-Hill, New York (1961).

VESIC A.S., BANKS D.C. & WOODARD J.M., (1965), "An Experimental Study of Dynamic Bearing Capacity of Footings on Sand", VIth I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol.II, pp. 209-213.

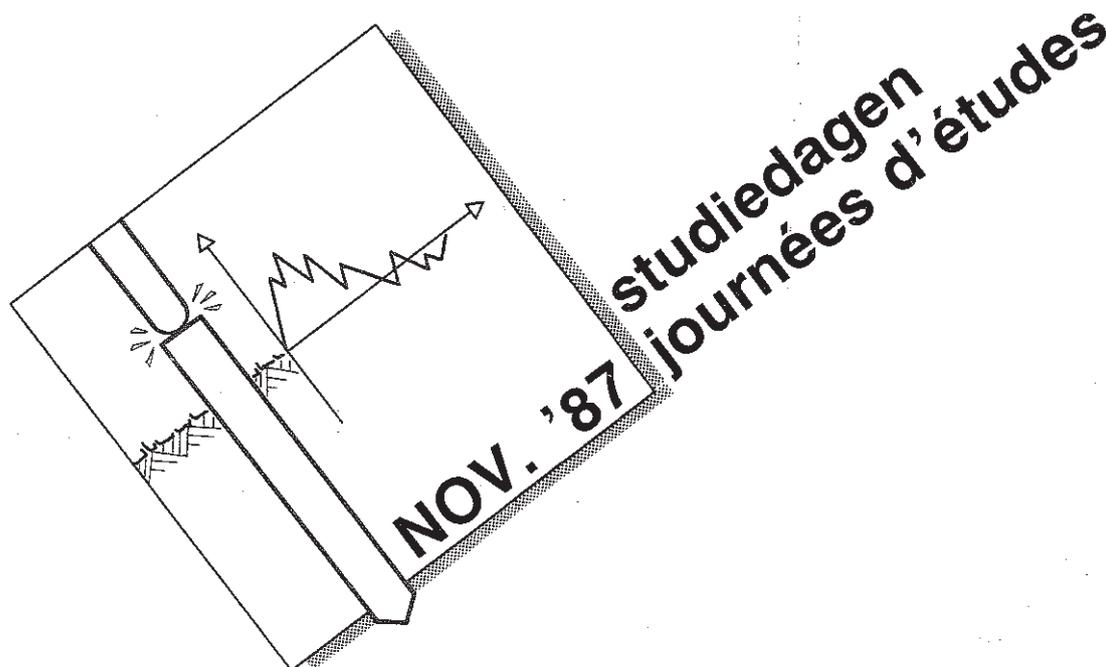
VESIC A.S., (1972), "Expansion of Cavities in infinite Soil Mass", Jrnl. of th S.M. F. Div., ASCE - March 1972.

WANG W.L., (1971), "Low Velocity Projectile Penetration", Jrnl. Soil Mech. & Found. Div., ASCE, vol. 97, N° SM12, proc. paper 8592, Dec. 1971, pp. 1635-1955.

YANG N.C., (1956), "Redriving Characteristics of Piles", Jrnl. Soil Mech. and Found Div., ASCE, vol. 82, N° SM3, proc. paper 1026, July 1956.

YANG N.C., (1970), "Relaxation of Piles in Sand and Inorganic Silt", Jrnl. Soil Mechanics and Foundations Division, proc. ASCE, March 1970, Vol. 96.

ZIENKIEWICZ O.C., CHANG G.T. & BETTESS P., (1980), "Drained", Undrained, Consolidation and Dynamic Behaviour Assumption in soils", Géotechnique 30, 1980, N° 4, pp. 385-395.



**ESSAIS DYNAMIQUES DE PIEUX**  
intégrité et capacité portante

**DYNAMISCH BEPROEVEN VAN PALEN**  
integriteit en draagvermogen

**PILE DYNAMIC TESTING**  
integrity and bearing capacity

## TABLE DES MATIERES

I.	INTRODUCTION	Page I-1
II.	THEORIE DES ESSAIS DYNAMIQUES	
	A. Intégrité	II-1
	A.1. Introduction	II-1
	A.2. Ondes longitudinales dans une barre mince élastique	II-2
	A.3. Ondes longitudinales affectant des pieux dans le sol	II-28
	A.4. La méthode de l'écho	II-31
	A.5. Réponse harmonique	II-35
	A.6. La méthode de l'admittance mécanique	II-45
	A.7. Conclusion et remerciements	II-47
	A.8. Bibliographie	II-48
	B. Capacité portante	II-50
	B.1. Introduction	II-50
	B.2. Comportement dynamique du pieu	II-50
	B.3. Comportement du sol	II-62
	B.4. Réalisation de l'essai et mesures	II-83
	B.5. Interprétation des mesures	II-91
	B.6. Conclusion	II-97
	B.7. Bibliographie	II-98
III.	DONNEES DE BASES DU PROGRAMME D'ESSAIS	
	A. Situation	III-1
	B. Reconnaissance géotechnique	III-1
	C. Types de pieux	III-1
	D. Firmes participantes	III-2
	E. Calendrier des essais	III-3
IV.	ESSAIS D'INTEGRITE	
	A. Règles du jeu	IV-1
	B. Rapports des firmes participantes	IV-3
	C. Caractéristiques spécifiques des pieux	IV-43
	D. Comparaison et conclusions	IV-46
	E. Bibliographie	IV-62
V.	ESSAIS DE MISE EN CHARGE DYNAMIQUES	
	A. Règles du jeu	V-1
	B. Rapports des firmes participantes	V-6
	C. Résultats de la mise en charge statique	V-87
	D. Comparaison et conclusions	V-100
VI.	CONCLUSIONS GENERALES	VI-1