comportement des fondations sous sollicitation sismique

behavior of foundations under seismic loading

A. PECKER

Gérant de ou, Géodynamique et Structure*

Maître de Conférence à l'E.N.P.C.

Résumé

Le comportement des fondations sous sollicitation sismique est abordé sous l'aspect des déformations cycliques réversibles et des déformations non linéaires. Le calcul des déformations réversibles fait appel à la notion d'impédance de la fondation dont l'évaluation repose sur des concepts théoriques bien établis. Le développement des méthodes de calcul numérique permet de calculer, pour des sols stratifiés, les impédances des fondations superficielles, enterrées, profondes. Les quelques expériences réalisées, soit sur modèle réduit, soit en vraie grandeur, montrent un bon accord entre valeurs théoriques et valeurs expérimentales.

Vis-à-vis des déformations non linéaires, la situation est totalement différente; les problèmes de décollement et glissement des fondations peuvent être abordés de façon simple et rationnelle. Par contre, il n'existe aucune théorie approuvée, simple de mise en œuvre, permettant d'évaluer la capacité portante ou les tassements irréversibles d'une fondation sous séisme. Les exemples vécus lors de séismes récents ayant montré la réalité de ce problème, un effort de recherche important doit être fait dans cette direction.

Abstract

The behavior of foundations under seismic loading is described in terms of elastic cyclic deformations and in terms of non linear deformations. Computation of elastic cyclic deformations is based upon well-established theories giving rise to the notion of foundation impedance. With the development of numerical methods, impedance functions can be evaluated for layered soil deposits and for shallow, embedded and deep foundations. Experimental results obtained either on scaled models or on actual foundations show a good agreement between experimental and theoretical values.

With regards to the non-linear deformations, the situation is totally different; uplift and sliding of foundations can be dealt with on a rational and simple basis. On the other hand, no well-established, easy to handle theory exists for the evaluation of the bearing capacity and permanent settlements of foundations under seismic loading. Actual examples from recent earthquakes have demonstrated the reality of this problem and further investigations should be undertaken in that area.

* 6, rue Eugène-Oudiné, 75013 Paris.

Lorsqu'en mécanique des sols on aborde le problème du comportement des fondations sous chargement statique, il est d'usage de distinguer le comportement à rupture de celui avant rupture.

La première approche consiste à évaluer la capacité portante de la fondation ; la seconde s'intéresse au tassement de celle-ci. La classification que nous retiendrons pour évaluer le comportement des fondations sous chargement dynamique, et plus particulièrement sismique, diffère de celle de la mécanique des sols classique. Elle a une origine plus mathématique que physique et a pour conséquence le fait que seule une des deux classes de problèmes envisagés ci-dessous a été abordée de façon satisfaisante.

1. CLASSIFICATION DES MÉTHODES D'ÉVALUATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES FONDATIONS

Cette classification, dictée par l'avancement de l'état des connaissances, distingue ce qui a trait au comportement élastique réversible de ce qui est comportement irréversible.

L'étude du comportement élastique réversible a pour but d'évaluer les déformations cycliques pendant la durée d'application des sollicitations. Cette étude débouche usuellement sur la définition pour la fondation, d'une impédance qui représente pour chaque degré de liberté, l'interaction dynamique entre le sol et la fondation. L'introduction de l'impédance permet une modélisation aisée de l'interaction sol-structure pour l'évaluation de la réponse dynamique du bâtiment supporté.

Cette classe de problèmes a fait l'objet d'études approfondies depuis une vingtaine d'années et l'état des connaissances est maintenant très avancé. Il est lié au développement des théories de l'élastodynamique et des méthodes numériques. Par ailleurs, les hypothèses de linéarité permettent de simplifier la modélisation du comportement du sol (voir paragraphe 2.) et de faire largement appel à des méthodes de superposition dans l'évaluation de la réponse du bâtiment. Il est actuellement possible d'aborder la réponse de fondations superficielles de formes quelconques, de fondations enterrées et même depuis peu, de pieux isolés ou en groupe.

Si l'étude du comportement élastique de la fondation est principalement orientée vers l'évaluation de la réponse dynamique du bâtiment, l'étude du comportement irréversible a pour objectif d'évaluer les déplacements (tassements) irréversibles de la fondation et sa capacité portante sous chargement dynamique. Il existe cependant d'autres formes de non-linéarités qui peuvent affecter grandement la réponse du bâtiment comme le glissement ou le décollement partiel de la fondation sous l'effet des efforts sismiques (effort horizontal et moment).

Aucun de ces problèmes ne peut être abordé par les méthodes utilisées pour les problèmes linéaires pour

lesquelles, en utilisant la propriété de linéarité, il est largement fait appel à des méthodes de superposition. La solution à ces problèmes passe nécessairement par un traitement global de l'ensemble sol-fondation-bâtiment avec prise en compte de comportements non linéaires pour le sol ou l'interface sol-fondation. Cette grande complexité fait qu'il n'existe pas actuellement dans la pratique courante de méthodes ayant un fondement théorique, mais de mise en œuvre suffisamment simple, permettant d'évaluer ne serait-ce que la capacité portante d'une fondation sous chargement sismique.

Dans la suite de l'exposé, nous aborderons successivement les deux classes de problèmes énoncés ci-dessus en essayant de dégager l'état d'avancement des connaissances et les grands axes vers lesquels il semble important de concentrer les efforts de recherche.

2. MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DU SOL

Seuls les éléments nécessaires à la bonne compréhension du texte seront rappelés dans ce paragraphe ; pour de plus amples détails concernant le comportement des sols sous chargement sismique, on pourra se reporter à Pecker (1984). Il est bien évident que suivant la classe de problèmes à laquelle on s'intéresse, on aura recours à une modélisation différente du comportement du sol.

2.1. Problèmes linéaires

Pour l'évaluation des déformations cycliques réversibles, le comportement du sol est représenté à l'aide du modèle viscoélastique linéaire équivalent.

Dans ce modèle, les caractéristiques de déformabilité du sol sont représentées par un module de cisaillement sécant et usuellement un coefficient de Poisson ν . Le module sécant G_s est défini par la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle d'hystérésis obtenue pour un cycle complet de chargement (fig. 1). Le caractère dissipatif du sol, traduit par l'apparition d'une boucle d'hystérésis, est représenté à l'aide d'un pourcentage d'amortissement critique équivalent β , égal au quotient de l'aire de la boucle par l'énergie élastique emmagasinée au cours du cycle. En accord avec les données expérimentales, le module G et le coefficient β sont indépendants de la vitesse de sollicitation, ce qui permet de représenter le comportement du sol sous chargement harmonique à l'aide d'un module complexe G^* défini par exemple, par :

$$G^* = G_s [1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}] \quad (1)$$

La loi de comportement sous sollicitation harmonique est analogue à celle de l'élasticité linéaire obtenue en substituant les modules G par les modules complexes définies par l'équation (1). En particulier, sous chargement unidimensionnel, on a :

$$\tau = G^* \gamma \quad (2)$$

où γ est la déformation de cisaillement.

Les non-linéarités du comportement (fig. 1) sont prises en compte en choisissant le module et le pourcentage d'amortissement compatibles avec le niveau moyen de déformation induit. Ce choix s'opère par des calculs itératifs.

Fig. 1. — Courbe effort. Déformation cyclique.

A l'échelle de temps des sollicitations sismiques, la plupart des sols ont, au cours de la sollicitation cyclique, un comportement non drainé. La perméabilité du sol n'est pas suffisante (par rapport à la vitesse d'application des charges) pour permettre un drainage de celui-ci. En conséquence, avec le modèle décrit ci-dessous, on raisonne en contraintes *totales*. Les modules et coefficient de Poisson représentent les valeurs non drainées des paramètres; en particulier pour un sol saturé, on a $\nu = 0,50$.

La formulation définie ci-dessus est parfaitement adaptée à l'étude des problèmes linéaires pour lesquels les méthodes de résolution mathématique font largement appel aux décompositions harmoniques en séries de Fourier (AUBRY et al., 1985).

2.2. Problèmes non linéaires

Pour appréhender les problèmes non linéaires liés au comportement du sol (tassements irréversibles, force portante), il est nécessaire de disposer d'une loi de comportement, c'est-à-dire d'une relation liant le tenseur de contrainte σ , le tenseur de déformation ε , leurs incréments $d\sigma$ et $d\varepsilon$. Cette relation doit être formulée en contraintes *effectives* puisque ce sont ces dernières qui gouvernent le comportement du sol. Une loi de comportement doit refléter l'histoire antérieure des contraintes et déformations subies par le sol, être capable de prédire l'état de déformation (ou de contrainte) engendré par un incrément quelconque de contrainte (ou de déformations) et représenter le comportement du sol depuis les faibles déformations (déformations élastiques) jusqu'à la rupture. De plus, pour être commodément utilisable une loi de comportement doit faire intervenir un nombre restreint de paramètres expérimentaux facilement mesurables par des essais.

On mesure donc toute la difficulté qu'il y a à définir une loi de comportement, ce qui explique la multiplicité de lois proposées dans la littérature. Il n'est pas actuellement possible de dire qu'une loi est supérieure aux autres; chacune a un domaine de validité qu'il importe de connaître pour en faire une utilisation rationnelle.

Compte tenu du fait expérimental déjà mentionné que le comportement du sol n'est pas influencé par la vitesse de chargement, la plupart des lois de comportement utilisées, sont bâties dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité. L'introduction d'un écrouissage cinématique, éventuellement combiné à un écrouissage isotrope, permet de rendre compte de certaines particularités de comportement liées aux chargements cycliques, tels que l'effet Baushinger. Certaines lois font d'autre part appel à des potentiels plastiques multiples définis de façon discrète (PRÉVOST, 1978, 1980) ou de façon continue (HUJÉUX, 1985).

L'exposé détaillé de ces lois dépasse le cadre de cet article et on pourra se reporter aux articles mentionnés pour de plus amples détails.

3. COMPORTEMENT ÉLASTIQUE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE

On s'intéressera d'abord au cas où la fondation est sollicitée par une force directement appliquée puis on montrera comment les résultats obtenus peuvent être utilisés pour l'évaluation de la réponse à une sollicitation sismique.

3.1. Aspect historique

Initialement, l'évaluation de la réponse d'une fondation à une sollicitation dynamique était faite de façon empirique. Ces approches ont donné naissance aux notions de « masse de sol associée à la fondation » ou de « fréquence naturelle réduite » de la fondation (RICHART et al., 1970). Ces notions n'ayant aucun fondement théorique ni physique, ont souvent conduit à des incidents. Parallèlement, la notion de modèle de Winkler dynamique a été introduite (BARKAN, 1962); le sol est représenté par un ensemble de ressorts indépendants. Il est évident que ce modèle peut donner des renseignements utiles pour les faibles fréquences (proches du chargement statique) mais, puisque toute notion de dissipation d'énergie par propagation des ondes émises par la fondation est omise, la réponse au voisinage de la fréquence de résonance ne peut être estimée. L'argument consistant à dire que les fréquences de résonance sont correctement évaluées avec ce modèle est faux car un amortissement élevé, comme celui qui existe pour les modes de translation, affecte la fréquence de résonance; par ailleurs, s'écarter systématiquement de la fréquence de résonance n'est pas toujours possible et peut conduire à une conception beaucoup trop conservatrice de la fondation.

L'utilisation des concepts énumérés ci-dessus semble d'autant moins justifiée que l'on dispose de théories rationnelles pour étudier la réponse dynamique des fondations.

L'étude théorique de cette réponse pour un massif de fondation posé sur un semi-espace trouve son origine dans les travaux de LAMB du début du siècle. REISSNER puis QUINLAN et SUNG ont étudié la réponse à une sollicitation harmonique d'une fondation circulaire posée en surface d'un semi-espace élastique en intégrant la solution de LAMB pour certaines répartitions de contraintes sous la fondation (uniforme, elliptique, parabolique) choisies a priori. En réalité, la répartition de contraintes dépend de la fréquence de la sollicitation et ne présente pas les allures simplifiées envisagées.

Avec l'avènement des méthodes numériques, les premières solutions rigoureuses ont été obtenues par LYSMER (1965) pour des sollicitations verticales puis généralisées à d'autres degrés de liberté ultérieurement par différents auteurs. Ces travaux ont permis de définir la notion d'impédance de la fondation.

3.2. Définition de l'impédance d'une fondation

Considérons une fondation de forme quelconque reposant à la surface d'un milieu semi-infini et soumise à une sollicitation harmonique $P_0 \exp(i\omega t)$ (fig. 2). Outre la sollicitation appliquée, les forces s'exerçant sur la fondation sont les forces d'inertie et les forces de réaction du sol $R(t)$. Il en résulte, en régime stationnaire, un déplacement $Z_0 \exp(i\omega t)$ de la fondation. Associons à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques, de masse nulle. Soit $Z(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à la force appliquée $P(t)$. Par définition on appelle impédance de la fondation le quotient de la force appliquée au déplacement de la fondation sans masse :

$$K = \frac{P(t)}{Z(t)} \quad (3)$$

Il est évident, les forces d'inertie de la fondation étant nulles, que l'impédance est égale au quotient de la réaction $R(t)$ exercée par le sol sur la fondation au déplacement de celle-ci :

$$K = \frac{R(t)}{Z(t)} \quad (4)$$

Dans le cas d'une fondation partiellement enterrée, la réaction $R(t)$ se compose des efforts développés sous la base de la fondation et des efforts développés le long des faces latérales en contact avec le sol.

A partir de l'équation (3) on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement, de torsion. Notons que l'application d'une force horizontale donnant naissance à la fois à un déplacement horizontal et à une rotation, il existe également une impédance couplée rotation-déplacement horizontal ; celle-ci se définit comme le rapport de la force (ou du moment) appliquée à la rotation (ou au déplacement horizontal) résultant.

La considération d'un oscillateur simple à un degré de liberté est utile pour la compréhension de la forme générale prise par les fonctions d'impédance.

Fig. 2. — Réponse d'une fondation à une oscillation harmonique.

La solution générale de l'équation du mouvement d'un oscillateur soumis à une force harmonique d'amplitude P est :

$$Z(t) = \frac{Pe^{i\omega t}}{(k - m\omega^2) + i\omega c} \quad (5)$$

En rapprochant cette équation de l'équation (3), l'impédance dynamique s'écrit alors :

$$K = (k - m\omega^2) + i\omega c \quad (6)$$

Elle se compose d'une partie réelle $K_1(\omega)$ et d'une partie imaginaire $K_2(\omega)$, dépendant toutes deux de la pulsation de la sollicitation. Le déplacement est la somme d'une partie en phase avec la sollicitation, qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système, et d'une partie déphasée de 90° qui traduit les caractéristiques d'amortissement.

En faisant intervenir la pulsation propre $\omega_n = (k/m)^{1/2}$ et le pourcentage d'amortissement critique $\lambda = c/2/(km)^{1/2}$, l'équation (6) peut se réécrire :

$$K = k \left[1 - \left[\frac{\omega}{\omega_n} \right]^2 + i 2 \lambda \frac{\omega}{\omega_n} \right] \quad (7)$$

qui montre que l'impédance peut s'exprimer sous la forme du produit de la raideur statique k par un nombre complexe $k_1 + i\omega c_1$ qui regroupe les caractéristiques dynamiques du système : on le dénomme impédance dynamique. Lorsque la pulsation tend vers 0, l'impédance tend vers la raideur statique k . Les variations de k_1 et c_1 sont données sur la figure 3 en fonction de ω/ω_n .

Les considérations précédentes, relatives à l'oscillateur simple à un degré de liberté, suggèrent que de façon générale le déplacement d'une fondation soumise à une sollicitation harmonique peut être décomposé suivant une composante en phase avec la sollicitation et une composante déphasée de 90° :

$$Z = P_0(f_1 + if_2) e^{i\omega t} \quad (8)$$

Fig. 3. — Impédance dynamique de l'oscillateur simple.

Il en résulte que l'impédance s'écrit sous la forme :

$$K = k_1 + ik_2 \quad (9)$$

avec

$$k_1 = \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} \quad k_2 = \frac{-f_2}{f_1^2 + f_2^2} \quad (10)$$

Il est souvent intéressant de formuler l'expression de l'impédance en faisant ressortir, comme pour l'oscillateur simple, la partie statique k :

$$K = k(k_1 + ik_2) \quad (11)$$

Pour la présentation des résultats donnant les variations des fonctions d'impédance avec la fréquence, il est utile d'introduire une fréquence adimensionnelle a_0 définie par :

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_s} \quad (12)$$

où r_0 désigne une dimension caractéristique de la fondation (rayon pour la fondation circulaire, demi-largeur pour la semelle filante, ...) et V_s une valeur caractéristique de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le demi-espace (vitesse de propagation du milieu dans le cas d'un milieu homogène).

Par analogie avec l'équation (6), l'impédance peut alors s'écrire :

$$K = k(k_1 + ia_0 c_1) \quad (13)$$

k_1 et c_1 sont des paramètres adimensionnels variant avec la fréquence adimensionnelle a_0 .

Considérons le cas d'une fondation rigide, de rayon r_0 , posée à la surface d'un demi-espace élastique, homogène, isotrope. D'après l'équation (11), son impédance pour une sollicitation verticale s'écrit :

$$K = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} (k_1 + ik_2) \quad (14)$$

La réaction du sol sous la fondation a pour expression :

$$R(t) = K Z(t) = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} (k_1 + ik_2) Z(t) \quad (15)$$

Notant que pour une sollicitation harmonique :

$$\dot{Z}(t) = i\omega Z(t) \quad (16)$$

l'équation (15) peut se transformer en :

$$R(t) = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 Z(t) + \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} \frac{k_2}{\omega} \dot{Z}(t) \quad (17)$$

et l'équation d'équilibre dynamique de la fondation de masse m s'écrit alors (HSIEH, 1962) :

$$m\ddot{z} + \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} \frac{k_2}{\omega} \dot{z} + \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 z = P(t) \quad (18)$$

Cette équation est l'équation d'un oscillateur simple à un degré de liberté. Le mouvement de la fondation est celui d'une masse m (masse de la fondation) posée sur un ressort et un amortisseur de caractéristiques :

$$K = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} k_1 \quad C = \frac{4 Gr_0}{1 - \nu} \frac{k_2}{\omega} \quad (19)$$

Ce ressort et cet amortisseur représentent le demi-espace sous-jacent. Ces caractéristiques, qui *dépendent de la fréquence*, incluent les effets de masse, raideur et éventuellement amortissement matériel du demi-espace. L'équation (18) met en évidence le fait que, même dans un demi-espace élastique (G réel), il existe un terme d'amortissement C résultant de la propagation d'ondes depuis la fondation vers l'infini : il s'agit d'un amortissement radiatif qui dépend de la fréquence. A cet amortissement peut se superposer un amortissement matériel indépendant de la fréquence, si le matériau constitutif du demi-espace a des propriétés dissipatives ; dans ce cas G est complexe. La partie réelle de l'impédance représente les effets d'inertie et de raideur ; la dépendance sur la fréquence résulte du terme d'inertie (voir par analogie l'équation 6) tandis que la partie liée à la raideur est indépendante de la fréquence.

3.3. Exemples d'impédance

Une compilation très complète des fondations d'impédance publiées dans la littérature a été présentée par GAZETAS (1983) pour les fondations superficielles. Des résultats analogues existent pour les pieux isolés (ROESSET, 1981).

Nous ne retiendrons ici, à titre d'illustration, que le cas d'une fondation circulaire reposant sur un semi-espace homogène et celui d'un pieu isolé appuyé sur un substratum rigide.

3.3.1. Impédance d'une fondation circulaire à la surface d'un semi-espace

Les valeurs de k_1 et c_1 , correspondant à chaque mode de vibration, sont données sur la figure 4 pour $0 \leq a_0 \leq 8$. L'expression de la raideur statique est également indiquée sur la figure. Les termes de couplage $k_{x\phi}$, $c_{x\phi}$ n'ont pas été représentés car ils sont très faibles et peuvent être raisonnablement négligés.

Fig. 4. — Impédance d'une fondation circulaire sur un semi-espace.

Mis à part les parties réelles k_z et k_θ de l'impédance en translation verticale et en balancement, les autres coefficients sont pratiquement indépendants du coefficient de Poisson. De même les coefficients c_z , c_x , k_x ne varient que faiblement avec la fréquence et on peut, avec une bonne approximation, les considérer constants. Il en est de même pour k_θ , c_θ et c_ϕ dès que $a_0 \geq 2$.

La partie imaginaire de l'impédance correspondant aux modes de translation, c_z et c_x est nettement plus élevée que celle correspondant aux modes de rotation. En d'autres termes, l'amortissement radiatif issu de ces modes est plus important que celui issu des modes de rotation. Ce dernier est d'ailleurs pratiquement nul pour les modes de rotation aux faibles valeurs de a_0 (fondation de dimension réduite ou fréquence d'excitation basse). Dans ce cas, le seul amortissement est apporté par l'amortissement matériel; il est donc important d'en tenir compte. Par contre il peut être négligé devant l'amortissement radiatif pour les modes de translation.

Les résultats de la figure 4 permettent de déterminer, à toute fréquence, le mouvement d'une fondation rigide circulaire reposant à la surface d'un semi-espace. Il est cependant possible, dans le cas du semi-espace, de simplifier plus avant la détermination de ce mouvement en définissant des coefficients d'impédance indépendants de la fréquence. Ces coefficients sont choisis de façon à ce que la réponse du massif de fondation soit aussi proche que possible de la réponse exacte. Ainsi, la réponse étant gouvernée aux faibles fréquences par la raideur statique, la partie réelle de l'impédance dynamique est choisie égale à $k_1 = 1$. Au voisinage de la résonance, la réponse étant contrôlée par l'amortissement du système, la partie imaginaire de l'impédance est choisie de façon à reproduire le mouvement à son voisinage. En suivant cette approche, LYSMER (1965), HALL (1967) ont proposé les valeurs d'impédance données dans le tableau I; ces valeurs sont indépendantes de la fréquence. Les valeurs des raideurs statiques sont données sur la figure 4.

Les valeurs données dans le tableau I conduisent à une très bonne approximation de la réponse sur la plage de fréquences définie par $0 \leq a_0 \leq 4$ (exception faite peut-être du balancement). La figure 5 compare, à titre d'exemple, l'amplification (rapport du déplacement dynamique au déplacement statique) d'une fondation circulaire, sollicitée verticalement, évaluée de façon exacte et avec les coefficients d'impédance indépendants de la fréquence.

Pour mieux approcher la réponse du massif de fondation à l'aide de coefficients d'impédance indépendants de la fréquence, certains auteurs ont proposé d'ajouter une masse fictive à la fondation (NEWMARK-ROSENBLUETH, 1971). Cette masse ne représente pas une masse de sol « attachée » à la fondation mais constitue un artifice mathématique permettant de mieux rendre compte de la réponse de la fondation.

Notons enfin que, dans cette approche où les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à

l'aide de ressorts et d'amortisseurs (un couple pour chaque degré de liberté) de caractéristiques constantes. Ces simplifications sont essentiellement différentes d'un modèle de Winkler; elles correspondent à une approximation de l'impédance où tous les caractères de raideur, masse, amortissement du sol sont correctement pris en compte.

Mode de vibration	Coefficients de l'impédance équivalente	
	Partie réelle k	Partie imaginaire C
Vertical	1	0,85
Horizontal	1	0,576
Balancement	1	0,30
		$1 + \frac{3(1-\nu)I_x}{8\rho r_0^5}$
Torsion	1	$\frac{V_s}{r_0} \sqrt{\frac{I_z}{k_\theta}}$
		$1 + \frac{2I_z}{\rho r_0^5}$

Tableau I. — Impédance du semi-espace : coefficients indépendants de la fréquence.

Fig. 5. — Réponse d'une fondation circulaire rigide à une force verticale (LYSMER, RICHART, 1966).

3.3.2. Impédance d'un pieu isolé

La figure 6 donne dans le cas d'un pieu appuyé sur un substratum rigide, les fonctions d'impédance pour les 4 degrés de liberté du pieu. Ce graphique est l'analogue de la figure 4. Les mêmes remarques que celles énoncées pour la fondation superficielle restent valables. Il est en particulier possible de définir avec une bonne approximation des coefficients indépendants de la fréquence.

Fig. 6. — Variation de l'impédance d'un pieu avec la fréquence.

3.4. Utilisation des impédances pour l'évaluation de la réponse sismique des bâtiments

Pour l'évaluation de la réponse sismique d'un bâtiment dans le cas où on ne s'intéresse qu'à des phénomènes linéaires, il est largement fait appel à des méthodes de superposition. Ces méthodes, dites méthodes de sous-structures, ont pour objectif de scinder le problème global en plusieurs étapes successives; chacune des étapes est réputée plus facile à résoudre du point de vue de la modélisation ou du traitement que le problème global. Pour un traitement rigoureux et mathématique de ces méthodes, on pourra se reporter à AUBRY et al., 1985 ou à la communication de AUBRY à ces journées. On se bornera dans ce papier à énoncer les résultats (fig. 7) sur lesquels sont basées les méthodes pratiques de calcul d'interaction sol-structure (WALTER, 1985).

On montre que la réponse globale de la structure soumise à une onde sismique incidente s'obtient par résolution des trois étapes suivantes :

- détermination du mouvement d'une fondation rigide et sans masse soumise à la même sollicitation sismique que la structure. C'est la détermination du mouvement d'interaction cinématique ;
- détermination de l'impédance de la fondation rigide ;
- calcul de la réponse de la structure liée à cette impédance et soumise à la base des impédances au mouvement d'interaction cinématique.

La dernière étape, en particulier dans le cas où les impédances peuvent être choisies constantes (indépendantes de la fréquence) se ramène à un calcul de structure classique. Il est important de noter que si les deux premières étapes ont été traitées correctement, la solution de la dernière étape constitue la solution exacte du problème global et ce, bien que la modélisation du sol de fondation ait été réduite à de simples « ressorts et amortisseurs ».

Le caractère exact et rigoureux de la solution n'a pas toujours été bien perçu et contribue parfois à discréditer ces méthodes par rapport à des méthodes globales du type éléments finis.

Les mêmes principes s'appliquent dans le cas de structures sur pieux, l'impédance de la fondation étant définie en tête des pieux. Il convient cependant de noter que le problème est plus complexe car la détermination de l'impédance d'un groupe de pieux est une tâche difficile et peu de solutions sont publiées dans la littérature contrairement au cas des fondations superficielles.

Par ailleurs, pour les fondations sur pieux, il convient de vérifier les efforts induits dans ces derniers. On peut procéder en appliquant en tête du pieu l'effort dynamique calculé au niveau de l'impédance, le pieu étant représenté par une poutre connectée à des impédances latérales (WALTER, 1985). Une autre approche consiste à évaluer la déformation du pieu en admettant qu'il suit le mouvement du sol (SOULOUMIAC, 1986).

3.5. Comparaison entre impédances calculées et impédances mesurées

Diverses comparaisons ont été effectuées entre résultats expérimentaux, soit sur modèles réduits, soit en vraie grandeur et impédances théoriques (DOBRY et al., 1986, Crepel, communication à ces journées).

On observe généralement un bon accord si les conditions expérimentales sont correctement modélisées dans le calcul de l'impédance. Il convient de prêter une attention toute particulière à la stratification des sols naturels qui modifient le schéma de propagation des ondes par rapport à celui du milieu homogène; l'utilisation sans discernement des formules du semi-espace conduit dans ces cas à une surévaluation de l'amortissement radiatif qui est souvent cause de désaccord entre valeurs théoriques et expérimentales.

Fig. 7. — Théorème de superposition de Kausel.

4. PROBLÈMES NON LINÉAIRES

Autant l'état des connaissances relatif au comportement dynamique élastique des fondations est bien développé, avec passage dans la pratique courante des résultats théoriques importants obtenus, autant les problèmes traitant du comportement non linéaire, irréversible des fondations, ont été peu abordés en théorie. Il en résulte une lacune certaine pour les praticiens confrontés à ces problèmes. Dans la pratique, la justification des fondations sous chargement sismique est souvent effectuée par des calculs approximatifs et sans fondement théorique valable ; ces justifications ont peu de valeur et il faut leur préférer les justifications tirées des leçons du comportement passé de fondations lors de secousses sismiques. L'observation de ce comportement peut conduire à prendre des dispositions constructives, non justifiables par le calcul, dont le mérite fondamental est d'avoir reçu la sanction de l'expérience. C'est l'approche souvent suivie dans les règlements parasismiques.

Parmi les causes de non-linéarités affectant le comportement d'une fondation sous sollicitations dynamique, on peut distinguer celles ayant trait à l'interface sol-fondation et celles se rapportant au comportement du sol.

4.1. Non-linéarités liées à l'interface

Lors de la sollicitation sismique, un ouvrage est soumis à des forces d'inertie essentiellement horizontales qui se traduisent au niveau de la fondation par un effort horizontal et un moment de renversement. Ces efforts

peuvent induire un glissement ou un basculement de la fondation.

Il est bien évident que les approches pseudostatiques, consistant à vérifier le non-glissement ou le non-renversement de l'ouvrage sur sa fondation en appliquant de façon statique les efforts dynamiques maximaux calculés, ne sont d'aucun secours pour évaluer les déplacements irréversibles engendrés. Ces approches ignorent la notion de variabilité dans le temps et dans l'espace des forces d'inertie.

Des méthodes de calcul simplifiées mais cependant rationnelles ont été développées pour aborder ces problèmes. NEWMARK a développé une approche permettant d'évaluer le déplacement horizontal irréversible d'un bloc rigide dont le support est animé d'un mouvement sismique. Cette méthode a été appliquée à l'évaluation des déformations des barrages (SEED, 1979) ou au dimensionnement des murs de soutènement (CORTE et al., 1985). Elle est immédiatement transposable à l'évaluation du glissement d'un ouvrage sur sa fondation.

Le cas de décollement de radiers sous l'effet de moment de renversement peut également être abordé de façon rationnelle mais encore relativement simple. BETBEDER (1985) a développé une méthode d'évaluation du renversement d'un bâtiment basée sur une représentation du sol de fondation par des ressorts de Winkler non linéaires.

Que ce soit la méthode de NEWMARK ou celle de BETBEDER, les efforts appliqués, variables dans le temps, sont évalués par un calcul purement linéaire, en

négligeant la modification de ces efforts dus à l'apparition de ces non-linéarités.

Des méthodes numériques plus élaborées, mais de mise en œuvre encore raisonnable, peuvent être développées pour tenir compte de ce phénomène. La communication de Walter à ces journées en est un exemple.

4.2. Non-linéarités liées au comportement du sol

Elles concernent les tassements irréversibles des fondations, les ruptures sous chargement sismique. Actuellement, il n'existe aucune méthode éprouvée, d'application suffisamment simple pour être utilisable par les praticiens, permettant d'appréhender ces problèmes. La seule alternative possible réside dans les calculs dynamiques aux éléments finis : toute la validité des résultats repose alors sur le choix de la loi de comportement (paragraphe 2.2.). Il est indiscutable que ces calculs, confrontés aux résultats d'expérience, sont nécessaires en l'état actuel des connaissances pour permettre le développement des méthodes simplifiées d'analyse.

En l'absence de tels calculs, les seules justifications trouvées dans la littérature consiste à calculer, par des méthodes dynamiques élastiques, la contrainte dynamique transmise à la fondation et à comparer cette contrainte à une résistance du sol évaluée par une formule de capacité portante.

Dans la formule de la capacité portante, il est tenu compte de l'excentrement et de l'inclinaison de la charge au niveau de la fondation.

L'aspect dynamique du problème est seulement pris en compte dans l'évaluation de l'effort maximal. Des facteurs fondamentaux sont négligés dans cette approche :

- L'augmentation de résistance du sol sous chargement dynamique (ou sa diminution sous chargement cyclique de longue durée) n'est généralement pas prise en compte.

- L'état de contrainte induit dans le sol par le passage de l'onde sismique est totalement négligé bien que le passage de cette onde mobilise déjà une part de la résistance du sol.

Si le premier facteur peut être considéré, et il l'est souvent implicitement par une diminution du coefficient de sécurité, aucune méthode de calcul de capacité portante ne permet de s'accommoder du second. Les justifications basées sur ces calculs ne peuvent donc être considérées comme réalistes.

Le seul recours du praticien, hors les calculs très élaborés, est d'analyser le comportement de fondations de bâtiments ayant supporté une secousse sismique. Le séisme de Mexico, de septembre 1985, permet de confirmer les comportements observés antérieurement et de tirer les enseignements suivants :

- les fondations superficielles sont susceptibles de tassements différentiels importants,

- les radiers ou les fondations sur pieux flottants peuvent subir des pertes de capacité portante lorsque le sol de fondation est très sensible (perte importante de résistance due au remaniement),

- les fondations sur pieux travaillant en pointe se comportent très bien lors de séismes.

Ces observations conduisent à prendre des dispositions constructives visant à limiter les risques de désordres ; la plupart de ces dispositions sont reprises dans les règlements parasismiques (ISNARD et CORTE, communication à ces journées). On citera à titre d'exemple, l'interdiction de fondations mixtes pour un bâtiment, la nécessité de liaisonner les semelles par un réseau de longrines, le liaisonnement des pieux en tête, ... D'autres technologies particulières peuvent être envisagées comme celle présentée par Fenoux à ces journées.

Si la capacité portante sous chargement sismique d'une fondation ne peut être évaluée aisément, le tassement irréversible est encore moins appréhendable. On retiendra simplement les évidences suivantes :

- un sable sec peu dense est susceptible de tasser pendant la sollicitation sismique sous l'effet du cisaillement alterné induit par l'onde sismique et la fondation. Ce tassement peut atteindre quelques pour cent de l'épaisseur de la couche,

- un matériau saturé (sable ou argile) développe pendant la sollicitation sismique des pressions interstitielles ; compte tenu de la faible perméabilité des matériaux vis-à-vis des vitesses de sollicitations, le comportement du sol est non drainé pendant cette phase. La dissipation ultérieure des pressions interstitielles (après arrêt de la secousse sismique) induit des tassements différés qui peuvent durer plusieurs jours. Ce phénomène a été observé sur certains bâtiments de Mexico.

5. CONCLUSIONS

En conclusion, on peut dire que si des méthodes rationnelles et simples d'utilisation existent pour l'évaluation des déformations réversibles des fondations sous chargement sismique, l'évaluation des comportements non linéaires n'a pas encore été abordée de façon suffisante. Il est urgent de développer des méthodes, fondées théoriquement, permettant d'évaluer la capacité portante dynamique des fondations. L'expérience récente du séisme de Mexico montre que ce problème est réel.

Notons enfin que tous les problèmes touchant au comportement des fondations sous séisme ne sont pas obligatoirement justiciables de calculs. De bonnes dispositions constructives, éprouvées lors de séismes, sont souvent préférables à des semblants de justifications théoriques.

BIBLIOGRAPHIE

- AUBRY D. et al. (1985), *Interaction sol-structure linéaire sur un sol hétérogène*, Génie Parasismique, chap. VI-2, Presses de l'ENPC.
- BARKAN D.D. (1962), *Dynamics of bases and foundations*, McGraw-Hill.
- BETBEDER J. (1985), *Décollement sur sol mou*, Note interne E.D.F.
- CORTE J.F. et al. (1985), *Dimensionnement des ouvrages de soutènement*, État de la pratique, Génie Parasismique, chap. VIII-4, Presses de l'ENPC.
- DOBRY R. et al. (1986), *Dynamic Response of arbitrarily-shaped foundations Experimental verification*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 112, n° 2.
- GAZETAS G. (1983), *Analysis of machine foundation vibrations : state of the art*, International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 2, n° 1.
- HALL J.R. (1967), *Coupled rocking and sliding oscillations of rigid circular footings*, Proceedings of International Symposium on wave propagation and dynamic properties of earth materials, Albuquerque, N.M.
- HSIEH T.K. (1962), *Foundation vibrations*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 22, n° 211.
- HUJEU J.C. (1985), *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie Parasismique, chap. IV-2, Presses de l'ENPC.
- KAUSEL E., WHITMAN A., ELSABEE F. (1978), *The Spring Method for Embedded Foundations*, Nuclear Engineering and Design, vol. 48, 1978.
- LAMB E.H. (1904), *On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid*, Philosophical Transactions of the Royal Society, London Serie A, vol. 203.
- LYSMER J. (1965), *Vertical motions of rigid footings*, Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Harbor.
- NEWMARK N.M., ROSENBLUETH E. (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- PECKER A. (1984), *Dynamique des Sols*, Presses de l'ENPC.
- PREVOST J.H. (1978), *Plasticity theory for soil stress-strain behaviour*, Journal of Engineering Mechanics Division, vol. 104, n° EM5.
- PREVOST J.H. (1980), *Constitutive theory for soils*, Proceedings of the workshop on Limit Equilibrium Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering, ASCE, Mac Gill University.
- QUINLAN P.M. (1953), *The elastic theory of soil dynamics*, Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM-STP, n° 156.
- REISSNER E. (1936), *Stationäre, axialsymmetrische, durch eine elastischen Halbraumes*, Ing. Archives, vol. 7, n° 381.
- RICHART F.E., HALL J.R., WOODS R.D. (1970), *Vibrations of soils and foundations*, Prentice Hall.
- ROESSET J.M. (1980), *Stiffness and damping coefficients of foundations. Dynamic response of pile foundations : analytical aspects*, Proceeding ASCE National Convention.
- SEED H.B. (1979), *Considerations in earthquake resistant design of earth and rockfill dams*, Geotechnique, vol. 29, n° 3.
- SOULOUMIAC R. (1986), *Méthode simplifiée de calcul des pieux en zone sismique*, 1^{er} Congrès National Génie Parasismique, Saint-Rémy.
- SUNG T.Y. (1953), *Vibration in semi infinite solids due to periodic surface loading*, Sc. D. Thesis, Harvard.
- WALTER J.P. (1985), *Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure*, Génie Parasismique, chap. VI-1, Presses de l'ENPC.
- WALTER J.P. (1985), *Comportement au séisme des ouvrages sur fondations profondes*, Génie Parasismique, chap. VI-4, Presses de l'ENPC.