

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL

—oOo—

Département de Génie Civil et Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

Réponse dynamique des fondations en caisson de forme carrée et cylindrique

Présenté par :

BIRAK Assia

Encadré par :

Mr. MESSIOUD SALAH

∞ **Promotion 2017** ∞

REMERCIEMENTS

La soutenance d'un mémoire de fin d'études signe la fin d'un chapitre dans la vie d'un ingénieur. Je tiens à remercier **DIEU, Tous puissant** qui ma donné le courage, la volonté et les moyens de mener a terminée mon travail.

Tout d'abord, je voudrais exprimer toute ma gratitude à **Mr MESSIOUDE Salah**, mon directeur du mémoire d'avoir assuré l'encadrement scientifique de mes travaux. C'est grâce à son soutien, à sa patience et à sa disponibilité que j'ai pu réaliser ce travail.

Je remercie également tous les enseignants et le personnel de l'université de Jijel.

Sans oublier ma famille pour leur aide matérielle et morale durant toute la période de préparation.

Dédicace:

A mon père, ma mère, toute ma famille, mon encadreur, mes amis, et à toute personne ayant collaboré à la réalisation de ce travail.

Résumé

Dans ce travail un modèle numérique tridimensionnel en élément fini avec les frontières absorbantes est proposé pour étudier la réponse dynamique des fondations en caisson et cylindrique, l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique du système sol-fondation a été considéré. La formulation est basée sur la méthode de sous structuration, seul le champ libre, le caisson (cylindre) et la dalle sont pris en considération. La réponse en déplacement est obtenue en effectuant le produit de la fonction de la force excitatrice par la fonction de transfert en amplitude du déplacement. Des fondations en caisson et en cylindre enfoncés dans un sol compressible sont considérées, les caissons (cylindre) et le sol sont modélisés par des éléments volumiques et la dalle par des éléments coque. Des frontières absorbantes sont implantés a fin d'éviter la réflexion des ondes. Les résultats obtenus sont présentés en termes des impédances verticales et horizontales et en termes des déplacements.

Mots clés : Fondation, Frontière absorbante, Modèle numérique, ISS

Abstract

In this work a three-dimensional numerical model of a finite element with absorbing boundaries is proposed to study the dynamic response of box and cylindrical foundations, the effect of soil-structure interaction on the dynamic response of the soil-foundation system was considered . The formulation is based on the sub-structuring method, only the free field, the caisson (cylinder) and the slab are taken into consideration. The displacement response is obtained by performing the product of the function of the exciting force by the amplitude transfer function of the displacement. Caisson and cylinder foundations buried in compressible soil are considered, the caissons (cylinder) and soil are modeled by volumic elements and the slab by shell elements. Absorbing boundaries are implanted in order to avoid the reflection of the waves. The obtained results are presented in terms of vertical and horizontal impedances and in terms of displacements.

Keywords : Foundation, Absorbing boundary, Digital model, ISS

الملخص:

هذا العمل يقترح دراسة العناصر المحدودة بنموذج عددي ثلاثي الأبعاد مع حدود استيعاب لدراسة الاستجابة الديناميكية من مربع الأساس و أسطوانة، وتأثير تفاعل التربة هيكل على الاستجابة الديناميكية لمؤسسة التربة. وتستند الصياغة على طريقة تحت الهيكلية في الهواء الطلق وتأخذ الأسطوانة والبلاطة بعين الاعتبار، استجابة الحركة يتم الحصول عليها عن طريق تنشيط القوة بواسطة الدالة لاتساع الحركة. تعتبر أسس الغواص واسطوانة جزءا لا يتجزأ من التربة للانضغاط، والغلاف (اسطوانة) والأرض على غرار من قبل عناصر صلبة وعناصر لوح قذيفة. يتم وضع حدود ماصة لتفادي انعكاس الموجة. يتم عرض النتائج من حيث ممانعات الرأسى والأفقي ومن حيث التشرذ.

كلمات البحث: مؤسسة، ماصة الحدود الرقمية ، تفاعل التربة - هيكل

Sommaire

Résumé

Abstract

Chapitre 01 : Introduction générale

1.1 Objectif du travail.....	Erreur ! Signet non défini.
1.2 Outil de calcul	Erreur ! Signet non défini.
1.3 Plan de travail.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 02 : Conception et réalisation des fondations en caisson "Elément bibliographique"

2.1 . Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
2.2. Domaines d'application des caissons	Erreur ! Signet non défini.
2.3. Les type des fondations caissons	Erreur ! Signet non défini.
2.3.1 Caisson ouverts	Erreur ! Signet non défini.
a- Caisson ouvert à un seul mur :	Erreur ! Signet non défini.
b- Caisson ouvert et fermé cylindrique :	Erreur ! Signet non défini.
C-Caisson ouvert avec puits de dragage :	Erreur ! Signet non défini.
2.3.2 Caisson de boîte	Erreur ! Signet non défini.
2.3.3-Caisson pneumatique	Erreur ! Signet non défini.
2.4. Les conditions de travail dans les caissons:	Erreur ! Signet non défini.
2.5 La conception de caissons	Erreur ! Signet non défini.
2.5.1 Enquête Géotechnique :	Erreur ! Signet non défini.
2.5.2 Construction.....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.3 Sécurité	Erreur ! Signet non défini.
2.5.4 Tranchant(Avant-garde) :	Erreur ! Signet non défini.
2.5.5 Travail concret :	Erreur ! Signet non défini.
2.5.6 Fondation et cachetage :	Erreur ! Signet non défini.
2.6 La stabilité des caissons.....	Erreur ! Signet non défini.
2.7 Méthodologie d'exécution des travaux de déplacement des caissons	Erreur ! Signet non défini.
2.8 Avantages et inconvénient des caissons:.....	Erreur ! Signet non défini.
2.8.1 Avantage des caissons:	Erreur ! Signet non défini.
2.8.2 Inconvénients des caissons	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

2.9 Pré-dimensionnement de caissons	Erreur ! Signet non défini.
2.10 Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 03 : Interaction sol structure et vibration des fondations

3.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Notion d'interaction sol structure(ISS)	Erreur ! Signet non défini.
3.3. Méthode d'analyse de l'interaction sol structure.....	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1. Méthode d'analyse directe de système sol-structure.....	Erreur ! Signet non défini.
a- Equation de mouvement dans le domaine temps	Erreur ! Signet non défini.
b -Equation de mouvement dans le domaine fréquentiel :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2. Méthodes de sous-structures.....	Erreur ! Signet non défini.
a-Principe de la méthode de sous structure :	Erreur ! Signet non défini.
3.3.3. Méthodes hybrides	Erreur ! Signet non défini.
3.4. Réponse dynamique des fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
2.4.1. Définition de l'impédance d'une fondation.....	Erreur ! Signet non défini.
3.4.2. Amortissement interne du sol	Erreur ! Signet non défini.
3.5. Détermination des fonctions impédances.....	Erreur ! Signet non défini.
3.5.1 Définition de l'impédance d'une fondation :	Erreur ! Signet non défini.
3.5.2. Les méthodes analytiques	Erreur ! Signet non défini.
3.5.3 Méthodes numériques.....	Erreur ! Signet non défini.
a-Méthodes des éléments finis	Erreur ! Signet non défini.
3.5.4 Méthodes semi -analytiques.....	Erreur ! Signet non défini.
3.5.5. Méthodes expérimentales	Erreur ! Signet non défini.
3.6 CONCLUSION.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 04 : Réponse dynamique des fondations en caisson et en cylindre (Fondations des offshores)

4.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
4.2 Principe de calcul et équation de base.....	Erreur ! Signet non défini.
4.2.1 Fondation en caisson carrés en béton armé (Vibration des caissons en forme carré)	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

4.3 Modèle numérique, Caisson Carré.....	Erreur ! Signet non défini.
4.4 Résultats et discussion.....	Erreur ! Signet non défini.
4.4.1 Effet de la largeur de caisson.....	Erreur ! Signet non défini.
a-Impédances dynamique verticales.....	Erreur ! Signet non défini.
b-Impédances dynamiques horizontales.....	Erreur ! Signet non défini.
4.4.2 Influence de la longueur de caisson	Erreur ! Signet non défini.
4.5 Fondation circulaires en acier	Erreur ! Signet non défini.
4.5.1 Modèle numérique.....	Erreur ! Signet non défini.
4.5.2 Impédance dynamique verticale.....	Erreur ! Signet non défini.
4.6 Conclusion:.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 05: Conclusions Générales et Recommandations

Recommandation.....	Erreur ! Signet non défini.
---------------------	-----------------------------

Annexe 01 : présentation des codes de calcul

1.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
1.2. Processus d'analyse	Erreur ! Signet non défini.
1.3. Généralités sur les méthodes de calcul	Erreur ! Signet non défini.
1.3.1. La méthode des éléments finis	Erreur ! Signet non défini.
1.3.1.1 Définition (MEF)	Erreur ! Signet non défini.
1.3.1.2 .Organisation du processus de calcul par EF...Erreur ! Signet non défini.	
1.3.1.3. Utilisation des logiciels EF.....	Erreur ! Signet non défini.
1.3.1.4. Le déroulement d'une étude.....	Erreur ! Signet non défini.
1.3.1.5. Organigramme d'un logiciel EF	Erreur ! Signet non défini.
1.3.2. Présentation de Cast3m	Erreur ! Signet non défini.
1.3.3. Présentation de code Aster.....	Erreur ! Signet non défini.
1.3.3.1 Maillage et discrétisation temporelle	Erreur ! Signet non défini.
1.3.3.2 Frontières du modèle.....	Erreur ! Signet non défini.
1.4. Les grandes étapes d'une étude	Erreur ! Signet non défini.
1.5. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Sommaire

Liste des figures et des tableaux

1- Liste des figures :

Figure 1.1 Modèle rhéologique de l'interaction caisson (cylindre) et structure	5
Fig. 1.2 Modèle numérique de calcul.....	7
Figure 2.1 Comparaison entre les dimensions relatives des différents types de fondations.....	10
Figure 2.2 Utilisation de la fondation caisson dans les ponts: le pont de l'île Rokko à Kobe, Le Japon, un pont à deux étages à arc de longueur de 217 m construit en 1992.....	11
Figure 2.3 Caisson ouvert.....	13
Figure 2.4 Fondations en caissons des offshore.....	14
Figure 2.5 : caissons ouverts	16
Figure 2.6 : caisson de boîte.....	17
Figure. 2.7 : Caisson pneumatique	18
Figure 2.8. Fondation en caisson a 8 m de profondeur.....	20
Figure 3.1 Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage.....	27
Figure 3.2 Système sol-structure.....	30
Figure 3.3. Interaction Sol-Structure.....	35
Figure 3.4. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale.....	42
Figure 3.5 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire.....	43
Figure 3.6. Boucle d'hystérésis.....	47
Figure 4.1 : Modèle rhéologique de l'interaction caisson (cylindre) et structure.....	65
Figure.4.2 Géométrie du modèle de calcul (caisson en béton armé).....	66

Figure.4.3 Modèle numérique de calcul	70
Figure 4.4. Influence de la variation de a sur l'impédance dynamique verticale $d= 10m$	71
Figure 4.5. Influence de rayon sur la variation de l'impédance dynamique horizontale $d= 10m$	72
Figure4.6 Amplitude de déplacement vertical U/F	73
Figure 4.7 Amplitude de déplacement horizontal U/F	73
Figure 4.8 Influence de la variation de la longueur de caisson sur les impédances dynamique verticales	74
Figure 4.9 Influence de la variation de la longueur de caisson sur les impédances dynamiques horizontales	74
Figure 4.10 Amplitude de déplacement vertical U/F (Effet de la profondeur de caisson)....	75
Figure4.11 Amplitude de déplacement horizontal U/F (Effet de la profondeur de caisson)..	76
Figure 4.12 a Géométrie d'une fondation cylindrique en acier dans sol de vitesse $V_s = 250m/s$	77
Figure. 4.12b Modèle numérique d'une fondation cylindrique	78
Figure 4.13 Variation de l'impédance dynamique verticale en fonction de la longueur de cylindre.....	79
Figure 4.14 Résultats de la comparaison de l'impédance verticale (Fondation en caisson et fondation cylindrique en acier).....	79
Figure 4.15 Influence de la variation de la longueur de cylindre sur le déplacement vertical U/F	80
Figure 4.16 Résultats de la comparaison des déplacements verticaux (Fondation en caisson et fondation cylindrique en acier).....	81
Figure 5.1 Géométrie d'une fondation en caisson Limité par un Bedrock.....	85

Annexe01 :

Figure.1.processus d'analyse utilisant un modèle numérique.....87

Figure.2.Eléments volumique constitué par un élémentQU8.....89

Figure .3.Eléments plaque triangulaire et rectangulaire.....90

Figure .4.organigramme d'un logiciel éléments finis.....95

2- Liste des tableaux :

Tableau 4.1Caractéristiques mécaniques des éléments en interaction.....69

Liste des symboles

M , C et K : Désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur

U : Représente le vecteur de déplacement du système

P : Est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

U_s : Déplacements absolus des nœuds de la structure

U_b : Déplacements absolus des nœuds de la base (interface sol-structure)

U_i : Déplacement absolus des nœuds intérieur du sol

U_r : Déplacements absolus des nœuds de la frontière

\dot{U} et \ddot{U} : Sont les vitesses et les accélérations nodales

U_r^f : Le vecteur de déplacements des nœuds de la frontière en champ libre

ω : Est la fréquence d'excitation

P_f : Le vecteur des forces (moments) qui provient de l'effet inertiel de la superstructure

P_f^* : Le vecteur des forces (moments) provoquées par le mouvement du champ libre

U_f : Est la réponse à l'interface sol-fondation

U_f^* : La réponse de mouvement en champ libre à l'interface sol-fondation

K_s : Est l'impédance statique ($w=0$) ou la rigidité statique

K' : Représente le comportement élastique et tient compte de la rigidité et l'inertie du milieu

K''' : Indique le mouvement vibratoire et l'amortissement

F : est la matrice de transformation de corps rigide

U_0 : Contient les déplacements et les rotations

P_b : Les forces nodales

p_0 : les forces de fondations

C_s : Est la vitesse de l'onde de cisaillement

C_p : La vitesse de l'onde de compression

ω_R : désigne la pulsation propre

α_0 : Est la fréquence adimensionnelle

C_s : Est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol

ω : La pulsation de l'excitation harmonique

β : Le facteur d'amortissement

ΔW : Étant l'énergie dissipée par cycle

W : l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle

ω et ω_n : Désignent respectivement la pulsation de l'excitation et la pulsation propre du Système non amorti

G : le module cisaillement

K : Le module volumétrique

$R(t)$: Les forces de la réaction du sol

$Z(t)$: Le déplacement

$P(t)$: La force appliquée

ω_R : Et désigne la pulsation propre

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

α_0 : Est la fréquence adimensionnelle

C_s : Est la vitesse des ondes de cisaillement

P : (ondes de compression)

S : (ondes de cisaillement)

$P_0(t)$: Est force d'interaction

$U_0(t)$: Déplacement correspondant supposé être harmonique

U_i : Est la réponse à l'interface sol-fondation

X : Le mouvement horizontal

θ : La rotation

Z : le mouvement vertical

K' : Représente le comportement élastique et tient compte de la rigidité et l'inertie du milieu

K''' : Indique le mouvement vibratoire et l'amortissement

P_0 : Est l'amplitude de la force verticale appliquée au centre de la fondation

U_z : Le déplacement résultant

$|u_0|$: Est l'amplitude de déplacement dynamique

F : Est l'amplitude de la force

K_s : Est la rigidité statique

$k(a_0)$: Est le coefficient de rigidité

$c(a_0)$: Est le coefficient d'amortissement

C_s : Est la vitesse de l'onde de cisaillement

E : Un module de Young

ν : Un coefficient de poisson

H_s : Une masse volumique ρ , une profondeur

β : Un rapport d'amortissement hystérétique

Chapitre 01

Introduction générale

Une étape indispensable dans la conception parasismique des structures est d'étudier l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des fondations. Les séismes sont des phénomènes très complexes qui ne peuvent être négligés dans l'estimation de la sécurité des ouvrages. La construction des ouvrages d'art de Génie Civil, comme les centrales nucléaires, les réservoirs de gaz et les constructions offshore, en zone sismique et dans des milieux humides et inonde, impose le calcul sismique de fondations en caisson ou de fondation sur pieux. L'utilisation de fondations en caissons ou des fondations sur pieux est pour améliorer la réaction sismique des structures, pour minimiser le risque sismique et augmentant l'amortissement de système sol-structure. En outre, l'utilisation de fondation en caisson dans le milieu marin présente une meilleure solution dans les zones sismiques.

Dans les circonstances actuelles, seuls des caissons en béton armé entrent en considération pour de pareilles fondations. C'est ce qu'il y a de plus économique. Leur construction demande un minimum de temps et permet de s'adapter au terrain qui réserve souvent des surprises au cours des travaux. Autrefois, on était plus sûr avec des caissons métalliques, car la technique du fonçage n'étant pas encore au point, on craignait les sollicitations que l'on n'était pas en mesure de dominer. Aujourd'hui, la méthode la plus pratique, la confection de caissons en ciment, l'emporte non seulement parce que l'on connaît bien le comportement d'une construction en béton armé, mais encore parce que l'ingénieur expérimenté possède à fond la technique du fonçage dans les rocher. La profondeur du rocher et l'importance des ouvrages exigeaient des fondations massives,

c'est-à-dire des grands caissons dans lesquels il fallait augmenter la pression de l'air à l'intérieur de la chambre de travail au fur et à mesure du fonçage.

Dans la pratique, des ingénieurs ont utilisés, des procédures simplifiées pour la conception des fondations dans les zones sismiques. Ces procédures sont basées sur les résultats expérimentaux, analytiques et/ou numériques (analyses paramétriques). Ces méthodes simplifiées sont en mesure de prédire de manière adéquate la réponse statique ou pseudo-statique de fondations sur pieux, même si les non-linéarités sont impliquées. Au contraire, ils ne sont pas encore ce que précise la modélisation du comportement dynamique des fondations, ce qui est, en général, très dépendant de la fréquence.

La plupart des chercheurs en génie parasismique prend en considération l'analyse de l'interaction sol-structure (ISS) pour concevoir des structures avec des fondations volumineuses (Choi et al, 2001, Gueguen et al, 2002) ou concevoir des structures reposant sur fondations en caissons. Lorsque la réponse sismique des structures a commencé à être étudiée, un peu d'importance était donnée à l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des fondations et des structures. La réponse au séisme de structures a été analysée généralement par des approches directes (sans tenir compte d'effet de l'interaction sol-structure), les structures sont supposés encastrées dans le sol. Les secousses sismiques laissées des dégâts importants dans des nombreux bâtiments, mais les ingénieurs de structures ont été impressionnés par le fait que les dégâts n'ont pas plus sévère. Cela ouvre un grand débat sur ce que les variables de contrôle de la ISS et augmente en outre la nécessité de vérifier une méthode pour inclure l'interaction sol-structure dans l'analyse de tous les ouvrages (Jennings et Bielak, 1973). Mais comme une preuve de plus en plus de l'importance de l'interaction sol-structure, de nombreux chercheurs et ingénieurs ont donné une grande importance à l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des fondations.

Une multitude de méthodes ont été proposées pour résoudre le problème d'interaction sol-structure. Pour simplifier le problème, les techniques d'analyse linéaire ont été développées. L'une des approches les plus couramment utilisées est la méthode de sous-structuration qui permet de analyser le problème en sous-problèmes (Kintzer et al, 1982). Le système se décompose en superstructure et en sous-structure, chaque système peut être étudié séparément. L'analyse du système de fondation peut être réduite au calcul la rigidité dynamique (généralement connue sous le nom des fonctions d'impédance) et les forces

motrices d'ondes incidentes. Les fonctions d'impédance comprennent les effets de la masse, la rigidité, et des propriétés de dissipation d'énergie du sol sous-jacent ainsi que le phénomène de rayonnement à l'infini (d'amortissement).

Déterminer les fonctions d'impédance des sols et les forces motrices des ondes incidentes est un processus très complexe, surtout lorsque la configuration géométrique de la fondation et les propriétés du matériau du support des sols sont complexes. Plusieurs méthodes ont été introduites pour la détermination des fonctions impédances des fondations. The Boundary Integral Equation Method a été utilisée par Apsel (1979), Ohsaki (1973), et Tassoulas (1989). La méthode des éléments de frontières couplée avec la méthode des éléments finis a été utilisée par PADRON et al (2010). La méthode CIFEM (Consistent Infinitesimal Finite Element Method) est utilisée par Emanic et. Maheshwari (2009) pour le calcul des impédances dynamiques d'un groupe de 4 pieux. La méthode des éléments finis avec les frontières absorbantes a été utilisée par Messiod et al (2011) pour étudier l'effet inertiel sur les impédances dynamiques d'un groupe de 4 et 9 pieux.

En raison de la difficile tâche du calcul des fonctions de Green, des nombreux chercheurs sont calculés les fonctions ces fonctions à l'interface sol-fondation, qui aboutit à la méthode indirecte Boundary Integral Equation. Le principe de base de cette méthode est de réduire un problème à trois dimensions à un problème à deux dimensions en considérant uniquement les valeurs à l'interface sol-fondation. En outre la méthode BEM-TLM permettre de calculé les fonctions de Green dans chaque couche de sol jusqu'au on arrivant a l'interface sol-fondation et en considérant seulement ces fonctions a l'interface sol-fondation pour les fondations en surface ou encastrée.

La Méthode des éléments finis est utilisée souvent dans l'analyse structurelle. Il y a une grande différence entre la méthode des éléments finis appliquée à un modèle structurel et celle d'un milieu de sol. Le modèle utilisé pour de la structure peut être très raffinée parce que le comportement du matériau des éléments de construction est bien compris. D'autre part, l'utilisation de la méthode des éléments finis à des difficultés de modélisation d'un espace semi-infini sur laquelle repose la structure. Une frontière artificielle est nécessaire a fin de limiter le nombre total de degrés de liberté. Malheureusement, cette même frontière pose le problème de l'énergie transmis par les ondes réfléchies. Les ondes se réfléchissent à la frontière du modèle au lieu d'être rayonnée à travers les couches de sol sous-jacente (Kintzer et al, 1982). Cela crée le problème de réflexion des ondes aux frontières du

modèle, ou la résonance, qui est exactement loin de la réalité. Dans un milieu réel et physique, les grandes dimensions spatiales du milieu du sol permettent d'amortir l'énergie des ondes réfléchies. Ce phénomène, appelé rayonnement à l'infini, est un facteur majeur dans la réduction des dommages créés par les ondes à la structure.

Un certain nombre de travaux expérimentaux par des chercheurs japonais ont été les plus utiles pour déterminer l'effet de la ISS sur une structure réelle (Fujimori et al, 1992; Akino et al, 1996; Mizuhata et al, 1988; Iguchi et al, 1988; Urao et al, 1988; Watakabe et al, 1992; Imamura et al, 1992). Les travaux ont été réalisés in situ, et sont donc, des modèles qui ne peuvent être reproduits en laboratoire. Ce type de modèle représente une configuration réelle de bâtiment. Urao et al (1988) ont utilisé la méthode des couches minces (TLM) pour comparer leurs résultats expérimentaux avec un modèle analytique et ont réussi avec une certaine corrélation des données. Kurimoto et al (1992) a développé un modèle complexe de système sol-fondation, le sol a été représenté par des ressorts, et les fondations sont de formes irrégulières et encastrées dans le sol. Parmlee et Kudder (1973) a utilisé une solution discrète des paramètres du modèle pour étudier les effets d'encastrement des bâtiments dans un milieu sur la réponse sismique. Spryakos et Xu (2004) mis en œuvre un modèle hybride BEM-FEM et effectué plusieurs études paramétriques sur l'effet de l'interaction sol-structure. Dans le domaine théorique, Lysmer (1970) a développé un modèle d'amalgame d'une masse pour demi-espace élastique soumis à des ondes de Rayleigh. Sandi (1974) ont résolu le problème pour un milieu élastique avec une linéarité géométrique et physique.

1.1.Objectif du travail

Ce travail est consacré à la détermination de la réponse dynamique des fondations des offshore, fondation en caisson en béton armé et cylindrique en acier. La réponse dynamique de système sera étudiée et analysée à travers la rigidité dynamique de système.

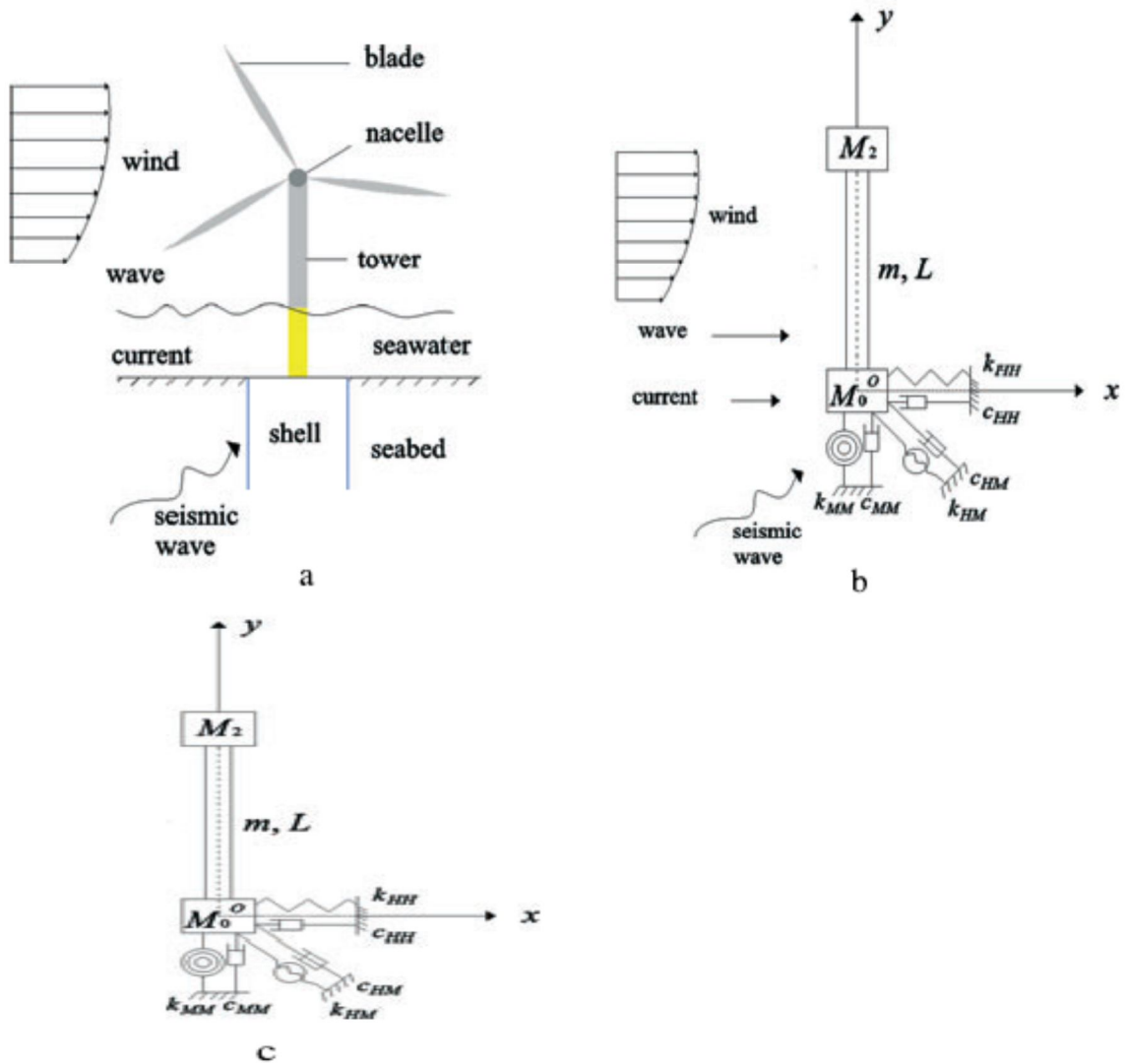


Figure 1.1 Modèle rhéologique de l'interaction caisson (cylindre) et structure

La rigidité dynamique peut être exprimée par la relation suivante :

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_i)e^{i\omega t}}{(U_i)(\omega)} \tag{1.1}$$

Avec $P_i = \{P_x, M_y, P_z\}$ est le vecteur de chargement dynamique qui provient de l'effet inertiel de la superstructure, U_i est la réponse à l'interface sol-fondation (centre de la dalle de caisson). et $U_i = \{U_x, \theta_y, U_z\}$ le vecteur des déplacements résultants au centre de fondation. La matrice des impédances dynamiques $[K]$ est obtenue sous la forme suivante:

$$\begin{Bmatrix} P_x \\ M_y \\ P_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{x\theta} & 0 \\ K_{\theta x} & K_{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_x \\ \theta_y \\ U_z \end{Bmatrix} \tag{1.2}$$

Avec, X, θ et Z indique respectivement le mouvement horizontal, la rotation et le mouvement vertical. La matrice [K] est symétrique car $K_{x\theta} (= K_{\theta x})$ dans [K] sont négligeables. Les fonctions impédances sont obtenues à partir du code de calcul sous la forme :

$$K_{ij}(w) = [K_{ij}^r(w) + iK_{ij}^i(w)] \quad 1.3$$

Cette expression présente une partie réelle (K_{ij}^r) et une partie imaginaire (iK_{ij}^i), l'impédance dynamique peut être factorisée par rapport à l'impédance statique

$$K_{ij}(w) = [K_{ij}'(w) + iK_{ij}''(w)] \quad 1.4$$

Les déplacements résultants au centre de la fondation sont donnés selon (Pradhan 2004) par l'expression suivante :

$$|u_0| = \left| \frac{F}{K_s [k(a_0) + ia_0 c(a_0)]} \right|, \quad 1.5$$

Avec $|u_0|$ est l'amplitude de déplacement dynamique, F est l'amplitude de la force, K_s est la rigidité statique, $k(a_0)$ est le coefficient de rigidité et $c(a_0)$ est le coefficient d'amortissement .

Pour simplifier l'analyse et pour la comparaison entre le calcul numérique et les résultats expérimentaux, le rapport $|U/F|$ a été utilisé, l'amplitude de déplacement est:

$$\left| \frac{1}{K(a_0)} \right| = \left| \frac{U_0(t)}{F_0(t)} \right| = \frac{1}{K_s \sqrt{[k(a_0)]^2 + [a_0 c(a_0)]^2}} = \frac{U}{F}, \quad 1.6$$

Avec $|\cdot|$ correspond l'opérateur de module.

1.2.Outil de calcul

Un modèle numérique en élément finis 3D avec les frontières absorbantes est utilisé pour le calcul des fonctions impédances horizontales et verticales.

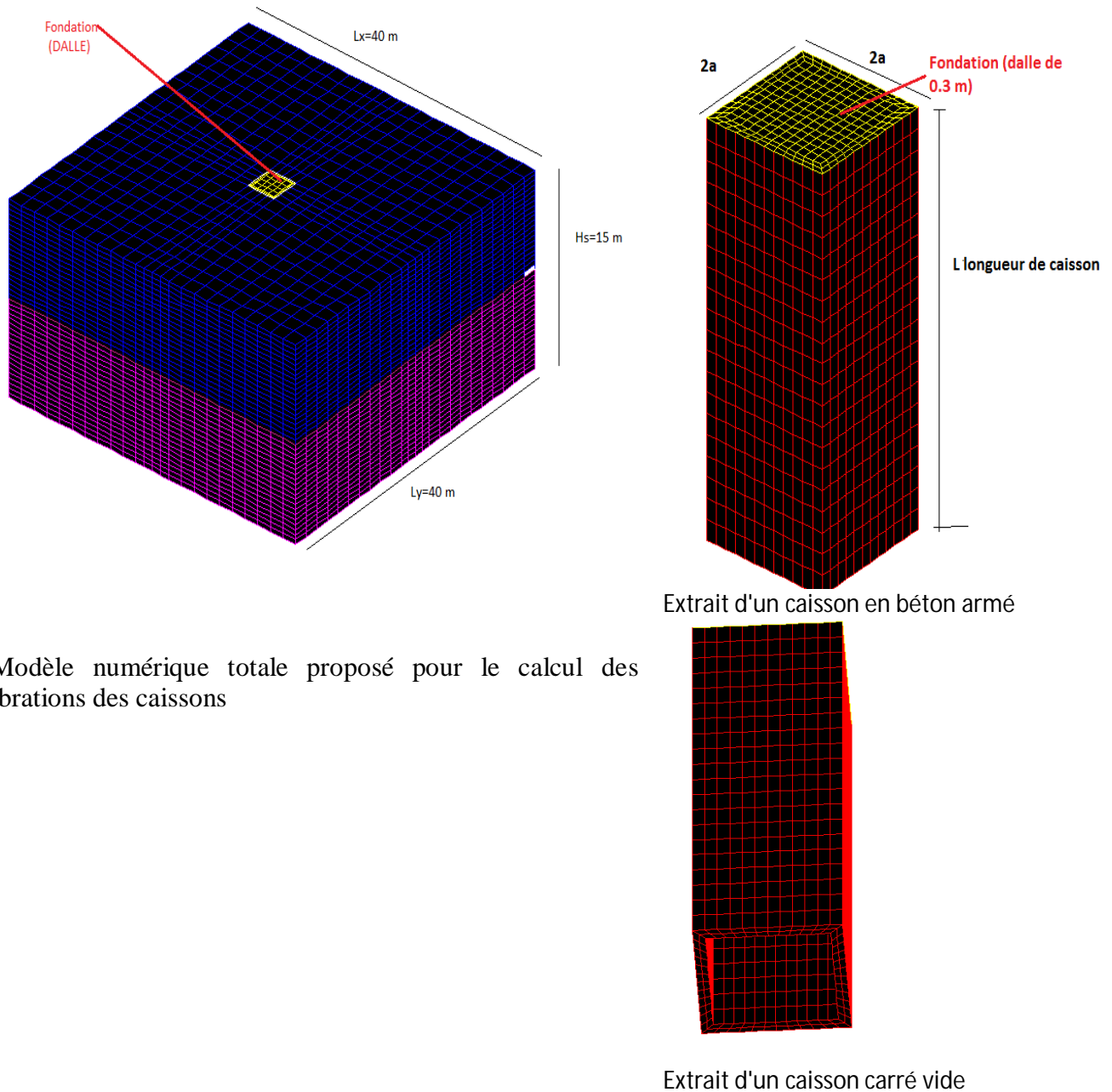


Fig. 1.2 Modèle numérique de calcul

1.3. Plan de travail

Ce travail a été subdivisé en une introduction générale sous forme d'un chapitre, quatre chapitres dont le dernier constitue l'originalité de cette analyse et une annexe.

Le deuxième chapitre comporte une synthèse des travaux sur la réalisation et l'exécution réelles des fondations en caisson (et cylindrique), une présentation de la technique de la réalisation de ce type de fondation et leur domaine d'utilisation

Le troisième chapitre comporte une synthèse des travaux réalisés sur l'interaction sol structure. Il présente les différentes méthodes d'analyses de l'interaction sol-structure. Ainsi la présentation de comportement dynamique de fondation lors des phases de vibrations. Le modèle rhéologique des fondations sous chargement dynamique a été présenté en détail.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation numérique de l'interaction du système sol-caisson et sol-cylindre. L'analyse est effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis des frontières absorbantes qui consiste à calculer le déplacement et l'impédance dynamique de la fondation. Elle est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle viscoélastique linéaire du système de fondation.

Les résultats obtenus sont étudiés et analysés d'une manière approfondie pour faire dimensionné ce type de fondation.

Le dernier chapitre présente une conclusion générale plus des recommandations, dans laquelle on fait un aperçu sur les résultats obtenus.

L'annexe s'intéresse à la présentation des codes de calcul utilisés pour la génération des maillages et la modélisation numérique : Castem et le code Aster.

Chapitre 02

Conception et réalisation des fondations en caisson

"Elément bibliographique"

2.1 . Introduction

Même si elle est quasiment invisible, enterrée sous la construction, la fondation est l'une des parties les plus importantes d'un chantier. En effet, c'est la base qui soutiendra le poids des murs, des piliers, des poutres, des plafonds, du toit, etc. Maintenant tout cet ensemble bien ancré sur le terrain. Ainsi, le soin apporté au projet et à l'exécution des fondations garantit la sécurité du chantier.

Les caissons ou puits forés sont des termes généralement utilisés pour décrire des sous-structures permanentes ou des éléments de fondation qui sont soit préfabriqués et enfoncés dans le sol, ainsi fournissant un support d'excavation en protégeant les parois contre la pression de l'eau et l'effondrement du sol, ou sont coulés sur place dans les sols

Ces éléments de fondation volumineuse en béton nécessitent toujours un renforcement en acier, et comprennent parfois également un boîtier en acier. Le terme correspond à une large gamme de fondations, généralement classées par rapport à leurs dimensions et leur géométrie.

- (a) profonde ou peu profonde, selon la profondeur de la fondation;
- (b) Petit ou grand, selon le diamètre de la fondation; et
- (c) Circulaire, carrée ou rectangulaire, selon la géométrie de leur section transversale.

Les caissons sont caractérisés par un diamètre de l'ordre de 1 à 4 m et le rapport profondeur/diamètre entre 2 et 15. Comme cela peut être facilement remarqué que leur profondeur d'encastrement est plus grande que la profondeur correspondante des fondations peu profondes, et inférieures aux valeurs typiques des fondations profondes

La **figure 1.1** représente schématiquement la différence dimensionnelle et géométrique entre les fondations peu profondes, caissons et pieux.

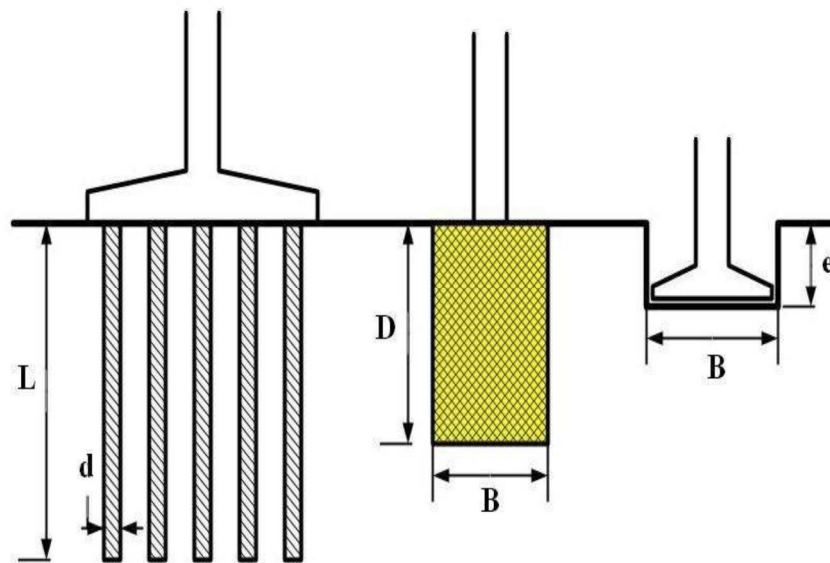


Figure 2.1 Comparaison entre les dimensions relatives des différents types de fondations

Les fondations en caissons à grand diamètre sont utilisées pour la plupart comme des fondations de pile de pont. Les éléments de fondation, ainsi que les caissons sont immergés dans l'eau. D'autre part, les petits caissons sont largement rencontrés soit comme composants de fondation unique des tours de transmission (lignes électriques ou tours cellulaires) et d'héliostats, soit en groupes dans le cadre du système de fondation des immeubles de grande hauteur, des parcs de stationnement à plusieurs étages et la plupart des structures vulnérables importantes. Un système typique de base de pont, comprenant à la fois des éléments de fond de caisson et de groupe de pieux, est illustré à la **figure 2.2**.

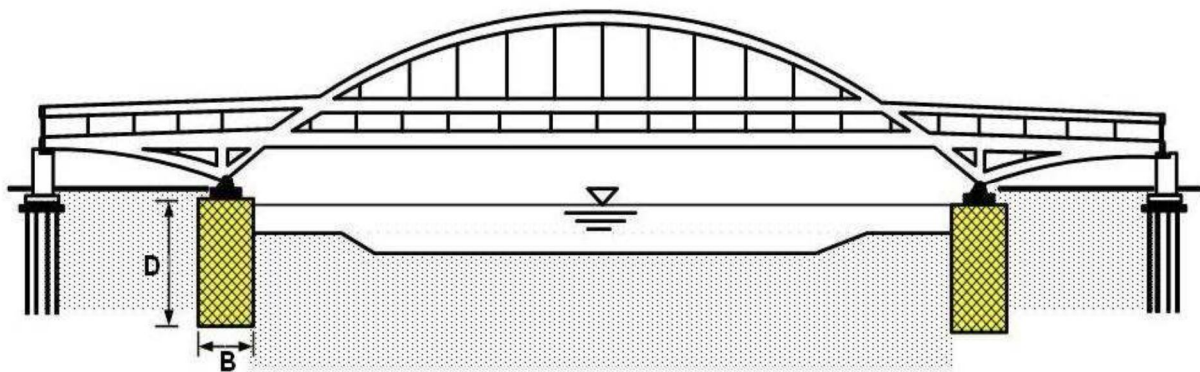


Figure 2.2 Utilisation de la fondation caisson dans les ponts: le pont de l'île Rokko à Kobe, Le Japon, un pont à deux étages à arc de longueur de 217 m construit en 1992

Les caissons sont des éléments des fondations à base plus ou moins large, qui peuvent être réalisés à l'extérieur ou avec de l'air comprimé (pneumatique). Ils peuvent être en béton ou en acier, avec ou sans revêtement. Au cours de son étape finale d'exécution, il est nécessaire qu'un opérateur descende pour vérifier et corriger la géométrie ou faire un nettoyage de la base.

Le caisson est une grande boîte, en réalité, est une chambre, habituellement construit en béton armé ou acier mais parfois en bois, utilisé dans la construction de fondation des digues.

Les caissons sont construits habituellement en surface puis transporté coulés et enfoncé vers leurs emplacements finales sous leurs poids propre et par excavation des terres, enfin remplis par de béton et /ou de sable et par fois par le sol a excavé.

La fonction de caissons est essentiellement la même comme celle des piliers, dont le but de transmettre la combinaison des charges appliquées au sommet de caisson a traverse un sol compressible de faible résistance vers des couches de sol raides ou rocheuse.

2.2. Domaines d'application des caissons

- En géotechnique, un caisson est une retenue, la structure étanche a l'eau utilisée, par exemple, de travailler sur les fondations d'une pile de pont **Figure 1.2**, pour la construction d'un barrage en béton, ou pour réparation des navires.
- Utiliser dans les travaux de construction sous marin .Une structure ou une chambre qui est habituellement coulés ou abaissé par creusement à partir de l'intérieur utilisé pour accéder au fond d'un ruisseau ou d'un autre plan d'eau.
- Le nom communément utilisé pour une enveloppe cylindrique qui devient le support structurel pour un empilage. L'empilement versé dans le boitier. Utiliser dans les zones ou il peut être impossible ou peu réaliste d'utilisé des piliers seul, sans un support supplémentaire
- Une structure étanche à l'eau, utilisée pour la répartition des bateaux sur les quais.
- Une grande boite sans fond. Ces boites ont été utilisées pour fournir des environnements idéaux pour les travailleurs sous l'eau.

2.3. Les type des fondations caissons

La forme et dimension d'un caisson dépendent de la nature de la structure qui sera supportée, et la profondeur de son emplacement exigée .Les caissons prouvent être classés d'une manière générale en trois types différents :

Caisson ouvert ;

Caisson de boite ;

Caisson pneumatique.

2.3.1 Caisson ouverts

Les caissons ouverts (figure 1.3) sont des cylindres ou des coffres, ouverts de deux cotés (au sommet et à la base), de dimensions et de formes adaptées à la fondation projetée et menés d'une extrémité pointu autour du fond.

La méthode de construction des caissons ouverts, consiste de baisser le niveau de la nappe d'eau s'il est nécessaire, un puits de dimensions souhaitables est excavé au site ou le caisson sera installé. L'extrémité pointue est placée alors au fond du puits, au-dessus de laquelle, les renforcements du voile sont attachés convenablement et les coffrages sont placés jusqu'à une hauteur adaptée et ensuite les murs du caisson seront bétonnés. Lorsque le béton frais atteindra une résistance suffisante, l'opération d'enfoncement commence. Le caisson descend sous son poids propre et ensuite par l'excavation du sol. Une fois le caisson est enfoncé à la profondeur exigée, sa base est bouchée par une couche de béton de grande épaisseur. Après que le bouchon de béton est placé, l'eau à l'intérieur du caisson est pompée en dehors et l'espace vide est rempli de sable, gravier ou béton.

Le taux d'enfoncement des caissons est souvent lent par l'effet de frottement. Dans ces situations, pour faire déplacer le caisson on le fait charger par des poids supplémentaires, les caissons ouverts peuvent être classés comme suite :



Figure 2.3 Caisson ouvert

a- Caisson ouvert à un seul mur : ce type de structure sont constituées principalement par des murs verticaux formant entre eux des boîtes de forme rectangulaire.

b- Caisson ouvert et fermé cylindrique : cela peut être défini comme une coquille cylindrique avec une section circulaire dans le plan. Ce type de caissons est adopté communément pour assurer les fondations des piles et culés de ponts et autres structures construites dans les zones inondées (rivières, mers, et les voies navigables), fondations offshore

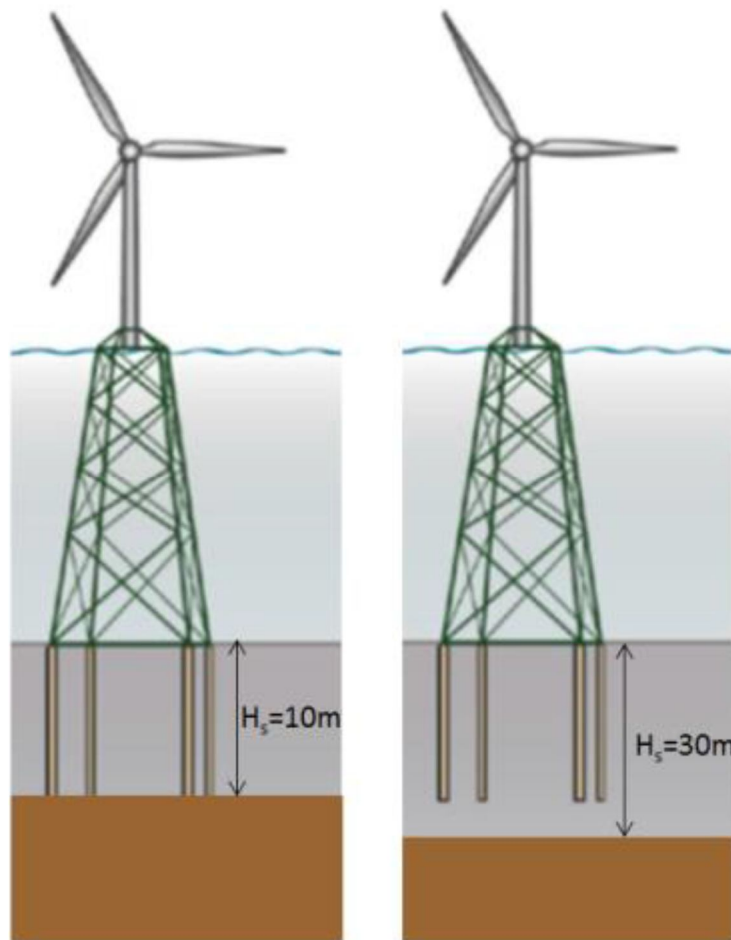


Figure 2.4 Fondations en caissons des offshore

Pour la plupart des parcs éoliens offshore existants, on a utilisé des fondations constituées de caissons de béton. Une toute nouvelle technologie emploie une méthode similaire, mais, au lieu de béton armé, elle utilise un tube d'acier cylindrique qui est fixé sur une boîte d'acier placée sur le fond de mer.

Une fondation d'acier est une construction sensiblement plus légère qu'une fondation en béton. Bien que le poids de la fondation finale installée en mer doive se monter à environ 1.000 tonnes, la structure d'acier ne pèsera, elle que quelque 80 à 100 tonnes à des profondeurs d'eau d'entre 4 et 10 m (il faudra ajouter encore 10 tonnes au poids de la structure, si les fondations sont à placer dans la mer Baltique, du fait de la nécessité de protection contre les amas de glace).

Taille des fondations

Dans le cas d'une éolienne avec un diamètre de rotor aux alentours de 65 m, la base d'une fondation de ce type, destinée à des profondeurs d'eau de 4 à 10 m, mesure normalement 14 m sur 14 (si la base est circulaire, son diamètre est d'environ 15 m).

Préparation du fond de la mer

Les avantages des caissons d'acier sont d'abord qu'il est possible de faire les fondations à terre, et ensuite que cette solution est susceptible d'être utilisée pour toutes sortes de fonds marins, bien que certaines préparations soient nécessaires avant l'emplacement des fondations sur le site, telles que l'enlèvement de l'aleurite et la préparation d'un lit de galets lisse et horizontal.

Il faut normalement protéger le fond de mer près de la base des fondations contre l'érosion, en plaçant des cailloux ou des rochers autour des arêtes de la base. Cette mesure est également prise lorsqu'on emploie le béton pour les caissons, et elle contribue à rendre les fondations de caissons sensiblement plus coûteuses dans les zones d'érosion significative.

Les coûts supplémentaires liés à l'installation de fondations d'acier à de plus grandes profondeurs d'eau sont minimes comparés à ceux des fondations traditionnelles en béton. Cela est dû au fait que, contrairement aux fondations en béton, il ne faudra pas obligatoirement augmenter les dimensions de la base de la fondation proportionnellement à la profondeur d'eau afin d'assurer la résistance de celle-ci aux vagues ou à la pression de la glace.

C-Caisson ouvert avec puits de dragage : ce type de caisson a la distinction d'être employé pour les fondations plus profonde pour, contreforts et autres structures semblables .Le caisson dans ce cas est rectangulaire ou carrée dans le plan et en outre il est subdivisé en plus petites sections sous forme de mur ouvert figure (2.5).

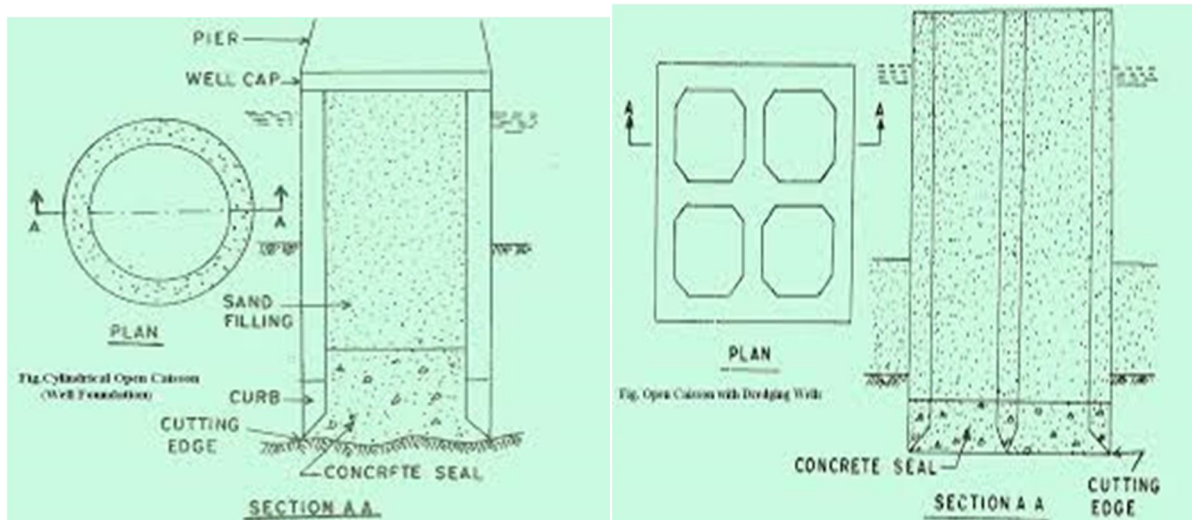


Figure 2.5 : Caissons ouverts

2.3.2 Caisson de boîte

Ce type de caisson est semblable aux caissons ouverts mais ils sont menés d'un fond fermé. Le caisson est construit en béton armé sur terre puis, selon les exigences, il est émergé dans l'eau et remorqué au site pour être coulé dans son emplacement final, en le remplissant de sable, gravier, ou béton les chambres formées par des cloisons. La plateforme ou la base du caisson est plane. Ce type de caissons a boîte sont employés lorsque des couches de capacité portante suffisante se trouve proche de la surface en particulier pour les constructions des digues et murs de quais des ports. En pratique, les sédiments et les sols naturels mous de fond dans les zones côtières et du lit des rivières, sont extraits par dragage et les tranches formées sont remplies du sable pour avoir une base nivelée. La fonction de la couche du sable est de distribuer uniformément les charges superposées sur le sol en dessous et donc éviter le tassement différentielles qui peut induit l'inclinaison de caisson et son instabilité (figure.2.6).

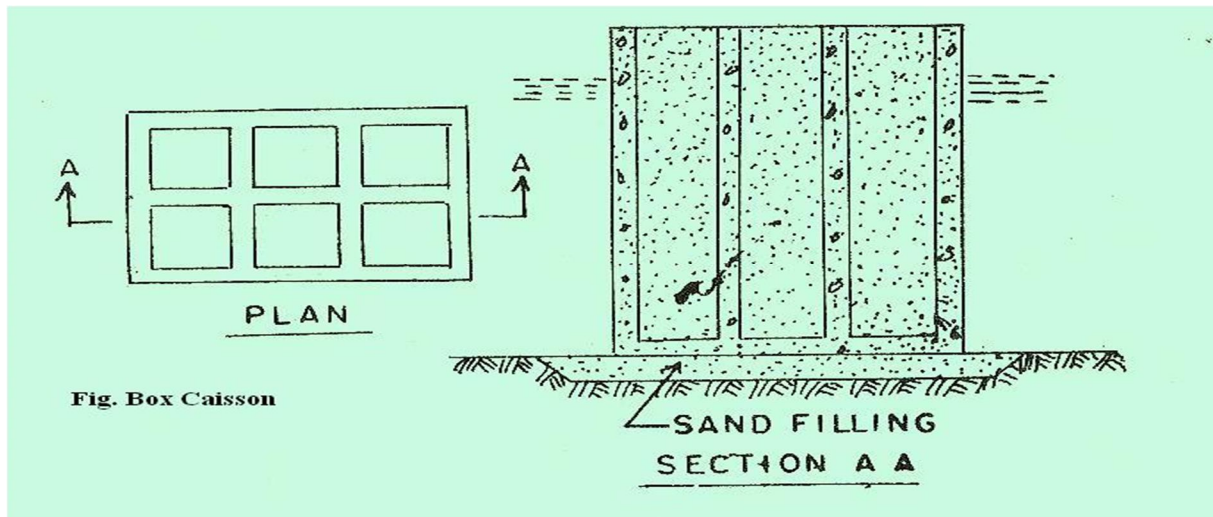


Figure (2.6) : Caisson de boîte

2.3.3-Caisson pneumatique

Les caissons pneumatiques sont habituellement employés dans les travaux de lit de rivière ou le cas de présence des sables mouvants. Ce type de caisson est fermé à sommet et ouvert au fond (pendant construction). Ils sont munis d'une cloison étanche à l'air suffisamment élevée au-dessus de la pointe pour permettre aux ouvriers de travailler en dessous d'elle. L'air dans la chambre sous la cloison est maintenu sous une pression suffisamment grande pour empêcher l'entrée d'eau, alors le passage à travers les cheminées assure l'accès des personnes, équipements, et l'excavation des matériaux excavés vers la surface.

Cette technique de conception de fondation est compliquée, coûteuse et très lente. Cependant, les caissons pneumatiques paraissent être le seul choix adéquat dans les sites où il est plutôt difficile d'utiliser les autres types de caissons. L'avantage principal de cette technique c'est que l'opération entière d'enfoncer le caisson est menée sous conditions contrôlées. Cette méthode fournit de meilleures installations pour enlever des obstructions, inspection de travail et de bétonner le lit des fondations. Ce type de caisson est convenable pour des profondeurs qui varient de 25 m à 40m (figure.2.7)

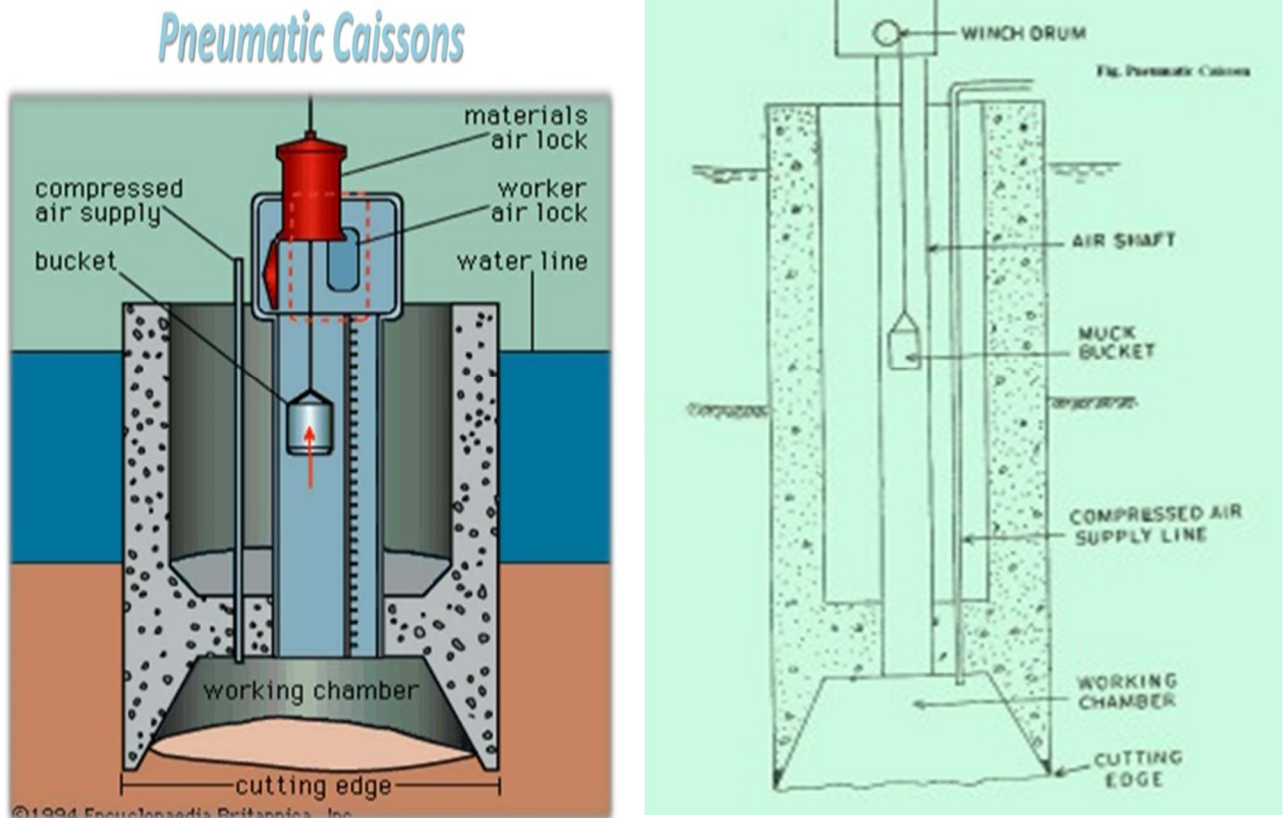


Figure. 2.7 : Caisson pneumatique

2.4. Les conditions de travail dans les caissons:

Il y a les effets Physiologiques de l'air comprimé dont la pression pouvait atteindre 3,5 à 4 kg/cm². La durée du travail sous des pressions importantes. Si toutes les précautions ne sont pas prises, en particulier pour les paliers de décompression à la remontée, il y a risque d'embolie gazeuse, accident dû à l'azote qui peut en cas de remontée trop rapide, faire des bulles dans le sang et arrêter la circulation.

Les ouvriers de l'époque auraient pu se réconforter à ce propos en écoutant les observations **du professeur Oliver**. Pendant la construction du tunnel sous l'Hudson, des mulets restèrent un an sous plus de 2 Kg/cm² et se portèrent très bien.

2.5 La conception de caissons

Cependant la forme, la méthode d'installation et le comportement structurel de caissons ne ressemble pas à ceux de piles. Le concepteur et par la suite l'entrepreneur et le contrôle du personnel est donc concerné par des facteurs semblables en ce qui concerne les conditions de base (fondation), mais les questions différentes concernant les forces à être résisté et le design (la conception) composant structurel, la construction et l'installation, comme :

- La nature et les caractéristiques des strates de sol par lesquelles le caisson doit être coulé avec le respect particulier à la friction de peau de résistance et les obstacles rencontrés, y compris le niveau de la nappe phréatique.

- La profondeur maximale évaluée de récure (fouille) quand applicable, qui devrait être d'une manière conservatrice établi de méthodes analytiques reconnues ou d'études modèles.

- La géométrie globale du caisson par rapport à :

 - La configuration des composants d'infrastructure à être supportés (soutenus) ;

 - La masse exigée pour faciliter la baisse (le naufrage) ;

 - L'espace nécessaire pour le déplacement de gâte de l'intérieur du caisson.

- La stabilité globale du caisson et la structure soutenue pour les combinaisons les plus défavorables de charges et récure des conditions.

- La capacité se dirigeant et la rigidité des strates de fondation.

- Les combinaisons de charge, y compris la rivière forcent quand applicable, pour lequel les composants caisson doivent être conçus pendant le naufrage et quand applicable, pour lequel les composants caisson doivent être conçus pendant le naufrage et quand compléter en service.

- Considérations de durabilité.

2.5.1 Enquête Géotechnique :

L'enquête des conditions de base (fondation) pour caissons est aussi importante que ce a exigé pour des bases (fondations) empilées et est exigé pour fournir des informations détaillées sur :

- La nature et les caractéristiques (des propriétés cohésives, l'angle de friction interne, la densité etc.) des horizons de sol divers par lesquels le caisson sera coulé.
- La profondeur de la nappe phréatique et la présence d'eau souterraine agressive si chacun.
- La présence, classification et les épaisseurs de couche d'obstructions identifiées.
- La profondeur, coffre-fort portant capacités et les rigidités de potentiel fondant couches.

2.5.2 Construction

Les exigences diverses pour la construction, la baisse (le naufrage), le cachetage et le remplissage de caissons sont d'habitude amplement décrites dans le cahier des charges (les spécifications) et ne garantissent (justifient) pas la répétition détaillée dans cette section. Mettez au courant le commentaire supplémentaire fournit donc comme suit, qui sert de points à être observé par le personnel de contrôle pendant la construction de caissons.



Figure 2.8. Fondation en caisson a 8 m de profondeur

2.5.3 Sécurité

La sécurité de personnel pendant la construction de caissons exige la planification prudente et la vigilance constante à cause de la nature des opérations comme : le travail à la profondeur croissante, souvent au dessous de la nappe phréatique ou dans des conditions humides ou submergées, adjacentes à une lourde structure qui est dans le processus d'être coulé dans la raison (terre) et d'habitude au-dessous des seaux, des usurpations etc. utilisées pour l'extraction de gâte.

Le degré (diplôme) du danger quel visage d'ouvriers est relaté (lié) à la profondeur, le taux (tarif) d'afflux d'eau, la taille de l'espace marchant disponible dans bien ou ses compartiments et la façon et la vitesse de leur évacuation quand les dangers ou des difficultés surgissent soudainement.

La mise en ouvre diligente de la sécurité de l'entrepreneur (du contractuel) planifie et la vigilance du personnel de contrôle aussi bien que l'entrepreneur(le contractuel).

2.5.4 Tranchant(Avant-garde) :

La qualité, la rigidité et la force du tranchant (de l'avant-garde) principal des caissons sont très importants au succès ultérieur des opérations de baisse (naufage) par des strates difficiles et doivent être a fond vérifiés par le personnel de contrôle quant a la qualité de soudures et des rapports (connexions) et l'embedments dans le béton a être jeté par la suite. Le tranchant (l'avant-garde) doit être mis le niveau mort avant le commencement de bétonnage.

2.5.5 Travail concret :

Il est préférable de choisir finalement la hauteur des ascenseurs (soulèvements) concrets et la longueur du renforcement vertical défend et épisse etc. Seulement après la consultation avec l'entrepreneur(le contractuel) pour faciliter ses opérations de construction.

En vue des forces significatives et des tensions auxquelles les membres caisson peuvent être soumis pendant la baisse (le naufrage) et quand dans le service, on attend (s'attend) à ce que le personnel de contrôle vérifie le de la qualité la plus haute de matériels (matières) et la maîtrise sur toutes les facettes de travail concret en conformité avec (conformément à) le cahier des charges (les spécifications). En particulier ils devaient prêter attention :

- Le mélange concret conçoit avec la référence particulière à la première force.

- La couverture concrète à renversement (renfort) particulièrement sur les visages extérieurs du puits.
- La qualité et la conformité avec les tolérances du form work sur le puits des surfaces extérieures, qui peuvent significativement réduire ou augmenter les résistances de friction de peau du sol à la baisse (au naufrage).
- La qualité des joints (articulations) dans le béton qui peut être soumis aux tensions extensibles au début de gain de force concret.

Trois problèmes associés avec l'emplacement et le contrôle des caissons entre en jeu, viz : inclinaison, torsion et changement latéral. Ceux-ci sont plus prononcés et problématiques pendant les stades précoces, pour les raisons suivant :

- Le caisson n'est pas entièrement incorporé dans le sol.
- Le caisson passe souvent à travers les couches douces qui offrent peu de résistances latérale et qui peut offrir la latérale différentielle ou la résistance verticale à couler.
- Dans la présence d'eau souterraine à une faible profondeur, le poids efficace du caisson est réduit.

Il est souvent digne d'intérêt de vérifier l'uniformité des trois premiers à cinq mètres du sol au-dessous de la surface supérieure par le cône dynamique pénétromètre ou d'autres sondes et considérer le décompactage léger mais uniforme de premiers deux mètres du sol. Les évaluations de la résistance de friction de peau des sols aux profondeurs diverses devraient être faites des résultats de l'enquête géotechnique pour juger le minutage du besoin pour contrôler et effectuer le naufrage.

2.5.6 Fondation et cachetage :

L'adéquation de la fondation et du cachetage de caissons est les facteurs importants qui ont une influence significative sur la capacité de charge de ces structures. La qualité de la strate de fondation et les moyens de réaliser des places assises (un placement) compétentes dans le cas (la caisse) de bases (fondations) de roche s'inclinant par exemple, doit être vérifiée par l'ingénieur qui devrait faire une inspection finale seulement après que des mesures correctives ont été mises en œuvre.

2.6 La stabilité des caissons

Les caissons sont des éléments structuraux lourds en béton armé ou en acier avec des grandes dimensions, fabriqués sur des aires sur des rivages, puis transportés par flottation pour les installer à l'eau profonde dans leur position finale.

Deux types de stabilité sont considérés :

- Stabilité de caisson durant son transport par flottation.
- Stabilité de caisson après son installation vis-à-vis renversement, glissement ou poinçonnement de sol.

2.7 Méthodologie d'exécution des travaux de déplacement des caissons

- Mise en place des fonds de coffrage.
- Réalisation des semelles.
- Réalisation des parois avec le coffrage glissant.
- Transport des caissons par voie terrestre.
- Cure.
- Mise en place des chapes d'étanchéité.
- Chargement du dock flottant.
- Remorquage du dock flottant.
- Mise en place des caissons.
- Transport des caissons par voie maritime.
- Mise en place des caissons.
- Enlèvement des chapes d'étanchéité.
- **2.8 Avantages et inconvénient des caissons:**

2.8.1 Avantage des caissons:

- Economie
- Minimise les besoins en bouchons
- Légèrement moins de bruit et vibrations réduites
- Facilement adaptable aux conditions du site
- Capacité de chargement axiale et latérale élevée

2.8.2 Inconvénients des caissons

- Extrêmement sensible aux procédures de construction
- Pas bon pour les sites contaminés
- Manque d'expertise en construction
- Manque d'inspecteurs qualifiés

2.9 Pré-dimensionnement de caissons

Les caissons à succion sont couramment utilisés dans l'industrie offshore pour servir de fondations à une large palette de structures. Il s'agit de caissons d'acier rigides pouvant comporter un ou plusieurs réseaux de jupes internes ou de raidisseurs. Le terme de succion fait référence au mode d'installation de ces fondations. Les jupes du caisson pénètrent dans un premier temps sous le poids propre du caisson et éventuellement de la structure supportée par celui-ci. Le caisson est ensuite amené à sa pénétration finale en appliquant une sous pression (i.e. succion) interne. Cette méthode d'installation a prouvé par le passé être une solution techniquement efficace et économiquement intéressante. Le terme de caisson est généralement utilisé dans le cas où le chargement se fait en compression, ce qui est le cas des jackets de plates-formes pétrolières. Le terme d'ancre à succion s'applique quant à lui dans le cas de système d'ancrage de structures flottantes où une tension ponctuelle est appliquée. La dimension de ces caissons ou ancres dépend grandement du type de chargement et des conditions de sol. Les ancres à succion installées dans des argiles molles sont souvent assez élancées avec des ratios de longueur sur diamètre (L/D) de l'ordre de 4 à 6 qui se rapproche des dimensions de pieux courts rigides. Les caissons assimilables à des fondations semi-profondes avec des élancements L/D de l'ordre de 1 à 4.

Depuis peu, les caissons à sont utilisés pour le support de petites structures marines utilisées pour les développements de champs pétroliers en grande profondeur d'eau (700 à 3000 m de profondeur d'eau) de type manifold. En service, elles sont soumises à de nombreuses combinaisons de chargements horizontaux H et moments M (HM) générés par l'activité sismique et par l'expansion des pipelines et flowlines connectées sous l'effet de changement de pression interne ou de température. Les charges HM de renversement sont relativement importantes vis-à-vis du chargement vertical qui est essentiellement gravitaire. De ce fait, la méthode classiquement utilisée pour le dimensionnement des fondations superficielles, qui consiste à pendre en compte l'excentrement de la charge en réduisant l'aire effective de la fondation, n'est pas ici appropriée. Les standards communément utilisées pour le

dimensionnement de fondations superficielles offshore, du type API (API RP2A 2000) ou ISO (ISO 19904- 1, 2003) ne peuvent pas être appliqués pour ce type de fondations. Une analyse en éléments finis en trois dimensions est par ailleurs réaliste au stade préliminaire d'un projet au vu du nombre conséquent de cas de chargements à vérifier.

2.10 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu présenter tout d'abord une étude bibliographique sur les fondations cylindriques et en caissons; soit en béton armé ou en acier. On a abordé également les différentes méthodes et les domaines d'utilisations de ce type de fondation, peu travaux d'exécution de ce type de fondation, il y a une difficulté de classement de ce type de fondation car son utilisation est presque limitée dans le milieu marin. Les fondations en caisson sont n'y profond n'y peu profond, sont de type spécial. Leur dimensionnement est assez difficile vu la nature de sol et de l'ouvrage à supporter. Dans ce chapitre nous avons discuté indirectement une comparaison entre les différents types de fondation en caissons.

Chapitre 03

Interaction sol structure et vibration des fondations

3.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la **figure 3.1**, est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre reposant sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique. Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Etant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle. L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que

de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

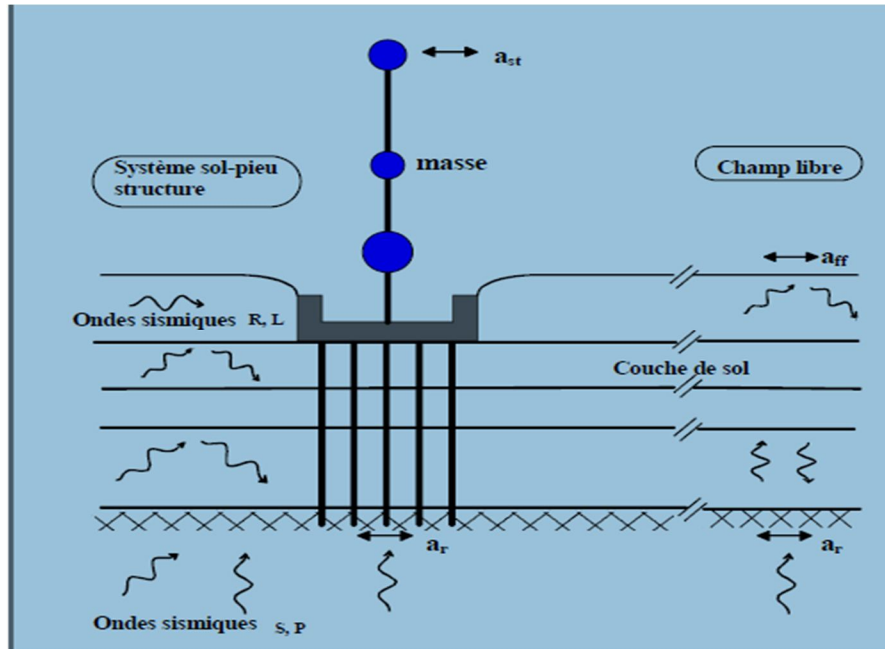


Figure 3.1 Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation. En plus de l'interaction cinématique, elle modifiera aussi le champ de déplacement.

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante. Plus généralement, l'interaction sol-structure résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En effet, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

3.2. Notion d'interaction sol structure(ISS)

Phénomène d'interaction

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et la structure. Les observations et des analyses post -sismiques montrent que l'interaction sol -fondation structure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques (Kagawa 1980, MIZUNO 1987, Boulanger et al 198. 199, mirua2002 ...)

Le phénomène d'interaction sol fondations -structure est fort complexe, par exemple pour le système sol pieu -structure, il fait intervenir plusieurs éléments en interactions sol-pieu, pieu, pieu - chevêtre et l'ensemble pieux chevêtre -sol avec la structure. Et pour le système sol-inclusion matelas structure, il fait intervenir plusieurs élément en interaction sol pieu, inclusion inclusion, inclusion matelas et l'ensemble inclusion matelas sol avec la structure.

En générale, dans l'analyse dynamique sol fondation structure, on distingue essentiellement deux phénomènes qui appariassent simultanément.

Les fondations, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité) .En conséquence, des réflexions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre, cet effet appelé interaction cinématiques.

3.3. Méthode d'analyse de l'interaction sol structure

En général, les approches proposées pour l'analyse de l'interaction sol-structure peuvent être classées en deux catégories :

Les approches globales ou les éléments sol, fondation ou structure sont considérés avec leur comportement et conditions de contact dans la même analyse.

Le calcul est effectué en une seule étape .Ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure, notamment l'hétérogénéité du sol, la

présence de l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géo matériaux et les contributions de contact sol structure.

Les approches basées sur la notion de sous structures, qui consiste à traiter le problème global. Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle. Cette approche sera utilisée dans ce travail :

La première phase concerne l'interaction cinématique ou l'on détermine l'interaction entre le sol et la fondation probablement différente du mouvement du champ libre cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des fondations. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendent de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de fondation au mouvement au champ libre en l'absence de la superstructure. Détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (Masse de la super structure égale à zéro). Cette phase est nécessaire pour déterminer la sollicitation imposée à la base de la structure, car la rigidité de la fondation peut modifier la réponse du système sol fondation. Le mouvement obtenu peut être ainsi différent de celui en champ libre.

Il est à noter que l'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques. Ces derniers utilisent généralement une procédure simplifiée, qui consiste à évaluer les efforts sismiques induits dans les fondations à partir des forces inertielles.

La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance dynamique des fondations, elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressort –amortisseurs linéaires ou non – linéaire. Dans la plupart des études, les impédances sont estimées par des méthodes analytiques et des méthodes numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments de frontière couplés avec la méthode des éléments finis) ou par expressions approchées. Ces matrices comportent une partie réelle et une partie imaginaire, toutes deux dépendants de la fréquence. La rigidité et l'amortissement sont estimés à partir des expressions approchées ou à l'aide des abaques construits en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et ROESSET 197, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994, Boumekik 1986).

Le calcul des impédances dynamiques constitue la première étape de l'analyse de l'interaction inertielle est effectuée en deux étapes : calcul des matrices d'impédances dynamiques au niveau de la fondation.

L'analyse de la réponse dynamique de la superstructure et du système sol fondation modélisée par son impédance dynamique sous l'effet du mouvement déterminé par l'analyse cinématique.

3.3.1. Méthode d'analyse directe de système sol-structure

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure. Les éléments sol, fondation et structure sont considérés avec leur comportement et conditions de contact dans la même analyse. Le calcul est effectué en une seule étape. Ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure, notamment l'hétérogénéité du sol, la présence de l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géo matériaux et les conditions de contact sol-structure.

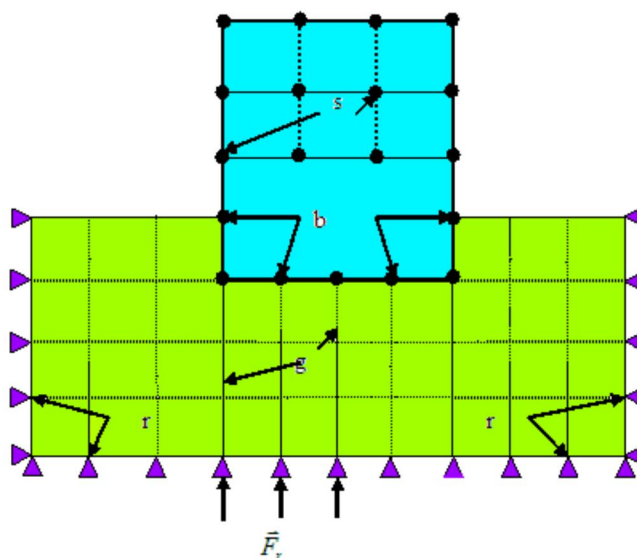


Figure 3.2 Système sol-structure

a- Equation de mouvement dans le domaine temps

Les méthodes directes, consiste à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure.

La frontière fictive extérieure du sol doit être placée suffisamment loin de la structure pour éviter la réflexion des ondes émanant de l'interface sol-structure pendant toute la durée d'analyse **figure 3.2**. Dans le cas où cette procédure donne lieu à un calcul très coûteux (à cause du nombre élevé de degrés de liberté du système discret), en utilisant la méthode des éléments de frontières absorbantes.

L'équation de mouvement dans le domaine temps du système sol-structure s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P \quad 3.1$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système, et P est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

$$U = \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix}; \text{ Avec}$$

U_s : Déplacements absolus des nœuds de la structure,

U_b : Déplacements absolus des nœuds de la base (interface sol-structure),

U_i : Déplacement absolu des nœuds intérieur du sol,

U_r : Déplacements absolus des nœuds de la frontière.

On note \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations nodales respectivement. On considère les sous-systèmes de références suivants : L'excitation étant d'origine sismique, seuls les nœuds de la frontière sont chargés. L'équation de mouvement s'écrit alors :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} & & \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g & M_{bi} & \\ & M_{ib} & M_{ii} & M_{ir} \\ & & M_{ri} & M_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & & \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g & C_{bi} & \\ & C_{ib} & C_{ii} & C_{ir} \\ & & C_{ri} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} & & \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g & K_{bi} & \\ & K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \\ U_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad 3.2$$

Les matrices-blocs correspondant aux nœuds de l'interface sol-structure (nœuds communs à s et à g) sont additionnées.

Soit U_r^f le vecteur de déplacements des nœuds de la frontière en champ libre. Ces déplacements ne sont pas influencés par la réponse de la structure lorsque la frontière est placée suffisamment loin. On a donc la relation suivante :

$$U_r = U_r^f$$

Par élimination des degrés de liberté de la frontière, l'équation de mouvement (3.2) du système sol structure devient :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} & \\ M_{bs} & M_{bb}^s + M_{bb}^g & M_{bi} \\ & M_{ib} & M_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \\ \ddot{U}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & \\ C_{bs} & C_{bb}^s + C_{bb}^g & C_{bi} \\ & C_{ib} & C_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} & \\ K_{bs} & K_{bb}^s + K_{bb}^g & K_{bi} \\ & K_{ib} & K_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 3.3$$

L'équation éliminée étant :

$$M_{ri}\ddot{U}_i + M_{rr}\ddot{U}_r + C_{ri}\dot{U}_i + C_{rr}\dot{U}_r + K_{ri}U_i + K_{rr}U_r = P_r \quad 3.4$$

On voit dans l'équation (3.3) que seulement le second membre des équations des nœuds intérieurs couplés de la frontière est non nul.

b -Equation de mouvement dans le domaine fréquentiel :

En utilisant la transformé de Fourier, l'équation de mouvement (3.3) s'écrit dans le domaine fréquentiel sous la forme :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g \\ & S_{ib} \\ & S_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \\ U_i \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ S_{ir} U_r^f \end{Bmatrix} \quad 3.5$$

Avec : $S = -(\omega^2 M + i\omega C + k)$ la matrice de rigidité dynamique complexe, $U = U(\omega)$

L'amplitude complexe de la réponse définit comme étant la transformé de fourrier de $U(t)$:

$$U(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} U(t) e^{-i\omega t} dt \quad \text{et} \quad U(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} U(\omega) e^{-i\omega t} d\omega \quad 3.6$$

En Eliminant dans l'équation (3.4) les degrés de liberté des nœuds intérieurs (indice i) par condensation dynamique, on a d'après (3.4) :

$$U_i = S_{ii}^{-1} (-S_{ir} U_r^f - S_{ib} U_b) \quad 3.7$$

La deuxième équation de (3.4) devient :

$$S_{bs} U_s + (S_{bb}^s + S_{bb}^g) U_b + S_{bi} S_{ii}^{-1} (-S_{ir} U_r^f - S_{ib} U_b) = 0 \quad 3.8$$

Soit

$$S_{bs} U_s + (S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib} U_b) U_b = S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir} U_r^f \quad 3.9$$

L'équation (3.4) devient :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ (S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir}) U_r^f \end{Bmatrix} \quad 3.10$$

Posons

$$S_{bb}^{-g} = S_{bb}^g - S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ib} \quad 3.10a$$

$$S_{br}^- = S_{bi} S_{ii}^{-1} S_{ir} \quad 3.10b$$

On obtient finalement :

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb}^s + S_{bb}^{-g} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ S_{br}^- U_r^f \end{Bmatrix} \quad 3.10c$$

Cette équation est une formulation possible de l'analyse de l'interaction dynamique sol-structure exprimée en mouvement absolu. Cependant, son utilisation est difficile car la matrice S_{br}^- figurant au second membre est difficile à évaluer.

3.3.2. Méthodes de sous-structures

Les approches basées sur la notion de sous-structures, qui consiste à traiter le problème en plusieurs étapes sont plus faciles à traiter que le problème global (figure 3.3). Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle et fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global Kausel et al (1978), Aubry et al (1982) et Pecker (1984). Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiqué sur la figure 3.3. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis on impose les conditions de compatibilité à l'interface (continuité des déplacements et des contraintes).

La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et la fondation en l'absence de la superstructure et où le mouvement de la fondation probablement différent du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement liée à la rigidité des fondations. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de la fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure. La détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (Masse de la superstructure égale à zéro) est une phase nécessaire pour déterminer la sollicitation imposée

à la base de la structure, car la rigidité de la fondation peut modifier la réponse du système sol-fondation. Le mouvement obtenu peut être ainsi différent de celui en champ libre.

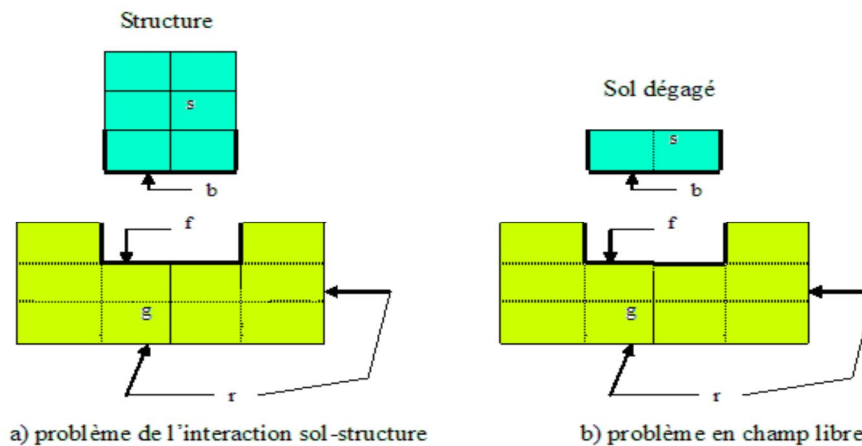


Figure 3.3. Interaction Sol-Structure

Il est à noter que l'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques. Ces derniers utilisent généralement une procédure simplifiée, qui consiste à évaluer les efforts sismiques induits dans les fondations à partir des forces inertielles.

La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance dynamique des fondations, elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressort-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. Le calcul des impédances dynamiques constitue la première étape de l'analyse de l'interaction inertielle et l'analyse de l'interaction cinématique. Dans la plupart des études, les impédances sont estimées par des méthodes analytiques, semi-analytiques et numériques (la méthode des éléments de frontières, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontières couplée avec la méthode des éléments finis) ou par des expressions approchées Luco (1974), Kausel et Roesset (1975), Gazetas (1983), Wong et Luco (1985), Dobry et Gazetas (1988), Makris et al (1994), Boumekik (1985), Sbartaï et Boumekik (2008) et Sbartaï (2007). Les fonctions impédances comportent une partie réelle et une partie imaginaire dépendantes de la fréquence. La rigidité représente la partie réelle et l'amortissement représente la partie imaginaire.

Dans ce travail, la méthode de sous-structures a été utilisée pour étudier la réponse sismique d'une fondation posée à la surface ou encastrée dans un massif de sol homogène viscoélastique limité par un substratum rigide.

a- Principe de la méthode de sous structure :

Considérons une discrétisation par éléments finis des systèmes sol-structure comme le montre la figure (3. 3a). Le sol et la structure ont été séparés et l'équilibre convient par l'application des forces d'inertie P_b , p_f . Le modèle est soumis à une excitation arbitraire le long de la frontière. La figure (3.3b) représente la discrétisation du problème en champ libre. La structure représente dans ce cas la partie dégagée du sol. Pour une solution dans le domaine fréquentiel, l'équation (3.1) du mouvement devient :

$$-(\omega^2 M + i\omega C + K)U = P \quad 3.11$$

Où : M est la matrice de masse, C est la matrice d'amortissement et K la matrice de rigidité. P et U sont les vecteurs de force et de déplacement, ou ω est la fréquence d'excitation.

Par raison de simplicité, les sous matrices de la rigidité dynamique complexe sont données par la relation suivante $K_d = K + i\omega C - \omega^2 M$. La relation force-déplacement pour les différentes sous- structure est donnée comme suit :

(a) Structure :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad 3.12$$

(b) Fondation, y compris l'interaction sol structure :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f \\ 0 \\ P_r \end{Bmatrix} \quad 3.13$$

(c) Fondation, la solution de champ libre :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f^* \\ U_g^* \\ U_r^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f^* \\ 0 \\ P_r^* \end{Bmatrix} \quad 3.14$$

Les sous-indices ci-dessus se réfèrent à ce qui suit : **s** pour les nœuds de la structure, à l'exclusion de l'interface sol-structure ; **b**, pour les nœuds de la structure le long de l'interface ; **f**, pour les nœuds du sol le long de la même interface ; **g**, pour les nœuds du sol, à l'exclusion de l'interface et les limites, et **r**, pour les nœuds long de la frontière.

L'astérisque renvoie à la solution en champ libre. On remarque que le problème de champ libre et le problème de l'interaction sol-structure sont soumis à la même excitation U_r^* . Toutefois, dans $P_r \neq P_r^*$ générale sauf si la frontière est loin de la structure.

En soustrayant l'équation (3.14) de l'équation (3.13) conduit à la relation :

$$\begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fg} & K_{fr} \\ K_{gf} & K_{gg} & K_{gr} \\ K_{rf} & K_{rg} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f - U_f^* \\ U_g - U_g^* \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_f - P_f^* \\ 0 \\ P_r - P_r^* \end{Bmatrix} \quad 3.15$$

Par condensation dynamique l'équation matricielle (3.15) devient :

$$K(U_f - U_f^*) = P_f - P_f^* \quad 3.16$$

Où : $K = K_{ij}(w)$ est la matrice des fonctions impédance de la fondation qui peut être écrite sous la forme explicite suivante :

$$K_{ij}(w) = \frac{(P_f - P_f^*)e^{iwt}}{(U_f - U_f^*)(\omega)} \quad 3.17$$

Avec : P_f le vecteur des forces (moments) qui provient de l'effet inertiel de la superstructure, P_f^* le vecteur des forces (moments) provoquées par le mouvement du champ libre, U_f est la réponse à l'interface sol-fondation et U_f^* la réponse de mouvement en champ libre à l'interface sol-fondation.

D'autre part, l'équilibre et la compatibilité exigent que :

$$P_f = -P_b, P_f^* = -P_b^*, U_f = U_b, U_f^* = U_b^*$$

De sort que :

$$K(U_b - U_b^*) = -P_b - P_b^* = P_b^* - P_b \quad 3.18$$

Les termes de la matrice d'impédance sont complexes et dépendent de la fréquence. Ces derniers sont obtenus à partir du code de calcul sous la forme complexe :

$$K_{ij}(\omega) = [K_{ij}^r(\omega) + iK_{ij}^i(\omega)] \quad 3.19$$

Cette dernière expression présente une partie réelle (K_{ij}^r) et une partie imaginaire (iK_{ij}^i).

L'équation (3.19) peut être réécrite en introduisant l'impédance (rigidité) statique K_s :

$$K_{ij}(\omega) = [K'_{ij}(\omega) + iK''_{ij}(\omega)] \quad 3.20$$

Où K_s est l'impédance statique ($w=0$) ou la rigidité statique, K' reflète le comportement élastique et tient compte de la rigidité et l'inertie du milieu et K'' indique le mouvement vibratoire et l'amortissement.

Quand la masse de la dalle (fondation) est non nulle, il convient de remplacer $[K]$ par $[K] - \omega^2[M]$ dans les équations ci-dessus ou $[M]$ représente la matrice de masse.

La réponse de l'ensemble du système sol-structure est obtenue par la méthode de superposition. En remplaçant l'équation (3.18) on obtient la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ KU_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} \quad 3.21$$

L'équation (3.21) montre que la solution du problème d'interaction sol-structure peut être obtenue (pour la structure) par application de forces fictives à l'interface sol-fondation

$P_b = P_b^* + X U_b^*$. Une fois les forces et les déplacements en champ libre (P_b et U_b^*) à l'interface sol-fondation peuvent être facilement calculer pour un certain nombre de cas tel que les systèmes avec sols stratifiés soumis à des ondes sismiques se propageant avec un angle quelconque. Cependant, la matrice des fonctions impédances K n'est pas facile à obtenir, sauf pour le cas particulier d'une fondation placée à la surface d'un sol (encastrement nul) [Gasetas et Roesset 1976, Chopra et al 1975, Vaish et Chopra 1974].

Pour les fondations rigides, les composantes du vecteur déplacement U_b peuvent être exprimées en termes de translations et de rotations de la fondation appliquées à l'interface sol-fondation :

$$U_b = F U_0 \quad 3.22$$

Où F est la matrice de transformation de corps rigide et U_0 contient les déplacements et les rotations. Les forces nodales P_b et les forces de fondations P_0 sont reliées par la relation (3.23) :

$$P_0 = F^T P_b = F^T (P_b^* + K U_b^*) \quad 3.23$$

En combinant les équations (3.11), (3.12) et (3.20), on obtient l'expression finale

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ K U_b^* + P_b^* \end{Bmatrix} U_0 \quad 3.24$$

Une analyse complète de l'équation (3.24) montre que la matrice impédance de la fondation s'exprime comme suit :

$$K_0 = F^T K F \quad 3.25$$

Les solutions présentées dans les sections ci-après ont été obtenues avec une formulation trois dimensions par la méthode des éléments finis. Une caractéristique fondamentale qui doit être mise en œuvre est la représentation exacte de la frontière modèle figure 3.2 qui sépare la région des éléments finis du milieu semi infini (le champ libre). Des frontières absorbantes sont placées à la limite du modèle pour éviter la réflexion des ondes réfléchies Kausel et al 1978. Le mode d'implémentation des frontières absorbantes vient essentiellement de la nécessité de décomposer le déplacement en une composante selon la normale à l'élément, correspondant à

une onde P, et une composante dans le plan de l'élément, correspondant à une onde S. On est alors à même de discrétiser la relation d'impédance introduite dans la première partie :

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial U'}{\partial t} \quad 3.26$$

U' les composantes du déplacement dans le plan tangent et u_3 selon e_3 , la direction normale à la frontière.

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement et C_p la vitesse de l'onde de compression

Ce qui correspond à des amortisseurs visqueux distribués sur le long des frontières des modèles. Il est tentant d'introduire la possibilité d'imposer une impédance absorbante pour un problème élastique en harmonique. Cela correspond au traitement d'un terme en w^3 dans les équations, comme cité plus haut. On peut donc construire une pseudo-matrice d'amortissement visqueux traduisant la présence du domaine infini.

La décomposition de la relation d'impédance selon les composantes normale ou tangentielle du déplacement sur l'élément nous contraint à construire la matrice d'impédance dans un repère local sur l'élément. On définit ce repère local dans la routine élémentaire ainsi que la matrice de passage qui permet le retour à la base globale.

3.3.3. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche. Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode

directe, par exemple la méthode des éléments finis. Hormis la méthode classique des Éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macro-élément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macro-élément a été développé pour la première fois par Nova et Montrasio, (1991) dans le domaine géo-mécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macro-élément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

3.4. Réponse dynamique des fondations

Le dimensionnement des fondations nécessite toujours trois étapes préliminaires qui sont : L'établissement des critères de performances (critère de rupture ou limitation de l'amplitude de vibration); La détermination des charges dynamiques appliquées; et la modélisation du sol et l'évaluation de ses propriétés dynamiques pour déterminer la réponse dynamique des fondations.

Les deux premières étapes influencent dans une moindre mesure la réponse dynamique de la fondation. Par contre la 3^{ème} étape nécessite plus d'attention car celle-ci affecte directement le comportement dynamique des fondations à travers l'interaction de cette dernière avec le sol.

Les critères de performance couramment utilisés imposent à la fondation un mouvement de faibles amplitudes. Le comportement du système de fondation reste de ce fait linéaire. Ainsi, il résulte que pour des charges périodiques, la réponse de ce système peut être obtenue par superposition de la réponse harmonique à différentes fréquences.

En pratique, le sol est formé de plusieurs couches de caractéristiques différentes. De plus, dans la plupart des cas, les fondations sont posées ou encastrées dans un sol homogène ou hétérogène limité par un substratum indéformable. Les conditions de frontières mixtes

inhérentes deviennent assez complexes pour qu'une solution du problème puisse être obtenue par des méthodes analytiques. Par leur nature discrète, la méthode semi-analytique, la méthode des éléments finis et celle des différences finies s'adaptent bien à la géométrie du problème et peuvent même englober les différents types de fondations.

Les fonctions impédances constituent l'outil de base pour l'étude de la réponse dynamique de la fondation. En géodynamique, les ingénieurs sont confrontés à des domaines de très grande taille dont l'influence sur les structures qu'ils cherchent à dimensionner est prise en compte via une matrice d'impédance aux interfaces. Cette matrice possède 6 degrés de liberté (translation verticale ou pompage, translation horizontale ou tamis, rotation d'axe horizontal ou balancement, rotation d'axe vertical ou torsion). Les termes de la matrice d'impédance s'expriment sous la forme de fonctions à valeurs complexes dépendant de la fréquence.

Nous ne considérons que des massifs rigides soumis à des sollicitations harmoniques (forces et moments). Dans le comportement des fondations sollicitées par des forces harmoniques, le système sol fondation peut être schématisé avec une très bonne approximation par un ensemble de système oscillants simple, composé d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur **figure (3.4)**. Un tel système existe pour chaque degré de liberté de mouvement de la fondation.

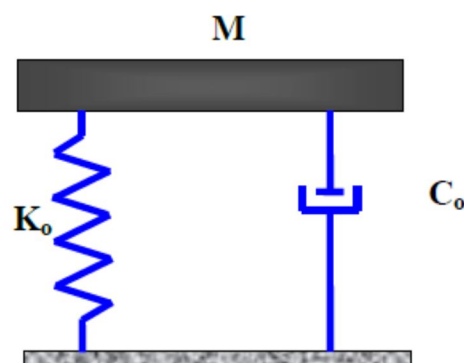


Figure 3.4. Modèle rhéologique simplifié pour l'impédance verticale

2.4.1. Définition de l'impédance d'une fondation

Pour illustrer la notion d'impédance d'une fondation, grandeur essentielle pour le calcul sismique d'une structure par une méthode de sous structure, considérons le cas simple d'un bloc rigide reposant sur un semi-espace supposé élastique à six degrés de liberté. A chaque degré de liberté, on lui associe un coefficient de raideur K et un coefficient d'amortissement C . l'impédance de la fondation est égal à la réaction exercée sur une fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à des déplacements harmoniques unitaires dirigés suivant l'un de ses degrés de liberté. La fondation étant sans masse, l'impédance représente également le quotient d'une force directement appliquée à la fondation (qui est égale à la réaction du sol) par le déplacement résultant. Une fondation rigide possédant six degrés de liberté ce qui correspond à une matrice d'impédance $[K(w)]$ de dimension (6×6) .

Si la fondation est de forme quelconque, les différents degrés de liberté sont couplés et la matrice d'impédance est pleine. Si de plus, la fondation possède des axes de symétrie, certains des termes de couplage (termes hors diagonale) s'annulent.

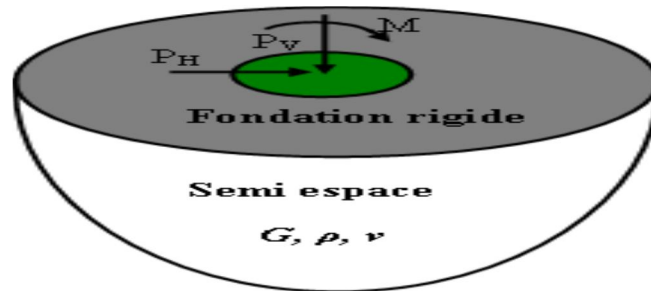


Figure 3.5 Modèle géométrique d'une fondation superficielle circulaire

Chaque terme de la matrice représente donc le quotient de la force appliquée par le déplacement résultant suivant le même degré de liberté. Dans la suite du paragraphe, on raisonnera donc sur un des termes de la matrice que l'on notera K , par exemple celui qui correspond au mode vertical, sachant que les considérations qui ont été développées ci-dessus

sont également applicables aux autres termes; on dénommera ce terme par le vocable impédance.

Considérons une fondation de forme quelconque figure 3.5 reposant à la surface d'un milieu (sol) semi-infini et soumise à une sollicitation harmonique $P_0 e^{i\omega t}$. Outre la sollicitation appliquée, les forces qui s'exercent sur la fondation sont les forces d'inerties et les forces de la réaction du sol $R(t)$. Il en résulte, en régime stationnaire, un déplacement $U_0 e^{i\omega t}$ de la fondation.

Associons à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques mais de masse nulle. Soit $U(t)$ son déplacement lorsqu'elle est soumise à une force appliquée $P(t)$. Par définition, on appelle impédance d'une fondation K_v le quotient de la force appliquée au déplacement de la fondation sans masse. Dans le cas général, la sollicitation et la réponse ne sont pas en phase ; cette impédance est donc une expression complexe:

$$K_v = \frac{P(t)}{U(t)} \quad 3.27$$

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

$$K_v = \frac{R(t)}{U(t)} \quad 3.28$$

Dans le cas d'une fondation partiellement encastrée, 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 3.26, on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement et de torsion. Il existe également une impédance de couplage balancement-horizontale et une autre torsion-verticale.

La considération d'un oscillateur simple à un degré de liberté (figure 3.5) est utile pour la compréhension de la forme générale prise par les fonctions d'impédance. L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur, de caractéristiques M , C , K soumis à une sollicitation harmonique s'écrit:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P_0 e^{i\omega t} \quad 3.29$$

$$\text{La solution générale : } U(t) = \frac{P_0 e^{i\omega t}}{(k - \omega^2 M) + i\omega C} \quad 3.30$$

En comparant cette équation à l'équation 2.26, l'impédance dynamique s'écrit alors :

$K_v = (K - \omega^2 M) + i\omega C$. Elle se compose, d'une partie réelle et d'une partie imaginaire.

Le déplacement est la somme d'une partie réelle en phase avec la sollicitation qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système et d'une partie déphasé de 90° qui traduit les caractéristiques d'amortissement. En faisant intervenir la pulsation propre

$\omega_R = \sqrt{\frac{K}{M}}$ et le facteur d'amortissement $\beta = \frac{C}{2KM}$, on peut écrire :

$$K_v = (k - \omega^2 M) + i\omega C = K \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_R} \right)^2 + 2i\beta \frac{\omega}{\omega_R} \right] \quad 3.31$$

Où ω_R désigne la pulsation propre.

D'après l'examen de la relation (3.30), on remarque que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la raideur statique K et un terme qui représente la partie dynamique.

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut être négative pour des hautes fréquences :

$$K_v = K_s [K_1(\omega) + ia_0 C_1(\omega)] \quad \text{Avec } a_0 = \frac{\omega r_0}{C_s} \quad 3.32$$

Où a_0 est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation (le rayon r_0 pour une fondation circulaire la demi-largeur B_f pour une fondation rectangulaire et le diamètre d pour un pieu). C_s Est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et ω la pulsation de l'excitation harmonique. Dans l'équation 3.31 l'impédance est

factorisée par la raideur statique K_s associée au mode correspondant de la fondation. k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation w .

Lorsque le sol de fondation présente un amortissement matériel, l'impédance est souvent écrite de façon à isoler l'influence de cet amortissement sous la forme suivante :

$$K_v = K_s [K_1(w) + ia_0 C_1(w)] (1 + 2i\beta) \quad 3.33$$

Cette formulation est intéressante pour un demi-espace homogène, ou pour un milieu dont les propriétés varient lentement avec la profondeur; les valeurs de k_1 et c_1 sont alors pratiquement indépendantes de la valeur de β .

3.4.2. Amortissement interne du sol

On peut éventuellement tenir compte d'un amortissement interne du sol. Celui-ci est caractérisé par le facteur d'amortissement β défini par analogie avec un oscillateur simple par:

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad 3.34$$

Où ΔW étant l'énergie dissipée par cycle, et W l'énergie élastique maximale emmagasinée au cours du même cycle (**figure.3.6**)

En général, il s'agit d'une dissipation d'énergie de type hystérétique, indépendante de la fréquence.

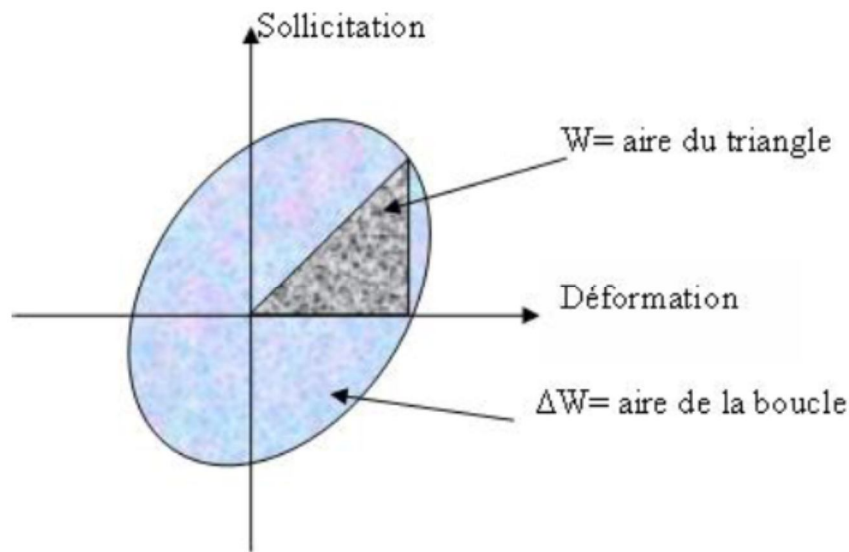


Figure 3.6. Boucle d'hystérésis

Le facteur d'amortissement de type visqueux, défini pour l'oscillateur simple, est donné par :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \frac{\omega_n}{\omega} \quad 3.35$$

ω et ω_n désignent respectivement la pulsation de l'excitation et la pulsation propre du Système non amorti.

Il n'y a identité des expressions (3.33) et (3.34) que dans le cas où $\omega = \omega_n$. Contrairement à l'amortissement matériel, l'énergie dissipée par cycle par l'oscillateur simple dépend de la fréquence pour un amortissement visqueux. On ne peut donc pas simplement additionner les deux facteurs d'amortissement, l'un est relatif aux termes d'amortissement de type visqueux dus à une propagation des ondes jusqu'à l'infini, et l'autre relatif à l'amortissement interne du matériau sol.

Pour un sol isotrope, cela revient à remplacer le module de cisaillement G par :

$$G^* = G(1 + 2i\beta) \quad 3.36$$

Cette dernière expression représente la raideur complexe à résonance d'un oscillateur Simple de raideur G et de pourcentage d'amortissement critique β . En choisissant pour module G du modèle linéaire équivalent le module sécant du matériau G_s , on obtient une

forme possible de linéarisation du système. Cette linéarisation a été proposée par Rosenblueth et Herrera (1964) et utilisée pour les sols par Schnabel et al (1972).

En résumé, le comportement non linéaire du sol a été approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent. L'équivalence est fonction des caractéristiques du matériau mais également de la sollicitation.

Dans le cas présent de cette thèse elle a été développée pour des sollicitations harmoniques. Ce type de modèle est employé de façon extensive dans la pratique courante car il fournit des valeurs (contraintes, accélérations, déplacements,...) qui se comparent favorablement à celles obtenues à l'aide de modèles plus sophistiqués tels que Martin (1975), Pecker et al (1984) ou à celles observées Valera et al (1977).

Ce type de modèle a par ailleurs le mérite de la simplicité car il nécessite que la mesure de trois paramètres (un de plus que le modèle élastique) : module cisaillement G , module volumétrique K et un coefficient de perte $\eta = 2\beta$.

3.5. Détermination des fonctions impédances

Bien que les codes de constructions parasismiques actuels consistent à calculer la réponse sismique d'une structure en considérant que la structure est encastree à sa base.

L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter une modification du mouvement du sol au voisinage de la structure par rapport à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire d'étudier la réponse dynamique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure, car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique.

3.5.1 Définition de l'impédance d'une fondation :

Considérons une fondation de forme quelconque reposant à la surface d'un milieu semi-infini à une sollicitation harmonique $P_0 e^{i\omega t}$, autre la sollicitation appliquée, les forces s'exerçant sur la fondation sont :

Les forces d'inerties

Les forces de la réaction du sol $R(t)$

$Z_0 e^{i\omega t}$ Déplacement de la fondation

Associons à la fondation réelle une fondation fictive de mêmes caractéristiques géométriques mais 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 K_V .

$$K_V = \frac{P(t)}{Z(t)} \quad 3.37$$

Il est évident, les forces d'inertie de la fondation étant nulle,

$$K_V = \frac{R(t)}{Z(t)} \quad 3.38$$

A partir de l'équation 3.37, on peut définir une impédance de la fondation pour les modes de translation (horizontale ou verticale), de balancement, de torsion. Il existe également une impédance couplée rotation-déplacement horizontal) résultant.

L'équation d'équilibre dynamique d'un tel oscillateur, de caractéristiques m , c , k soumis à une sollicitation harmonique s'écrit :

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = P_0 e^{i\omega t} \quad 3.39$$

La solution générale

$$Z(t) = \frac{P e^{i\omega t}}{(k - m\omega^2) + i\omega c} \quad 3.40$$

En rapprochant cette équation de l'équation 1, l'impédance dynamique s'écrit alors :

$K_V = (k - m\omega^2) + i\omega c$, Elle se compose d'une partie réelle et une partie imaginaire.

Le déplacement est la somme d'une partie réelle en phase avec la sollicitation qui traduit les caractéristiques de raideur et d'inertie du système, et d'une partie déphasé de 90° qui traduit les caractéristiques d'amortissement.

En faisant intervenir la pulsation propre $\omega_R = \sqrt{\frac{k}{m}}$ et le pourcentage d'amortissement critique $\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$

Par définition l'impédance de l'oscillateur simple s'écrit :

$$K_V = (k - m\omega^2) + i\omega c = k \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_R} \right)^2 + 2i\xi \frac{\omega}{\omega_R} \right] \quad 3.41$$

Dans laquelle on utilisé les notations usuelles de l'oscillateur simple : ω_R et ξ désigne la pulsation propre et le pourcentage d'amortissement critique.

L'examen de la relation (3. 41) montre que l'impédance est le produit:

- D'un terme correspondant à la raideur statique k ;
- D'un terme qui représente la partie dynamique ; ce terme comporte une partie réelle et une partie imaginaire qui provient du fait que le déplacement est déphasée par rapport à la force appliquée. Ce déphasage est lié à la dissipation d'énergie du système.

On notera également que la partie réelle de l'impédance peut devenir négative à haute fréquence.

$$K = K_S [k_1(\omega) + ia_0 c_1(\omega)] \quad 3.42$$

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_S}$$

Elle se compose d'un terme multiplicatif qui est la raideur statique (raideur   fréquence nulle) de la fondation K_S et d'une partie représente la contribution dynamique. Cette contribution dynamique comporte une partie réelle et une partie imaginaire .Les coefficients a_0 , k_1 et c_1 sont sans dimension et dépendent de la pulsation ω .

Il est instructif de donner une interprétation physique à la notion d'impédance. Par définition l'équation (3.43) donne la réaction R du sol exercée sur la fondation, soit :

$$R = K_s[k_1(\omega) + ia_0c_1(\omega)]Z \quad 3.43$$

Tenant compte du fait que pour une sollicitation harmonique : $\dot{z} = i\omega z$

L'équation 3.43 peut s'écrire :

$$R = K_s k_1(\omega) + \frac{K_s r_0 c_1(\omega)}{v_s} \dot{z} \quad 3.44$$

La réaction du sol se compose donc de deux termes, proportionnels au déplacement et à la vitesse de la fondation. On peut donner à ces termes la signification physique d'un ressort et

$$\text{d'un amortisseur de caractéristiques : } \bar{K} = K_s k_1(\omega), \bar{C} = \frac{K_s r_0 c_1(\omega)}{v_s} \quad 3.45$$

Qui dépendent de la pulsation ω . Par ailleurs on notera qu'il existe une dissipation d'énergie dans le système, représentée par l'amortisseur, bien que le milieu sur lequel repose la fondation soit élastique, donc non dissipatif. Cette dissipation provient du transport de l'énergie dans le milieu par les ondes issues du mouvement de la fondation : il s'agit de l'amortissement géométrique.

Par analogie avec l'équation (3.45) on montre que l'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme générale :

$$k(\omega) = K_s(k + ia_0c) \text{ Avec } a_0 = \frac{\omega Bf}{c_s} \quad 3.46$$

Ou a_0 est la fréquence adimensionnelle définie par une dimension caractéristique de la fondation Bf , par exemple le rayon pour une fondation circulaire, ou la demi-largeur pour une fondation longue ou rectangulaire et par le diamètre d pour un pieu ou un groupe de pieu. c_s est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et ω est la pulsation de l'excitation harmonique. Dans l'équation (3.46) l'impédance est factorisée par la raideur statique K_s associée au mode correspondant de la fondation superficielle de la même taille. Dans ce travail on propose des modèles numériques pour le calcul des impédances dynamique.

Actuellement, il existe différentes procédures pour la détermination des tassements de fondations de formes quelconques soumises à une sollicitation harmonique (force ou

moment). Une procédure donnée est plus en moins bien adaptée à la solution d'un problème, et il n'existe pas de méthode de résolution universelle, quel que soit la forme de la fondation, son enfoncement dans le sol, sa fréquence d'excitation, à cet effet, on distingue :

- Les solutions obtenues à par tir d'une formulation continue du problème conduisant à des solutions analytiques ou semi-analytiques.
- Les solutions obtenues à par tir d'une formulation discrétisée du problème ; méthodes des éléments finis et plus rarement les méthodes des équations intégrales aux frontières.
- Les solutions expérimentales, qui constituent un apport non négligeable pour une meilleure approche des lois de comportement des géo matériaux, ainsi que la proposition de lois empiriques.

Les méthodes d'analyses actuelles tendent à tenir compte d'une façon rationnelle de l'interaction sol-structure dans la détermination de la réponse des fondations à des charges dynamiques.

Ces charges sont de deux types : le premier type correspond à une source d'excitation à l'intérieur du modèle (machines rotatives par exemple), le deuxième type correspond à une source d'excitation à l'extérieur du modèle (Séisme par exemple).

Indépendamment de la nature de la méthode utilisée (analytique ou numérique), la solution du problème de vibration de la fondation nécessite toujours la détermination de la fonction impédance liant les forces appliquées au déplacement s résultant.

La vibration (harmonique) de la fondation donne naissance au niveau de l'interface sol-structure à des ondes solides qui se propagent dans le sol sous forme d'ondes de volume ou de sur face.

La recherche de la réponse de la fondation devient donc essentiellement un problème de propagation d'ondes avec des conditions aux frontières mixtes. Ceci limite l'utilisation des méthodes analytiques à des problèmes de géométrie simple (fondation circulaire ou rectangulaire sur sol semi-infini).

Les problèmes plus pratiques (fondation encastrée, sol stratifié, etc....) nécessitent soit l'utilisation des méthodes numériques soit l'utilisation des méthodes semi-analytiques.

3.5.2. Les méthodes analytiques

La réponse dynamique des fondations est obtenue à partir des solutions analytiques des équations de l'élastodynamique dans chaque couche de sol. Suivant la façon dont est traitée la condition aux limites de l'interface sol-fondation, on peut distinguer les solutions entièrement analytiques et les solutions semi-analytiques. Les solutions analytiques ne peuvent être obtenues qu'en simplifiant la condition de contact à l'interface sol-fondation. L'application de transformation intégrale conduit, pour chaque mode de vibration, à un ensemble d'équation intégrale.

La solution au problème d'une force harmonique appliquée à la surface d'une demi-espace élastique a été obtenue par Lamb (1904) par intégration de cette solution sur une surface circulaire. Reissner (1936) est le premier à étudié la réponse d'un disque circulaire de rayon r sollicitant un semi-espace élastique. Il fait l'hypothèse d'une répartition uniforme des pressions sous la semelle. Il a eu le mérite de mettre en évidence le premier un aspect qui nous semble à présent évident, à savoir l'existence d'une énergie dissipée par radiation. Les oscillations de la fondation donnent naissance à des ondes de volume et à des ondes de surface dont le contenu énergétique est non nul. Dans un milieu semi-infini, ces ondes se propagent indéfiniment, et ne restituent donc pas, sous une forme ou une autre, l'énergie qu'elles contiennent. Il y a donc dissipation d'énergie, et tout se passe donc comme si le milieu présentait un amortissement, bien qu'il soit supposé élastique linéaire et non dissipatif.

Quinlan (1953) et Sung (1953) ont obtenu des solutions pour le cas de répartition de contrainte uniforme, parabolique ou elliptique. Ces solutions ne représentent pas l'impédance d'une fondation rigide. En effet, sous une fondation la répartition de contrainte n'est ni uniforme, ni parabolique, ni elliptique. Le problème à résoudre est en fait un problème aux conditions aux limites mixtes.

Des méthodes plus exactes sont apparues vers la moitié des années 60. Ces méthodes analysent les vibrations du système sol-fondation comme un problème aux conditions frontières mixtes avec des déplacements compatibles avec le mouvement du corps rigide sous la fondation et des contraintes nulles sur la partie restante de la surface du sol. Ces méthodes supposent généralement une répartition libre des contraintes « Relaxed Boundary » dans le sens où pour des oscillations verticales ou de flexion, le contact est supposé lisse (contraintes de cisaillement nulles) et pour des oscillations horizontales, le contact est non pressurant (contraintes normales nulles).

Ce n'est qu'avec les travaux de Lysmer (1965) que les premières solutions (numériques) ont été obtenues pour l'impédance verticale d'une fondation rigide à la surface d'un demi-espace élastique. Lysmer introduit pour la première fois l'idée que le comportement du sol fondation en translation verticale peut être représenté par un oscillateur simple de raideur et d'amortissement constants avec la fréquence. Cette approche simplifiée, souvent désignée par « analogie de lysmer », est étendue à l'ensemble des mouvements par Richart et Withman (1967).

Concernant les fondations encastrées dans un sol semi-infini, la solution analytique du problème est assez complexe à cause des conditions aux frontières supplémentaires introduites par l'encastrement de la fondation. Des solutions assez approximatives ont été proposées par Novak et beredugo pour tous les modes de vibration.

3.5.3 Méthodes numériques

A- Méthodes des éléments finis

La M.E.F est basée sur la discrétisation du milieu continu en un certain nombre d'éléments de taille relativement petite ayant des formes dépendant de la géométrie du problème et des caractéristiques physiques différentes, si nécessaires. Les détails de la méthode sont bien connus et ne sont pas repris.

Du fait de la nature discrète, cette méthode est plus « flexible » que les méthodes analytiques dans le sens où elle peut traiter des problèmes de géométrie complexe (encastrement, sol stratifié, etc. . .). Néanmoins, elle est plus approximative. Aussi pour des raisons d'économie, son utilisation, en dynamique des sols, est généralement limitée à des problèmes à deux dimensions.

Cette méthode est couramment utilisée dans le calcul des structures. Néanmoins, son utilisation en dynamique des sols et en particulier dans le domaine des vibrations des fondations.

Nécessite une adaptation qui consiste à :

- représenter avec une fiabilité suffisante la nature infinie du problème (fondation + sol) par un modèle discrétisé (fondation + partie infinie du sol) ;
- imposer au modèle des conditions aux frontières pour éviter toute réflexion des ondes à ce niveau.

Deux conditions aux frontières sont généralement utilisées :

La frontière absorbante (absorbing boundary) et la frontière « transmittante » (transmitting boundary) .

a) Frontière absorbante

La frontière absorbante (ou visqueuse) a été développée par Lysmer et Kuhlemeyer pour l'étude par éléments finis des vibrations de fondations en surface ou partiellement encastrées dans un sol semi - infini

Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes P (ondes de compression) et les ondes S (ondes de cisaillement)

puisse être totalement absorbée au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à par tir de la théorie de propagation unidimensionnel le des ondes.

Cependant, pour que cet te frontière soit efficace, el le devrait être placée à une certaine distance de la fondation.

Kuhlemeyer a mont ré que l'utilisation de cet te frontière dans le cas d'un sol stratifié semi-infini ne fournit pas des résultats assez fiables. Ceci résulte de la difficulté à quantifier l'énergie transportée par les ondes P et S à cause des réflexions et des réfractions de ces ondes au niveau des strates.

b) Frontière transmettante

La frontière « transmettante » est caractérisée par une transmission totale des ondes aux frontières. Celle-ci a été présentée par Waas et consiste à appliquer aux frontières du modèle à discrétiser les forces nécessaires pour maintenir l'équilibre entre le modèle et la partie du sol non discrétisé.

Ces forces s'obtiennent à par tir des considérations de propagation des ondes dans la partie non discrétisée sous l'hypothèse d'une propagation horizontale parallèle aux strates.

En utilisant cet te frontière, Waas a étudié (par élément s finis) les vibrations verticales et de torsion d'une fondation (encastrée ou non) dans un sol multicouche l imité par un substratum infiniment rigide.

Seul le cas de déformation plane ou axisymétrique a été considéré.

En utilisant la même démarche, Chiang a obtenu les oscillations verticales, horizontales et de flexion d'une fondation rectangulaire infiniment longue.

Cette frontière s'est avérée assez efficace pour modéliser l'influence de la radiation des ondes (dans la partie non discrétisée) sur la réponse de la fondation.

De plus, l'utilisation de cette frontière conduit à des économies considérables (par rapport à la frontière absorbante) du fait qu'elle peut être placée directement à côté de la fondation, cependant, son utilisation étant limitée au cas de déformation bidimensionnelle.

Kausel a généralisé cette technique de Waas pour l'analyse des fondations axisymétriques mais dans le cas où les vibrations ne sont pas axisymétriques. À cette fin, celui-ci a utilisé une méthode pseudo-tridimensionnelle introduite par Wilson dans le calcul par éléments finis des structures axisymétriques soumises à des charges non axisymétriques.

Celle-ci consiste à développer les charges non axisymétriques (ou les déplacements) en série de Fourier en fonction de la coordonnée angulaire.

Cette méthode a l'avantage de préserver la nature tridimensionnelle du problème (à cause de la présence de la coordonnée angulaire à travers les séries de Fourier) et de ramener en même temps l'étude du problème à deux dimensions, ce qui entraîne une économie importante en termes de stockage (par rapport aux méthodes tridimensionnelles).

L'étude par éléments finis des vibrations des fondations en utilisant la frontière transmittante a pour avantage de prendre en considération de façon efficace l'influence de la partie du sol non discrétisée sur le modèle discrétisé. Son inconvénient est d'augmenter la taille du problème en termes de stockage, ceci limite l'utilisation de cette méthode à des cas de vibration qui peuvent être ramenés à une analyse bidimensionnelle tel que le cas des fondations rectangulaires assez longues ou celui des fondations cylindriques.

Néanmoins, les fondations carrées peuvent être traitées comme des fondations cylindriques en imposant une surface égale pour les deux fondations.

Par contre, l'analyse tridimensionnelle des fondations rectangulaires ne s'adapte pas à cette méthode et nécessite l'utilisation de méthodes plus appropriées telles que les méthodes semi-analytiques que nous présentons ci-dessous.

c-Frontière pour champ libre :

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre.

Les problèmes standards de réponse sismique et d'interaction sol-structure ou sol fluide-structure amènent à considérer des domaines infinis ou supposés tels. Par exemple, dans le cas de barrages soumis au séisme, on a souvent affaire à des retenues de grande taille qui nous permettent de faire l'hypothèse d'anéchoïcité : les ondes qui partent vers le fond de la retenue ne "reviennent" pas. Ceci a pour but de réduire la taille de la structure à mailler et de permettre de passer des calculs complexes avec les moyens informatiques actuels. Dans ce travail, on considère que la frontière du maillage élément fini du sol se trouve dans un domaine au comportement élastique. La théorie des systèmes elliptiques assure simplement l'existence et l'unicité de la solution des problèmes élastoplastique dans les domaines bornés, sous l'hypothèse de conditions aux limites assurent la fermeture du problème. Il en va différemment pour les domaines infinis. On doit avoir recours à une condition particulière, dite de Sommerfeld, formulée dans les directions infinies du problème. Cette condition assure notamment, dans le cas de la diffraction d'une onde plane élastique par une structure, l'élimination des ondes diffractées non physiques venant de l'infinies que les conditions classiques sur les bords du domaine à distance finie ne suffisent pas à assurer. La méthode privilégiée pour traiter des domaines infinis est celle des éléments finis de frontière(ou équations intégrales). La solution fondamentale utilisée vérifie automatiquement la condition de Sommerfeld. Seulement, l'utilisation de cette méthode est conditionnée par la connaissance de cette solution fondamentale, ce qui est impossible dans le cas d'un sol à géométrie complexe, par exemple, ou lorsque le sol ou la structure sont non linéaires. Il faut donc alors avoir recours aux éléments finis. Dès lors, des conditions particulières à la frontière du maillage éléments finis sont nécessaires pour interdire la réflexion des ondes diffractées sortantes et reproduire ainsi artificiellement la condition de Sommerfeld. Plusieurs méthodes permettent d'identifier des conditions aux limites répondant à nos exigences. Certaines conduisent à une résolution exact du problème : on les appelle "frontières consistantes".

Elles sont fondées sur une prise en compte précise de la propagation des ondes dans le domaine infini. Par exemple, si ce domaine peut être supposé élastique et avec une stratigraphie simple loin de la structure, on peut envisager un couplage éléments finis-

équations intégrales. Un des problèmes de cette solution est qu'elle n'est pas locale en espace : il faut faire un bilan sur toute la frontière séparant le domaine fini du domaines infini, ce qui nous conduit obligatoirement à un problème de sous-structuration. Cette non localité en espace est caractéristique des frontières consistances. Pour aboutir à des termes de frontière locaux en espace, on peut utiliser la théorie des éléments infinis. Ces fonctions doivent être proches de la solution car les théorèmes mathématiques classiques n'assurent plus la convergence du résultat de calcul vers la solution avec de tels éléments. En fait, on peut trouver une analogie entre la recherche de fonctions de base satisfaisantes et celle d'une solution fondamentale pour les équations intégrales. Les contraintes géométriques sont assez voisines mais surtout, cette recherche présente un inconvénient de taille : elle dépend de la fréquence. Par conséquent, de telles frontières, locales ou non en espace, ne peuvent être utilisées que dans les domaines de Fourier, ce qui interdit une certaine catégorie de problèmes, avec des non-linéarités de comportement ou des grands déplacements par exemple. On en arrive donc à devoir trouver des frontières absorbantes performantes qui soient locales en espace et en temps pour traiter aux éléments finis des problèmes transitoires posés sur des domaines infinis. La théorie des éléments par axiaux qui réalisent l'absorption cherchée avec une efficacité inversement proportionnelle à leur simplicité d'implémentation ainsi que la description des contraintes d'implémentation dans le Code Aster sont présentées dans le manuel du code. Le mode d'implémentation des éléments par axiaux élastiques en transitoire vient essentiellement de la nécessité de décomposer le déplacement en une composante selon la normale à l'élément, correspondant à une onde P, et une composante dans le plan de l'élément, correspondant à une onde S. On est alors à même de discrétiser la relation d'impédance introduite dans la première partie :

U' les composantes du déplacement dans le plan tangent et u_3 selon e_3 , la direction normale à la frontière.

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement et C_p la vitesse de l'onde de compression

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial U'}{\partial t} \quad 3.47$$

On ne revient pas sur le schéma d'intégration temporelle que l'on a déjà décrit dans la partie précédente, sachant qu'on considère toujours la relation d'impédance de façon explicite par une

correction du second membre. Il est tentant d'introduire la possibilité d'imposer une impédance absorbante pour un problème élastique en harmonique. Cela correspond au traitement d'un terme en dans les équations de l'élastodynamique. Pour un calcul de réponse harmonique d'une structure infinie, la prise en compte de l'impédance absorbante comme une correction du second membre n'est évidemment pas applicable. Cependant, la relation d'impédance à l'ordre 0 exprime les termes surfaciques en fonction de la vitesse des nœuds de l'élément. On peut donc construire une pseudo-matrice d'amortissement visqueux traduisant la présence du domaine infinie.

3.5.4 Méthodes semi -analytiques

Ces méthodes constituent un compromis entre les méthodes analytiques et les méthodes numériques. Celles -ci sont basées sur la subdivision de l'inter face sol- fondation en un certain nombre d'éléments différentes formes sont utilisées : disques, car ré, rectangle, etc.... la répartition des contraintes est supposée uniforme sur chaque élément.

La détermination de cette répartition à partir des considérations d'interaction sol-structure permet d'obtenir la réponse de la fondation.

Il est à signaler que la détermination de cette répartition nécessite à priori la connaissance des fonctions de Green en chaque élément.

De par ses caractéristiques, cette méthode s'adapte assez bien à l'analyse tridimensionnelle des fondations de forme arbitraire.

En effet, en utilisant cette méthode, Wong et al (86) ont étudié tous les modes de vibrations d'une fondation de forme quelconque placée à la surface d'un sol semi - infini élastique.

Les éléments utilisés dans la subdivision sont rectangulaires. Les fonctions de Green sur chaque élément ont été obtenues initialement par Thomson et al. En utilisant la même approche, Gaul a étudié les vibrations verticales et de flexion d'une fondation à la surface d'un sol semi- infini viscoélastique. De même, Nemet et al ont utilisé des éléments circulaires pour déterminer les flexibilités (forces dues à des déplacements unités) horizontales, verticales et de torsion d'une fondation de forme arbitraire.

Comparées à la méthode des éléments finis ou la discrétisation englobe la fondation et une partie du sol, les méthodes semi - analytiques sont plus attractives car ces dernières discrétisent uniquement l'inter face sol- fondation et sont de ce fait plus économiques. De plus, elles sont moins approximatives que la méthode des éléments finis du fait que les fonctions de Green sur chaque élément sont obtenues analytiquement. Néanmoins, son utilisation est limitée, à l'état actuel, à des fondations placées à la sur face d'un sol semi-infini homogène.

Cette limitation est due au fait que le calcul analytique des fonctions de Green devient très complexe et en pratique irréalisable dans le cas d'un milieu multicouche à cause de l'aspect transcendantal du problème de propagation des ondes dans ce milieu.

3.5.5. Méthodes expérimentales

La caractérisation de la réponse dynamique des fondations à des sollicitations diverses comme celles présentées à l'état naturel nécessite l'emploi d'un certain nombre de techniques d'essai en place (in-situ) mais également en laboratoire. D'après notre recherche bibliographique, on a remarqué le peu de travaux sur les recherches expérimentales traitant les vibrations des fondations.

Il y a une revue d'essais réalisés en laboratoire et in situ de façon succincte. Notant que, les essais en laboratoire se sont considérablement diversifiés au cours des dernières années avec l'apparition d'appareils de précision dont les plus récents comprennent des dispositifs de sollicitations dynamiques mais également quasi-statiques.

Un certain nombre de travaux expérimentaux ont été réalisés par des chercheurs japonais, ils ont été les plus utiles pour déterminer l'effet de la ISS sur une structure réelle Fujimori et al (1992), Akino et al (1996), Mizuhata et al (1988), Iguchi et al (1988), Urao et al (1988), Watakabe et al (1992) et Imamura et al (1992). Les travaux ont été réalisés in situ, et sont donc, des modèles qui ne peuvent être reproduits en laboratoire. Ce type de modèle représente une configuration réelle de bâtiment. Urao et al (1988) ont utilisé la méthode des couches minces (TLM) pour comparer leurs résultats expérimentaux avec un modèle analytique et ont réussi avec une certaine corrélation des données.

Vivian Perry (1963) a élaboré des tests sur un sol « standard 20-30 Ottawa Sand ASTM C-190» contenu dans un récipient cubique de 1m³ de volume soumis à l'action de chargements dynamiques appliqués à une semelle circulaire. Brumund et Leonard (1972) ont étudié le tassement des fondations circulaires reposant sur un sable, soumise à l'excitation verticale au moyen d'essais sur maquette de laboratoire.

Sauzeat (2003), Dutine(2005) et Doan Tran (2006), ont utilisé des appareils plus précis comme le triaxial dynamique « T4C stady » (appareil de Torsion, Compression, Confinement d'éprouvette Cylindrique Creuse en sollicitation Statique et Dynamique). La tenue sismique et la marge de dimensionnement des centrales nucléaires ont été estimées.

3.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons montré que l'interaction sol-structure est un problème complexe et nous avons présenté les méthodes de résolution de ce problème, trois approches essentielles ont été présentées ; la méthode direct, la méthode de sous structuration et les méthodes hybrides.

Chapitre 04

Réponse dynamique des fondations en caisson et en cylindre (Fondations des offshore)

4.1 Introduction

La Méthode des éléments finis est utilisée souvent dans l'analyse structurelle. Il y a une grande différence entre la méthode des éléments finis appliquée à un modèle structurel et celle d'un milieu de sol. Le modèle utilisé pour de la structure peut être très raffinée parce que le comportement du matériau des éléments de construction est bien compris. D'autre part, l'utilisation de la méthode des éléments finis à des difficultés de modélisation d'un espace semi-infini sur laquelle repose la structure. Une frontière artificielle est nécessaire a fin de limiter le nombre total de degrés de liberté. Malheureusement, cette même frontière pose le problème de l'énergie transmis par les ondes réfléchies. Les ondes se réfléchissent à la frontière du modèle au lieu d'être rayonnée à travers les couches de sol sous-jacente (Kintzer et al, 1982). Cela crée le problème de réflexion des ondes aux frontières du modèle, ou la résonance, qui est exactement loin de la réalité. Dans un milieu réel et physique, les grandes dimensions spatiales du milieu du sol permettent d'amortir l'énergie des ondes réfléchies. Ce phénomène, appelé rayonnement à l' infini, est un facteur majeur dans la réduction des dommages crée par les ondes à la structure.

Dans ce travail on se base sur le calcul des impédances verticales et horizontales des systèmes sol-caisson ou cylindre par la méthode des éléments finis. Des forces verticales et horizontales, et des moments sont appliqués séparément au centre de la fondation. Par application de la méthode de sous-structuration les réponses en déplacement sont obtenues en effectuant le produit de la fonction de la force excitatrice par la fonction de transfert en amplitude du déplacement. Les résultats sont

présentés dans un premier temps par le ratio U/F comme l'amplitude du déplacement en fonction de la fréquence. Ensuite la partie réelle (raideur dynamique du système) et la partie imaginaire sont étudiées séparément. La réponse sismique est peut être obtenues par le rapport des fonctions de transfert et les fonctions de green.

Comme déjà mentionne dans la partie bibliographique, plusieurs méthodes ont été utilisées par plusieurs chercheurs a fin de déterminer le comportement dynamiques des fondations. La plupart des méthodes classiques sont basés sur la formulation intégrale (BEM) pour la détermination de la matrice de flexibilité (formalisme des fonctions de Green) et l'application de la condition de rigidité pour déterminer les fonctions impédances dynamiques. Dans cette partie on fait appelle a la méthode des éléments finis qui a été bien adapté aux problèmes de géométries complexe.

L'application de cette méthode pour la détermination des impédances dynamiques est rare vu la grande taille de modèle et les frontières artificielles du modèle qui sa demande un grand temps de calcul. Dans cette étude on base sur la formulation de problème de l'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis. La méthode de sous structurations qui décompose le problème en sous problème a été bien adapté. Vu la réflexion des ondes aux frontières artificielles du modèle une application des frontières absorbantes est indispensable, des éléments paraxiaux sont implémentés dans le code de calcul Aster en 3D, le milieu continu est présenté dans ce cas par des amortisseurs visqueux ou des impédances de frontières.

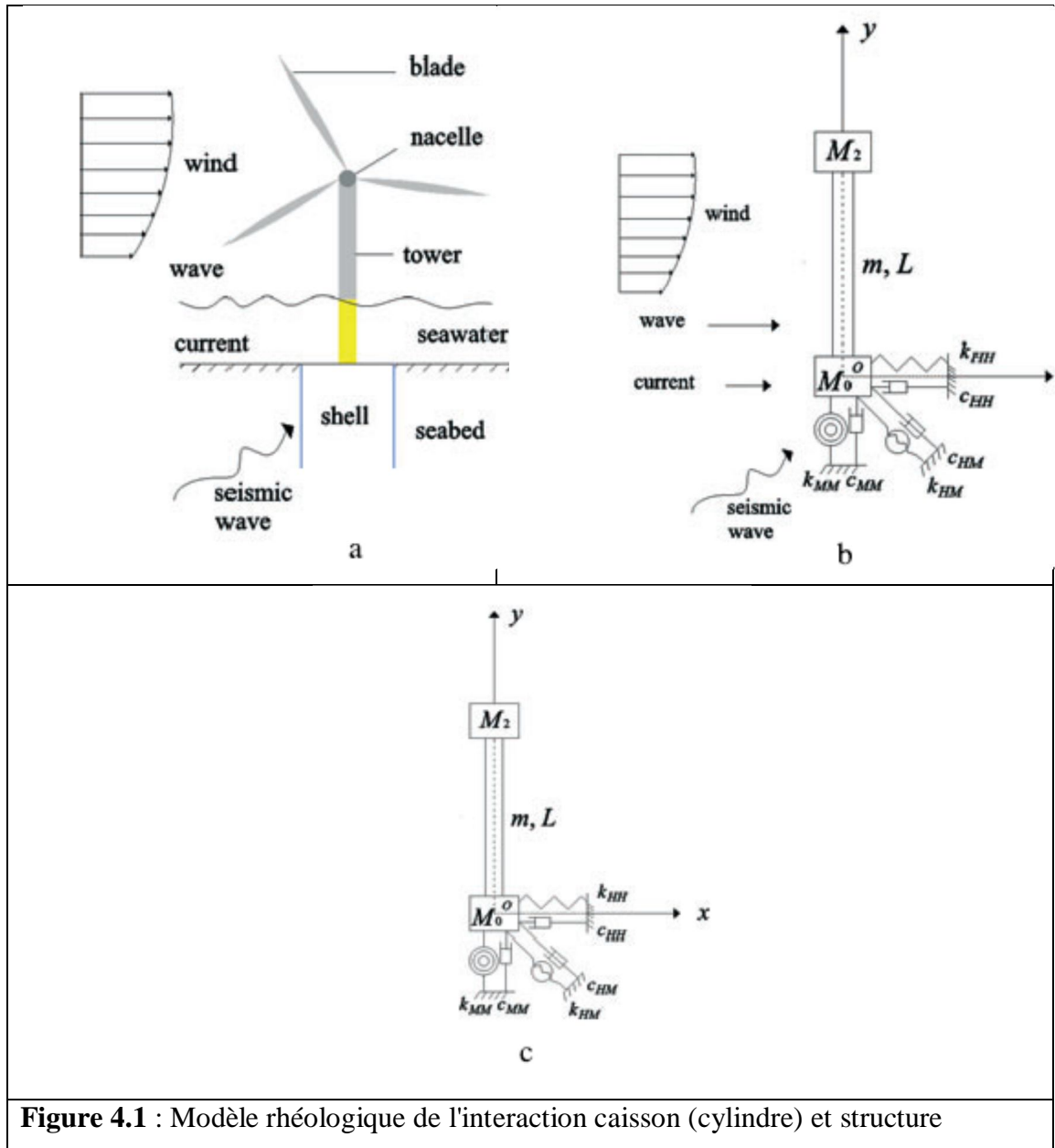
Des modèles numériques tridimensionnels sont proposés pour déterminer le mode de vibration des fondations des offshores. Les fondations sont de forme carrée et cylindrique en béton armé ou en acier. La réponse dynamique a été étudiée au centre du carrée ou de cylindre. Les résultats sont présentés en termes de rigidités dynamique et en termes des déplacements.

4.2 Principe de calcul et équation de base

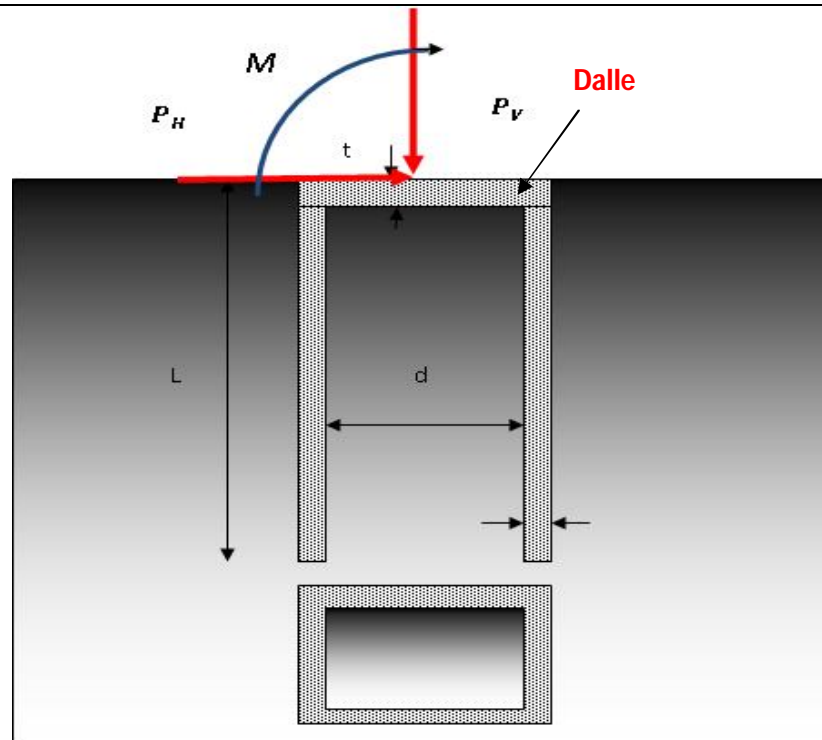
4.2.1 Fondation en caisson carrés en béton armé (Vibration des caissons en forme carré)

Un caisson carrée de $2a$ de coté soumise à des forces verticale et horizontale harmonique (figure 4.1) enfoncée dans un milieu homogène, le sol représente un milieu marin et la fondation est en caissons, le milieu est caractérisée par : un module

de Young E , un coefficient de poisson ν , une masse volumique ρ , une profondeur L et un rapport amortissement hystérétique β tableau. Ce caisson représente une fondation d'offshores.



Le comportement dynamique de la fondation caisson est exprimé par l'impédance dynamique, et le déplacement au centre de caisson, l'impédance dynamique est calculée par le principe (force –déplacement). En supposant que $P_0(t)$ est force d'interaction et $U_0(t)$ déplacement correspondant supposé être harmonique. avec, o désigné le centre de caisson.



t = l'épaisseur de la fondation

d = Largeur du caisson

L = la hauteur du caisson

Figure. 4.2 Géométrie du modèle de calcul (caisson en béton armé)

En élément finis avec les frontières absorbantes les fonctions impédances sont calculées par les relations suivantes :

$$K_{ij}(\omega) = \frac{(P_i)e^{i\omega t}}{(U_i)(\omega)} \quad 4.1$$

Avec $P_i = \{P_x, M_y, P_z\}$ est le vecteur de chargement dynamique qui provient de l'effet inertiel de la superstructure, U_i est la réponse à l'interface sol-fondation (centre de la dalle de caisson) et $U_i = \{U_x, \theta_y, U_z\}$ le vecteur des déplacements résultants au centre de fondation. La matrice des impédances dynamiques $[K]$ est obtenue sous la forme suivante:

$$\begin{Bmatrix} P_x \\ M_y \\ P_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{x\theta} & 0 \\ K_{\theta x} & K_{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_x \\ \theta_y \\ U_z \end{Bmatrix} \quad 4.2$$

Avec, X, θ et Z indique respectivement le mouvement horizontal, la rotation et le mouvement vertical. La matrice [K] est symétrique car $K_{x\theta} (= K_{\theta x})$ dans [K] sont négligeables. Les fonctions impédances sont obtenues à partir du code de calcul sous la forme :

$$K_{ij}(\omega) = [K_{ij}^r(\omega) + iK_{ij}^i(\omega)] \quad 4.3$$

Cette expression présente une partie réelle (K_{ij}^r) et une partie imaginaire (iK_{ij}^i), l'impédance dynamique peut être factorisée par rapport à l'impédance statique

$$K_{ij}(\omega) = [K_{ij}'(\omega) + iK_{ij}''(\omega)] \quad 4.4$$

Où K_s est l'impédance statique ($\omega = 0$) ou la rigidité statique, K' reflète le comportement élastique et tient compte de la rigidité et l'inertie du milieu et K'' indique le mouvement vibratoire et l'amortissement.

Quand la masse de la dalle (fondation) est non nulle, il convient de remplacer [K] par $[K] - \omega^2[M]$ dans les équations ci-dessus ou [M] représente la matrice de masse de la dalle.

Prenant la relation 4.1, les fonctions impédances sont calculées après la détermination des déplacements résultants dans le point d'application de la force harmonique comme le suivant :

$$\text{L'impédance dynamique verticale } K_{zz}(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_z)(\omega)}$$

Avec P_0 est l'amplitude de la force verticale appliquée au centre de la fondation et U_z le déplacement résultant

$$\text{L'impédance dynamique horizontale } K_{xx}(\omega) = \frac{(P_0)e^{i\omega t}}{(U_x)(\omega)}$$

Avec P_0 l'amplitude de la force horizontale appliquée au centre de la fondation et U_x le déplacement résultant.

La réponse dynamique de fondation sans masse a été obtenue selon (Pradhan 2004) par l'expression suivante :

$$|u_0| = \left| \frac{F}{K_s [k(a_0) + ia_0 c(a_0)]} \right|, \quad 4.5$$

Avec $|u_0|$ est l'amplitude de déplacement dynamique, F est l'amplitude de la force, K_s est la rigidité statique, $k(a_0)$ est le coefficient de rigidité et $c(a_0)$ est le coefficient d'amortissement .

Pour simplifier l'analyse et pour la comparaison entre le calcul numérique et les résultats expérimentaux, le rapport $|U/F|$ a été utilisé, l'amplitude de déplacement est:

$$\left| \frac{1}{K(a_0)} \right| = \left| \frac{U_0(t)}{F_0(t)} \right| = \frac{1}{K_s \sqrt{[k(a_0)]^2 + [a_0 c(a_0)]^2}} = \frac{U}{F}, \quad 4.6$$

Avec $|\cdot|$ correspond l'opérateur de module.

4.3 Modèle numérique, Caisson Carré

La figure 4.3 présente le modèle 3D utilisé pour la simulation numérique (code aster) du modèle présenté dans la figure 4.2. La hauteur de la couche de sol compressible est 15 m. La fondation est représentée par des éléments plaques DST. Les éléments plaques sont liés aux éléments volumiques du modèle (paroi de caisson et sol compressible). La configuration géométrique du modèle et la nature de la charge appliquée permettant d'appliquée les conditions de symétrie pour le calcul de l'impédance dynamique. Les éléments du modèle sont considérés élastiques. Les propriétés mécaniques des couches de sol sont présentées au tableau 4.1. La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse

transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

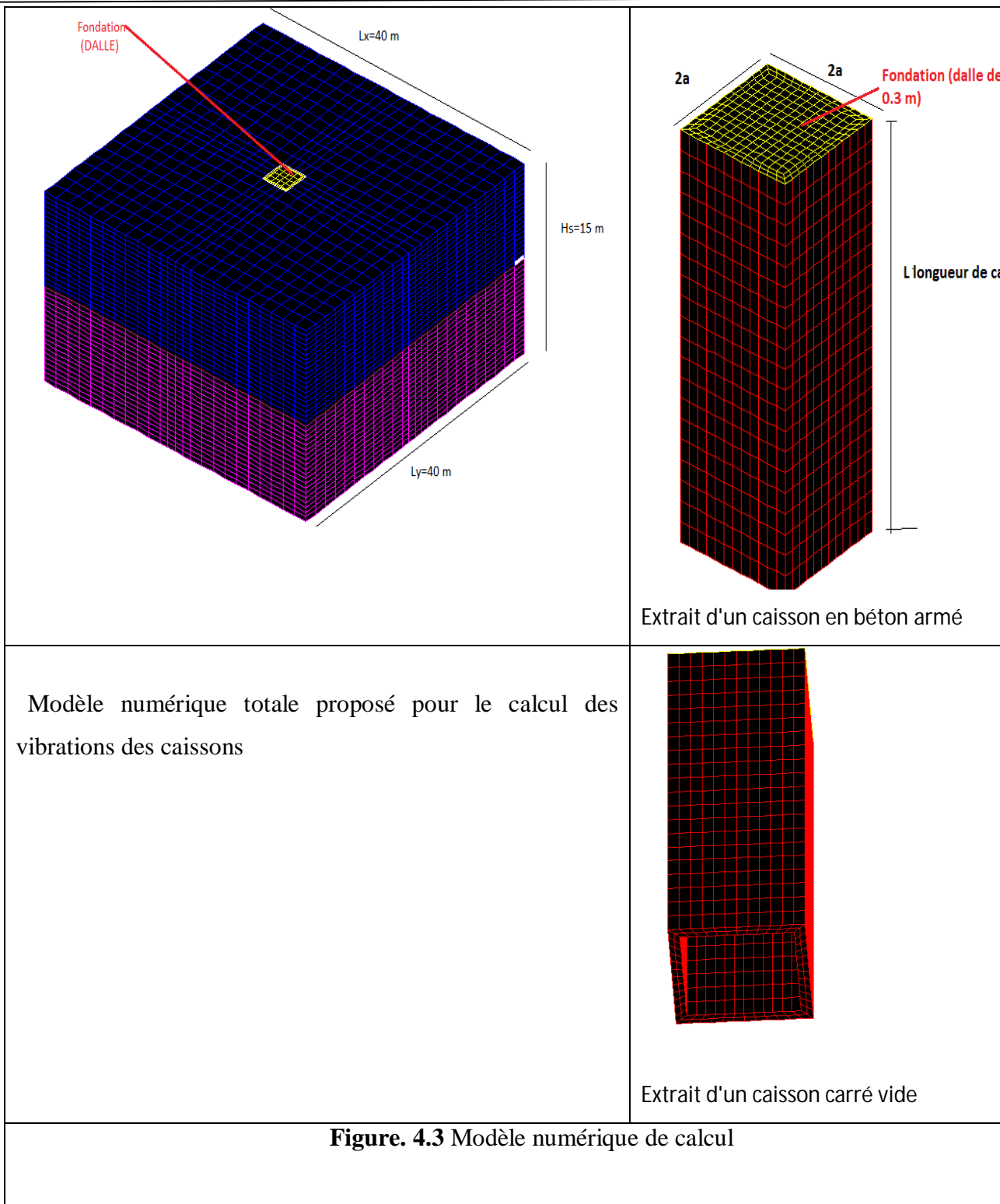
$$f = \frac{c_s}{10\Delta l} \quad \text{avec} \quad f = \frac{w}{2\pi}$$

c_s est la vitesse de l'onde de cisaillement.

On utilise les fréquences de calcul correspondant aux valeurs respectives de paramètre réelle de la fréquence. Soit la fréquence initiale 0.5 Hz et 20Hz de la fréquence finale.

	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de poisson	Masse volumique Kg/m3	Coefficient d'amortissement
Sol mou	10	0.4	1800	0.05
Caisson /dalle	25 000	0.25	2500	0.0

Tableau 4.1Caractéristiques mécaniques des éléments en interaction



4.4 Résultats et discussion

Un caisson carrée fermé de $2a$ de coté soumis à des forces harmoniques verticale et horizontale (figure 4.3) enfoncé dans un sol mou est étudié, le sol est caractérisée par :

un module de Young E , un coefficient de poisson ν , une masse volumique ρ , une profondeur H_s et un rapport d'amortissement hystérétique β .

Le comportement dynamique de caisson est exprimé par l'impédance dynamique, l'impédance dynamique est calculée par le principe (force –déplacement). En supposant que $P_0(t)$ est force d'interaction et $U_0(t)$ déplacement correspondant supposé être harmonique.

4.4.1 Effet de la largeur de caisson

La géométrie de caisson joue un rôle essentiel dans la réponse dynamique de système sol-fondation, on fixe la longueur de caisson a 10 m (la solution la plus pratique) et en faisant varier la demi largeur de caisson de 0.5 a 2m (le caisson de 1 a 4m de largeur), la réponse dynamique a été obtenu par application d'une charge de 1MN au centre de la dalle de caisson, les résultats obtenus sont présentés en termes des impédance dynamique verticale et horizontale et en termes des amplitudes des déplacements selon la formule de (Pradhan 2004) . Les impédances dynamiques sont présentées en partie réelle et amortissement en fonction de la fréquence réelle dans les figures suivantes.

a) Impédances dynamique verticale

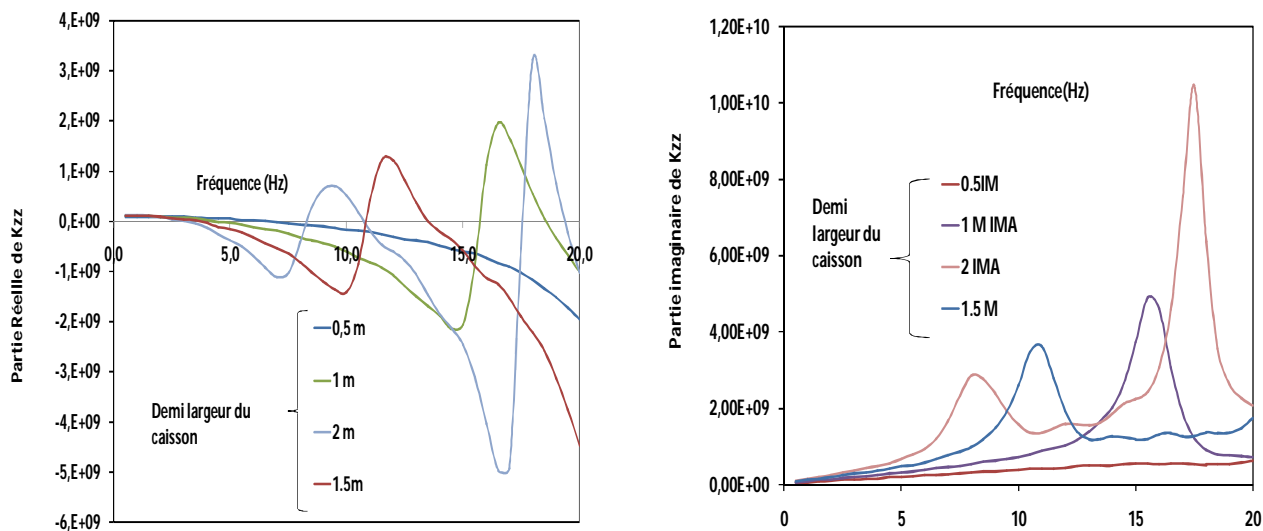


Figure 4.4. Influence de la variation de a sur l'impédance dynamique verticale $d= 10m$

La figure 4.4 présente la variation de l'impédance dynamique verticale en fonction de la fréquence, pour différentes valeur de largeur. Les résultats obtenus montrent que les

impédances dynamiques sont fortement affectées par l'augmentation de la largeur de caisson. L'augmentation de la rigidité et de l'amortissement sont proportionnelles à l'augmentation de la largeur de caisson. Une caractéristique fondamentale a été marquée par l'apparition des pics de résonance et la fréquence a été changée quand passe d'une largeur à l'autre.

b) Impédances dynamiques horizontales

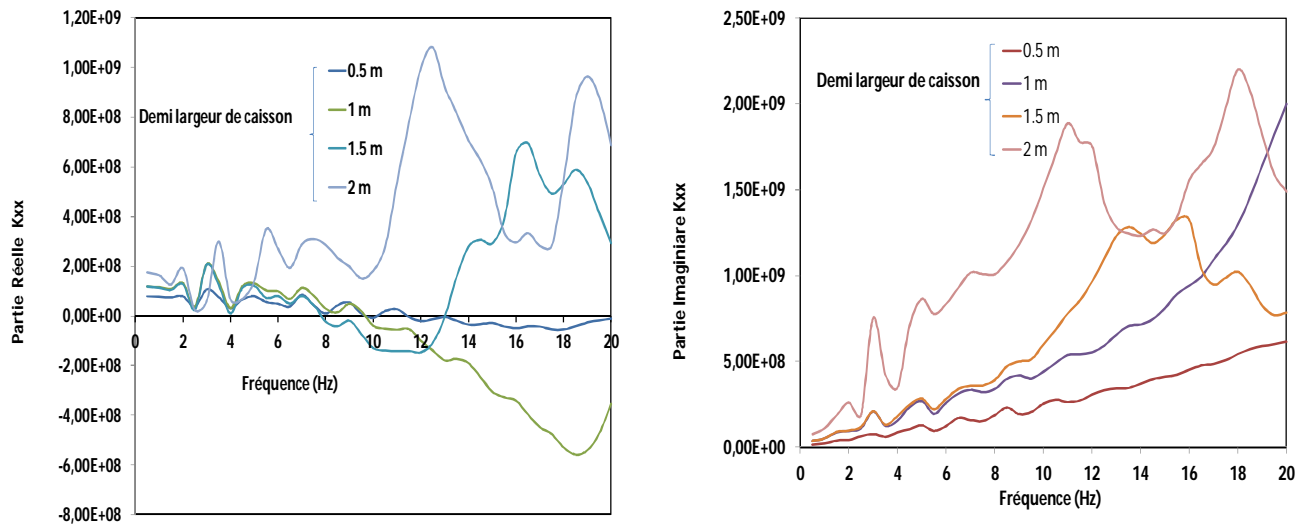


Figure 4.5. Influence de rayon sur la variation de l'impédance dynamique horizontale $d=10m$

A son tour l'impédance de translation horizontale est fortement affectée par l'augmentation de la largeur de caisson. Les résultats obtenus montrent que la variation de l'impédance dynamique horizontale n'est plus contrôlée surtout pour les hautes fréquences vu le nombre important des pics de translation et la fréquence de système a été changé d'une largeur à l'autre.

Les figures 4.6 et 4.7 présentent la variation des amplitudes de déplacement vertical et horizontal respectivement en fonction de la fréquence, dans ce cas l'influence de la variation de la largeur sur les amplitudes des déplacements de caisson a été présentée. Les résultats obtenus montrent que les amplitudes de déplacements sont fortement affectées par l'augmentation de la largeur de caisson. L'augmentation des déplacements est inversement proportionnelle à l'augmentation de la largeur de caisson, les déplacements sont réduits d'une manière très significative en fonction de l'augmentation de la largeur de caisson. Les figures 4.6 et 4.7 montrent que l'évolution

de déplacement vertical est plus uniforme que celui horizontale, ceci peut être du à la réflexion des ondes réfléchies au niveau de cote latéral de caisson car sa surface est suffisamment supérieure à celle dans la direction verticale.

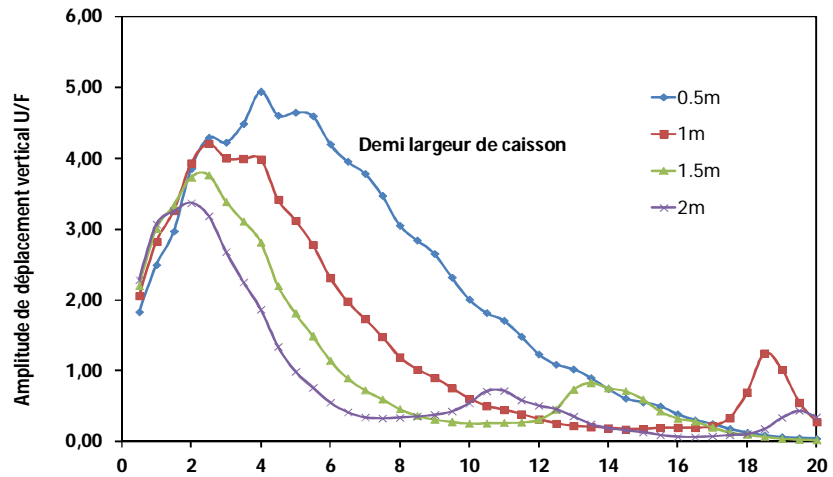


Figure 4.6 Amplitude de déplacement vertical U/F

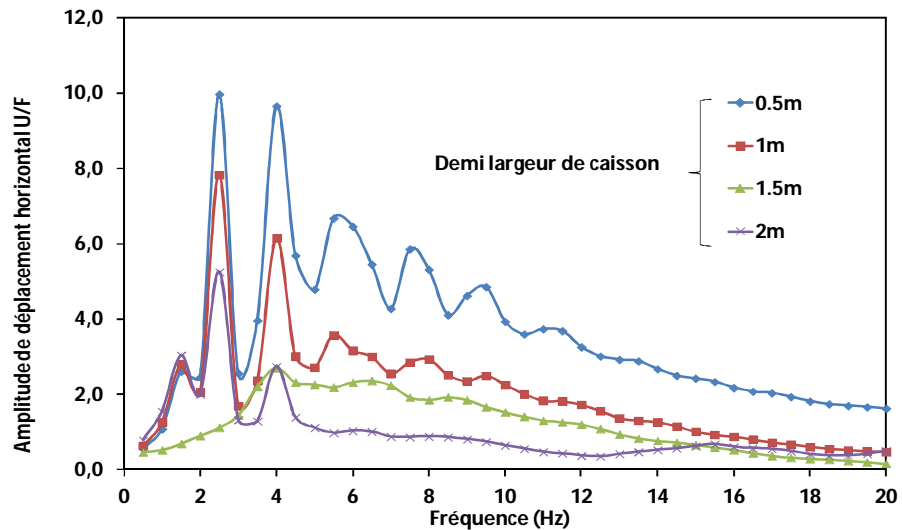


Figure 4.7 Amplitude de déplacement horizontal U/F

4.4.2 Influence de la longueur de caisson

Dans cette section des résultats, on fixe la largeur de caisson à 2m et faisant varier la longueur de caisson de 2 à 10 m. Les impédances dynamiques sont calculées par applications des forces verticale et horizontale dans le centre de la dalle de caisson ;

les résultats obtenus sont présentés en fonction de la fréquence dans les figures suivantes :

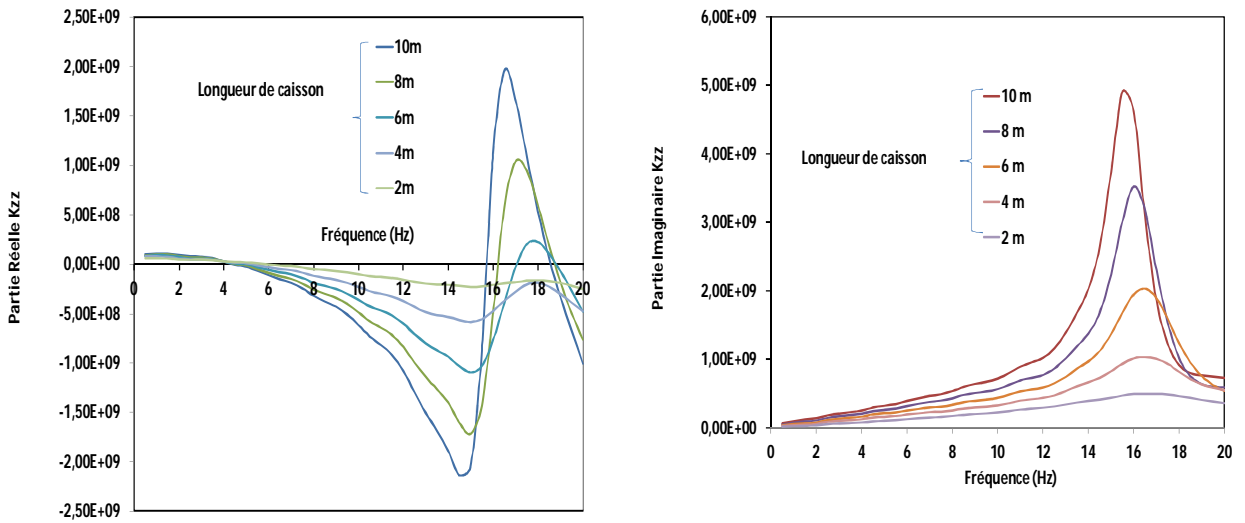


Figure 4.8 Influence de la variation de la longueur de caisson sur les impédances dynamiques verticales

Les figures 4.8 et 4.9 présentent la variation des impédances dynamiques verticale et horizontale calculées par la méthode des éléments finis (Code-Aster) en fonction de la fréquence réelle en partie réelle et imaginaire pour différentes profondeurs du caisson. Les figures montrent l'influence de la variation de la profondeur de caisson sur la variation des impédances dynamiques verticale et horizontale respectivement.

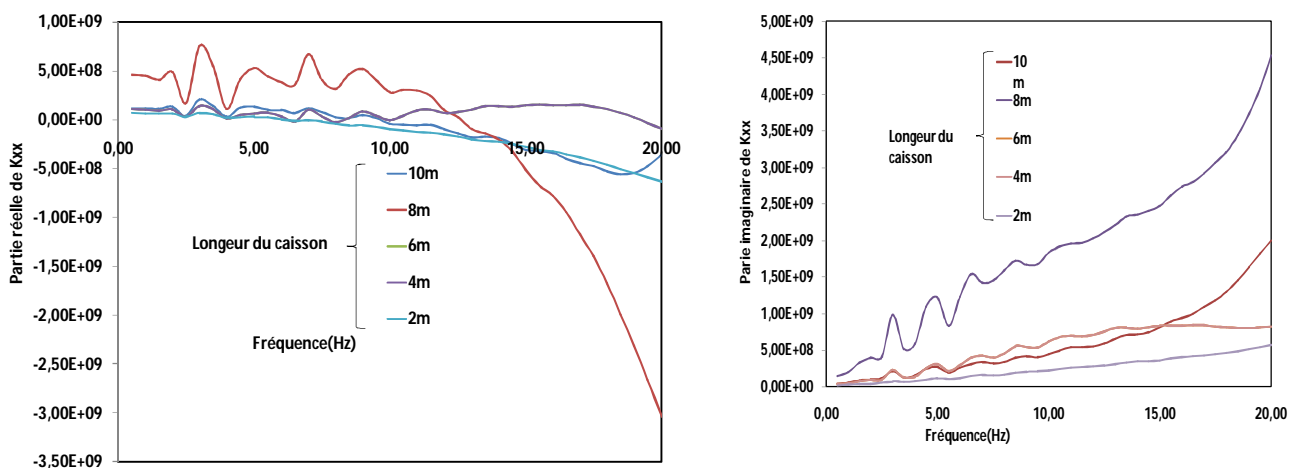


Figure 4.9 Influence de la variation de la longueur de caisson sur les impédances dynamiques horizontales

Les résultats obtenus montrent que la variation de l'impédance dynamique verticale est proportionnelle à l'augmentation de la longueur de caisson, la rigidité et l'amortissement sont augmentés d'une manière très significative en fonction de l'augmentation de la profondeur. L'impédance dynamique verticale est fortement influencé par la profondeur de caisson. Pour les faibles fréquences la rigidité dynamique est fortement atténuées pour des grandes profondeurs, ceci n'est pas le cas dans les hautes fréquences, la rigidité est augmenté en fonction de la profondeur de caisson, et les pics de résonance sont plus marqués.

Les déplacements sont fortement affectés par la variation de la longueur de caisson, les résultats obtenus montrent que les tassements de caisson est fortement affecté par l'augmentation de la longueur de caisson. les déplacements vertical et horizontal sont réduits en fonction de l'augmentation de la longueur de caisson. Ceci peut être du a l'augmentation de la surface de contact de caisson avec le sol ce qui augmente la résistance au frottement négatif (Figure 4.10) et la poussée dynamique de sol (Figure4.11).

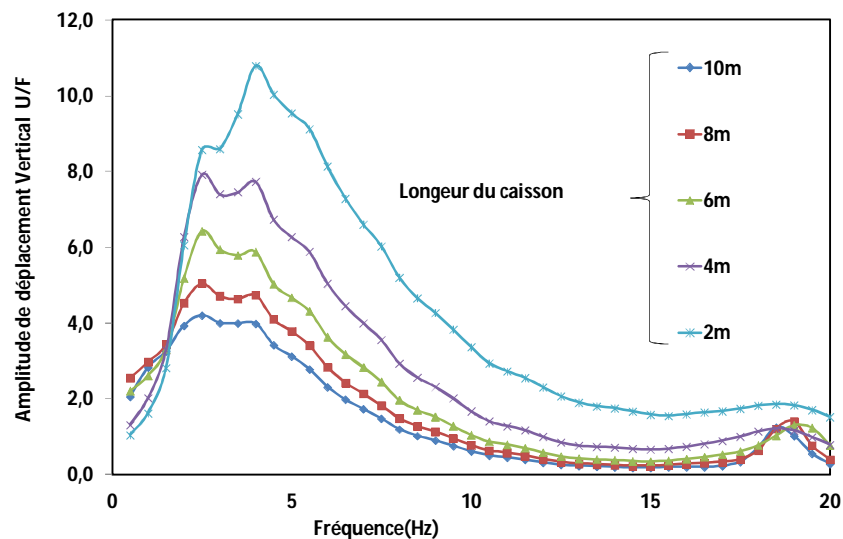


Figure 4.10 Amplitude de déplacement vertical U/F (Effet de la profondeur de caisson)

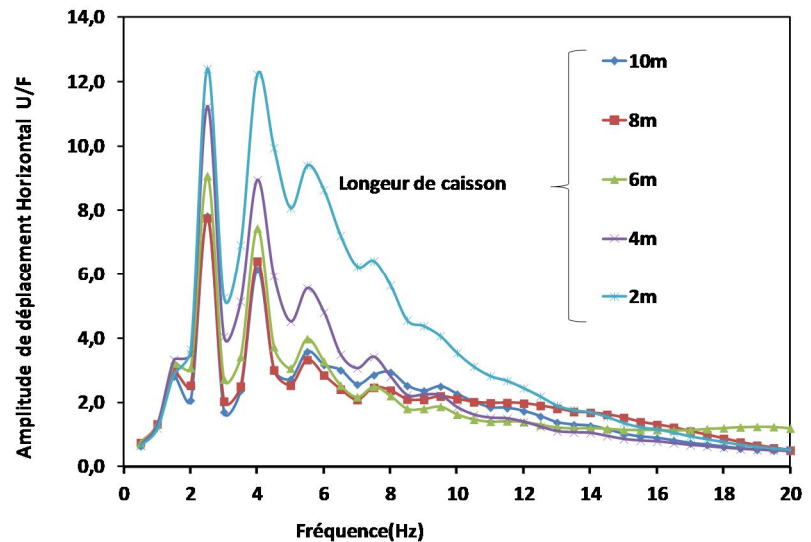


Figure 4.11 Amplitude de déplacement horizontal U/F (Effet de la profondeur de caisson)

Une caractéristique fondamentale a été marquée sur la figure 4.11, l'apparition des pics de résonance qui sont assez nets et la fréquence fondamentale de système varier de 2.5Hz à 4Hz, ceci est différent aux résultats obtenus et montrés sur la figure 4.10 pour le déplacement vertical, dans laquelle la fréquence fondamentale est 3.5.

4.5 Fondation circulaires en acier

Dans la plupart des offshore et surtout dans le milieu marin les fondations sont des formes circulaires. La réalisation de ce type de fondation est un peu difficile si on parle de son poids qui est assez gênant si ce type de fondation est en béton armé. À cause de cet inconvénient la plupart de ce type de fondation est en acier sous forme cylindrique qui est relativement léger par rapport à celui en Béton armé.

Dans cette section de résultats on s'intéresse à l'étude de comportement dynamique des fondations cylindriques en acier. Figure 4.12a, un modèle numérique tridimensionnel en élément fini avec les frontières absorbantes est proposé. Figure 4.12b.

4.5.1 Modèle numérique

La figure 4.12b présente le modèle 3D utilisé pour la simulation numérique (code aster). La hauteur de la couche de sol est 15m. La fondation est un cylindre creux de 3m de diamètre, la longueur de ce cylindre varie de 2 à 10m et l'épaisseur de la tôle

d'acier est $t=0.2$ m. Les propriétés mécaniques des couches de sol sont présentées au figure 4.12a.

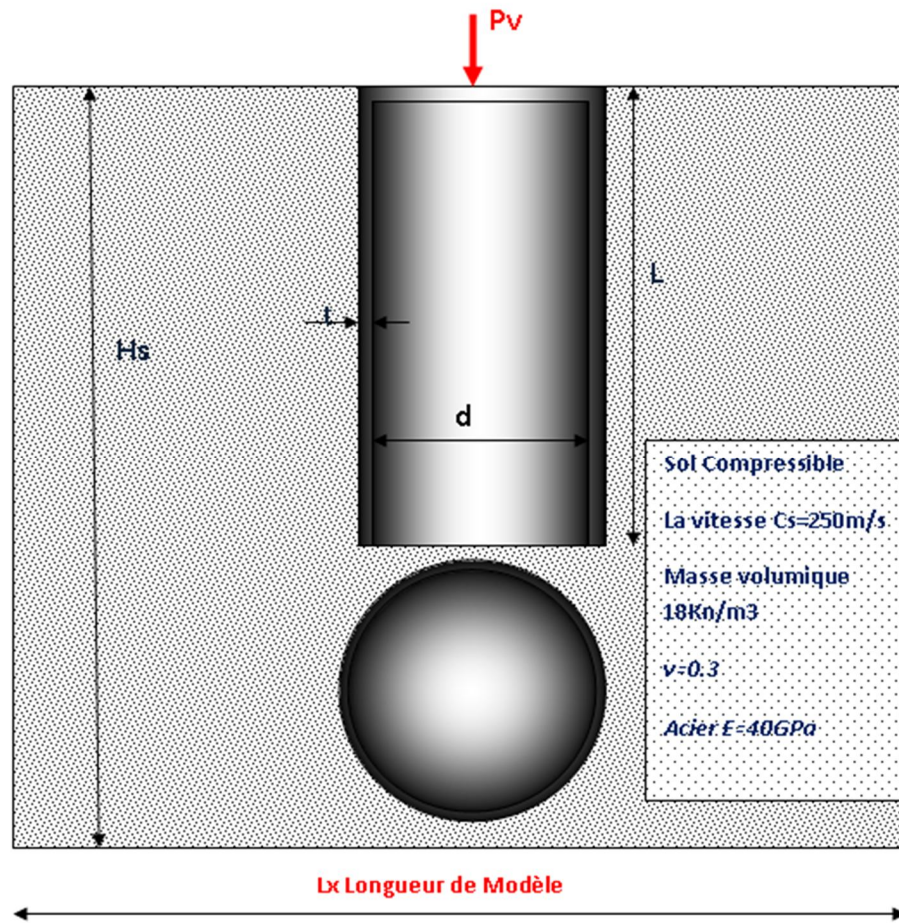


Figure 4.12 a Géométrie d'une fondation cylindrique en acier dans sol de vitesse $V_s = 250\text{m/s}$

La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{C_s}{10\Delta l} \quad \text{avec} \quad f = \frac{w}{2\pi}$$

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement.

On utilise les fréquences de calcul correspondant aux valeurs respectives de paramètre adimensionnel de fréquence wHs/v_s de 1.5 à 35 Hz. Soit la fréquence initiale 1.5 Hz si on prend une valeur de 1.5 m pour $Hs = 15m$ égale a la hauteur de la couche de sol.

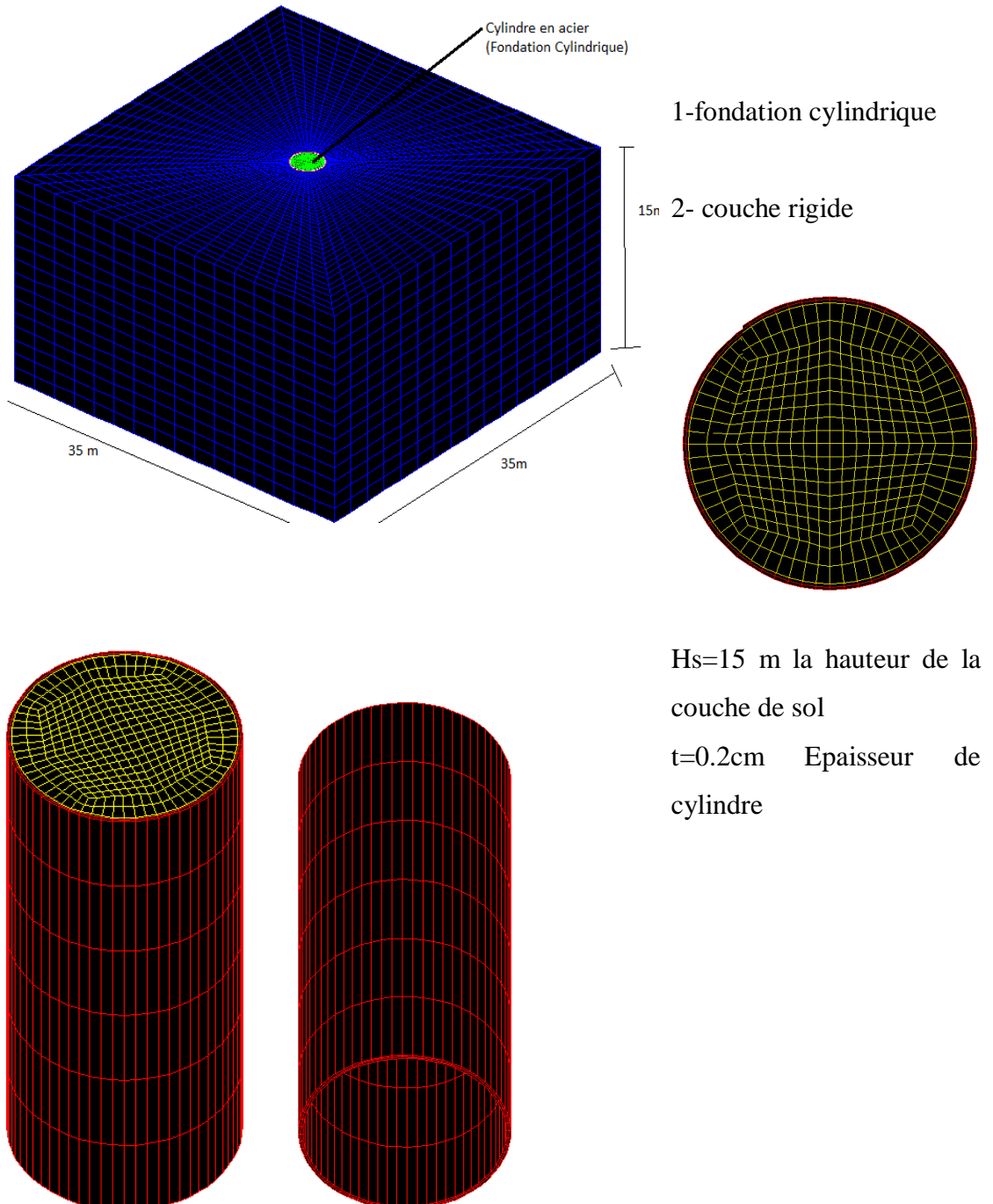


Fig. 4.12b Modèle numérique d'une fondation cylindrique

4.5.2 Impédance dynamique verticale

On fixe le rayon de cylindre a 1.5 m et en faisant varier la longueur de caisson de 2 a 10. La réponse dynamique de ce type de fondation a été obtenu E par le même

principe des caissons en béton a armé, seulement les fonctions impédances verticales et les déplacements verticaux sont présentés dans les figures suivantes:

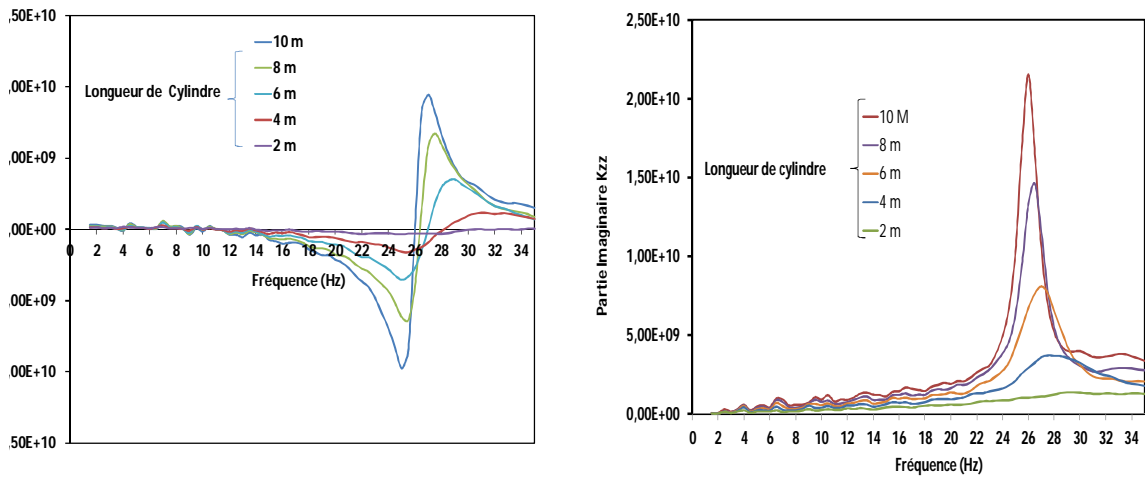


Figure 4.13 Variation de l'impédance dynamique verticale en fonction de la longueur de cylindre

Les résultats obtenus montrent que la longueur de ce type de fondation joue un rôle très important, la rigidité dynamique et l'amortissement sont augmentés d'une manière très significative avec l'augmentation de la longueur de cylindre figure 4.15. Les résultats obtenus montrent que les fondations cylindriques en acier sont plus rigides et plus amorties que celles des caissons en béton armé et surtout dans les hautes fréquences. La figure 4.16 présente une comparaison en entre la rigidité dynamique verticale des deux types de fondation et pour un rayon de 1.5m.

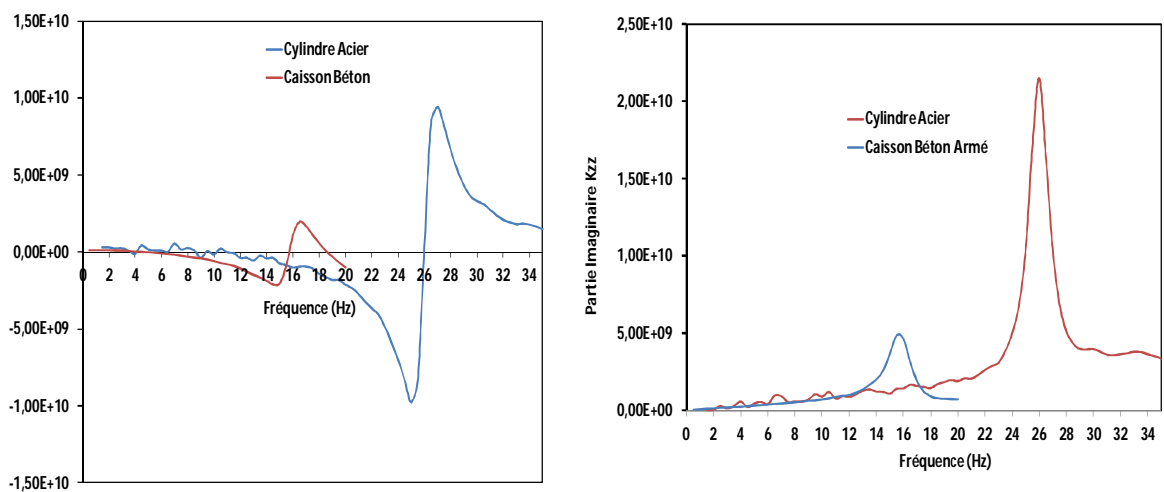


Figure 4.14 Résultats de la comparaison de l'impédance verticale (Fondation en caisson et fondation cylindrique en acier)

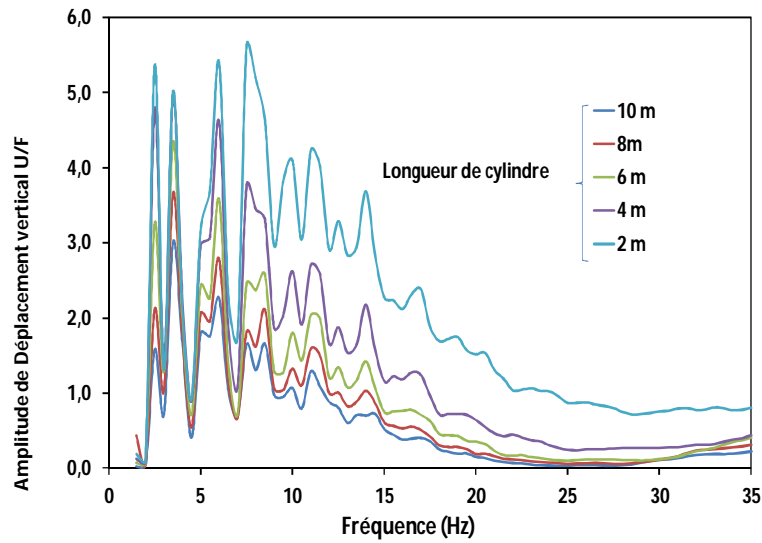


Figure 4.15 Influence de la variation de la longueur de cylindre sur le déplacement vertical U/F

Le déplacement vertical est fortement affecté par la longueur de cylindre Figure 4.17, les résultats obtenus montrent que le déplacement vertical est réduit en fonction de l'augmentation de la longueur de cylindre, ceci peut être dû à l'augmentation de la contrainte latérale et des contraintes tangentielles le long de ce type de fondation. Pour donner un aspect comparatif en termes de déplacement entre les deux types de fondations traités dans ce travail, la figure 4.18 présente une comparaison entre le déplacement vertical de caisson et celui de cylindre pour un rayon de 1.5m et une longueur de 10 m.

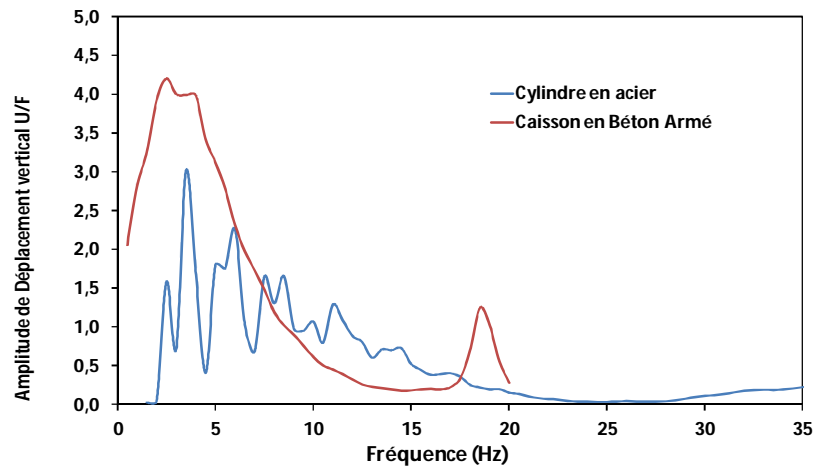


Figure 4.16 Résultats de la comparaison des déplacements verticaux (Fondation en caisson et fondation cylindrique en acier)

Les résultats obtenus montrent que les fondations en béton armé (caisson), tasse plus vite que ceux de cylindre en acier et surtout dans les faibles fréquences. Cette conclusion peut être due à l'effet de poids de caisson et la géométrie de fondation. Les résultats montrent que la fréquence de système a été changée entre 2.5 Hz pour le caisson à 3.5 Hz pour le cylindre en acier. En conclusion, les fondations cylindriques sont plus résistantes en tassement que celles des caissons en béton armé sous l'effet des charges harmoniques verticales.

4.6 Conclusion:

Dans ce chapitre un modèle numérique 3D en élément fini avec les frontières absorbantes a été proposé pour étudier les vibrations des fondations des offshores en caisson béton armé et cylindrique en acier. La méthode de sous structure a été mise en œuvre afin d'évaluer la réponse dynamique des deux systèmes. Les vibrations des systèmes ont été étudiées par le principe de causalité, en appliquant des charges verticales et horizontales aux centres des fondations concernées. Les résultats sont présentés en termes de rigidité dynamique, amortissement et amplitudes des déplacements dans les modes de translations.

Les résultats obtenus montrent;

1-L'influence de la géométrie de fondation (largeur de caisson)

2-L'influence de la longueur de fondation

3-l'influence de type de fondation et le matériau de construction

Chapitre 05

Conclusions Générales et Recommandations

Les caissons ou puits forés sont des termes généralement utilisés pour décrire des sous-structures permanentes ou des éléments de fondation qui sont soit préfabriqués et enfoncés dans le sol, ainsi fournissant un support d'excavation en protégeant les parois contre la pression de l'eau et l'effondrement du sol, ou sont coulés sur place dans les sols

Ces éléments de fondation volumineuse en béton nécessitent toujours un renforcement en acier, et comprennent parfois également un boîtier en acier comme les fondations des offshore. Le terme correspond à une large gamme de fondations, généralement classées par rapport à leurs dimensions et leur géométrie.

- (a) profonde ou peu profonde, selon la profondeur de la fondation;
- (b) Petit ou grand, selon le diamètre de la fondation; et
- (c) Circulaire, carrée ou rectangulaire, selon la géométrie de leur section transversale.

Les caissons sont caractérisés par un diamètre de l'ordre de 1 à 4 m et le rapport profondeur/diamètre entre 2 et 15. Comme cela peut être facilement remarqué que leur profondeur d'encastrement est plus grande que la profondeur correspondante des fondations peu profondes, et inférieures aux valeurs typiques des fondations profondes

L'étude des fondations volumineuse est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol- structure à différents niveaux d'échelle et surtout dans le

milieu marin. Les éléments en interaction sont le sol compressible, l'eau, fondation et la structure. Le phénomène d'interaction complexe justifie l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type de fondation. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. Le code de calcul ASTER a ainsi été utilisé tant pour les simulations tridimensionnelles.

Dans ce cadre, la méthode des sous structures se présente comme une approche très attrayante dans la résolution des problèmes d'interaction sol-structure. L'évaluation de la réponse cinématique des fondations constitue une étape importante dans cette approche. Dans ce travail, on s'est proposé de déterminer cette interaction cinématique pour des fondations tridimensionnelles enfoncé dans un demi-espace viscoélastique. Des outils numériques basés sur la méthode des éléments finis des frontières absorbantes ont été utilisé pour calculer les impédances dynamiques. Une modélisation de l'ensemble sol –caisson-dalle a été mise en œuvre par la méthode des éléments finis avec les frontières absorbantes. Des simulations numériques tridimensionnelles sont effectuées pour déterminer la réponse dynamique de ce système de fondation. La méthode de sous structuration est appliquée pour obtenu les impédances dynamiques, la matrice de rigidité globale des éléments en interaction est déterminé par le code de calcul. Les éléments en interaction sont considérés élastiques

Le sol et le caisson, ont modélisés par des éléments volumiques, la dalle par des éléments coques DST et les frontières artificielles sont remplacées par les frontières absorbantes pour éviter la réflexion des ondes au niveau des frontières du modèle. Les déplacements au centre de la dalle sont calculés par application des charges au centre de la dalle de système. Les impédances dynamiques sont calculées en fonction de rapport de la charge appliquée au centre de la dalle et le déplacement obtenus. Plusieurs modèles numériques ont été proposés simulés selon la configuration géométrique de fondation ainsi selon la nature de fondation en termes de matériaux. Les résultats issus de ces calculs ont été comparés entre eux en termes des fonctions impédances verticales et horizontales et des déplacements. L'influence de la longueur et le diamètre de fondation sur les impédances dynamiques ont été étudiés. Les impédances dynamiques sont présentées en parties réelles et en parties imaginaires.

Les résultats obtenus montrent pour les deux types fondation que:

1. La rigidité dynamique de système est fortement affecté par la longueur de fondation, la variation de la rigidité dynamique est proportionnelle a l'augmentation de la longueur de fondation par effet de frottement et contrainte tangentielle.
2. La rigidité dynamique de système est fortement affecté par la largeur (diamètre) de fondation, la variation de la rigidité dynamique est proportionnelle a l'augmentation de la longueur de fondation par effet d'inertie.
3. Les déplacements sont réduits d'une manière très remarquable en fonction de l'augmentation de la longueur et le diamètre de fondation
4. Les fondations cylindriques en acier sont plus rigides que celles en béton armé.

Recommandation

Cette étude pourrait être facilement adaptée pour le cas des fondations en caisson enfoncé dans un sol limité par un substratum rigide.

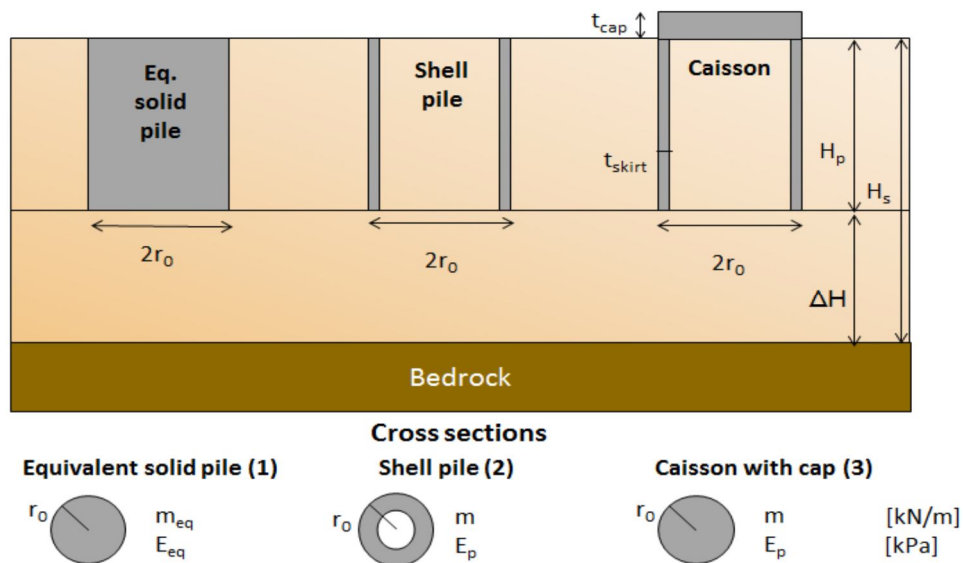


Figure 5.1 Géométrie d'une fondation en caisson Limité par un Bedrock

De plus, celle-ci pourrait être utilisée pour déterminer la réponse sismique de ce type de fondation dans le domaine fréquentiel. Le comportement non-linéaire peut être implémenté dans cette méthode à travers des lois de comportement du sol non-linéaire tel que les lois hyperboliques et élastoplastique.

Références

1. Akino K, Ohtsuka Y, Fukuoka A, Ishida K (1996) Experimental studies on embedment effects on dynamic soil-structure interaction. *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 59.
2. Apsel RJ, Luco JE (1987) Impedance functions for foundations embedded in layered medium: An integral equation approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15: 213–231.
3. Beskos DE (1987) Boundary element methods in dynamic analysis. *Applied Mechanics Rev*, 40: 1–23.
4. Boumekik A (1985) Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastrée dans un sol multicouche. Free University of Bruxelles. Ph.D. Thesis.
5. Celebi E, Firat S, Cankaya I (2006). The evaluation of impedance functions in the analysis of foundations vibrations using boundary element method. *Applied Mathematics and Computation*, 173: 636–667.
6. Fujimori T, Tsundoa T, Izumi M, Akino K (1992) Partial embedment effects on soil-structure interaction. *10th World Conference. on Earthquake Engineering.*, Vol. 3, 1713–1718.
7. Assimaki, D., & Gazetas, G. (2009). A simplified model for lateral response of large diameter caisson foundations—linear elastic formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), 268-291.
8. Gerolymos, N., & Gazetas, G. (2006). Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(5), 347-361.

9. Imamura A, Watanabe T, Ishizaki M, Motosaka M (1992) Seismic response characteristics of embedded structures considering cross interaction. *10th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, 1719–1724.
10. Karabalis DL, Mohammadi M (1991) 3-D dynamic foundation-soil-foundation interaction on layered Soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17:139–152.
11. Kausel E, Peek R (1982) Dynamic loads in the interior of layered stratum: An explicit solution. *Bulletin of Seismology Soc. Am*, 72(5): 1459–1481.
12. Kausel E, Roesset JM (1981) Stiffness matrix for layered soil. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 72: 1459–1481.
13. Kausel E, Whitman RV, Morray JP, Elsabee F (1978) The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 48, pp. 377–392
14. Latini, C., Cisternino, M., & Zania, V. (2016, June). Vertical Dynamic Stiffness of Offshore Foundations. In *The 26th International Ocean and Polar Engineering Conference*. International Society of Offshore and Polar Engineers.
15. Lin HT, Tassoulas JL (1987) A hybrid method for three-dimensional problems of dynamics of foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14: 61–74.
16. Liou GS (1992) Impedance for rigid square foundation on layered medium. *Str. Eng./Earth. Eng., JSCE*, v9, 33-44.
17. Lysmer J, Waas G (1972) Shear waves in plane infinite structures. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol 98.

18. Mizuhata K, Kusakabe K, Shirase Y (1988) Study on dynamic characteristics of embedded mass and its surrounding ground. *9th World Conference on Earthquake Engineering*, 3: 679–685.
19. Spyrakos CC, Xu C (2004) Dynamic analysis of flexible massive strip-foundations embedded in layered soils by hybrid BEM-FEM. *Computers and Structures*, 82: 2541–2550.
20. Suarez M, Aviles J, Francisco J, Sanchez-Sesma FJ (2002) Response of L-shaped rigid foundations embedded in a uniform half-space to travelling seismic waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22: 625–637.
21. Messiod S, Sbartai S, Dias D, US Okoay, 2011 Réponse dynamique fondation sur groupe de pieux. 29 eme rencontres AUGC Telemcen
22. VARUN (2006) A simplified model for lateral response of caisson foundations, Thèse, Georgia Institute of Technology
23. Watakabe M, Matsumoto H, Ariizumi K, Fukahori Y, Shikama Y, Yamanouchi K, Kuniyoshi H (1992) Earthquake observation of deeply embedded building structure. *10th World Conference on Earthquake Engineering*, 3: 1831–1833.
24. Celebi. E., Fırat.S, Cankaya.I, « The evaluation of impedance functions in the analysis of foundations vibrations using boundary element method », *Applied Mathematics and Computation* 173 (2006) 636–667
25. Fujimori, T., Tsundoa, T., Izumi, M., and Akino, K. (1992). « Partial Embedment Effects on Soil-Structure Interaction », *10thWorld Conf. on Earthquake Eng.*, Vol. 3, 1713-1718.

26. Imamura, A., Watanabe, T., Ishizaki, M., and Motosaka, M. (1992). « Seismic response characteristics of embedded structures considering cross interaction », *10th World Conf. on Earthquake Eng.*, Vol. 3, 1719-1724.

27. Etude et modélisation d'un caisson (Quai de port de Djen Djen) KHELLAS Yassine, SIFOUNE Haroun / 2016

28. Conditions de travail dans les caissons /planeteTP

29. A SIMPLIFIED MODEL FOR LATERAL RESPONSE OF CAISSON FOUNDATIONS /Approved by: Dr. Dominic Assimaki, Advisor School of CEE (Geosystems) Georgia Institute of Technology .Dr. Paul Mayne School of CEE (Geosystems) Georgia Institute of Technology .Dr. Glen Rix School of CEE (Geosystems) Georgia Institute of Technology /November 17, 2006

30. CHAPTER 5 - PILES AND CAISSONS/ BP Durow

31. “CONTRIBUTION A L’ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PORTIQUES EN BETON ARME ” Par Yahiaoui Djarir Institut de Génie Civil, d’Hydraulique et d’Architecture Département de Génie Civil Université EL-Hadj Lakhdar - Batna.

32. MESSIOUD Salah “Etude de l’interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques”

33. Analyse de la Réponse Dynamique des Fondations Par La Méthode des Eléments Finis et La Méthode des cônes, BOUFROUA Anissa, SOUADEK Lamia /Promotion 2015

34. CONSTRUCTION écologique – fondation Eco Maquinas

Annexe 01 : présentation des codes de calcul

1.1. Introduction

C'est seulement ces dernières années qu'on a commencé les études sur le comportement non linéaire du sol pour le cas des fortes charges, à cause de l'évolution de la technologie et des conditions de sécurité rigoureuses. Pour réaliser ces projets et vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu.

Pour le calcul de la réponse de sol soumis aux différentes sollicitations et chargements, de différentes méthodes de calcul numérique, analytique et semi-analytique sont utilisées.

La compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-structure et des déformations du sol qui en résultent permet de bien maîtriser les nouvelles techniques de modélisation et de construction des ouvrages où le problème de l'interaction sol-structure se pose très souvent.

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique qui associe un réseau d'inclusions et un matelas constitué de sol granulaire, intercalé entre le sol renforcé et l'ouvrage.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage.

La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé.

1.2. Processus d'analyse

Un problème physique s'organise suivant les étapes suivantes :

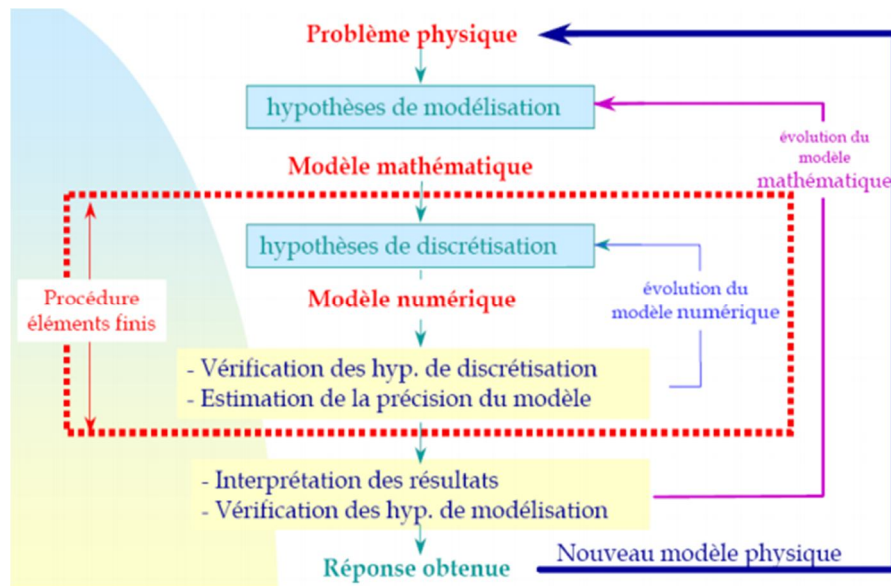


Figure.1. processus d'analyse utilisant un modèle numérique

Par cet organigramme on peut déterminer le modèle mathématique approprié. La difficulté rencontrée est d'utiliser la loi physique dont les équations traduiront avec la précision voulue la réalité du problème physique.

1.3. Généralités sur les méthodes de calcul

1.3.1. La méthode des éléments finis

1.3.1.1 Définition (MEF)

La méthode des éléments finis nécessite une transformation du problème à résoudre en un problème équivalent. Les codes des éléments finis font maintenant partie des outils couramment utilisés lors de la conception et à l'analyse des produits industriels.

Les principes de base de la méthode des éléments finis et son application à la solution des problèmes tels que le calcul du comportement des pieux ont été proposés par un certain nombre d'auteurs au cours des trente dernières années.

L'idée fondamentale de cette méthode est de discrétiser le problème en décomposant le domaine matériel à étudier en éléments de forme géométrique simple. Sur chacun de ces éléments il sera plus simple de définir une approximation.

La méthode des éléments finis est de toutes les méthodes de discrétisation la plus utilisée car :

- Elle peut traiter des problèmes de géométrie complexe,
- Elle couvre de nombreux domaines de la physique,
- Les moyens informatiques actuels (puissance des calculateurs, outils de visualisation) la rendent
- facile de mise en œuvre,

Si l'utilisation de la méthode se généralise par la simplicité croissante de mise en œuvre, la fiabilité des algorithmes et la robustesse de la méthode, il reste néanmoins des questions essentielles auxquelles l'ingénieur devra répondre s'il veut effectuer une analyse par éléments finis dans de bonnes conditions :

- formaliser les non-dits et les réflexions qui justifient les choix explicites ou implicites de son analyse du problème;
- évaluer la confiance qu'il accorde aux résultats produits;
- analyser les conséquences de ces résultats par rapport aux objectifs visés.

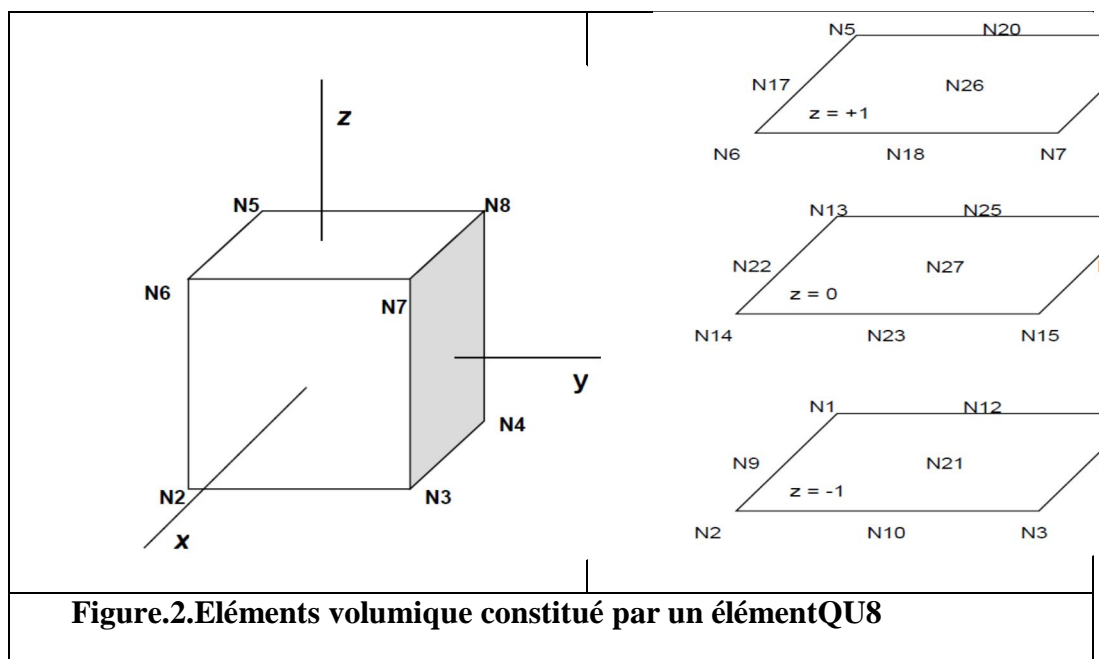
L'objectif de cette partie est de présenter les principes de base de cette méthode en insistant sur l'enchaînement des tâches (démarche et hypothèses associées) qui assurent la cohérence du processus de calcul. Ces connaissances vous seront utiles pour maîtriser les deux principales difficultés de mise au point d'un modèle numérique :

- Problèmes préliminaires à la phase de calcul;
- Problèmes liés à l'exploitation des résultats et le retour à la conception.

Dans cette étude le sol, les inclusions et la fondation sont modélisés par des éléments volumiques. Pour le système sol-inclusion matelas-fondation, le matelas de transfert de charge est modélisé par des éléments volumiques.

Les éléments volumiques sont des cubes de plusieurs nœuds, chaque nœud présente 3 degrés de liberté les translations suivant six directions (modélisation 3D),

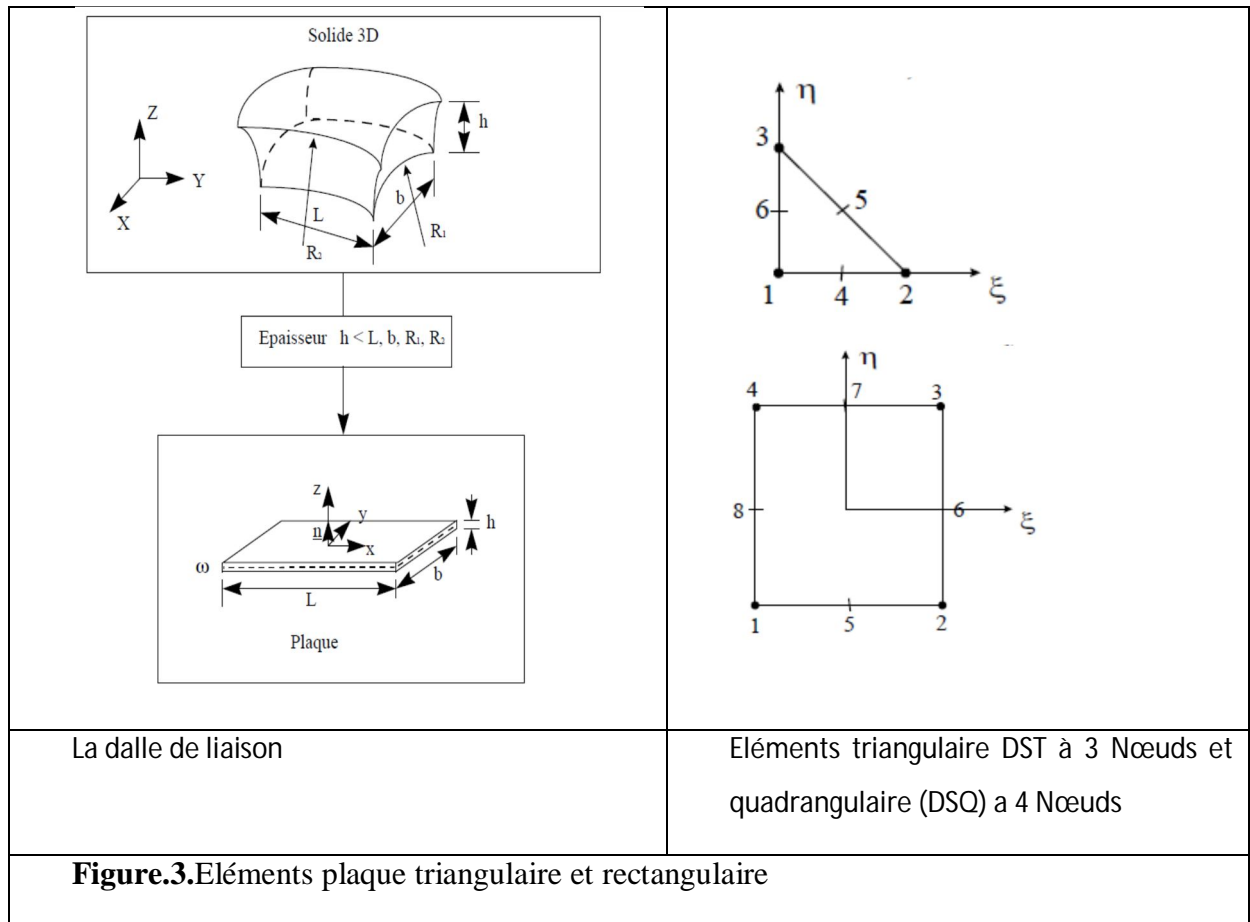
Les éléments sont connectés par les éléments coques DST qui présentent la dalle de liaison.



La modélisation DST sont des éléments de coque destinés aux calculs en petites déformations et petits déplacements de structures minces courbes ou planes. Ce sont des éléments qui prennent en compte la courbure géométrique des structures. Il en résulte des flexions parasites qui peuvent être réduites en utilisant plus d'éléments de façon à pouvoir approcher correctement les géométries courbes. La formulation en est donc simplifiée et le nombre de degrés de liberté réduit. Ces éléments sont réputés comme étant parmi les plus précis pour le calcul des déplacements et pour l'analyse modale.

La modélisation DST comporte les éléments finis triangulaires (DST) et quadrangulaire (DSQ) ; sont des éléments iso paramétriques triangulaires.

Les éléments DST présente six degré de liberté les translations suivant les xi-directions et les rotations suivant x et y, ainsi que la torsion autour de l'axe z.



1.3.1.2 .Organisation du processus de calcul par EF

L'analyse par cette méthode se fractionne en 3 phases successives, et chacune d'entre elles pouvant être subdivisé en une série de processus élémentaires.

Phase1.définition du modèle mathématique

- Discrétisation géométrique du domaine étudié:

Cette opération consiste à décomposer le domaine continu en un nombre fini de sous domaines « éléments finis ».

- Définition des données caractérisant le modèle, parmi lesquelles :

Le type d'analyse (déformation ou contraintes planes, axymétrie,...etc.) ; le type d'élément (poutre, coque, etc....), les propriétés du matériau, les caractéristiques géométriques qui ne peuvent être déduites des maillages et des conditions aux limites.

Phase 2. résolution du problème discrétisé :

- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème : calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément.
- Assemblage des matrices (de rigidité et de masse) élémentaires de la structure complexe;
- Application des chargements externes.
- prise en compte des conditions aux limites;
- Résolution du système d'équations linéaires d'équilibre.

Phase 3. analyse et post-traitement des résultats :

Les résultats obtenus peuvent être soit des quantités locales (comme les déplacements, les contraintes, les déformations), soit des quantités globales telles que l'énergie de déformation ou la déformation maximale.

Les programmes de calcul classique sont régulièrement organisés selon cette logique, Chaque phase étant associée à un module déterminé du code :

- Un préprocesseur pour la définition du modèle complet, qui transmet les données au programme de calcul, dès que ces derniers sont déterminés.
- Le programme de calcul, qui dès que la sélection d'une procédure de résolution est donnée, envoie une série de processus que l'utilisateur est forcé d'utiliser en "boîte noire »
- Un post processeur qui, dès qu'il a reçu les résultats de ces processus, procède aux traitements nécessaires.

1.3.1.3. Utilisation des logiciels EF

Les logiciels de simulation par éléments finis permettent à l'utilisateur de choisir entre plusieurs types d'éléments, qui possèdent des propriétés géométriques et cinématiques bien distinctes et dont le choix influe donc sur les résultats.

Les logiciels de simulation par éléments finis sont de plus en plus utilisés dans l'enseignement des Sciences de l'Ingénieur. Cependant, ils font appel à des théories et

des méthodes relativement sophistiquées, qui rendent l'interprétation de leurs résultats difficile à ce niveau.

La méthode de calcul appliquée par la plupart des logiciels de simulation par éléments finis repose sur certaines hypothèses concernant les modèles (du produit, de l'environnement et des comportements). Si ces hypothèses ne sont pas vérifiées, le calcul peut être impossible, ou les résultats peuvent présenter des écarts avec la réalité. Il faut donc s'assurer que la modélisation respecte ces hypothèses.

Le programme par ce logiciel doit être résoudre des problèmes variés de grandes tailles. Ces programmes complexes nécessitent un travail d'approche non négligeable avant de souhaiter pouvoir traiter un problème réel de façon correcte.

Les possibilités offertes par tels programmes sont :

- Analyse linéaire ou non d'un système physique continu
- Analyse statique ou dynamique
- Prise en compte de lois de comportement complexes
- Prise en compte de phénomènes divers (élasticité, thermique, plasticité, d'écoulement,...etc.)
- Problèmes d'optimisation.

1.3.1.4. Le déroulement d'une étude

Pour réaliser une étude par éléments finis, il faut que les objectifs de l'étude soient bien définis. Le cadre de l'étude, c'est-à-dire le temps et les moyens disponibles, doit être compatible avec les objectifs et la précision recherchée. Si toutes ces conditions remplies, l'étude proprement dite est organisée de façon logique selon les étapes suivantes :

- Analyse du problème :

Cette analyse doit fixer les paramètres du calcul et conduire à la réalisation d'un maillage. La difficulté fondamentale est de trouver un bon arrangement entre les paramètres propres au problème et ceux relatifs à l'environnement de travail.

➤ Choix du modèle :

En calcul des structures par exemple, les plus classiques sont de type : poutre, élasticité plane, axisymétrique, coques mince ou épaisse, tridimensionnel... À ces modèles mathématiques correspondent des familles d'éléments finis.

➤ Choix du type d'éléments :

Il est fonction de la précision voulue, de la nature du problème, mais aussi du temps disponible. On choisira les éléments les mieux adaptés dans les familles disponibles.

➤ Choix du maillage :

Il dépend essentiellement de la géométrie, des sollicitations extérieures, des conditions aux limites à imposer, mais aussi des informations recherchées: locales ou globales. Sans oublier bien entendu le type d'outils dont on dispose pour réaliser ce maillage.

➤ Hypothèses de comportement :

Lors d'une étude, on peut être dirigé à utiliser des éléments finis nouveaux. Il est indispensable de vérifier leur comportement sur des problèmes élémentaires si possible proches de l'étude menée.

➤ Création et vérification des données :

Cette étape dépend du logiciel utilisé. La structure utilisée pour définir le jeu de données est résolue dans le mode d'emploi du bloc fonctionnel correspondant.

En sortie, un fichier est créé, qui contient toutes les informations nécessaires à l'exécution des calculs.

Les vérifications relatives au jeu de données se font généralement graphiquement, grâce à un module informatique appelé préprocesseur.

Déférents contrôles peuvent être utilisés pour valider le jeu de données :

- Vérification de la géométrie de la pièce et du maillage ;

- Vérification de la prise en compte des sollicitations et des conditions cinématiques (liaisons) imposées à la structure;
- Vérification des propriétés mécaniques utilisées.

Pour des problèmes spécifiques, d'autres contrôles seront envisagés. L'objectif d'éviter de faire tourner un calcul inutilement.

➤ Exécution du calcul :

Cette étape est, la plus coûteuse en temps machine est souvent exécuté en tâche de fond. Un fichier de résultats permet de vérifier que les différentes phases de calculs se sont correctement déroulées :

- interprétation des données, vérification des paramètres manquants;
- construction des matrices, espace utile pour les gros problèmes;
- singularité de la matrice raideur, problème de conditions aux limites ou de définition des éléments;
- convergence, nombre d'itérations, etc.

➤ Exploitation des résultats :

Les résultats obtenus et les conclusions relatives aux phénomènes à étudier devront être présentés de façon synthétique : tableaux, courbes, visualisation. Cela justifier largement l'utilisation d'un post-processeur, qui propose des outils pour sélectionner les informations que l'on veut étudier.

La comparaison des résultats des différents modèles permet d'améliorer puis de valider un modèle final. La synthèse de ces calculs préliminaires est indispensable car elle nous permet de justifier et de définir les limites du (des) modèle(s) retenu(s).

1.3.1.5. Organigramme d'un logiciel EF

On peut résumer le déroulement d'une étude par la méthode des éléments finis par des blocs fonctionnels décrits sur l'organigramme suivant :

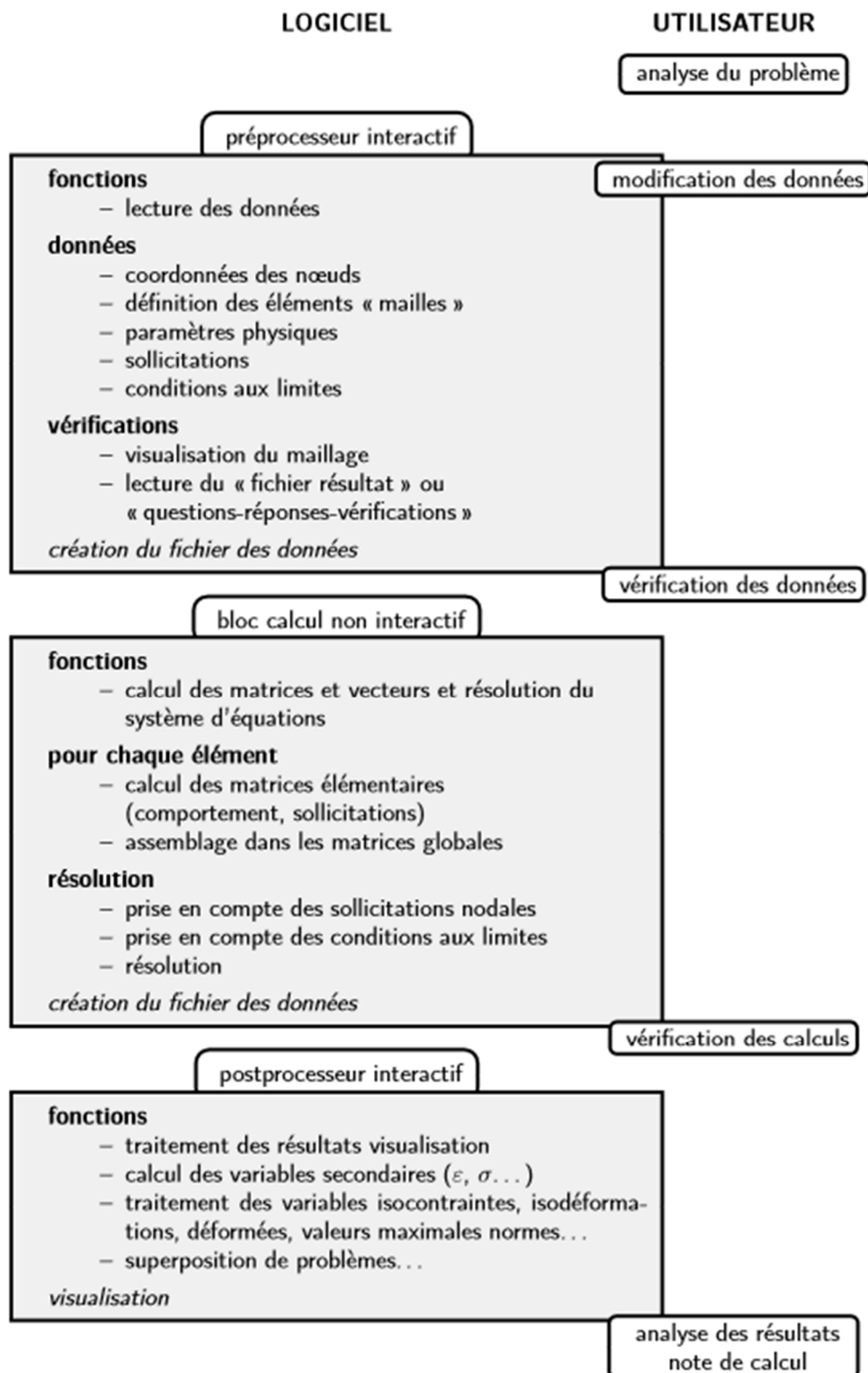


Figure.4. organigramme d'un logiciel éléments finis.

1.3.2. Présentation de Cast3m

Le développement des codes de calcul a évolué de pair avec le matériel informatique. Au départ, les programmes de calcul étaient écrits pour résoudre des problèmes donnés et fonctionnaient généralement en boîte noire.

Cast3M est avant tout un outil pour faire des calculs. Il intègre tous les processus utilisés par le passé et doit pouvoir accueillir tous ceux dont on aura besoin dans l'avenir pour traiter de nouveaux problèmes.

Cast3M est un code de calcul pour l'analyse de structures par la méthode des éléments finis (E.F) et la modélisation en mécanique des fluides. A l'origine, ce code a été développé par le Département de Mécanique et de Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Energie Atomique (CEA).

Le développement de Cast3Mentre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique; le but étant de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support valable pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants, dans le domaine nucléaire comme dans le secteur industriel classique.

Dans cette vue, Cast3M intègre non seulement les processus de résolution (solveur) mais également les fonctions de construction du modèle (préprocesseur) et d'exploitation des résultats (post-traitement). Le Cast3M est un logiciel « boîte à outils » contrairement à de nombreux codes de calcul il ne fonctionne pas en «boite noire», il permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses propres besoins, il comprend un ensemble de processus élémentaires (bibliothèque d'opérateurs) que l'utilisateur peut enchaîner pour définir et résoudre ses problèmes, en plus il lui donne des méthodes employées.

Afin d'illustrer son fonctionnement, on définit parfois le cast3m comme «Matlab des éléments finis».

Trois programmes constituant le noyau du système Cast3M ont été développés au CEA/DMT : il s'agissait d'un programme de maillage, d'un programme de calcul et d'un programme de visualisation des résultats.

Le cast3m possède un langage de commande constitué d'une série d'opérateurs permettant à l'utilisateur de manipuler les données et les résultats sous forme d'objets en leur donnant des noms : c'est le langage GIBIANE qui va permettre à l'utilisateur de communiquer directement avec le programme. L'utilisateur peut construire un environnement adapté à des applications spécifiques en écrivant des procédures en GIBIANE.

Les opérations avec GIBIANE consistent en une manipulation des objets existants dans le but de les modifier ou d'en créer de nouveaux. Gibiane est un langage de programmation basé sur Fortran développé par le Commissariat à l'énergie atomique (CEA).

C'est est le langage interprété qui permet de communiquer avec le programme. Ainsi, le principe est d'écrire un programme en langage GIBIANE à l'aide d'un éditeur de texte (n'importe lequel). Puis de lancer l'application Cast3m sur le fichier créé. Il est recommandé d'utiliser le suffixe ".dgibi".

Il possède d'ailleurs tous les attributs d'un langage informatique orienté objet : type dynamique des données, expressions conditionnelles, expressions répétitives, traitement des exceptions, récursivité, possibilité d'écrire des procédures, etc. de plus, aux objets classiquement disponibles dans les langages informatiques usuels (flottant, entier, table.) vient s'ajouter une bibliothèque d'objets propres à la modélisation par éléments finis : maillage, modèle, rigidité.

Ce qui lui permet d'être à la fois un langage de programmation et de modélisation.

En pratique, il suffit d'appeler un quelconque opérateur, à l'aide de l'instruction appropriée, pour que ce dernier soit exécuté ; ainsi l'utilisateur peut définir ou adapter la séquence de résolution à toute sorte de problématique.

Le GIBIANE est donc un langage de haut niveau permettant, en particulier, un échange d'informations entre l'utilisateur et le programme. La grande flexibilité offerte par le programme ne dispense toutefois pas l'utilisateur d'apprendre à poser ses problèmes de calcul selon la méthode adoptée dans le code.

Il est, par conséquent, important d'analyser et de comprendre comment l'ensemble d'une analyse par éléments finis est structurée et organisée, de façon à pouvoir toujours faire un rapprochement direct entre l'opération mathématique ou logique que vous souhaitez poser et les opérateurs à utiliser.

1.3.3. Présentation de code Aster

Le code Aster : EDF R&D a développé depuis douze ans un logiciel de simulation numérique en mécanique des structures.

Code Aster est un logiciel libre de simulation numérique en mécanique des structures, développé principalement par le département « Analyses Mécaniques et Acoustiques » du service R&D (recherche et développement) (anciennement DER) d'EDF (électricité de France) à Clamart France. ASTER signifie « Analyses des Structures et Thermomécanique pour des Études et des Recherches ». C'est un logiciel complexe, dont la réalisation a débuté en 1989, Il a été placé sous licence GNU GPL en octobre 2001.

Le code Aster n'est pas simplement un solveur, mais plus une plateforme numérique. Grâce au langage de commande Python les possibilités d'adaptation et de traitement numérique se trouvent illimitées.

Le cœur du système est codé en Fortran, et de nombreux modules complémentaires sont réalisés en Python. Il comporte plus d'un million de lignes de code, de nombreux cas de tests, ainsi qu'une énorme documentation.

Ce code consiste à une application non traditionnelle de la méthode des éléments finis. Il est basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents types de problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, sismiques, statiques /quasi-statique ou

dynamiques par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique dans le domaine fréquentiel et temporel.

Le code de réaliser des calculs de structures pour les phénomènes thermiques, mécaniques, thermomécaniques, ou thermo-hydro-mécaniques couplés, avec un comportement linéaire ou non linéaire, et des calculs d'acoustique interne.

Les non linéarités portent sur les comportements des matériaux (plasticité viscoplasticité, endommagement, effets métallurgiques, hydratation et séchage du béton,...) les grands déformations ou grandes rotations et le contact avec frottement.

Les études industrielles courantes nécessitent la mise en œuvre d'outils de maillage et de visualisation graphique, qui ne font pas partie du code. Cependant, plusieurs outils sont utilisables pour ces opérations par l'intermédiaire de procédures d'interface intégrées au code.

Pour réaliser l'étude, l'utilisateur doit préparer deux fichiers de données :

*Le fichier de maillage

* Le fichier de commandes

➤ Le fichier de maillage :

Ce fichier définit la description géométrique et topologique du maillage sans choisir, à ce stade, le type de formulation des éléments finis utilisés ou le phénomène physique à modéliser.

Ce fichier de maillage est, en général, produit par des commandes intégrées à Code - Aster à partir d'un fichier provenant d'un logiciel de maillage utilisé en pré-processeur (SALOME, GIBI, GMSH, IDEAS...).

Les informations que doit contenir ce fichier sont spécifiques à Code Aster. Elles définissent des entités classiques de la méthode des éléments finis :

- nœuds : points définis par un nom et par leurs coordonnées cartésiennes dans l'espace 2D ou 3D,

- mailles : figures topologiques nommées planes ou volumiques (point, segment, triangle, quadrangle, tétraèdre, ...) sur lesquelles pourront s'appliquer différents types d'éléments finis, de conditions aux limites ou de chargements.

Pour améliorer la garantie d'utilisation et le confort des opérations de modélisation et de dépouillement des résultats, on peut définir, dans le fichier de maillage, des niveaux d'entités supérieurs, possédant en commun une propriété quelconque et qui pourront être utilisés directement par leur nom :

- groupes de nœuds : listes nommées de noms de nœuds,
- groupes de mailles : listes nommées de noms de mailles.

On notera, dès maintenant, que toutes les caractères géométriques manipulées (nœuds, mailles, groupes de nœuds, groupes de mailles) sont nommées par l'utilisateur et utilisables à tout moment par leur nom (8 caractères au maximum).

L'utilisateur pourra utiliser cette possibilité pour identifier explicitement certaines parties de la structure étudiée et faciliter ainsi le dépouillement des résultats. La numérotation des caractères n'est jamais explicitée : elle sert uniquement en interne pour pointer sur les valeurs des différentes variables associées.

➤ le fichier de commandes :

Pour définir le texte de commande qui permet :

- de lire et éventuellement enrichir les données du fichier de maillage (ou d'autres sources de résultats externes),
- d'affecter les données de modélisation sur les entités du maillage,
- d'enchaîner différentes opérations de traitement : calculs, post-traitements spécifiques,
- d'éditer les résultats sur différents fichiers.

Le texte de commande fait référence aux noms d'entités géométriques définis dans le fichier de maillage. Il permet aussi de définir de nouveaux groupes à tout moment.

1.3.3.1 Maillage et discrétisation temporelle

La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes.

La distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine peut se produire en fonction du maillage utilisé. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément Δl doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{C_s}{10 \cdot \Delta l} \text{ Avec } f = \frac{\omega}{2\pi} \quad \text{Eq1}$$

C_s est la vitesse de propagation des ondes.

La longueur caractéristique d'onde λ est associée au système étudié. Elle dépend des conditions aux frontières.

1.3.3.2 Frontières du modèle

a. Frontières absorbantes

La modélisation dans le domaine de géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. Par exemple, lors de la modélisation d'une excavation dans un tunnel, on suppose qu'il est entouré par un domaine infini. Et dans le cas d'une structure en surface, celle-ci repose sur un domaine semi infini. La modélisation par une méthode numérique se fait, par contre, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes. La frontière absorbante (ou visqueuse) a été développée par Lysmer et Kuhlemyer 1973 pour l'étude par élément finis des vibrations de fondations en surface été partiellement encastrées dans un sol semi-infini.

Celle-ci est basée sur l'application, aux frontières du modèle discrétisé, des contraintes visqueuses (normales et tangentielles) de sorte que la plus grande partie de l'énergie transportée par les ondes puisse être totalement absorbée au niveau de la frontière du modèle discrétisé. Les valeurs approximatives de ces contraintes sont obtenues à partir de la théorie de propagation des ondes.

Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement faible (Seed et al, 1975). Par contre, quand l'amortissement est faible, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle largement grand et irraisonnable. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure

Cependant, pour cette frontière soit efficace, elle devrait être placée à une certaine distance de la fondation.

Le code ASTER utilise des éléments de frontière absorbante. Ces éléments de type paraxiaux, dont on décrit ici la théorie, sont affectés à des frontières de domaines élastiques ou fluides pour traiter des problèmes 2D ou 3D d'interaction sol-structure ou sol-fluide-structure. Ils permettent de satisfaire la condition de Sommerfeld vérifiant l'hypothèse d'anéchoïcité: l'élimination des ondes planes élastiques ou acoustiques diffractées et non physiques venant de l'infini.

b. Frontières pour Champ Libre

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre.

Les problèmes standards de réponse sismique et d'interaction sol-structure ou sol-fluide-structure amènent à considérer des domaines infinis ou supposés tels. Par exemple, dans le cas de barrages soumis au séisme, on a souvent affaire à des retenues de grande taille qui nous permettent de faire l'hypothèse d'anéchoïcité : les ondes qui partent vers le fond de la retenue ne "reviennent" pas. Ceci a pour but de réduire la taille de la structure à mailler et de permettre de passer des calculs complexes avec les moyens informatiques actuels.

Dans ce travail, on considère que la frontière du maillage éléments finis du sol se trouve dans un domaine au comportement élastique.

La théorie des systèmes elliptiques assure simplement l'existence et l'unicité de la solution des problèmes élastoplastiques dans les domaines bornés, sous l'hypothèse de conditions aux limites assurant la fermeture du problème. Il en va différemment pour les domaines infinis. On doit avoir recours à une condition particulière, dite de Sommerfeld, formulée dans les directions infinies du problème. Cette condition assure notamment, dans le cas de la diffraction d'une onde plane élastique par une structure, l'élimination des ondes diffractées non physiques venant de l'infini que les conditions classiques sur les bords du domaine à distance finie ne suffisent pas à assurer.

La méthode privilégiée pour traiter des domaines infinis est celle des éléments finis de frontière (ou équations intégrales). La solution fondamentale utilisée vérifie automatiquement la condition de Sommerfeld. Seulement, l'utilisation de cette méthode est conditionnée par la connaissance de cette solution fondamentale, ce qui est impossible dans le cas d'un sol à géométrie complexe, par exemple, ou lorsque le sol ou la structure sont non linéaires. Il faut donc alors avoir recours aux éléments finis.

Dès lors, des conditions particulières à la frontière du maillage éléments finis sont nécessaires pour interdire la réflexion des ondes diffractées sortantes et reproduire ainsi artificiellement la condition de Sommerfeld. Plusieurs méthodes permettent d'identifier des conditions aux limites répondant à nos exigences. Certaines conduisent à une résolution exacte du problème : on les appelle "frontières consistantes". Elles sont fondées sur une prise en compte précise de la propagation des ondes dans le domaine infini. Par exemple, si ce domaine peut être supposé élastique et avec une stratigraphie simple loin de la structure, on peut envisager un couplage éléments finis - équations intégrales. Un des problèmes de cette solution est qu'elle n'est pas locale en espace : il faut faire un bilan sur toute la frontière séparant le domaine fini du domaine infini, ce qui nous conduit obligatoirement à un problème de sous-structuration. Cette non-localité en espace est caractéristique des frontières consistantes. Pour aboutir à des termes de frontière locaux en espace, on peut utiliser la théorie des éléments infinis. Ce sont des éléments de dimension infinie dont les fonctions de base reproduisent au mieux la propagation des ondes élastiques ou acoustiques à l'infini. Ces fonctions doivent être proches de la solution car les

théorèmes mathématiques classiques n'assurent plus la convergence du résultat de calcul vers la solution avec de tels éléments. En fait, on peut trouver une analogie entre la recherche de fonctions de base satisfaisantes et celle d'une solution fondamentale pour les équations intégrales. Les contraintes géométriques sont assez voisines mais surtout, cette recherche présente un inconvénient de taille : elle dépend de la fréquence. Par conséquent, de telles frontières, locales ou non en espace, ne peuvent être utilisées que dans le domaine de Fourier, ce qui interdit une certaine catégorie de problèmes, avec des non-linéarités de comportement ou des grands déplacements par exemple. On en arrive donc à devoir trouver des frontières absorbantes performantes qui soient locales en espace et en temps pour traiter aux éléments finis des problèmes transitoires posés sur des domaines infinis.

La théorie des éléments paraxiaux qui réalisent l'absorption cherchée avec une efficacité inversement proportionnelle à leur simplicité d'implémentation ainsi que la description des contraintes d'implémentation dans le Code_Aster sont présentées dans le manuel du code.

Le mode d'implémentation des éléments paraxiaux élastiques en transitoire vient essentiellement de la nécessité de décomposer le déplacement en une composante selon la normale à l'élément, correspondant à une onde P, et une composante dans le plan de l'élément, correspondant à une onde S. On est alors à même de discrétiser la relation d'impédance introduite dans la première partie :

u' les composantes du déplacement dans le plan tangent et u_3 selon e_3 , la direction normale à la frontière.

C_s est la vitesse de l'onde de cisaillement et C_p la vitesse de l'onde de compression

$$t(u) = \rho C_p \frac{\partial u_3}{\partial t} + \rho C_s \frac{\partial u'}{\partial t} \quad \text{Eq2}$$

On ne revient pas sur le schéma d'intégration temporelle que l'on a déjà décrit dans la partie précédente, sachant qu'on considère toujours la relation d'impédance de façon explicite par une correction du second membre.

Il est tentant d'introduire la possibilité d'imposer une impédance absorbante pour un problème élastique en harmonique. Cela correspond au traitement d'un terme en dans les équations de l'élasto-dynamique.

Pour un calcul de réponse harmonique d'une structure infinie, la prise en compte de l'impédance absorbante comme une correction du second membre n'est évidemment pas applicable. Cependant, la relation d'impédance à l'ordre 0 exprime les termes surfaciques en fonction de la vitesse des nœuds de l'élément. On peut donc construire une pseudo-matrice d'amortissement visqueux traduisant la présence du domaine infini.

La décomposition de la relation d'impédance selon les composantes normale ou tangentielle du déplacement sur l'élément nous contraint à construire la matrice d'impédance dans un repère local sur l'élément. On définit ce repère local dans la routine élémentaire ainsi que la matrice de passage qui permet le retour à la base globale.

1.4. Les grandes étapes d'une étude

Les grandes étapes d'une étude sont dans le cas général :

- la préparation du travail, qui se termine après la lecture du maillage,
- la modélisation au cours de laquelle sont définies et affectées toutes les propriétés des éléments finis et des matériaux, les conditions aux limites et les chargements,
- le calcul peut alors être réalisé par l'exécution de méthodes de résolution globales, qui s'appuient éventuellement sur des commandes de calcul et d'assemblage de matrice et vecteurs
- les opérations de post-traitements complémentaires au calcul,
- les opérations d'impression des résultats
- les opérations d'échange de résultats avec d'autres logiciels (visualisation graphique par exemple).

Une autre façon d'utiliser Code Aster consiste à exploiter des outils métiers, disponibles dans le code sous forme de MACRO_COMMANDES : citons par exemple les outils métiers :

- ASCOUF (modélisation de coudes fissurés ou de coudes avec sous-épaisseurs)
- ASPIC (modélisation de piquages fissurés ou non fissurés),

➤ **Présentation et notions générales**

La mise à disposition d'un outil comme Code Aster qui fonctionne sur de multiples plates-formes nécessite une interface graphique pour simplifier le travail de l'utilisateur.

Par ailleurs, l'évolution des moyens de calcul centralisés et la diffusion en libre de Code Aster ont nécessité le développement d'un produit portable dont l'architecture puisse s'adapter aux différentes configurations informatiques.

Astk est l'interface graphique qui permet d'organiser ses calculs, Aster :

- préparer ses données,
- organiser les fichiers,
- accéder aux outils de pré et post-traitement,
- lancer et suivre l'évolution des calculs.

Astk permet également de choisir la version de Code Aster à utiliser.

Le nom « astk », prononcer « astek », vient de la contraction d'Aster et Tk qui est la librairie graphique utilisée.

➤ **Fonctionnalités**

ETUDE : astk permet de lancer un calcul Aster sur la machine locale (par exemple dans le cadre d'une utilisation sur ordinateur personnel), sur un serveur de calcul départemental ou bien sur le serveur de calcul Aster de EDF-R&D (accès restreint à EDF et ses prestataires d'études).

SURCHARGE : La diffusion du code source de Code_Aster autorise chacun à tester ses propres développements. astk permet de "surcharger" le code, c'est-à-dire ajouter ou modifier des fichiers sources, de créer une version particulière et l'utiliser sur des cas-tests ou pour des études. On peut ainsi créer et utiliser de nouveaux exécutable, catalogues de commandes ou d'éléments, et modules python.

TESTS : Il est souvent judicieux de tester que ses propres développements n'impactent pas le code par ailleurs ; astk permet de lancer facilement une liste de cas-tests avec une version personnelle.

AGLA : Aux développeurs de la version de référence EDF, astk offre l'accès à l'atelier de génie logiciel Aster, AGLA, qui permet d'organiser le développement collaboratif de la version de développement (éviter les conflits, assurer la non régression...).

REX : Faire vivre le code passe par la prise en compte des remarques, besoins, et avis des utilisateurs. Des fiches de retour d'expérience peuvent être émises et consultées par les utilisateurs depuis l'interface, les développeurs peuvent y répondre (accès au serveur EDF requis). Cette fonctionnalité est réservée à EDF et à ses prestataires.

MULTI-MACHINES : Les fichiers nécessaires à ces différentes actions (fichiers de maillage, source, résultats...) peuvent être répartis sur différentes machines sur le réseau (déclarées dans astk), astk assurant le transfert et la compression/décompression. Le passage d'un coupe-feu n'est pas proposé.

OUTILS : L'utilisateur peut lancer différents outils prédéfinis et configurer ceux dont il a besoin (meilleur, outil de post-traitement, éditeur...).

BSF : Un navigateur est fourni (appelé bsf, boîte de sélection de fichiers), il permet de parcourir les systèmes de fichiers des machines distantes définies et d'effectuer des opérations courantes sur les fichiers : copie, suppression, changement de nom, impression, ou encore d'ouvrir une fenêtre de commandes sur ces machines.

ASJOB : On peut suivre les calculs, leur état (notamment dans le cas de lancement en batch) depuis la fenêtre « Suivi des jobs », aussi appelée asjob.

➤ Fonctionnalités de l'interface :

- Export du fichier de maillage. Mail
- Export du fichier du commande. Comm
- Lecture des résultats Aster dans Femap

❖ Export du fichier de maillage. Mail :

Tous types d'éléments supportés : POI, SEGA, QUAD, TRIA, TETRA, HEXA

Elément d'ordre 1 et 2 supportés (TRIA6, HEXA8,...)

Export des groupes Femap :

Export de groupes automatiques pour affectation des propriétés, matériau,...

- ❖ Export du fichier de la commande. Comm :
 - Définition et affectation automatique des types d'éléments (AFFE_MODEL)
 - Définition et affectation automatique des matériaux (DEFI et AFFE_MATERIAU)

 - Définition et affectation automatique des propriétés (AFFE_CARA_ELEM)

 - Définition et affectation automatique de conditions limitées (AFFE_CHAR_MECA)

 - ❖ Lecture des résultats Aster dans Femap
 - Champs nodaux et aux nœuds par élément
 - Déplacements, réactions, contraintes, déformations, énergie de déformation
- **Description de l'interface graphique**

L'interface graphique (IHM) se décompose en 4 parties :

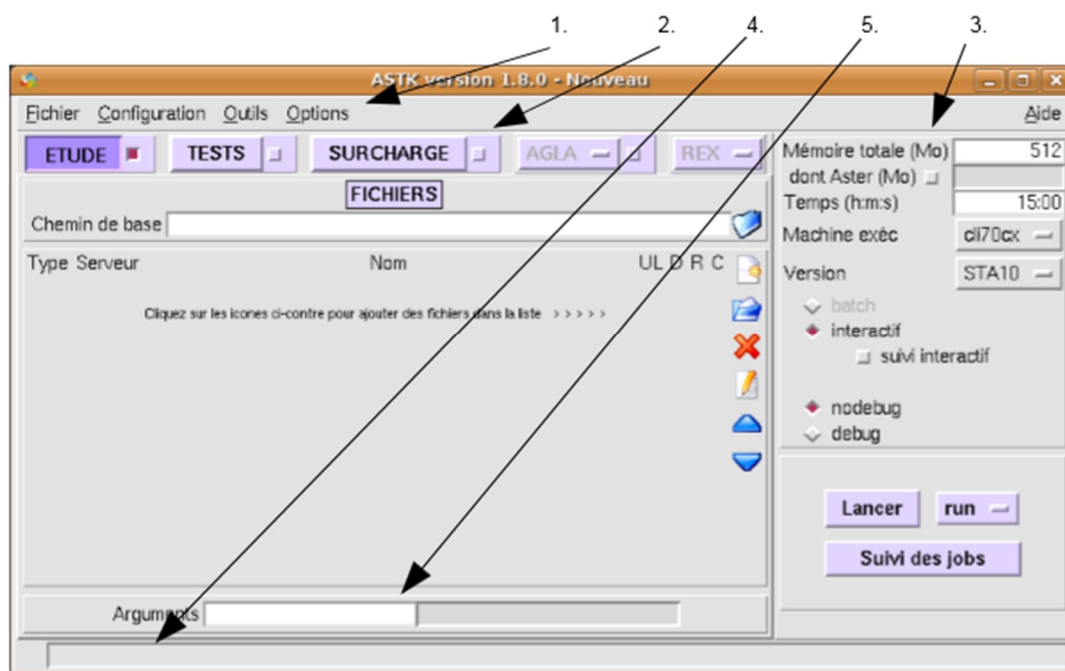
1. Une barre de menu

2. Les onglets

3. Les paramètres de soumission

4. La barre d'état

5. Zone des arguments Aster



1.5. Conclusion

Le développement des codes de calcul a évolué de pair avec le matériel informatique. Au départ, les programmes de calcul étaient écrits pour résoudre des problèmes donnés et fonctionnaient généralement en boîte noire. La connaissance de l'outil informatique est une étape indispensable dans la partie modélisation numérique de telles géométries et de tels phénomènes. Dans ce chapitre, une succincte présentation des deux codes calculés utilisés dans ce travail de fin d'étude, Castem et Code Aster, a été réalisée. Le Caste3M permet de générer le maillage pour une utilisation avec le Code Aster, il a été considéré comme mieux adapté pour notre problématique et surtout pour la génération du maillage pour le modèle global.