F.8 Échelles caractéristiques

F.8 Échelles caractéristiques

Pour cadrer la discussion concernant les problèmes de la dynamique de sols, il faut d'abord faire la distinction parmi les échelles caractéristiques relatives à la définition des phénomènes physiques étudiés dans ces problèmes. Ces échelles sont :

- l'échelle géologique,
- l'échelle de site,
- l'échelle géotechnique,
- l'échelle de la structure génie civil.

Chaque problème en dynamique de sols fait intervenir une ou plusieurs de ces échelles, ce qui constitue déjà une première difficulté, car il faut associer dans un même modèle, des domaines dont les dimensions sont très différentes.

Le passage d'une échelle à une autre correspond à un type de problème spécifique, nécessitant des approches de résolution qui lui sont propres. Ainsi, dans le contexte des problèmes sismiques par exemple, le passage de l'échelle géologique à l'échelle de site donne lieu au problème de la détermination des *effets locaux de site*. Le passage à l'échelle géotechnique donne lieu au problème de la *caractérisation du mouvement sismique en un point de contrôle* (qui peut être localisé en surface du sol ou à une profondeur caractéristique). Enfin, le passage à l'échelle de la structure donne lieu au problème de l'interaction sol-structure, c'est-à-dire au problème de déterminer comment la réponse dynamique du sol est modifiée par la présence de la structure et vice versa.

Selon le problème étudié, il est également possible que l'échelle de la structure interagisse directement avec l'échelle de site ou l'échelle géologique. Ceci est surtout vrai pour les structures de grandes dimensions, telles que les ponts (échelle de structure ~ échelle de site) ou les tunnels (échelle de structure ~ échelle géologique).

Dans la suite, il convient de limiter la discussion sur les échelles géotechnique et de la structure (échelles caractéristiques pour la majorité des structures du génie civil) et donc se concentrer aux problèmes d'Interaction Dynamique Sol-Structure (IDSS).

1) Classification des méthodes pour l'IDSS

Pour proposer une classification des méthodes pour l'IDSS, on notera d'abord que les systèmes dont le comportement dynamique est étudié, sont constitués des deux domaines distincts :

1. le domaine de la structure, comportant l'ouvrage étudié et éventuellement une zone de sol au voisinage de cet ouvrage : ce domaine met en évidence des dimensions bornées. Il est couramment appelé *domaine de structure généralisée ou superstructure* ou tout simplement *structure* ;
2. le domaine de sol, entourant cette structure, dont les dimensions sont non-bornées.

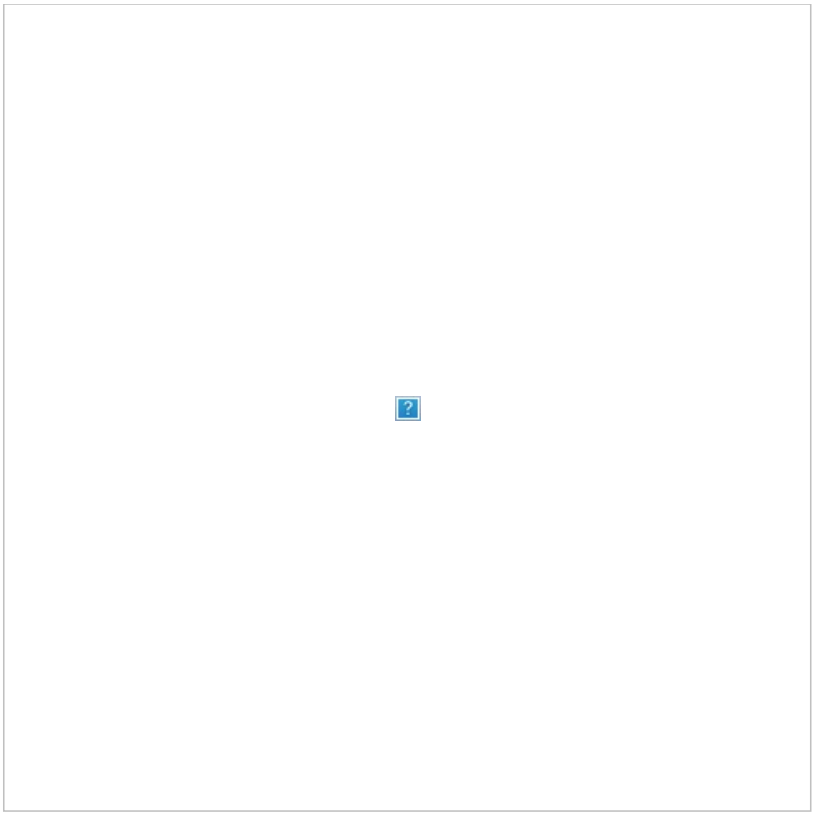
Les deux domaines sont séparés par une frontière qui est appelée *horizon d'interaction*. Cette frontière est bien évidemment fictive et sa définition est, dans un certain sens, arbitraire. Par exemple, l'horizon d'interaction peut être identifié avec la vraie interface entre la structure et le sol, ou être placée très loin de la structure.

Par ailleurs, puisque le problème d'IDSS résulte en un problème de propagation d'ondes, la formulation adoptée doit satisfaire une *condition de radiation*. Par exemple, dans le cas d'un chargement appliqué sur la structure (c'est-à-dire que la structure est identifiée comme la source des ondes), la condition de radiation exige qu'il ne puisse pas y avoir d'ondes convergeant vers la source.

Les méthodes pour l'IDSS sont divisées en trois grandes familles :

- méthodes de sous-structures,
- méthodes directes,
- méthodes hybrides.

Les méthodes de sous-structures sont les plus courantes dans les études d'IDSS en Génie Civil. L'horizon d'interaction dans ce cas est placé au niveau de l'interface physique entre le sol et la structure. Cette séparation permet de modéliser le domaine « structure » par des éléments finis classiques et le domaine « sol » par d'autres approches, mieux adaptées pour le traitement de domaines non-bornés, en particulier par la méthode des éléments de frontière (BEM ou une de ses variantes). La condition de radiation est formulée de manière rigoureuse à l'infini. La méthode de sous-structures acquiert son intérêt pratique, si elle est combinée avec l'hypothèse de linéarité de comportement pour les domaines « structure » et « sol ». Dans ce cas, il peut être montré, via le théorème de superposition de Kausel, que le problème global d'interaction sol-structure peut être décomposé en trois sous-problèmes, comme présenté sur la figure ci-dessous.

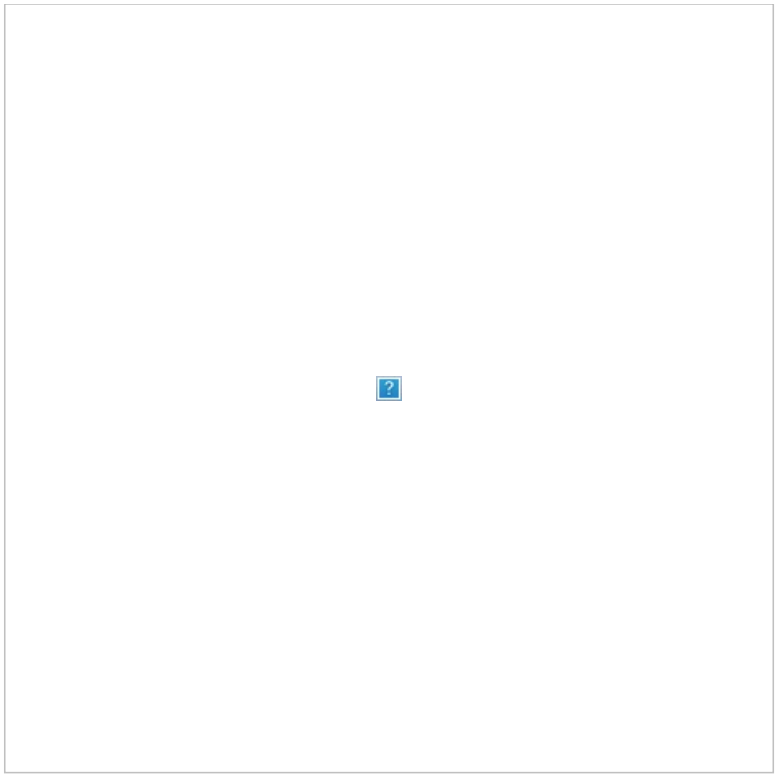


Théorème de superposition de Kausel dans la méthode de sous-structures

L'interaction cinématique concerne la diffraction des ondes dans le sol par la présence de la fondation et le chargement conséquent de cette dernière. L'interaction inertielle concerne l'échange d'énergie entre le sol et la structure qui peut être caractérisé en termes d'impédance. Ces deux premiers problèmes fournissent respectivement, le mouvement d'entrainement et les conditions aux limites qui peuvent être utilisés, dans le troisième sous-problème, pour l'analyse dynamique du domaine borné. Par conséquent, dans la méthode des sous-structures, l'utilisation des éléments finis n'intervient essentiellement que dans la modélisation de la structure ; on peut donc se référer directement aux chapitres concernant l'utilisation des éléments finis dans les études conventionnelles en dynamique des structures.

Un des inconvénients, quant à l'utilisation du théorème de superposition de Kausel, est lié à la nature des géomatériaux, qui présentent d'emblée un comportement mécanique (fortement) non-linéaire. Ainsi, pour pouvoir faire appel à l'hypothèse de linéarité de comportement pour le domaine « sol », il est nécessaire de procéder à un calage des paramètres viscoélastiques des géomatériaux, en conformité avec les niveaux des déformations qui y sont anticipés. La définition des paramètres viscoélastiques *effectifs* des couches de sol constitue la première étape pour la mise en œuvre de la méthode de sous-structures et permet l'utilisation du théorème de superposition dans des systèmes où le comportement non-linéaire reste modéré.

Les méthodes directes constituent la deuxième grande famille d'approches pour l'IDSS et sont surtout applicables pour les systèmes qui présentent de fortes non-linéarités de comportement. L'horizon d'interaction dans ce cas est placé très loin de la structure, englobant une grosse zone du domaine « sol », comme présenté sur la figure ci-dessous.



Principe général des méthodes directes

L'équation d'équilibre dynamique est formulée pour l'ensemble « structure + sol » et fait intervenir un vecteur de chargement extérieur $\mathbf{q_f}$, défini le long de l'horizon d'interaction. L'ensemble « structure + sol » est modélisé par la méthode en éléments finis et les déplacements dans les domaines « sol » et « structure » sont calculés simultanément. La résolution est effectuée dans le domaine temporel. Il est alors possible d'incorporer dans le modèle toutes les caractéristiques géométriques du problème, les hétérogénéités matérielles du sol ou de la superstructure et d'introduire les lois de comportement nécessaires pour la description des non-linéarités du système. En dépit de ces importants avantages, les méthodes directes mettent en évidence plusieurs points délicats :

- la définition de la position optimale pour l'horizon d'interaction et la détermination du chargement extérieur à y introduire (surtout pour les problèmes sismiques) sont des tâches non triviales, nécessitant souvent un travail préparatoire conséquent ;

- à l'opposé des méthodes des sous-structures, où la condition de radiation est formulée de manière rigoureuse à l'infini, dans les méthodes directes, la condition de radiation est formulée de manière approchée au niveau de l'horizon d'interaction. Cette hypothèse permet de s'affranchir de la modélisation du domaine non-borné, mais crée le besoin d'utilisation d'éléments spéciaux le long de l'horizon d'interaction (qui est identifié avec la frontière du domaine modélisé) ; ces éléments sont censés préserver le caractère non-borné du domaine modélisé en garantissant qu'il n'y aura pas de réflexions d'ondes parasites le long de la frontière du domaine modélisé ;

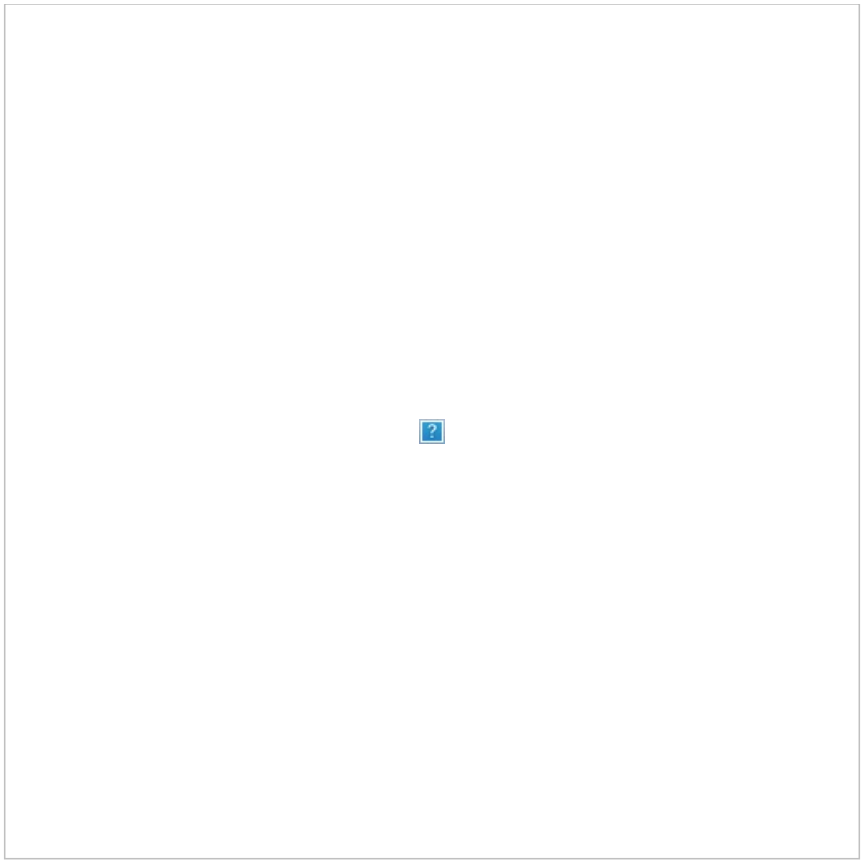
- les discrétisations spatiale et temporelle (taille de mailles, pas de temps) dépendent des paramètres mécaniques du système modélisé et souvent la taille de mailles ou le pas de temps qui sont nécessaire pour un problème, peuvent s'avérer prohibitifs vis-à-vis du coût de calcul ;

- le schéma d'intégration temporelle doit satisfaire les exigences de précision et de stabilité de la solution, tout en restant optimisé par rapport au coût calculatoire ;

- les lois de comportement adoptées pour décrire le comportement non-linéaire des sols nécessitent un calage pour pouvoir bien représenter le comportement cyclique des sols ;

- enfin, les méthodes directes restent encore extrêmement coûteuses pour des problèmes 3D. Il est donc nécessaire souvent de pouvoir faire le passage du comportement 3D à une modélisation 2D tout en préservant les caractéristiques dynamiques (masse / rigidité / caractéristiques modales) du système étudié.

Enfin, les ***méthodes hybrides*** forment la troisième grande famille de méthodes pour le traitement de l'IDSS. Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes de sous-structures ; l'idée principale consiste à séparer le sol dans deux domaines distincts : le premier est un *champ proche* de la structure où l'on suppose que toutes les non-linéarités pertinentes pour le problème de l'IDSS sont développées. Le deuxième est le champ lointain où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la structure. Ainsi, le *champ lointain* peut être traité par les techniques adaptées pour les problèmes linéaires dans des domaines non-bornés (typiquement BEM avec une résolution dans le domaine fréquentiel), alors que le champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe (modélisation par éléments finis – modélisation des non-linéarités – résolution dans le domaine temporel). Le principe général des méthodes hybrides est présenté sur la figure ci-dessous.



Principe général des méthodes hybrides

Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain (horizon d'interaction) ainsi que la formulation d'un schéma qui permet de restituer de manière rigoureuse mais efficace le couplage entre les deux champs. Au plan numérique, cette opération résulte typiquement en un schéma de couplage FEM-BEM, où la composante BEM alimente la composante FEM avec les historiques des forces d'interaction et les fonctions d'impédances à déployer le long de l'horizon d'interaction.

Un cas particulier de modélisation appartenant aux méthodes hybrides concerne le développement de ***macroéléments*** pour la modélisation du comportement dynamique non-linéaire de différents types de fondations. Les macroéléments sont des *éléments de liaison*, qui sont situés au niveau de la fondation et qui sont dotés d'une loi de comportement permettant de décrire les mécanismes non-linéaires développés le long des interfaces sol-structure, tels que le glissement, le décollement et la plastification du sol.

Les points précédents laissent entendre qu'au sein des approches pour l'IDSS, la méthode aux éléments finis est surtout utilisée dans la famille des méthodes directes et aussi dans la famille des méthodes hybrides pour la modélisation du champ proche.

Dans les paragraphes suivants, on donne quelques indications sur la méthode de sous-structuration et on discute quelques points délicats quant à l'implémentation des méthodes directes pour les problèmes d'IDSS.

2) Compléments sur la méthode de sous-structuration

La première étape de la méthode de sous-structuration est le calage des paramètres viscoélastiques des géomatériaux en fonction du niveau des déformations. Le comportement non-linéaire hystérétique d'un sol sous sollicitations cycliques peut être approximé par un module de cisaillement et un amortissement visqueux équivalents. D'abord il faut définir les courbes de la réduction du module de cisaillement et de l'augmentation du coefficient d'amortissement en fonction de la déformation sur la base de résultats d'essais de laboratoire dédiés au projet (partie des reconnaissances géotechniques) ou, en l'absence d'une campagne géotechnique dédiée, sur la base de références scientifiques.

Puis, une analyse unidimensionnelle linéaire de la réponse d'une colonne de sol est à conduire à l'aide des fonctions de transfert qui, à partir de l'accélération au rocher et d'un premier jeu des propriétés des couches de sol, donnent les déplacements, les vitesses, les accélérations, les contraintes et les déformations en cisaillement dans chaque couche. Enfin, une procédure itérative est nécessaire afin d'assurer que les propriétés utilisées dans l'analyse sont compatibles avec les déformations maximales calculées dans les couches.

L'analyse inverse, soit le calcul du mouvement au rocher à partir de l'accélération en surface, est possible à travers les mêmes fonctions de transfert et prend le nom de déconvolution. La procédure itérative ne garantit pas toujours l'unicité de la solution dans la recherche des propriétés équivalentes du sol en cas des larges déformations. Ces analyses peuvent être menées avec des logiciels dédiés comme SHAKE 91 par exemple.

Les problèmes de diffraction et d'impédance peuvent être résolus dans le domaine fréquentiel par des outils de calculs adaptés, tel que les codes SASSI2010 ou MISS3D. Des méthodes simplifiées valables sous certaines conditions peuvent être utilisées, en alternative.

L'étude de l'interaction cinématique n'est d'intérêt que dans le cas de fondations profondes et est négligée dans le cas de fondations superficielles. Pour une analyse sismique, la méthode simplifiée consiste en l'imposition des déformations de sol en champ libre aux pieux de fondation. Cette sollicitation, d'origine cinématique, doit être additionnée aux sollicitations provenant de l'interaction inertielle pour le dimensionnement des pieux.

En utilisant un logiciel dédié (eg. SASSI2010, MISS3D), l'étude de l'interaction inertielle conduit au calcul de la raideur et de l'amortissement au point de contrôle de la fondation en fonction de la fréquence. Pour le calcul des fonctions d'impédance, la fondation est par défaut considérée comme une sous-structure rigide. Pour une fondation superficielle, les termes d'impédance relatifs aux déplacements et aux rotations sont retenus, tandis que pour une fondation profonde il faut prendre en compte aussi les termes de couplage entre les raideurs en déplacements et en rotations. Les valeurs des impédances, retenues pour le problème structurel d'analyse dynamique, sont calées sur la base des modes propres d'interaction sol-structure avec une procédure itérative expliquée ci-après. Une première analyse modale est conduite avec un jeu des valeurs d'impédance d'essai. Le jeu des valeurs d'impédance suivant est calculé à partir des fréquences des modes propres, identifiés comme ceux d'interaction sol-structure pour chaque degré de liberté de la fondation (supposée rigide). La deuxième analyse modale permet de corriger les fréquences des modes propres retenus et ainsi de suite. La procédure s'arrête lorsqu'on atteint la convergence des fréquences propres.

Les méthodes simplifiées pour les fondations superficielles, en général, donnent des formules pour le calcul direct de l'impédance. Les méthodes les plus connues sont celles de Newmark-Rosenblueth, de Deleuze, de l'Eurocode 7, du guide SETRA, de Veletsos et de Gazetas.

La condition principale pour la validité des méthodes simplifiées est l'hypothèse de sol homogène, monocouche, à l'exception de la méthode de Gazetas permettant la prise en compte d'un sol double-couche pour les cas des fondations de forme approximable à la forme circulaire. La méthode de Deleuze tient compte de la fréquence du mode de vibration fondamental de l'ouvrage. Les méthodes de Veletsos et Gazeats considèrent l'encastrement de la fondation dans le sol.

Pour les fondations profondes, la méthode de Gazetas et celle de l'Eurocode 8-5 donnent des formules applicables dans les trois conditions de sol suivantes :

- sol dont le module de Young varie linéairement avec la profondeur ;
- sol dont le module de Young varie avec la racine carrée de la profondeur ;
- sol dont le module de Young reste constant avec la profondeur.

Une autre méthode simplifiée pour les fondations profondes est celle de Winkler nécessitant la modélisation d'une poutre reposant sur un système de ressorts et d'amortisseurs, calés sur la base des propriétés de chaque couche et représentant les pressions frontales et les efforts de frottement.

Suite à la résolution du problème d'analyse dynamique, la méthode de Winkler est utilisée aussi pour le calcul des sollicitations le long des pieux pour leur dimensionnement. Cette méthode permet de modéliser un comportement élasto-plastique pour chaque couche de sol et l'intégration d'une analyse simplifiée de l'interaction cinématique par application des déplacements de sol imposés au pieu.

3) Définition de la taille des mailles et du pas de temps

Le choix de la taille de mailles constitue une étape très importante dans la modélisation en dynamique des sols, puisque la finesse de discrétisation conditionne les caractéristiques des ondes qui peuvent être modélisées avec un maillage donné. Le critère habituel pour pouvoir modéliser avec une précision adéquate une onde se propageant dans le milieu sol, est de posséder dans le maillage, 10 mailles par longueur d'onde. Si on désigne par h la taille de mailles et par λ, la longueur d'onde, le critère à imposer sur la finesse de discrétisation s'écrit comme suit :



Ce critère peut encore être formulé en fonction de la vitesse de propagation minimale V_{min} à prendre en compte dans le modèle et de la fréquence caractéristique maximale f_{max} des ondes à représenter dans le maillage. Le critère pour la taille de mailles s'écrit alors :



Pour les problèmes sismiques, la quantité V_{min} correspond habituellement à la valeur minimale des vitesses effectives (compatibles avec le niveau sismique) de propagation d'ondes S pour les couches de sol modélisées. La quantité f_{max} correspond à la fréquence de coupure du spectre de dimensionnement (~30 Hz) ou à une fréquence maximale d'intérêt pour l'interaction sol-structure (~15 Hz).

En dehors de la taille de mailles h, le choix d'un pas de temps Δt est également conditionné par les caractéristiques mécaniques du milieu modélisé. En particulier, par analogie avec la longueur d'onde, il est nécessaire de pouvoir décrire la plus faible période propre à prendre en compte dans les analyses par au moins 10 incréments de temps (le critère de précision est identique dans les discrétisations spatiale et temporelle). Le critère sur le pas de temps peut être formulé comme suit :



où V_{max} est la vitesse correspondant à valeur maximale des vitesses (effectives) de propagation des ondes S et h correspond à la taille de mailles.

A titre indicatif, dans une application avec V_{min} = 150 m/s, V_{max} = 500 m/s et f_{max} = 15 Hz, on aurait obtenu h ≤ 1 m et Δt ≤ 0,002 s. Une attention particulière doit être portée aux problèmes dynamiques non-linéaires, car les caractéristiques d'intérêt pour la définition de la taille de maille (en particulier V_min) évoluent avec le temps (assouplissement du sol en passant en régime élastoplastique).

4) Comportement cyclique des sols - Amortissement

On a vu que le grand intérêt pour la mise en œuvre des méthodes directes pour l'IDSS concerne la possibilité de modéliser rigoureusement le comportement non-linéaire des géomatériaux, au moins à l'intérieur du domaine englobé par l'horizon d'interaction, qui est modélisé en éléments finis. Le concepteur peut modéliser avec précision la géométrie des couches de sol et affecter à chaque formation, la loi de comportement la plus adaptée pour pouvoir reproduire le comportement cyclique anticipé.

Calage des modèles non-linéaires - La première étape dans cette procédure de modélisation concerne le calage de paramètres numériques intervenant dans la définition des lois constitutives choisies, de manière à que ces lois reproduisent avec précision le comportement cyclique des sols ; le comportement cyclique est d'emblée caractérisé, dans la majorité d'applications en Génie Civil, via la courbe de dégradation du module de cisaillement G en fonction de la distorsion γ (courbe $G\sim\gamma$). Il est rappelé que la courbe $G\sim\gamma$ varie selon le type de sol (sable/argile/silt/gravier), la contrainte verticale effective, l'indice de plasticité etc. La procédure du calage des modèles non-linéaires intègre les étapes suivantes :

- organisation du maillage faisant apparaître des zones régies par la même courbe $G\sim\gamma$;
- définition des paramètres élastiques (paramètres à faibles distorsions) pour chaque zone ;
- adoption d'une loi constitutive adaptée pour chaque zone (surface de rupture, loi d'écrouissage, loi d'écoulement, comportement dans le plan déviatorique et dans l'axe hydrostatique etc.) ;
- définition de la courbe $G\sim\gamma$ caractérisant chaque zone en fonction -entre autres- de la contrainte moyenne effective dans la zone ;
- calage des paramètres numériques caractérisant la loi de comportement non-linéaire de manière à reproduire la courbe $G\sim\gamma$ de chaque zone.

La procédure du calage résulte en un tableau fournissant pour chaque zone, le type de loi constitutive adoptée et l'ensemble des paramètres numériques, nécessaires pour sa définition.

Comportement drainé et non-drainé - Dans le cas de la présence d'une nappe phréatique dans le domaine de sol, il est important de pouvoir définir si la réponse des géomatériaux lors de la sollicitation dynamique sera régie par un comportement en conditions drainées ou non-drainées. Cette définition dépend de la nature des sols (matériaux cohésifs ; matériaux pulvérulents) mais également de la durée du phénomène étudié. Pour les phénomènes dont la durée est limitée (de l'ordre de quelques secondes, y compris les séismes) il est souvent difficile de prescrire si le sol répondra en conditions drainées ou non-drainées. Pour ces situations, il est conseillé de mener deux calculs séparés, à la fois sous l'hypothèse de comportement drainé et non-drainé, et de définir la réponse globale via l'enveloppe de ces deux calculs.

Amortissement - Quand il s'agit de modéliser le comportement des couches de sol via une loi élastoplastique, l'amortissement matériel anticipé est obtenu directement via la dissipation qui résulte de la loi de comportement. Or, cette définition de l'amortissement diffère de la caractérisation conventionnelle de l'amortissement (accompagnant habituellement les définitions des courbes G-γ) via une courbe β-γ, où β représente le taux d'amortissement visqueux équivalent. Cette différence vient du fait que le type d'amortissement n'est pas le même dans les deux cas : d'une côté il y a l'amortissement visqueux β, d'autre part il y a l'amortissement hystérétique de la loi élastoplastique. Il s'ensuit de cette différence de définition qu'il n'est pas commode de faire un calage du modèle non-linéaire sur la base de la courbe $\beta\sim\gamma$. Il est toutefois important de vérifier a posteriori que les taux d'amortissement engendrés par le calage du modèle élastoplastique ne sont pas très différents par rapport aux valeurs de β qui correspondent aux courbes β-γ théoriques. En dehors de l'amortissement hystérétique, issu directement de la loi élastoplastique, il est également nécessaire de définir un amortissement « élastique », c'est-à-dire un taux d'amortissement de base, à appliquer dès le début de la sollicitation. La définition de cette composante d'amortissement (qui est calée à 1% - 3%) sert pour le bon conditionnement de l'équation d'équilibre dynamique et peut être introduite via un amortissement de type Rayleigh. Enfin, il est possible d'introduire une troisième composante d'amortissement, celle de l'amortissement numérique, qui résulte du choix d'un schéma d'intégration dissipatif. Cette troisième composante doit être utilisée avec précaution ; pour des applications courantes, elle est à éviter.

Liquéfaction - Un calage tout particulier des modèles de sol est exigé dans le contexte des études du risque de liquéfaction. Dans ce cas, il est nécessaire de faire appel à un modèle bi-phasique pour les zones potentiellement liquéfiables. Ceci permet de modéliser la montée de pression interstitielle qui survient dans ces matériaux peu perméables, lors d'une secousse sismique, phénomène qui peut conduire à l'état de liquéfaction. Le calage effectué dans ce cas consiste à montrer qu'un état liquéfié est bien obtenu sur une éprouvette de sol, consolidée à l'état de contrainte de la zone potentiellement liquéfiable, lorsqu'elle est sollicitée par le séisme théorique conduisant à la liquéfaction. Les paramètres les plus pertinents pour le calage vis-à-vis de la liquéfaction sont ceux qui gouvernent la réponse du sol en chargement selon l'axe hydrostatique (paramètres volumétriques), comme par exemple, l'angle de dilatance ou la règle de définition des déformations volumétriques plastiques etc.

5) Conditions aux limites : Frontières absorbantes - Modèles flottants

Dimensions de la zone à mailler - Un autre point subtil concernant la mise en œuvre d'une approche directe, concerne le « dimensionnement » du maillage et la définition des conditions aux limites. Tout d'abord, les dimensions

du maillage doivent être suffisantes pour la description des phénomènes en jeu. Dans la direction verticale, le maillage est habituellement étendu jusqu'au niveau du substratum, où il peut être supposé que le comportement reste linéaire. Dans la direction horizontale, le maillage est étendu à une distance caractéristique égale à 4 à 5B, de part et d'autre de la structure, où B est la dimension caractéristique de la structure. Il s'ensuit que la dimension minimale d'un maillage pour la mise en œuvre d'une méthode directe d'IDSS est 10 fois la dimension caractéristique de l'ouvrage. Il est compris que ce critère, combiné avec les critères pour la taille des mailles, présentés plus haut, peut rendre prohibitif le coût d'un calcul d'IDSS par la méthode directe.

Conditions aux limites - Pour les problèmes où la sollicitation extérieure vient de la structure, la définition des conditions aux limites consiste à introduire des éléments de frontière absorbante le long du contour du maillage, dont le rôle est d'annihiler les réflexions parasites des ondes qui arrivent jusqu'aux extrémités du maillage. Les éléments de frontière absorbante couramment utilisés dans la pratique sont des amortisseurs visqueux standards qui ne sont exacts (en tant que frontières absorbantes) que pour une direction de propagation et une fréquence d'onde données. Pour passer outre ces limitations, plusieurs formulations de frontières absorbantes améliorées sont disponibles. Néanmoins, leur mise en œuvre reste relativement lourde et ces formulations restent peu utilisées dans les études courantes.

Pour les problèmes sismiques, le rôle des frontières absorbantes est à la fois la réduction des réflexions parasites et aussi l'introduction du mouvement sismique incident le long du contour du domaine modélisé en éléments finis. Pour atteindre ce deuxième objectif, il est souvent nécessaire de déterminer le mouvement au niveau du substratum (car en règle générale, les normes parasismiques fournissent le séisme de dimensionnement en surface du sol) : ce mouvement est utilisé comme le mouvement incident à la base du modèle. De plus, il faut déterminer le mouvement (en conditions de champ libre) sur une colonne de sol (du substratum jusque la surface), ce qui servira pour établir les conditions aux limites le long des parois latérales du modèle. Par ailleurs, la nécessité d'avoir un maillage suffisamment étendu dans la direction horizontale est expliquée par le fait que nous souhaitons établir le mouvement du champ libre à ses extrémités latérales. Pour les maillages dissymétriques, le calcul de la colonne du sol en champ libre doit être répété séparément pour la colonne du côté gauche et du côté droit du maillage.

Un contrôle qui doit toujours être fait, consiste à vérifier que le mouvement calculé en un nœud proche des frontières latérales du modèle est identique ou très proche du mouvement en champ libre. Cette vérification permet de s'assurer que le maillage est bien dimensionné pour le problème d'interaction étudié.

Phasage - Comme pour l'ensemble de problèmes géotechniques, il est aussi nécessaire pour les problèmes dynamiques, d'établir le vrai état de contrainte dans les géomatériaux avant de pouvoir introduire le chargement dynamique. Habituellement, toute étude d'IDSS est initiée par une phase de mise en gravité. A la fin de cette phase, les déplacements du système sont mis à zéro et les états de contrainte sont retenus dans la totalité du maillage. Suite à la complétion de la mise en gravité, il est possible d'introduire le chargement dynamique dans le système.

Modèles flottants - Toujours pour les problèmes sismiques, il est aussi important que la modélisation adoptée permette d'injecter simultanément la composante horizontale et la composante verticale du mouvement sismique. Pour la prise en compte de la composante verticale, on est souvent obligé à recourir à la méthode, dite « de modèle flottant » qui consiste à effectuer les étapes suivantes :

- blocage des nœuds à la base du modèle et initiation sous poids-propre ;
- détermination des réactions des nœuds bloqués sous poids propre ;
- reprise des calculs sous poids propre en relâchant verticalement les nœuds à la base et en appliquant simultanément les forces gravitaires et les réactions calculées dans l'étape précédente : le modèle n'est retenu en aucun point selon la direction verticale (d'où le nom de « modèle flottant »), l'équilibre est assuré par l'égalité des réactions avec les charges gravitaires ;
- enfin, suite à la mise en gravité, on introduit le séisme ; le fait d'avoir relâché les nœuds verticaux permet d'introduire aussi la composante verticale du mouvement sismique.

6) Choix d'un schéma d'intégration

La mise en œuvre de la méthode directe pour l'IDSS est complétée avec la définition du schéma d'intégration temporelle de l'équation d'équilibre dynamique. Les principes qui s'appliquent aux problèmes dynamiques non-linéaires généraux sont également applicables dans le cas des problèmes d'IDSS. Comme, il s'agit de problèmes non-linéaires, le schéma d'intégration temporelle et couplé avec une méthode d'intégration des lois de comportement non-linéaires, typiquement la méthode de Newton-Raphson ou la méthode de Newton-Raphson modifiée etc.

En règle générale, les problèmes de très courte durée (chocs, explosions etc.) sont traités par des schémas explicites. Ces schémas sont très efficaces si la matrice de masse peut être triangulée mais ils sont conditionnellement stables (les critères de stabilité conduisent souvent à des pas de temps très faibles). Pour les problèmes sismiques, on fait appel à des schémas implicites, le plus couramment utilisé étant le schéma d'intégration de Newmark (qui est inconditionnellement stable en régime linéaire pour un jeu donné des paramètres d'intégration).

Le choix d'un schéma dissipatif (entraînant de l'amortissement numérique) peut également être proposé de manière à faciliter la convergence de la solution pour des problèmes fortement non-linéaires.

Dans tous les cas, le choix d'un schéma d'intégration, approprié à un problème donné, avec la définition de tous les paramètres associés (tolérances, nombre d'itérations, stratégie pour gérer la divergence etc.) nécessite une très bonne connaissance des notions théoriques et aussi une expérience importante quant à la typologie des problèmes traités (sismiques, chocs, dynamique rapide, problèmes vibratoires etc.). Comme principes généraux, il est conseillé de commencer les analyses avec des schémas non-dissipatifs et avec des tolérances relativement strictes (de l'ordre de 10-4). A la fin de chaque analyse, il faut examiner avec prudence le fichier des résultats détaillés afin de vérifier que les résidus de chaque incrément ne dépassent pas les tolérances et que la convergence est obtenue sur la totalité des mailles du modèle.

Révision #1
★Créé 8 December 2023 14:41:55 par Paul Terrasson Duvernon

Mis à jour 12 December 2023 10:44:00 par Paul Terrasson Duvernon