

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

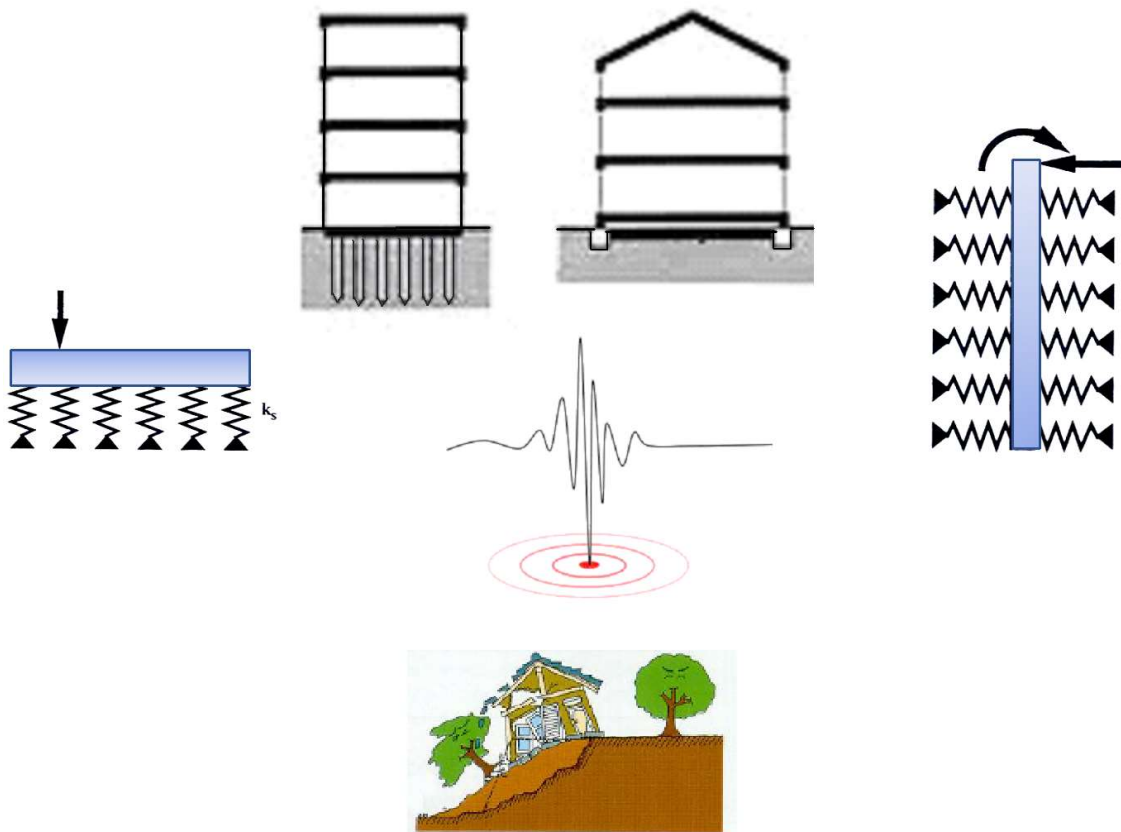
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf

Faculté d'Architecture et de Génie Civil

Département de Génie Civil

Polycopié

DYNAMIQUE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES



Élaboré par :
Mme SEGUINI MERIEM
(Docteur en Génie Civil - Option Structure, U.S.T.O)
Année universitaire 2020-20

SOMMAIRE

AVANT PROPOS	9
INTRODUCTION GENERALE.....	10
I. INTRODUCTION A L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	14
1. Etude statique.....	15
1.1. Introduction	15
1.2. Comportement du sol.....	16
1.3. Les fondations.....	17
1.3.1.Fondations superficielles.....	17
1.3.2.Fondations profondes.....	17
1.3.3.Autres ouvrages géotechniques	18
1.4. Phénomène d'interaction sol-structure.....	19
1.4.1.Interface sol-structure.....	19
1.5. Les méthodes les plus utilisées pour représenter le phénomène d'interaction	21
1.5.1.Historique des méthodes aux modules de réaction	21
1.6. Modèle élastique du sol basé sur différentes approches.....	22
1.6.1.Modèle de Winkler.....	23
1.6.2.Modèle de Filonenko-Brodich.....	26
1.6.3.Modèle de Hetenyi.....	26
1.6.4.Modèle de Pasternak.....	27
1.6.5.Modèle de Kerr.....	27
1.7. Dimensionnement des ouvrages souterrains en déformation.....	28

1.7.1.L'hypothèse élastique	28
1.7.2.Solution de l'équation différentielle	30
1.7.3.Evaluation du module de réaction du sol (Terzaghi, 1955)	32
1.8. Dimensionnement des pieux.....	38
1.8.1.Pieux chargés latéralement	39
1.8.2.Pieux chargés axialement.....	43
2. Etude dynamique.....	45
2.1. Dimensionnement des ouvrages enterrés soumis à des sollicitations sismiques	45
2.1.1.Fondations superficielles.....	45
2.1.1.1. Méthode de Newmarck-Rosenblueth (Davidovici,1999)	46
2.1.1.2. Méthode de Veletsos modifiée (Davidovici,1999)	47
2.1.1.3. Méthode de Gazetas	50
2.1.2.Fondations profondes.....	52
2.1.2.1. Modèle de Winkler	52
2.1.2.2. Eurocode 8-5 (AFNOR)	53
II. COMPORTEMENT DES FONDATIONS SOUS MACHINES VIBRANTES	57
2.1. Introduction	58
2.2. Vibrations de fondation	58
2.2.1.Théorie d'élastodynamique	58
2.2.1.1. Vibrations sous un effort vertical	59
2.2.1.2. Vibrations sous un effort horizontal	61
2.2.1.3. Vibrations par balancement.....	62
2.2.1.4. Vibrations par torsion.....	63

III. CAPACITÉ PORTANTE SISMIQUE DES FONDATIONS.....	66
3.1. Introduction	67
3.2. Méthodes de calcul utilisées	68
3.2.1.Méthode des lignes de glissement	69
3.2.2.Méthode d'équilibre limite	69
IV. STABILITÉ SISMIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	76
4.1. Introduction	77
4.2. Etude statique des murs.....	77
4.3. Etude sismique des murs	80
4.3.1.Méthode statique équivalente	80
4.3.1.1. Méthode de Mononobe-Okabe	80
4.3.1.2. Méthode de Richards & Elms.....	84
V. STABILITÉ SISMIQUE DES PENTES ET DES TALUS.....	90
5.1. Introduction	91
5.2. Aspects d'instabilité sismique.....	91
5.3. Méthode d'analyse de la stabilité	92
5.4. Méthodes inertielles.....	93
5.4.1.Méthode statique équivalente	93
5.4.2.Méthode des blocs glissants de Newmark	96
Conclusion.....	101
Références.....	101

LISTE DES FIGURES

Figure a. Chargement périodique répétitive (même évolution dans le temps).....	11
Figure b. Chargement non périodique quelconque.....	11
Figure c. Poutre soumise à une charge $P(t)$	12
Figure 1.1. Modèle représentatif de l'interaction sol-structure (Cuira et Simon, (2016))	15
Figure 1.2. Comportement linéaire et non linéaire du sol.	16
Figure 1.3. Fondation reposant sur un sol qui est constitué de différentes couches.....	17
Figure 1.4. Représentation de trois types de fondations avec les données requises pour le dimensionnement (Bowels, 1997).....	18
Figure 1.5. Exemple de conduite et de pipeline enterrés (Seguini, 2016)	19
Figure 1.6. Exemple de plaque reposant sur fondation de type Winkler (Straugham, 1990)...19	19
Figure 1.7. Représentation de l'interface qui se trouve entre la fondation et le sol	20
Figure 1.8. Représentation des différents types d'interface : (a) Elément d'épaisseur zéro, (b)Elément de couche mince et (c) Elément conventionnel.....	21
Figure 1.9. Hypothèses de comportement du sol faites par la méthode aux équilibres limites et par la méthode aux modules de réaction.....	21
Figure 1.10. Types de problèmes d'interaction sol-structure	23
Figure 1.11. Modèle de fondation de Winkler (Seguini, 2016)	24
Figure 1.12. Calcul des rails et traverses de chemin de fer (Zimmerman, 1888)	24
Figure 1.13. Déflexion d'une fondation élastique de type Winkler soumise à une charge répartie q	24
Figure 1.14. Modèle de fondation de Filonenko-Brodich (Kerr, 1965)	26
Figure 1.15. Modèle de fondation de Hetenyi (Winkler, 1967)	27
Figure 1.16. Modèle de fondation de Pasternak (Schiel, 1942)	27
Figure 1.17. Modèle de fondation de Kerr	28
Figure 1.18. Déplacement d'une fondation élastique de type Winkler soumise à une charge répartie q	28
Figure 1.19. Poutre sur appuis élastiques	29
Figure 1.20. Poutre infinie soumise à une charge concentrée	30
Figure 1.21. Poutre infinie soumise à un couple de moment	31
Figure 1.22. Abaque de détermination du coefficient de réaction du sol k_{s1} d'après Terzaghi 1955.....	33

Figure 1.23. Exemple d'une semelle filante soumise à deux charges concentrées et reposant sur sol élastique de type Winkler	33
Figure 1.24. Abaques utilisés pour obtenir le déplacement et le moment fléchissant d'une poutre reposant sur sol élastique	35
Figure 1.25. Poutre reposant sur sol élastique de type Winkler et soumise à une charge concentrée	36
Figure 1.26. Poutre infinie libre-libre soumise à une charge concentrée et repose sur un sol..	37
Figure 1.27. Pieux soumis à un chargement latéral et axial (Desai and Zaman 2013)	39
Figure 1.28. Représentation d'un pieu qui est soumis à une charge concentrée axiale P_t et à un moment M_t	42
Figure 1.29. Représentation d'un pieu qui est soumis à une charge axiale et latérale (Desai and Zaman 2013)	43
Figure 1.30. Modèle de différences finis du pieu (Desai and Zaman 2013)	44
Figure 1.31. Abaques des coefficients de Newmark β_x , β_z et β_ϕ (Davidovici,1999).....	47
Figure 1.32. Courbes déterminant l'amortissement du sol ζ_0 (Veletsos (Davidovici,1999)) : (a) Zone à faible sismicité $a_N < 0.20g$ et (b) zone à moyenne ou forte sismicité $a_N > 0.20g$	49
Figure 1.33. Modèle dynamique d'interaction sol-pieu de Winkler (Pecker, 2007)	52
Figure 1.34. Représentation de la réaction frontale en fonction du déplacement de la fondation (Afnor, 1995).....	52
Figure 2.1. Modes de vibration.....	58
Figure 2.2. Représentation des fonctions de déplacement (Wood and Hall.,(1970))	61
Figure 2.3. Une éolienne reposant sur une un radier circulaire.....	64
Figure 3.1. Schéma du mécanisme de rupture (Richards et al. (1993).	70
Figure 3.2. Exemple d'un poteau reposant sur une semelle.....	73
Figure 3.3. Représentation de la réponse sismique d'une semelle dans le sable (Richards et al. (1991))......	74
Figure 4.1. Schéma des pressions des terres (méthode de Coulomb (cas de la butée)).....	79
Figure 4.2. Schéma des pressions des terres (méthode de Coulomb (cas de la poussée)).	79
Figure 4.3. Schéma de calcul des pressions de poussées dynamique selon la méthode de Mononobe-Okabe.....	80
Figure 4.4. Schéma d'équilibre d'efforts en mode de glissement.	85
Figure 5.1. Différents types de glissement de terrains (Karmer, (1996)).	91
Figure 5.2. Schéma d'équilibre limite d'un coin.....	94
Figure 5.3. Détermination du cercle critique de glissement (Day, (2002)).	95

Figure 5.4. Abaques de calcul de F_s (Michalowski, (2002)).....	96
Figure 5.5. Schéma d'intégrations successives de l'accélération (Karmer, (1996)).....	97
Figure 5.6. Schéma d'une fouille verticale.	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Valeurs de k_{s1} kg/cm ² obtenues par un essai à la plaque (30cm x 30cm) reposant sur du sable	32
Tableau 1.2. Valeurs de k_{s1} kg/cm ² obtenues par un essai à la plaque (30cm x 30cm) reposant sur une argile consistante	33
Tableau 1.3. Valeurs des coefficients (A_1 , B_1 , C_1 et D_1) en fonction de λx	41
Tableau 1.4. Coefficients D_1 et A_1 en fonction e la profondeur	42
Tableau 1.5. Raideurs et amortissements du sol (Newmark-Rosenblueth (Davidovici,1999))	43
Tableau 1.6. Formule de raideurs de Veletsos (Davidovici,1999).....	44
Tableau 1.7. Formules de raideurs d'une semelle reposant sur une base rigide (Gazetas, 1983)	50
Tableau 1.8. Formules de raideurs d'une semelle encastree (Gazetas, 1983).....	50
Tableau 1.9. Formules de raideurs d'une semelle libre de base circulaire (Gazetas, 1983)	51
Tableau 1.10. Formules de raideurs d'une semelle encastree de base circulaire (Gazetas, 1983)	51
Tableau 1.11. Formules de rigidité en tête du pieu selon l'Eurocode 8	53
Tableau 2.1. Valeurs du coefficient n de correction de β_ψ	63
Tableau 3.1. Valeurs du coefficient partiel γ_M selon l'Eurocode-8.	68
Tableau 3.2. Valeurs du coefficient partiel γ_{Rd} selon l'Eurocode-8	68
Tableau 4.1 Paramètres de calcul des forces sismiques (Bouafia, 2010).	84
Tableau 4.2. Valeurs de la vitesse de référence définies en fonction de la catégorie géotechnique du site.....	86
Tableau 5.1. Différents types d'instabilité de talus (Karmer, (1996) ; Day,(2002)).	92
Tableau 5.2. Types d'instabilité des terrains en pente(Matasic, (1991))	98
Tableau 5.3. Carcateristique de la couche argileuse	99

AVANT-PROPOS

La mécanique des sols utilise la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides combinées à la résistance des matériaux et en général la structure ou bien l'ouvrage géotechnique qu'il soit en béton, en acier ou en bois est plus rigide que le sol environnant.

Les structures de Génie Civil sont calculées de façon linéaire élastique grâce à plusieurs méthodes, les plus répandues étant celles des éléments finis et des différences finies. En effet, toujours dans le domaine de Génie Civil, le calcul des structures enterrées (semelles filantes ou isolées, pipelines, pieux, mur de soutènement, railways...etc) est mené à partir d'une modélisation en éléments de types poutre.

Le but de ce polycopié est de donner aux étudiants "Futures Ingénieurs" de différentes spécialités en Génie Civil une présentation exhaustive des connaissances requises possédées sur la dynamique des ouvrages géotechniques et des procédures appliquées dans le cas statique et dynamique. Ce polycopié est aussi une initiation à la recherche pour les futurs doctorants et il est divisé en cinq chapitres. Le premier chapitre traite le phénomène d'interaction sol-structure qui est considérée comme un mécanisme causant des désordres naturels et qui a toujours eu une influence significative sur la réponse des ouvrages enterrés tels que les semelles isolées et continues, les pieux, les rideaux de palplanches, les pipelines...etc. Cependant pour assurer une analyse plus réaliste et acceptable des différents ouvrages géotechniques, il est important d'identifier et de représenter dans les calculs n'importe quel processus significatif d'interaction entre l'ouvrage géotechnique et le sol. Le deuxième chapitre parle du comportement des fondations sous machine vibrante et des différentes méthodes utilisées pour assurer la stabilité du système sol-fondation en régime dynamique.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de la capacité portante de la fondation qui est une étude très essentielle afin de concevoir une structure stable et empêcher le tassement excessif de cette dernière et cela en utilisant la méthode de l'équilibre limite.

Au chapitre 4 et 5 on expose les méthodes les plus utilisées de l'analyse dynamique des murs de soutènement et des talus.

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les rôles de l'ingénieur en génie civil est de dimensionner les différentes structures tout en prenant en considération l'aspect économique et sécuritaire. En effet afin d'appréhender d'une manière plus réaliste le comportement des ouvrages géotechniques qui sont en relation avec le sol qui les supporte il est indispensable de traiter les différents problèmes géotechniques en régime statique et dynamique. L'interaction joue un rôle important dans la détermination de la réponse des structures d'ingénierie et les effets de la prise en considération de l'interaction consistent à diminuer la raideur (verticale, horizontale) du sol et à diminuer aussi la contrainte appliquée par la fondation sur le sol et c'est ce qui permet par la suite un dimensionnement plus exact de la fondation et de la superstructure.

Cependant, les compétences des ingénieurs en Génie civil permettent de concevoir des structures assurant la sécurité des vies humaines et des biens et ceci inclut la prévention contre les risques naturels comme les catastrophes climatiques, les séismes, les glissements de terrains...etc et bien sûr contre aussi les vibrations causées par les différentes machines industriels ou autres. En effet, ces phénomènes causent des pertes humaines et des dommages financiers énormes.

Parmi les trois séismes les plus dévastateurs de ces 30 dernières années, le séisme qui a frappé l'Asie en 2004 qui est de 9.1 de magnitude et qui a fait plus de 220.000 morts, un autre terrible séisme de 9.1 de magnitude qui a frappé le Japon en 2011 et a causé la mort de 18.500 personnes ainsi que le séisme de Haiti qui était moins fort mais meurtrier. Il a détruit une grande partie de la capitale et la moitié de l'économie du pays le plus pauvre du continent américain et enfin le séisme de Boumerdess qui est survenu en 2003, a frappé la région de Zemmouri qui est à 70km à l'Est d'Alger. La magnitude de cet évènement est de 6.8, l'épicentre se trouve à 36.90 N et à 3.71 Est déterminé par l'USGS.

Le grand nombre de maisons détruites et de géo-structures endommagées (pieux, pipes, murs de soutènements...etc) sont la cause principale qui a conduit à une grande perte humaine. L'estimation initiale était de 5 billions de dollars donc la question qui se pose est comment se produit un séisme ?

Alors tout se passe dans les profondeurs de la terre et plus précisément dans l'asthénosphère, où la chaleur est très élevée et quand cette chaleur est dégagée du magma il y a un mouvement de convection ce qui va provoquer le déplacement des plaques au niveau de la croûte terrestre et cela s'appelle la tectonique des plaques qui se déplace de 10cm par an, donc les plaques s'éloignent les unes des autres et ces zones sont appelées zone d'accrétion. Le magma remonte en surface durcis et crée une nouvelle croûte, on en trouve généralement dans l'océan atlantique et pacifique donc la majorité des séismes se produisent dans les zones de subduction. Quand une plaque océanique plus dense glisse sous une plaque continentale cela va provoquer un frottement, donc les roches des croûtes terrestres accumule de l'énergie et se déforme comme un élastique et quand les tensions sont importantes, les plaques atteignent un point de rupture et casse brutalement, cela provoque le tremblement de terre, ce qui va créer

par la suite une faille sur un plan vertical ou horizontal ou bien sur les deux, cela est appelé un décrochement.

Il nécessaire de connaître d'abord le type de chargement car parfois notre structure est sujette à des vibrations induites par des machines, ce qui peut provoquer par la suite de grandes catastrophes.

- **Types de chargement**

Pratiquement n'importe quelle structure est susceptible de subir pendant sa durée de vie un chargement dynamique sous une forme ou sous une autre. En effet il y a deux types de chargement :

- *Les chargements périodiques*

Ils sont constitués de charges répétitives (figure a) qui constituent la même évolution dans le temps sur un grand nombre de cycles. Le chargement périodique le plus simple est de forme sinusoïdale on l'appelle harmonique simple. Ce genre de chargement est produit par des efforts engendrés par une machine

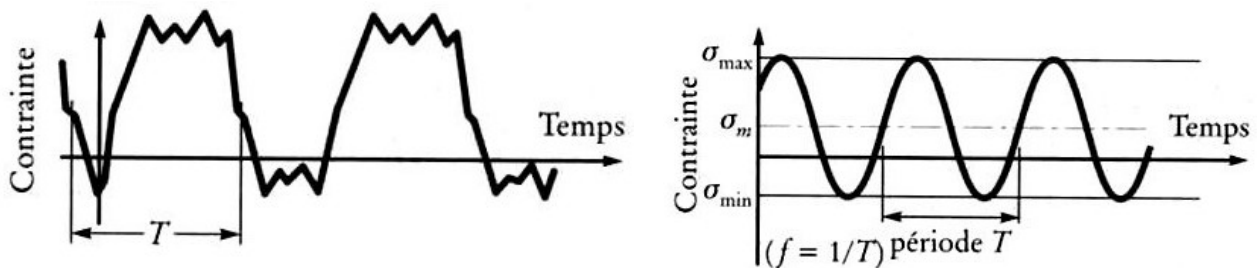


Fig.a. Chargement périodique répétitive (même évolution dans le temps).

- *Les chargements non périodiques*

Ce sont des impulsions de courte durée, soit des chargements de longue durée et de forme quelconque (Figure b) comme les chocs, les explosions, secousse sismique qui ne peuvent pas être traité que par des méthodes dynamiques complètement générales.



Fig.b. Chargement non périodique quelconque.

La **figure c** montre la différence entre les problèmes statiques et dynamiques. Si par exemple une barre simple est soumise à une charge statique P , le moment fléchissant, l'effort tranchant et la déformée dépendent directement de la charge donnée et se calculent en fonction de P à l'aide des principes bien établis de l'équilibre des forces. Mais si la charge est appliquée dynamiquement, les déplacements de la barre correspondent à des accélérations. Les moments fléchissant et les efforts tranchants de la barre considérée doivent équilibrer non seulement la force extérieure appliquée, mais encore les forces d'inertie qui résultent des accélérations de la barre.

Ces forces d'inertie, qui s'opposent de la sorte aux accélérations de la structure, constituent la caractéristique distinctive la plus importante des problèmes de la dynamique des structures.

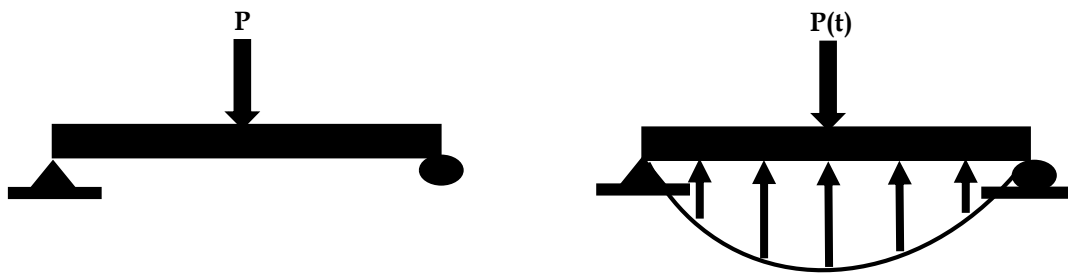
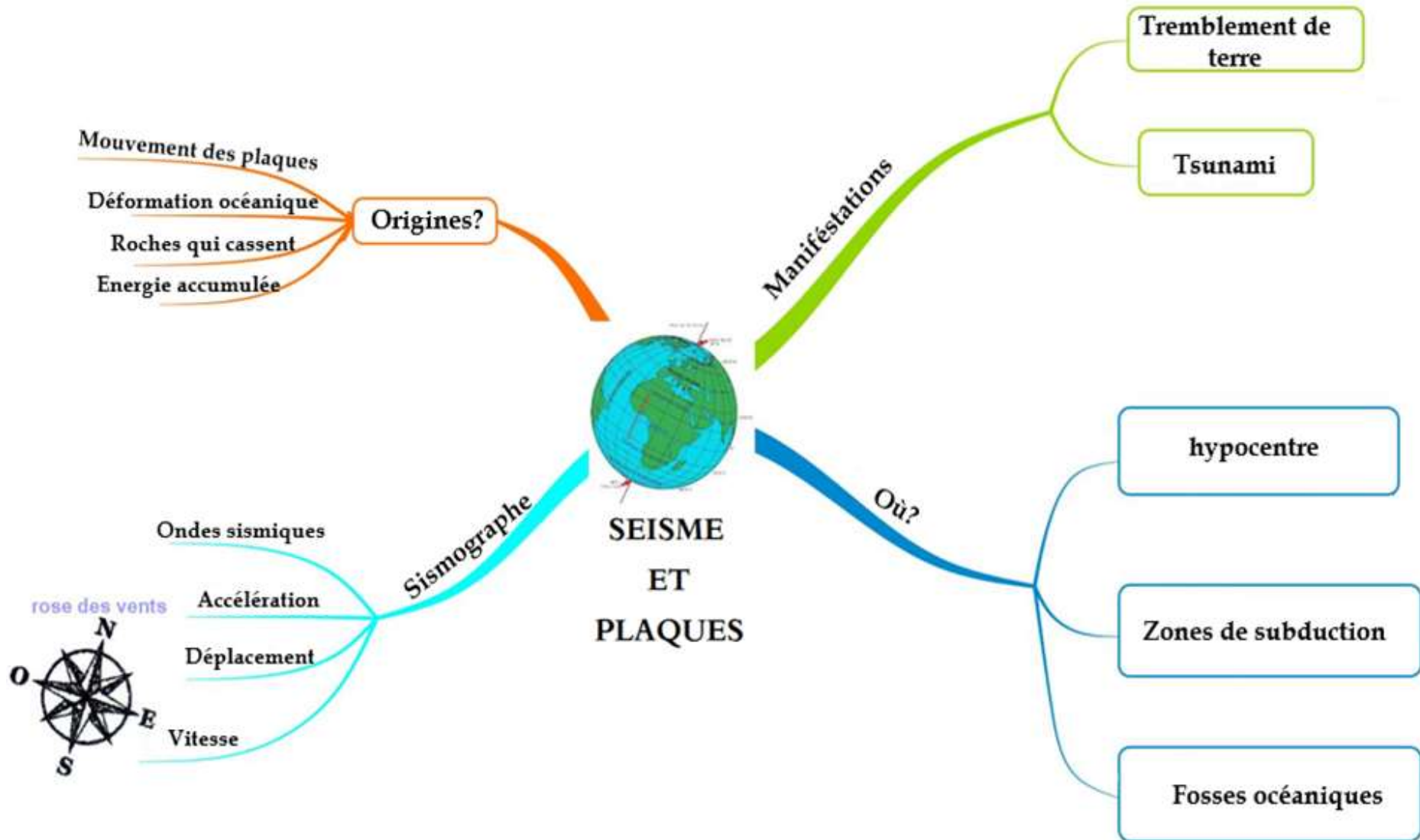


Fig.c. Poutre soumise à une charge $P(t)$.

- Mind Map sur le séisme



INTRODUCTION A L'INTERACTION

SOL-STRUCTURE

1. Etude statique

1.1. Introduction

Actuellement le calcul des ouvrages géotechniques se base sur la méthode aux modules de réaction qui représente le sol par des ressorts (horizontaux et ou verticaux) indépendants (figure 1.1), ou Plusieurs modèles mathématiques ont été développé pour représenter le system d'interaction sol-structure. En effet la méthode aux éléments finis et des différences finies sont les plus utilisées pour reproduire de façon satisfaisante le phénomène d'interaction sol-structure afin de simuler la distribution de la pression de contact d'une manière plus réaliste. Ce qui implique la nécessité d'utiliser des logiciels de calcul pour avoir des résultats plus exacts avec un coût de calcul réduits tout en respectant les critères de dimensionnement.

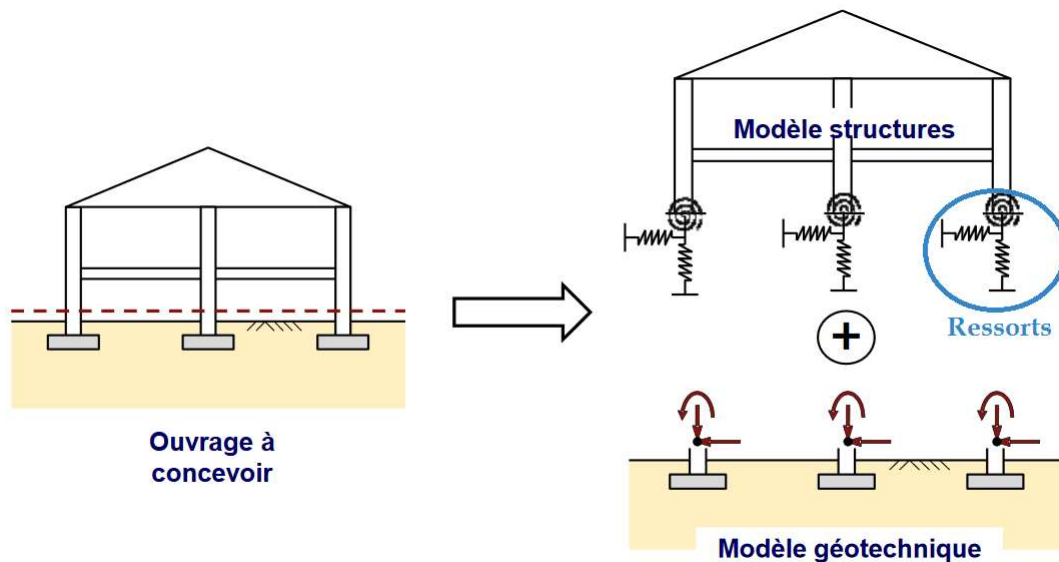


Fig.1.1. Modèle représentatif de l'interaction sol-structure (Cuira et Simon, (2016)).

Le sol peut avoir un comportement linéaire comme il peut avoir aussi un comportement non linéaire matériel (figure 1.2). Ce type de non linéarité surgit quand le matériau du sol a un rapport non linéaire entre les contraintes-déformations, tout en sachant que dans le cas linéaire, les relations contraintes-déformations sont définies seulement par l'intermédiaire du module d'élasticité E . En revanche dans le cas de l'analyse non linéaire du sol, le module d'élasticité est seulement le premier point de définition du comportement global.

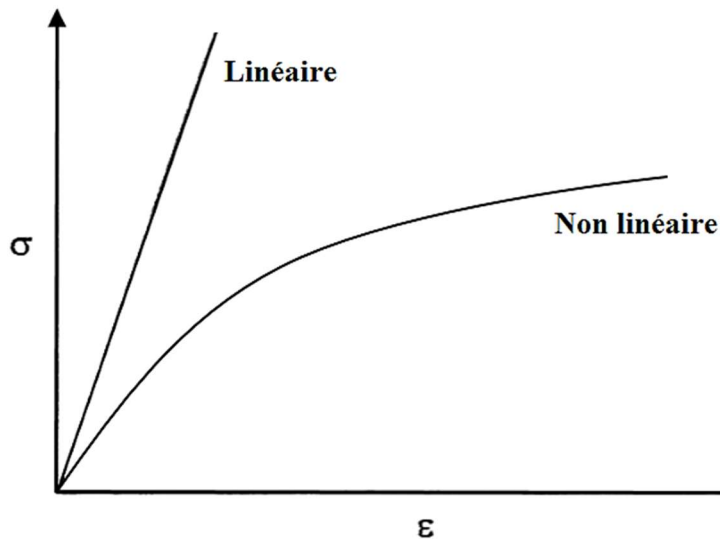


Fig.1.2. Comportement linéaire et non linéaire du sol.

En effet plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'étude du phénomène d'interaction sol-structure. Seguini et Nedjar., (2016a) ont effectué une analyse éléments finis non linéaire géométrique d'un pipeline modélisé comme une longue poutre qui est basée sur la méthode de Von Kàrmàn. Cette analyse a été combinée à l'analyse stochastique du sol de propriétés aléatoires. Un autre modèle d'interaction sol-poutre a été aussi développé par Seguini et Nedjar, (2016b), en combinant la non linéarité géométrique de la poutre à la non linéarité matérielle du sol et à sa variabilité. Cependant afin de vérifier l'efficacité du modèle développé et de quantifier l'effet de la variabilité spatiale sur la réponse statique de la structure, une étude déterministe et probabiliste ainsi qu'une validation numérique ont été effectuées. La théorie de Timoshenko a été aussi utilisée afin de représenter le comportement non linéaire géométrique d'une poutre reposant sur sol non linéaire de variabilités aléatoires (Seguini et Nedjar, (2017, 2018)) et dernièrement Seguini et Nedjar, (2020) ont fait une étude dynamique d'un pipeline qui a été modélisé comme une poutre reposant sur un sol de propriétés aléatoires.

1.2. Comportement du sol

La stabilité des ouvrages réside dans la capacité des ingénieurs civils à effectuer une bonne conception des structures enterrées tout en faisant face aux difficultés de modélisations des systèmes d'interaction sol-structure. Le but de chaque étude ou bien de chaque analyse est de déterminer le comportement réel des structures (déplacement, moment fléchissant, effort tranchant ...etc) afin d'assurer une conception économique et sécuritaire.

Le sol est un milieu continu qui dépend des contraintes. Il est constitué de plusieurs couches (figure1.3) et chacune à ses propriétés physiques ainsi que différentes relations constitutives et c'est ce qui a poussé les chercheurs à simplifier les hypothèses qui permettent d'analyser le phénomène d'interaction sol-structure.

Toutes les charges des superstructures sont transmises au sol qui participe en même temps que la structure a supporté ces derniers. Cependant la nature des actions des fondations et du sol est difficile et compliquée à déterminer vue la nature de ce dernier qui est un milieu hétérogène et anisotrope avec un comportement non linéaire.

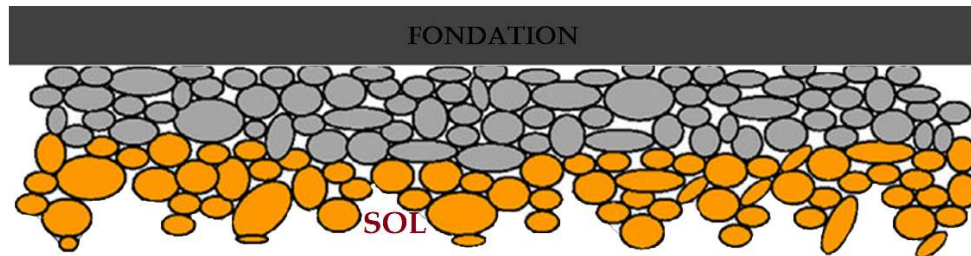


Fig.1.3. Fondation reposant sur un sol qui est constitué de différentes couches.

Le sol a un comportement linéaire quand la déformation est entièrement réversible.

1.3. Les fondations

Les fondations représentent la partie la plus importante dans les structures d'ingénierie et afin de concevoir des fondations stables et résistantes il est nécessaire de localiser et inspecter le site en premier, déterminer les propriétés nécessaires du sol à travers des tests qui représenteront les données de l'étude géotechnique et puis passer à l'étape de la conception tout en prenant en considération les conditions clés (économie et sécurité).

La fondation assure l'équilibre entre la pression provoquée par la superstructure et la résistance du sol. Cependant il existe plusieurs types de fondation et chacune à ses fonctionnalités. Elles sont représentées sur la figure 1.1 et classifiées comme suit :

1.3.1. Fondations superficielles

Une semelle à l'équilibre fait engendrer des bulbes de pression. En effet la contrainte effective engendrée diminue tout en allant en profondeur suivant le diagramme de bulbes. La profondeur est déterminée par $D/B \leq 1$ (figure 1.4a).

La profondeur critique ou bien la zone de contrainte critique est égale à $5B$ ou cette contrainte du sol devient négligeable à presque $0.02 q_0$.

1.3.2. Fondations profondes

Les pieux ayant le rapport $L_p/B \geq 4$ (figure 1.4b), permettent de transmettre les charges au couches profondes du sol tout en sachant qu'il existe plusieurs types de pieux tels que les pieux battus (éléments préfabriqués), les pieux forés ainsi que les micropieux qui sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm définis dans le DTU.

1.3.3. Autres ouvrages géotechniques

- *Les murs de soutènement*

Les murs de soutènement (figure 1.4c) comme le nom l'indique servent à soutenir la terre et les structures. Classés parmi les ouvrages géotechniques, ils peuvent être en béton, en béton armé, en acier, en géotextiles ou en bois.

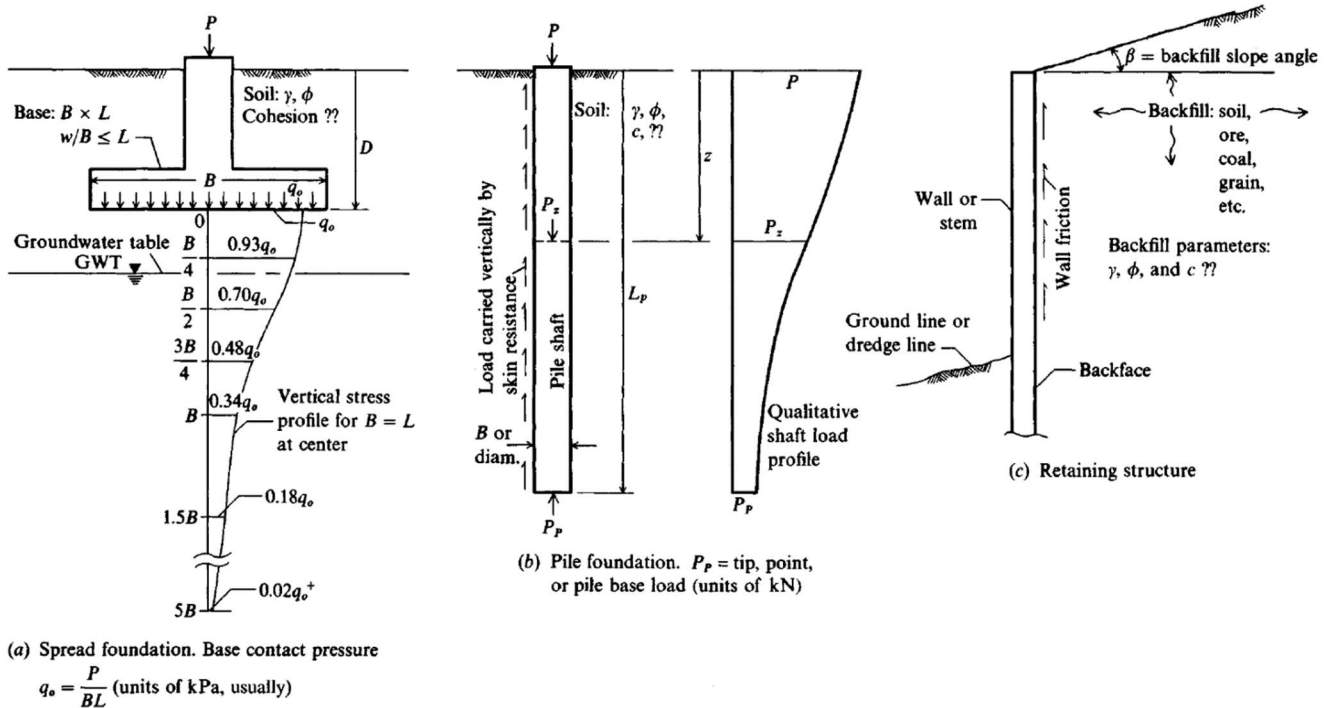


Fig. 1.4. Représentation de trois types de fondations avec les données requises pour le dimensionnement (Bowels, 1997).

Cohesion : cohésion

Groundwater table : nappe phréatique

Vertical stress : contrainte verticale

Wall friction : frottement du mur

Load carried vertically by skin resistance: charge verticale engendrée par la résistance de contact ou de l'interface

Pile foundation: fondation pieu

Backfill slope angle: angle de la pente de remblai

Spread foundation : semelle de fondation

Base contact pressure : pression de contact à la base

Retaining structure: mur de soutènement

- *Les pipelines*

Les pipelines ou bien les conduites (figure 1.5) sont des structures géotechniques enterrées qui assurent le transport du gaz, des eaux d'égout ainsi que d'autres fluides. Ils sont considérés comme des structures flexibles qui nécessitent beaucoup d'attention et de précaution car une mauvaise conception peut engendrer de très grandes catastrophes. Ils sont généralement modélisés comme des poutres qui peuvent reposer sur plusieurs types de sol ayant différents coefficients de réaction.



Fig.1.5. Exemple de conduite et de pipeline enterrés (Seguini, 2016).

- *Les plaques*

Les plaques reposant sur les différents types de fondations (figure 1.6) sont très utilisées dans le domaine de l'ingénierie civile et mécanique. Elles sont généralement utilisées pour les chaussées rigides et les ponts.

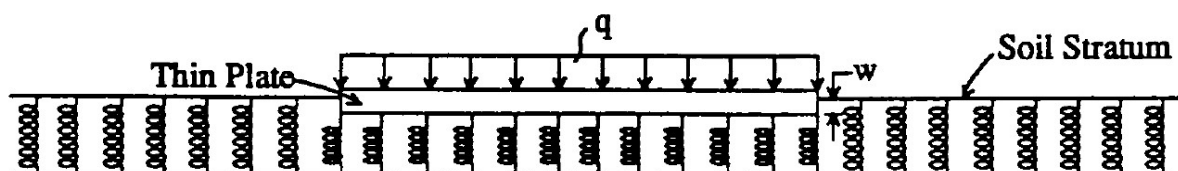


Fig.1.6. Exemple de plaque reposant sur fondation de type Winkler (Straugham, 1990).

Les structures géotechniques étudiées dans cet ouvrage sont les semelles, les poutres et les pieux.

1.4. Phénomène d'interaction sol-structure

1.4.1. Interface sol-structure

L'interface représente une couche d'épaisseur différente qui se trouve entre la fondation et le sol et qui permet la transmission des efforts de la fondation vers le sol et vis versa.

La couche d'interface peut être identifiée expérimentalement par observation directe tout en sachant que la détermination de l'épaisseur de cette dernière est variable en fonction des

caractéristiques du sol donc les chercheurs évitent de formuler les lois d'interface en fonction des déformations car elles dépendent de l'épaisseur.

Quand les deux surfaces du sol et de la structure sont en contact elles transmettent les forces normales et de cisaillement. En effet l'application de l'interface peut être trouvée dans plusieurs problèmes géotechniques comme les fondations profondes (Brown et Shie, 1991), les fondations peu profondes (Sekiguchi et al., 1992), les murs de soutènement (Dough et Duncan, 1971) et les pipes enterrés (Schweiger et Haas.,1988). En outre, le comportement de l'interface est généralement plus complexe. En effet, cette interface a tendance à être simulée par une couche d'éléments finis se comportant selon le même modèle constitutif. Il existe différents types d'éléments pour modéliser l'interface et qui sont comme suit :

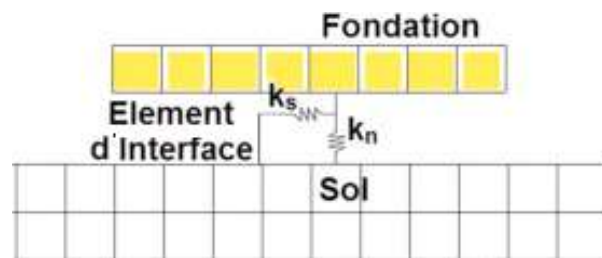


Fig.1.7. Représentation de l'interface qui se trouve entre la fondation et le sol.

- ***Elément d'épaisseur zéro***

L'élément d'épaisseur zéro (figure 1.8a) est le premier type d'interface qui a été développé et qui est encore utilisé jusqu'à présent. Il a été d'abord proposé par Goodman et al., (1968). Ce type d'interface est caractérisé par son épaisseur qui est égale à zéro donc les nœuds correspondant aux deux plus long côtés de l'élément peuvent avoir les mêmes coordonnées sans introduire aucune singularité dans leur formulation. Cet élément a été initialement développé pour modéliser le déplacement relatif le long d'un joint entre deux masses de roche. La rigidité de l'élément est exprimée en termes de composantes normale et de cisaillement.

- ***Elément de couche mince***

L'élément d'interface de couche mince (figure 1.8b) a été d'abord proposé par Desai et Siriwardane, (1984). En effet, le comportement d'interface est décrit par des éléments 2D où une petite épaisseur est assumée et qui est différente de zéro. Des rapports constitutifs particuliers qui prennent en considération plusieurs modes de déformation de l'interface sont en effet employés pour ce type d'interface.

- ***Elément conventionnel***

Des éléments quadrilatéraux conventionnels ont été utilisés pour modéliser l'interface sol-structure et plus particulièrement le comportement du glissement au niveau de l'interface (figure 1.8c). Les rapports constitutifs pour ce type d'élément peuvent être trouvés dans beaucoup de manuels tels que Zienkiewicz et Taylor, (1989).

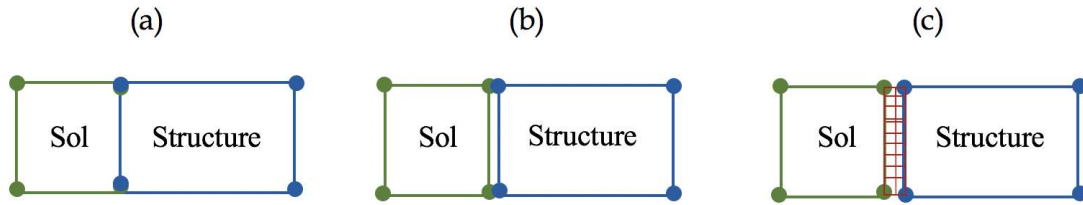


Fig.1.8. Représentation des différents types d'interface : (a) Élément d'épaisseur zéro, (b) Élément de couche mince et (c) Élément conventionnel.

1.5. Les méthodes les plus utilisées pour représenter le phénomène d'interaction

Dans les méthodes aux équilibres limites, l'interaction entre le sol et la structure est modélisée par un modèle rigide plastique mais en réalité la pression exercée par l'ouvrage sur le sol est en fonction de leur déformation relative. En effet, cette interaction sol-structure est complexe et en guise de simplification, elle peut être assimilée à un ressort avec un comportement élastique linéaire parfaitement plastique (figure 1.9). Il s'agit donc de la méthode aux modules de réaction ou méthode des ressorts.

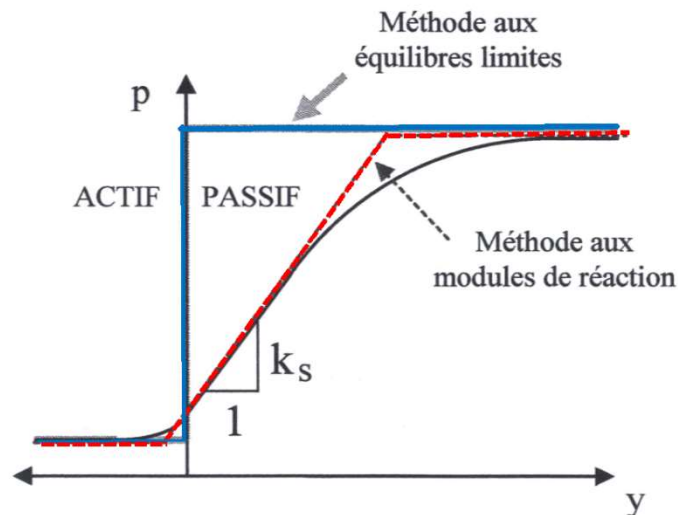


Fig.1.9. Hypothèses de comportement du sol faites par la méthode aux équilibres limites et par la méthode aux modules de réaction.

Diverses méthodes permettent de tenir compte des déformations relatives de l'ouvrage et du terrain lors du dimensionnement tels que la :

- Méthodes aux modules de réaction,
- Méthodes des éléments finis ou des différences finies.

La méthode la plus utilisée est la méthode de réaction du sol.

1.5.1. Historique des méthodes aux modules de réaction

Les hypothèses de Winkler sont jusqu'à nos jours utilisées par les chercheurs et les ingénieurs en Génie Civil. Le modèle de réaction du sol représente le modèle mathématique le plus simple ou plusieurs recherches ont été faites pour déterminer le coefficient de réaction du sol k_s .

Pour représenter le sol d'une manière plus réelle, en 1867 Winkler a introduit le premier concept en mécanique appliquée et il a été utilisé pour la première fois par Zimmermann, (1888) afin de calculer le comportement des traverses en bois soutenant les rails et reposant sur du ballast ou les traverses ont été assimilées à des ressorts.

1.5.2.Limites et difficultés des méthodes aux modules de réaction

-Le comportement élastique linéaire est uniquement observable dans le domaine des charges de service.

-La réaction p du sol à la base d'une fondation rigide subissant une charge ponctuelle est considérée constante sur toute la surface de contact. En réalité, la distribution des pressions de contact est différente avec des concentrations de contraintes sur les bords de la semelle donc on peut dire que plus la fondation est flexible plus la distribution des pressions est uniforme et meilleurs sera la prédiction par la méthode de module de réaction.

-Les déplacements se produisent au droit de la surface chargée et sont nuls en dehors. Ceci revient à négliger tous effets de diffusion latérale des contraintes dans le sol. En réalité, une charge appliquée en un point crée des incréments de contraintes non seulement sur la verticale de ce point d'application, mais aussi en dehors de celle-ci. Dès lors, un point situé en dehors de la verticale subit aussi un tassement.

1.6. Modèle élastique du sol basé sur différentes approches

En réalité, la pression exercée par l'ouvrage sur le sol (et réciproquement par le sol sur l'ouvrage) est fonction de leur déformation relative. Cette interaction sol-structure est complexe. En guise de simplification, elle peut être assimilée à un ressort avec un comportement élastique linéaire, éventuellement parfaitement plastique. On parle de méthode de réaction ou méthode des ressorts.

Pour représenter plusieurs problèmes d'interaction sol-structures (Figure 1.10) diverses méthodes permettent de tenir compte des déformations relatives de l'ouvrage et du terrain lors du dimensionnement ont été développées comme :

-Méthode élastique (intégrations des équations fondamentales de l'élasticité).

-Méthode aux modules de réaction.

- Méthodes des éléments finis ou de différences finis.

Terzaghi, (1955) a proposé une méthode de détermination pratique des valeurs des modules de réaction pour le calcul des fondations. Cette dernière est le fruit de réflexions théoriques s'appuyant sur le concept de bulbe de pression ainsi que d'une campagne expérimentale.

Cependant, plusieurs chercheurs ont essayé de créer un modèle le plus commode pour représenter le comportement physique du sol d'une manière plus réelle, en effet les modèles les plus anciens et les plus connues sont cités ci-dessous.

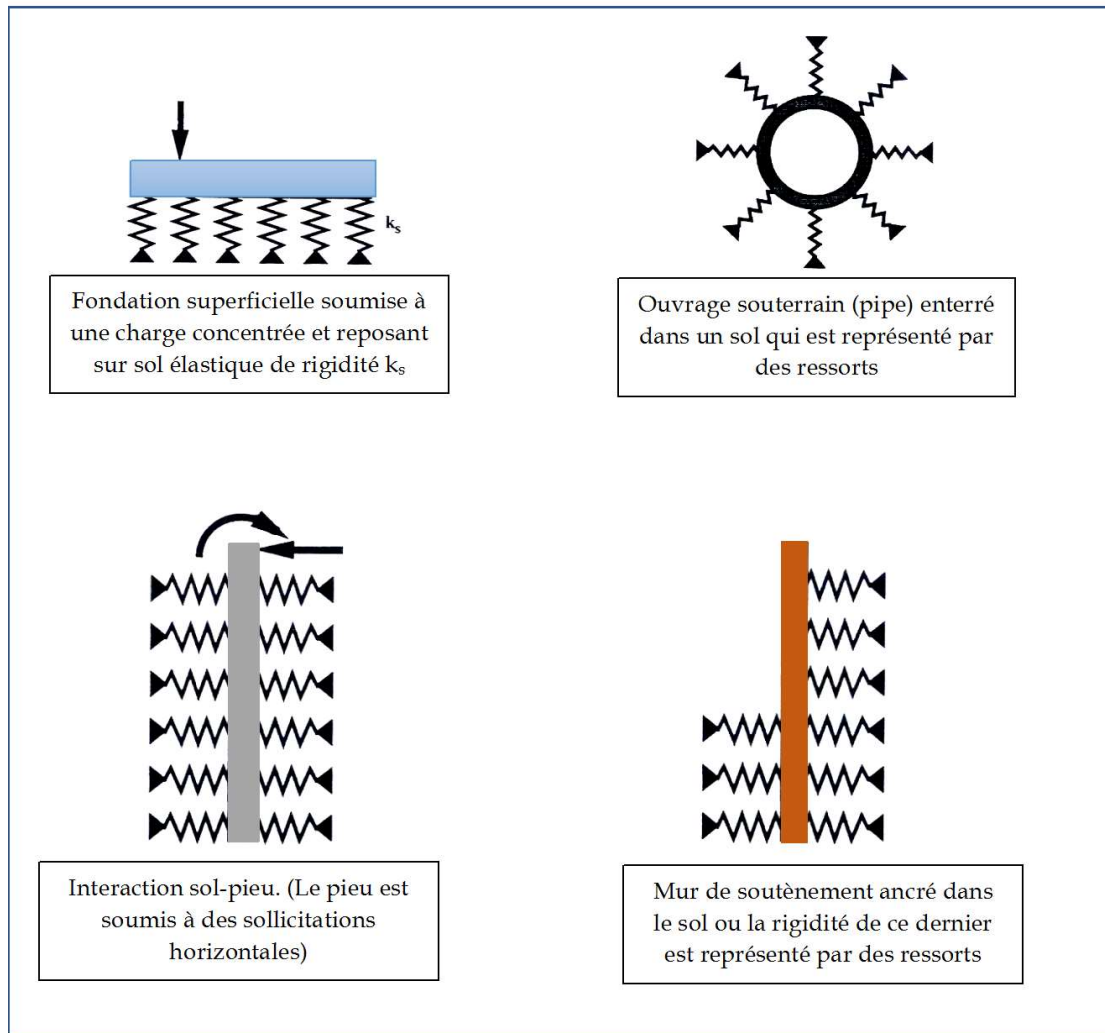


Fig.1.10. Type de problèmes d'interaction sol-structure.

1.6.1. Modèle de Winkler

Aujourd'hui le modèle de fondation le plus connu et le plus utilisé pour l'analyse de l'interaction sol-structure est celui de Winkler, (1867) (figure 1.11). En effet Winkler a défini le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes et chaque tranche de sol est modélisée par un ressort vertical sur lequel s'appuie la fondation.

Cependant pour calculer les contraintes s'exerçant sous une fondation, Winkler a supposé que la réaction du sol exercée en chaque point sous la fondation est proportionnelle à la déflexion de la fondation. En effet la déformation verticale caractéristique de la fondation est donc définie par l'utilisation de ressorts identiques, indépendants, étroitement espacés et linéairement élastiques. La constante de proportionnalité de ces ressorts est connue sous le nom de coefficient de réaction du sol. Ce modèle est défini par la formule suivante :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) \quad (1.1)$$

Où $p(x)$ représente la réaction (pression) de la fondation, k_s est le coefficient de réaction du sol, b est la largeur de la fondation et $w(x)$ représente le déplacement vertical.

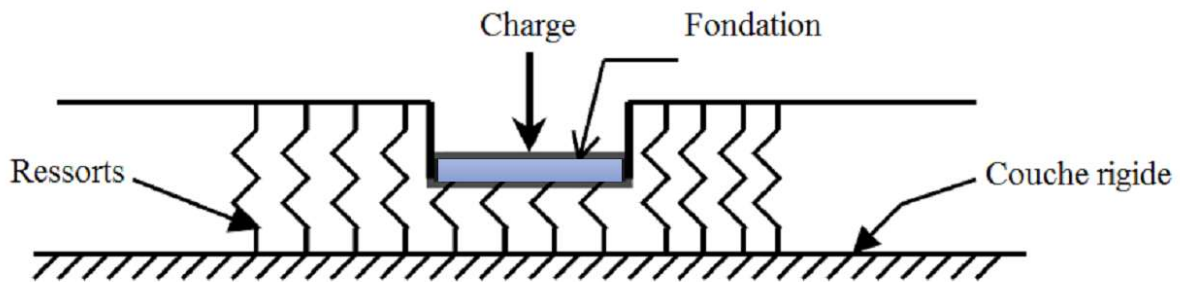


Fig.1.11. Modèle de fondation de Winkler (Seguini, 2016).

Le concept introduit en mécanique continu par Winkler a été utilisé pour la première fois par Zimmerman, (1888) (Figure 1.12) pour calculer le comportement des traverses en bois soutenant les rails et reposant sur du ballast les traverses sont assimilées à des ressorts.

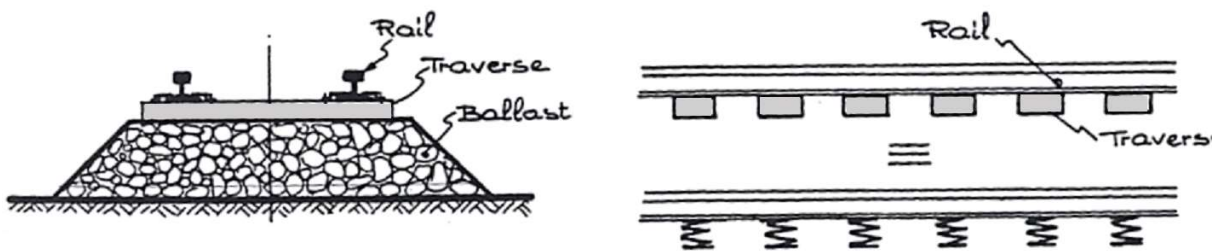


Fig.1.12. Calcul des rails et traverses de chemin de fer (Zimmerman, 1888).

La méthode a été ensuite utilisée par d'autres chercheurs (Rifaat, (1935); Baumann, (1935); Delattre, (1999)) pour l'étude des autres types de fondations tels que les radiers, les murs de soutènement.

Tandis que l'insuffisance du modèle de Winkler a été prouvée par plusieurs chercheurs (Terzaghi, 1955). En effet l'inconvénient de ce modèle est qu'il ne prend pas en compte l'interaction entre les ressorts, ce qui revient à négliger le cisaillement vertical dans le sol. En conséquence, une discontinuité de déplacement se crée entre la zone chargée et la zone non chargée sous la fondation mais en réalité la surface ne montre aucune discontinuité (Figure 1.13).



Fig.1.13. Déflexion d'une fondation élastique de type Winkler soumise à une charge répartie q .

L'équation différentielle de déflexion, $w(x)$ d'une poutre élastique reposant sur une fondation de type Winkler et soumise à une charge continue transversale $q(x)$, peut être écrite comme suit :

$$E_c \cdot I \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + k_s \cdot b \cdot w(x) = q(x) \quad (1.2)$$

Où E_c et I sont le module de Young et le moment d'inertie du béton (concrete) respectivement. En effet la solution de l'équation est déterminée par Hetenyi, 1946 qui correspond à la solution $w(x)$ et elle est définie comme suit :

$$w_0(x) = e^{\beta x} (C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \sin \beta x + C_4 \cos \beta x) \quad (1.3)$$

$$\text{Avec } \beta = \left[\frac{k_s \cdot b}{4E_c \cdot I} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (1.4)$$

Les constantes C_i ($i=1$ à 4) sont déterminées en imposant des conditions aux limites. En outre après avoir déterminé la déflexion $w(x)$, les moments fléchissant et les efforts tranchants peuvent être déterminés à leur tour comme suit :

$$M(x) = E_c I \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (1.5)$$

$$V(x) = E_c I \frac{d^3 w(x)}{dx^3} \quad (1.6)$$

Par ailleurs plusieurs autres chercheurs ont essayé de déterminer le coefficient de réaction du sol comme :

Biot, (1937) qui a résolu le problème d'une poutre infinie tridimensionnelle reposant sur un sol élastique continu et soumise à une charge concentrée. Il a développé une équation empirique déterminant k et qui est définie comme suit :

$$k = \frac{0.95 E_s}{(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{b^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108} \quad (1.7)$$

Vesic, (1961) et Mayerhof et Baikie, (1963) ont aussi déterminé le coefficient k comme suit :

$$k = \frac{0.65}{b} \sqrt[12]{\frac{E b^4}{EI} \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}} \quad (\text{Vesic, 1961}) \quad (1.8)$$

$$k = \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2) b} \quad (\text{Mayerhof et Baikie, 1963}) \quad (1.9)$$

où E_s est le module de Young du sol, ν_s est le coefficient de Poisson du sol, b est la largeur de la poutre et EI est la rigidité de flexion de la poutre. En outre, pour le cas des conduites, ces coefficients peuvent être exprimés aussi en fonction de la longueur, la largeur ou bien le

diamètre de la conduite, la profondeur de la mise en place de la structure, le type de matériau utilisé et le type du lit de pose.

1.6.2. Modèle de Filonenko-Brodich

Le modèle de fondation de Filonenko-Borodich, (1940) est peut-être considéré comme l'un des modèles les plus anciens à deux-paramètres. En effet ce modèle de fondation inclut une membrane élastique (tirant) qui est tractée et qui est relié au-dessous par des ressorts (Figure 1.14). Ce tirant est soumis à un champ de tension constant T (traction) et il tient compte de l'interaction entre les éléments adjacents du ressort. La relation entre le champ de contrainte de surface p et la déflexion correspondante w est définie pour une fondation rectangulaire ou circulaire par l'expression suivante :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) - T \cdot \nabla^2 w(x) \quad (1.10)$$

Et pour une semelle filante :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) - T \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (1.11)$$

∇^2 est l'opérateur Laplacien avec $\nabla^2 \equiv \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$, et T est la force de tension ou bien de traction qui est considérée comme étant constante.

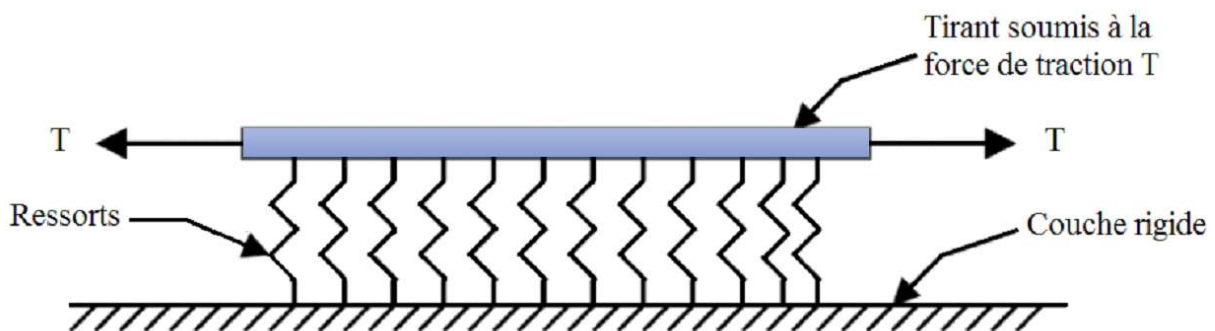


Fig.1.14. Modèle de fondation de Filonenko-Brodich (Kerr, 1965).

En outre, le même type de fondation qui prend en considération le liquide qui est en contact avec la surface de traction a été aussi suggéré par Schiel, 1942.

1.6.3. Modèle de Hetenyi

Hetenyi (1946, 1950) a proposé que l'interaction entre les éléments indépendants du ressort soit accomplie en incluant dans le cas bidimensionnel une poutre élastique et dans le cas tridimensionnel une plaque (Figure 1.15). En effet il a été supposé aussi que la poutre ou la plaque se déforme seulement en flexion et que la rigidité de flexion d'une poutre ou d'une plaque caractérise l'interaction entre les éléments du ressort du modèle de Winkler. La relation entre la pression p et la déflexion de la surface de fondation w est définie comme suit :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) + D \cdot \nabla^4 w(x) \quad (1.12)$$

∇^4 est l'opérateur Laplacien avec $\nabla^4 \equiv \frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2}$ et D est la rigidité de flexion d'une plaque élastique.

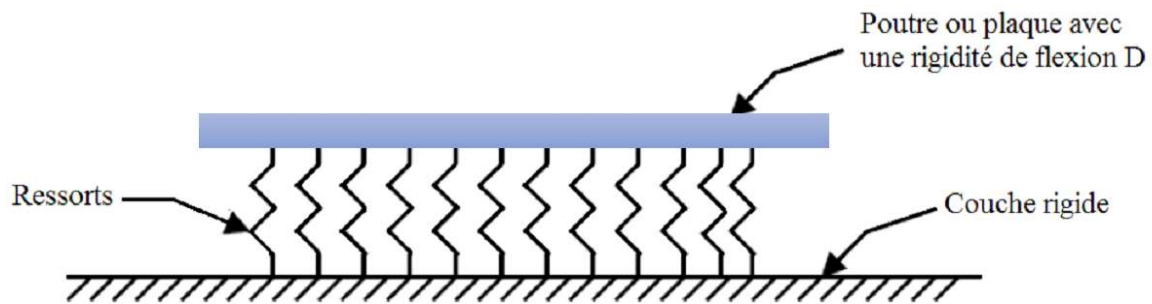


Fig.1.15. Modèle de fondation de Hetenyi (Winkler, 1967).

1.6.4. Modèle de Pasternak

Pasternak, 1954 a pris en considération l'interaction de cisaillement entre les éléments du ressort de la fondation de Winkler et cela en reliant les extrémités des ressorts à une poutre ou à une plaque se composant des éléments verticaux incompressibles qui se déforme seulement sous l'effet d'un cisaillement transversal (Figure 1.16). En effet en se basant sur cette hypothèse, la relation entre la pression p et la déflexion w de la fondation est définie comme suit :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) - G \cdot \nabla^2 w(x) \quad (1.13)$$

G représente le module de cisaillement où sa négligence conduit aux formulations adoptées pour le type de fondation de Winkler.

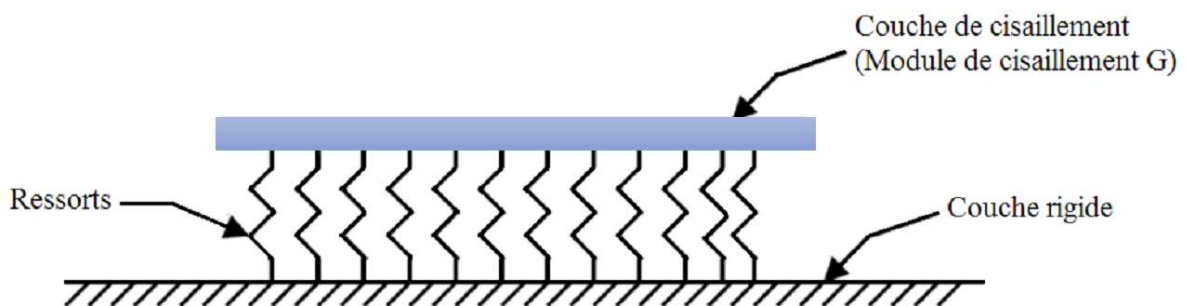


Fig.1.16. Modèle de fondation de Pasternak (Schiel, 1942).

1.6.5. Modèle de Kerr

Kerr, (1965) a introduit une couche de cisaillement dans le type de fondation de Winkler et il a supposé que les ressorts qui se trouvent en dessous et en dessus de cette couche sont différents.

En effet la figure 1.17 représente le modèle mécanique adopté par Kerr, (1965) et l'équation différentielle de ce modèle peut être exprimée comme suit :

$$\left(1 + \frac{k_2}{k_1}\right) p(x) = \frac{G}{k_1} \cdot \nabla^2 p + k_2 w(x) - G \cdot \nabla^2 w(x) \quad (1.14)$$

Où k_1 est le coefficient de réaction de la première couche et k_2 est le coefficient de réaction de la deuxième couche.

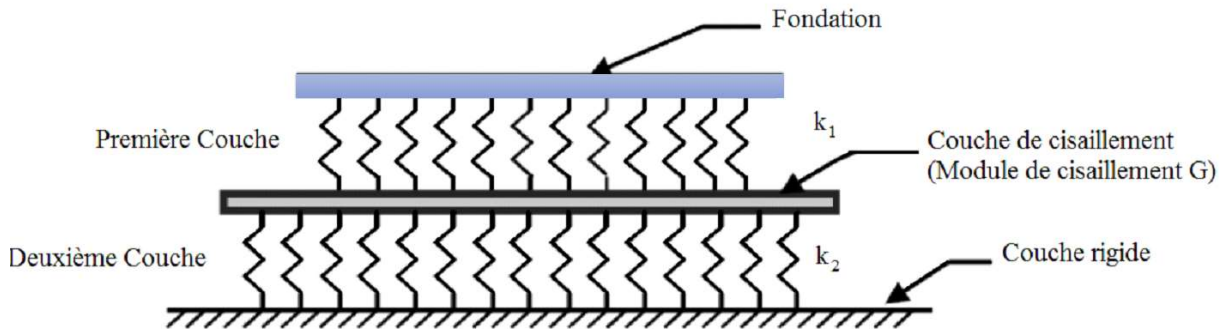


Fig.1.17. Modèle de fondation de Kerr.

1.7. Dimensionnement des ouvrages souterrains en déformation

1.7.1. L'hypothèse élastique

Le modèle de Winkler prend en considération uniquement le comportement vertical et non pas le comportement horizontal. Cependant la réaction exercée par le sol $p(x)$ sur la fondation en un point donné est directement proportionnelle au tassement local (déplacement) de la fondation en ce point (figure 1.18) :

$$p(x) = k_s \cdot b \cdot w(x) \quad (1.15)$$

où w : tassement [m]

p : réaction du sol (pression) [kN/m²]

k_s : module de réaction verticale (coefficient de raideur) [kN/m³]

b : largeur de la fondation [m]



Fig.1.18. Déplacement d'une fondation élastique de type Winkler soumise à une charge répartie q .

Soit une poutre de longueur l , de hauteur h et de largeur b reposant sur des appuis élastiques indépendants de raideur k_s (figure 1.19) et soumise à une charge Q (y est le déplacement de la poutre).

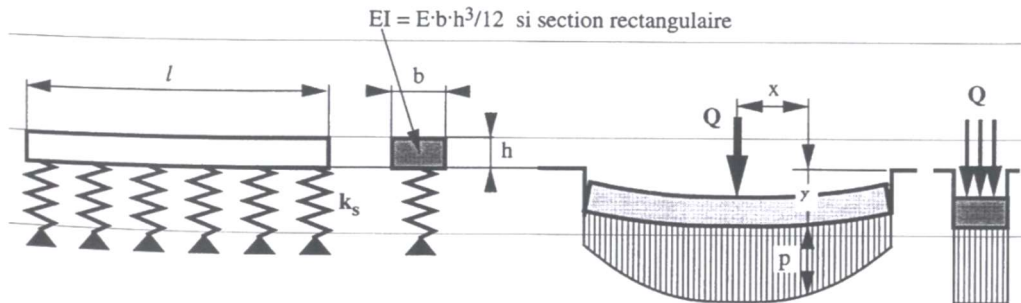


Fig.1.19. Poutre sur appuis élastiques.

- Equations de la poutre (résistance des matériaux)

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (1.16)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) \quad (1.17)$$

$$\frac{dT(x)}{dx} = p(x) \cdot b \quad (1.18)$$

- Equation de l'appui élastique (ressort)

$$p(x) = k_s \cdot y(x) \quad (1.19)$$

$$EI \cdot \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = -p(x) \cdot b = k_s \cdot y(x) \cdot b \quad (1.20)$$

$$EI \cdot \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{k_s b}{EI} y(x) = 0 \quad (1.21)$$

- Equation différentielle du 4^{ème} ordre dont la solution est :

$$y(x) = C_1 \operatorname{ch}(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \operatorname{sh}(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \operatorname{ch}(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \operatorname{sh}(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x) \quad (1.22)$$

$$\text{avec } \lambda = \sqrt{\frac{bk_s}{4EI}}, \operatorname{sh}(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{2}, \operatorname{ch}(x) = \frac{e^x + e^{-x}}{2}$$

et b : largeur [m]

k_s : module de réaction [kN/m³]

E : module d'élasticité [kN/m²]

I : moment d'inertie [m⁴]

$1/\lambda$ [m] est parfois appelée longueur élastique de la poutre L_e .

On note que :

$\lambda \cdot l$ = facteur de rigidité relative

-Si $\lambda \cdot l < 1.5$, la poutre peut être considérée comme rigide,

-Si $\lambda \cdot l > 1.5$, la poutre peut être considérée comme souple.

1.7.2. Solution de l'équation différentielle

- Détermination des constantes d'intégration C_1, C_2, C_3, C_4 par les conditions aux limites et les conditions de continuité. Par exemple :

Poutre libre à l'extrémité :

$$M_A = 0$$

$$T_A = 0$$



Poutre encastrée à l'extrémité :

$$y_A = 0$$

$$\varphi_A = 0$$



Poutre appuyée à l'extrémité :

$$y_A = 0$$

$$M_A = 0$$



- Exemple d'une poutre infinie (libre-libre) soumise à une charge ponctuelle

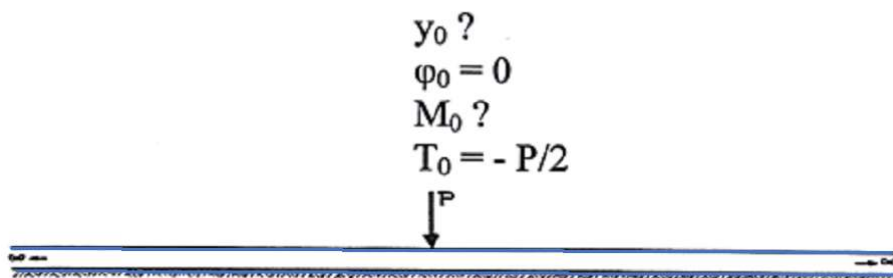


Fig.1.20. Poutre infinie soumise à une charge concentrée.

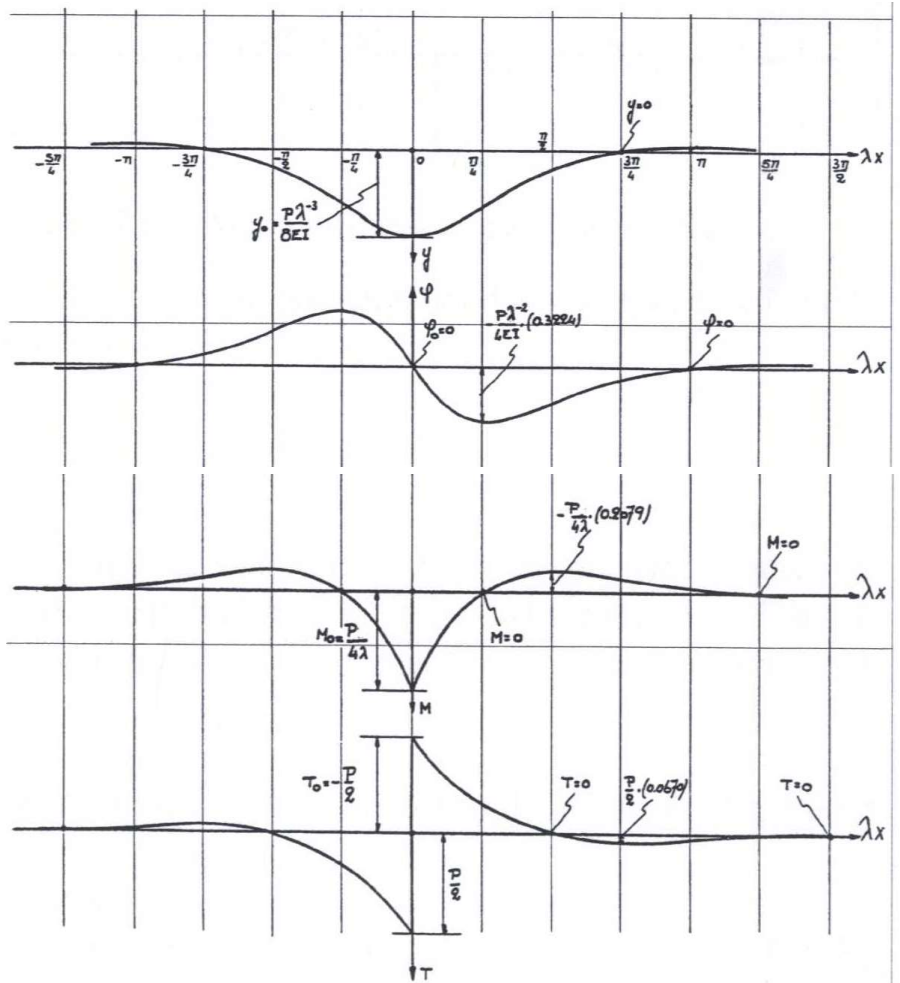
Pour $x > 0$

$$y = \frac{P\lambda}{2k_s b} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x))$$

$$\varphi = -\frac{P}{4\lambda^2 EI} e^{-\lambda x} \sin(\lambda x)$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$T = -\frac{P}{2} e^{-\lambda x} \cos(\lambda x)$$



- Exemple d'une poutre infinie (libre-libre) chargée d'un couple C

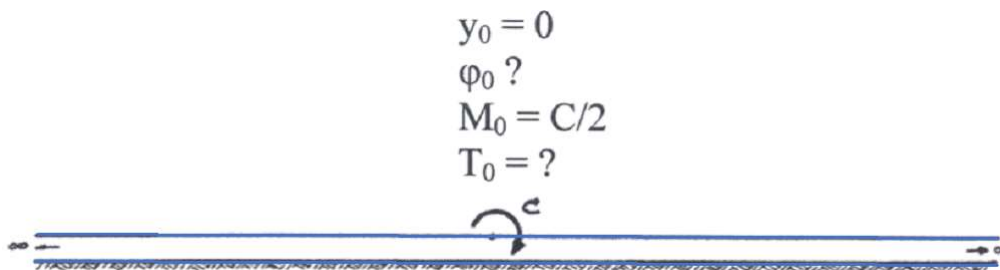


Fig.1.21. Poutre infinie soumise à un couple de moment.

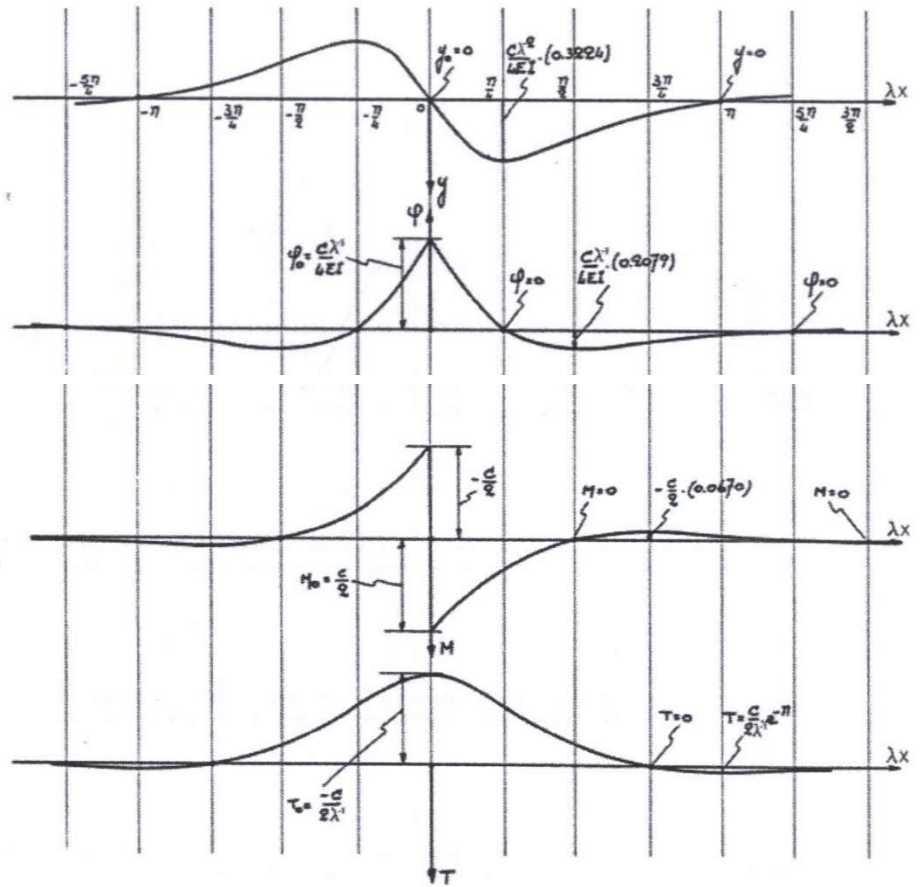
Pour $x > 0$

$$y = \frac{C\lambda^2}{k_s b} e^{-\lambda x} (\sin(\lambda x))$$

$$\varphi = \frac{C}{4\lambda EI} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

$$M = \frac{C}{2} e^{-\lambda x} \cos(\lambda x)$$

$$T = -\frac{C\lambda}{2} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x))$$



1.7.3. Evaluation du module de réaction du sol (Terzaghi, 1955)

Terzaghi a utilisé le concept de bulbes de pression et il s'est basé sur des essais expérimentaux de plaque normalisée pour déterminer les modules de réaction. En effet ce module diffère d'un sol à un autre.

En effet Terzaghi a pris un modèle de fondation reposant sur un sol où le module de réaction unitaire ks_1 est obtenu en faisant des essais à la plaque carrée de 30cm x 30 cm, tout en apportant à fur et à mesure des corrections afin de tenir en compte les dimensions de la géométrie réelle de la fondation.

A partir de cet essai à la plaque Terzaghi à estimer ks_1 à partir des valeurs courantes qui sont résumées dans le tableau 1.1 et 1.2 et représentées sur l'abaque de la figure 1.22.

Tableau 1.1. Valeurs de ks_1 [kg/cm²] obtenues par un essai à la plaque (30cm x 30cm) reposant sur du sable.

Densité relative du sable	Lâche	Moyenne	Dense
Sec ou humide, valeurs limites	0.64-1.92	1.92-9.60	9.60-32
Sec ou humide, valeurs proposées	1.3	4	16
Sous l'eau, valeurs proposées	0.8	2.5	10

Tableau 1.2. Valeurs de k_{s1} kg/cm² obtenues par un essai à la plaque (30cm x 30cm) reposant sur une argile consistante.

Consistance de l'argile	Raide	Très raide	Dure
Résistance à la compression simple R_c (kg/cm ²)	1-2	2-4	>4
Valeurs de la cohésion non drainée C_u (kg/cm ²)	0.5-1	1-2	>2
Valeurs limites (kg/cm ³)	1.6-3.2	3.2-6.4	>6.4
Valeurs proposées k_{s1} (kg/cm ³)	2.5	5	10

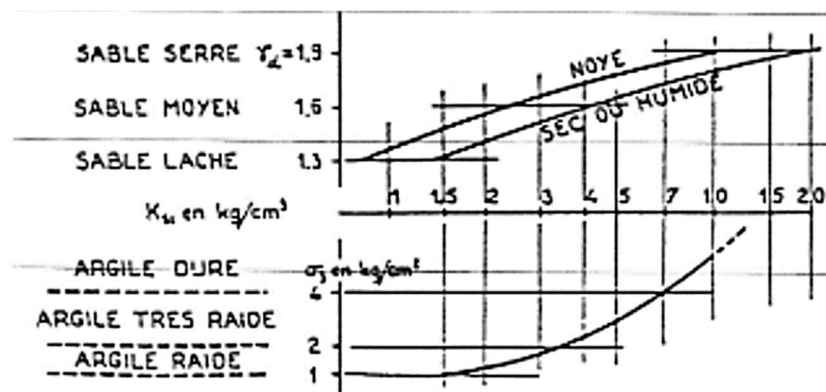


Fig.1.22. Abaque de détermination du coefficient de réaction du sol k_{s1} d'après Terzaghi, (1955).

• **Problème n°1**

Soit une semelle filante de longueur $L = 9\text{m}$, de largeur 0.95m , de hauteur 0.85m , reposant sur un sol élastique de type Winkler et soumise à deux charges concentrées de 1.5MN (figure 1.23).

1. Déterminer le déplacement ainsi que le moment fléchissant de la poutre dus à la charge extérieure.

$P_p = 10.97 \text{ kN/m}^3$, $E = 2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ et $k_s = 49 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$

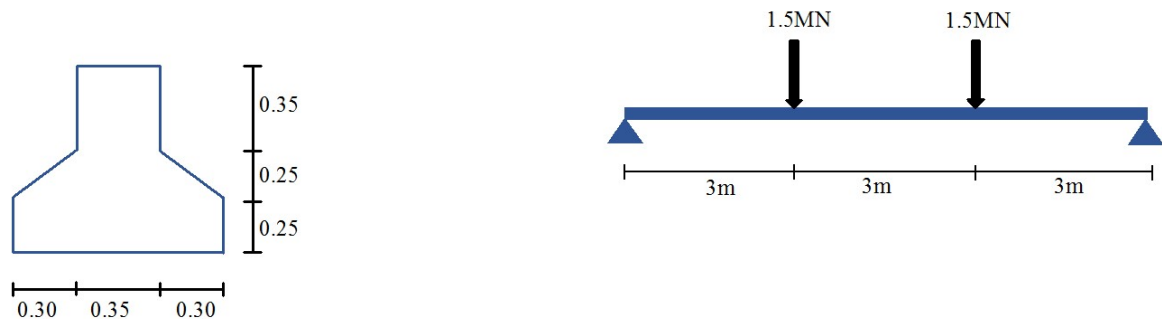


Fig.1.23. Exemple d'une semelle filante soumise à deux charges concentrées et reposant sur sol élastique de type Winkler.

✓ **Solution**

Détermination du déplacement et du moment fléchissant de la poutre

- *Calcul de la section de la poutre*

$$\Omega = (0.95 \times 0.35) + 2 \times (0.30 \times 0.25) + (0.25 \times 0.30)$$

$$\Omega = 0.523 \text{ m}^2$$

- *Calcul du moment statique par rapport à la base de la fondation*

$$y_{CG} = \frac{(0.85 \times 0.35) \times 0.425 + 2 \times (0.30 \times 0.125 \times 0.25) + 2 \left[\left(\frac{1}{3} \times 0.25 \times 0.30 \right) \left(\frac{0.20 \times 0.25}{2} \right) \right]}{0.523}$$

$$y_{CG} = 0.2802 \text{ m}$$

- *Calcul du moment d'inertie par rapport au repère global*

$$I_{base} = \frac{(0.35)(0.85)^3}{3} + 2 \frac{0.30 \times (0.25)^3}{3} + 2 \frac{0.30 \times (0.25)^3}{36} + 2 \times \left(0.25 \times \frac{0.3}{2} \right) \times (0.025)^2$$

$$I_{base} = 0.07508 \text{ m}^4 .$$

- *Calcul du moment d'inertie par rapport au repère local du point G*

$$I_{CG} = I_{base} - (y_{CG})^2 \Omega$$

$$I_{CG} = 0.07508 - (0.2802)^2 \times 0.5225$$

$$I_{CG} = 0.03406 \text{ m}^4$$

- *Calcul du moment fléchissant maximum de la fondation*

Pour déterminer le moment fléchissant il faut d'abord calculer λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bk_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.95 \times 49 \times 10^3}{4 \times 2 \times 10^7 \times 340.6 \times 10^{-4}}} = \sqrt[4]{0.01708} = 0.36156 \left[\text{m}^{-1} \right]$$

$$\lambda = 0.36156 \left[\text{m}^{-1} \right].$$

$$\lambda x l = 0.361 \times 9 = 3.24 > 1.5 \Rightarrow \text{Poutre souple.}$$

A partir de l'abaque de la figure 1.24 on doit déterminer l'abscisse relative du point d'application de la force :

$$\frac{3}{9} \times 10 = 3.33$$

$\lambda x M = 0.175$ (On a une interpolation entre les courbes 3 et 4).

$$\text{Donc } M = \frac{0.175}{0.361} = 0.4847 \text{ kN.m}$$

$M = 0.4847 \text{ kN.m}$ Pour une charge unitaire de 1.5 kN.

▪ **Calcul du déplacement (tassement) de la fondation**

A partir de l'abaque de la figure 1.24 on peut déterminer le tassement de la poutre comme suit :

$$\frac{k_s x b x y}{\lambda} = \frac{49 \times 10^3 \times 0.95 y}{0.361} = 0.5 \Rightarrow y = 3.87 \times 10^{-6}$$

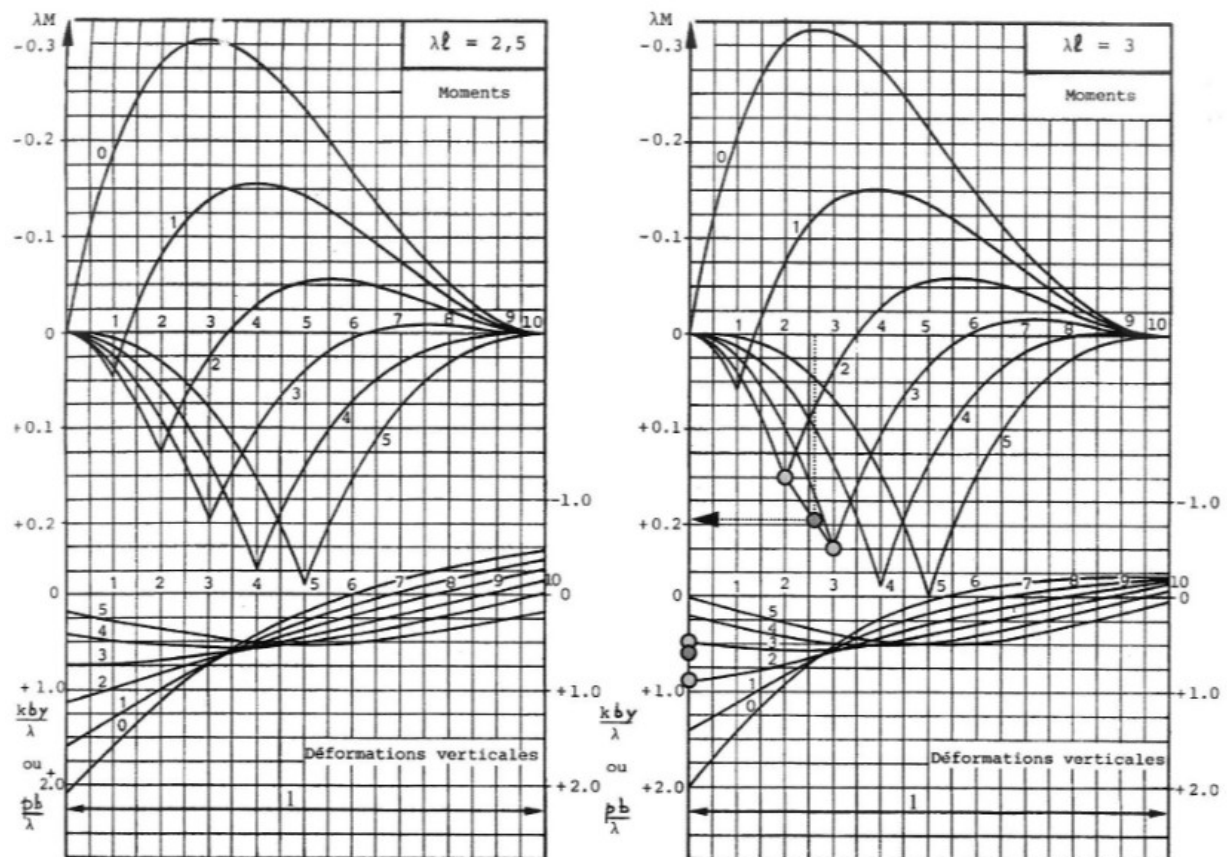


Fig.1.24. Abaques utilisés pour obtenir le déplacement et le moment fléchissant d'une poutre reposant sur sol élastique.

• **Problème n°2**

Soit une poutre encastree-libre (figure 1.25) de longueur $L=3\text{m}$, de section $A=(40\times 60)\text{cm}^2$, avec un module de Young $E=25\times 10^6\text{KN/m}^2$ et un moment d'inertie $I=72\times 10^4\text{cm}^4$. Cette poutre est soumise à une charge concentree $P=2.5\text{MN}$ et repose sur un sol elastique de coefficient de reaction du sol $k_s=55\times 10^3\text{kN/m}^3$.

Calculer le deplacement et la rotation max ainsi que le moment flechissant et l'effort tranchant max de la poutre en utilisant la solution analytique.

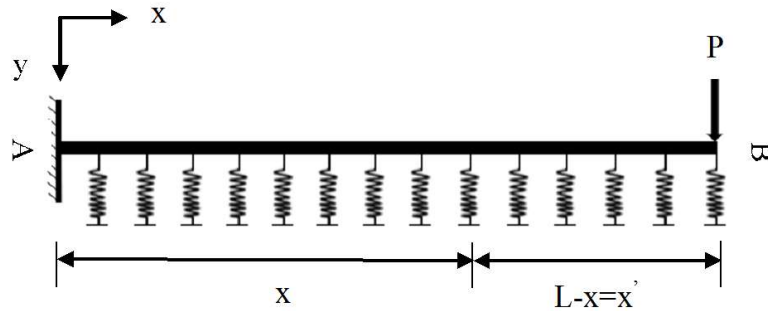


Fig.1.25. Poutre reposant sur sol elastique de type Winkler et soumise à une charge concentree.

✓ **Solution**

Les equations analytiques sont definies d'après Hetenyi, 1946 comme suit :

▪ **Calcul du deplacement de la poutre au point B**

$$w = \frac{2P\lambda}{k} \frac{\sinh \lambda x \cos \lambda x' \cosh \lambda L - \sin \lambda x \cosh \lambda x' \cos \lambda L}{\cosh^2 \lambda l + \cos^2 \lambda l} \quad (1.23)$$

Avec $x'=L-x$

$$w_B = \frac{P\lambda \sin 2\lambda L - \sin 2\lambda L}{k_s \cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \quad (1.24)$$

▪ **Calcul de la rotation de la poutre au point B**

$$\theta_B = \frac{2P\lambda^2 \cosh^2 \lambda L - \cos^2 \lambda L}{k \cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \quad (1.25)$$

▪ **Calcul du moment flechissant**

$$M = \frac{P}{\lambda} \cdot \frac{\cosh \lambda x \sin \lambda x' \cosh \lambda L + \cos \lambda x \sin \lambda x' \cos \lambda L}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \quad (1.26)$$

$$M_A = -\frac{P}{\lambda} \cdot \frac{\sin \lambda L \cosh \lambda L + \cos \lambda L \sin \lambda L}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \quad (1.27)$$

- *Calcul de l'effort tranchant*

$$V = -\frac{P}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \cdot \left[\cosh \lambda L (\sinh \lambda x \sin \lambda x' - \cosh \lambda x \cos \lambda x') \right. \\ \left. - \cos \lambda L (\sin \lambda x \sin \lambda x' + \cos \lambda x \cosh \lambda x') \right] \quad (1.28)$$

$$V_A = -\frac{P \cdot 2 \cdot \cos \lambda L \cdot \cos \lambda L}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \quad (1.29)$$

- *Calcul de la résistance du sol*

$$p = k \cdot v \quad (1.30)$$

$$\text{Ou } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

• Problème n°3

Soit une poutre infinie soumise à une charge concentrée $P = 4.5\text{MN}$ reposant sur un sol élastique de rigidité $k_s = 37 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$. La poutre est de largeur $b=1\text{m}$ avec une rigidité $EI=869.45\text{MN/m}^3$.

Calculer le déplacement max, la rotation max, le moment fléchissant et l'effort tranchant max de la poutre en se basant sur les diagrammes définis précédemment (voir section 1.7.2).

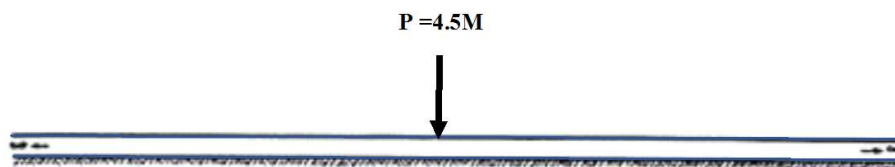


Fig.1.26. Poutre infinie libre-libre soumise à une charge concentrée et repose sur un sol élastique.

✓ Solution

- *Calcul de λ*

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

- *Calcul du déplacement*

$$y = \frac{P\lambda}{2k_s b} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) + \sin(\lambda x))$$

▪ *Calcul de la rotation*

$$\varphi = -\frac{P}{4\lambda^2 EI} e^{-\lambda x} \sin(\lambda x)$$

▪ *Calcul du moment*

$$M = \frac{P}{4\lambda} e^{-\lambda x} (\cos(\lambda x) - \sin(\lambda x))$$

▪ *Calcul de l'effort tranchant*

$$T = -\frac{P}{2} e^{-\lambda x} \cos(\lambda x)$$

1.8. Dimensionnement des pieux

Un pieu est une structure enterrée qui peut avoir plusieurs fonctions. En effet la fonction principale est de reporter en profondeur les charges d'une construction. L'installation de ces pieux nécessite l'utilisations de machines puissantes et la présence d'une main-d'œuvre qualifiée.

En effet il existe plusieurs types de pieux tels que :

- Les pieux battus
- Les pieux excavés
- Les pieux forés
- Les pieux vibrés
- Les pieux vissés
- Les pieux enfoncés hydrauliquement

Le pieu est généralement modélisé comme une poutre flexible et la seule différence réside dans la représentation du comportement du sol. Dans la plupart des cas, ce dernier est représenté par une série de ressorts non linéaires indépendants, illustrée par les courbes $p-y$. La capacité axiale du pieu est d'une importance primaire due à la charge transmise par la structure. Les pieux chargés latéralement ont été aussi étudiés par plusieurs chercheurs (Poulos, 1971 et Randolph, 1981).

1.8.1. Pieux chargés latéralement

Le système sol-pieu est divisé en plusieurs unités (éléments). Le pieu est considéré comme une poutre latéralement chargée (figure 1.27) tandis que le sol est considéré comme étant élastique de type Winkler. En effet les équations d'un pieu enterré dans le sol sont similaires à celles d'une poutre reposant sur fondation élastique (Hetenyi, 1946) qui peuvent être exprimées comme suit.

Le module de réaction du sol k dépend de plusieurs facteurs tels que la loi de réaction non linéaire, la profondeur z , le diamètre du pieu, le type de chargement (simple ou cyclique) et le moment du chargement (court, moyen ou long terme).

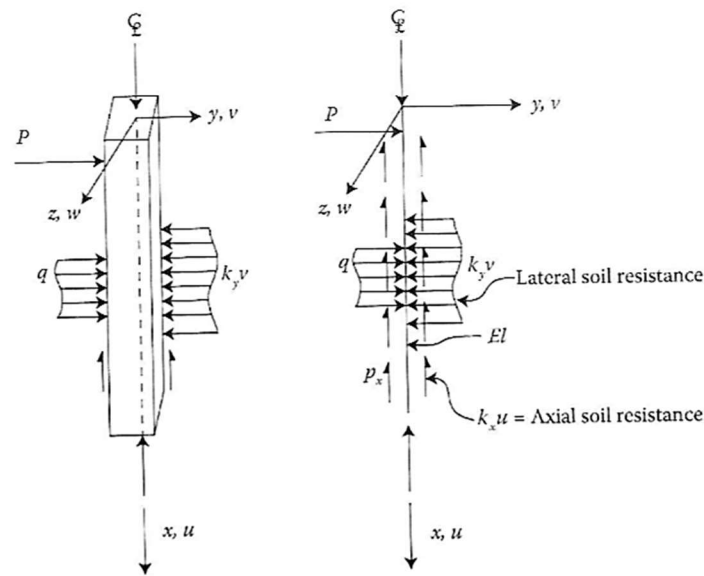


Fig.1.27. Pieux soumis à un chargement latéral et axial (Desai and Zaman 2013).

Lateral soil resistance : résistance latérale du sol.

Axial soil resistance : résistance axiale du sol.

L'équation différentielle du 4ème ordre d'un pieu enterré s'écrit comme suit :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (1.31)$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (ky - q) = 0 \quad (1.32)$$

$$\frac{d^4 M}{dx^4} + \frac{k}{EI} M = 0 \quad (1.33)$$

$$y = (A \cos \lambda x + B \sin \lambda x)e^{\lambda x} + (C \cos \lambda x + D \sin \lambda x)e^{-\lambda x} \quad (1.34)$$

A, B, C et D sont des coefficients constants qui sont déterminés en définissant les conditions aux limites.

Soit un pieux soumis à une charge latérale concentrée P au sommet du pieux ou ce dernier est libre de bouger horizontalement avec $M_t = 0$. La dérivée seconde du déplacement à $x = 0$ est définie comme suit :

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \quad \text{à} \quad x = 0 \quad (1.35)$$

La dérivée seconde de y en fonction de x s'écrit comme suit :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 2\lambda^2 e^{\lambda x} (-A \sin \lambda x + B \cos \lambda x) + 2\lambda^2 e^{-\lambda x} (C \sin \lambda x - D \cos \lambda x) \quad (1.36a)$$

Ou A et $B = 0$. A $x = 0$, $\sin \lambda x = 0$ et $\cos \lambda x = e^{\lambda x} = 1$, L'équation 1.35 s'écrit comme suit :

$$EI \lambda^2 (-D) = 0; \quad (D=0)$$

Cependant la dérivée troisième du déplacement s'écrit comme suit :

$$\begin{aligned} \frac{d^3 y}{dx^3} &= 2\lambda^3 e^{\lambda x} (-A \sin \lambda x + B \cos \lambda x - A \cos \lambda x - B \sin \lambda x) \\ &+ 2\lambda^3 e^{-\lambda x} (-C \sin \lambda x + D \cos \lambda x + C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \end{aligned} \quad (1.36b)$$

$$2EI \lambda^3 (C) = p_t \Rightarrow C = \frac{P_t}{2EI \lambda^3} \quad (1.37)$$

Donc le déplacement du pieu est défini par l'équation suivante :

$$y = \frac{P_t e^{-\lambda x}}{2EI \lambda^3} \cos \lambda x \quad (1.38a)$$

En introduisant le coefficient k dans l'équation (1.38a) on obtient les équations du moment fléchissant M , de l'effort tranchant V et de la résistance du sol p sont définis comme suit (Desai and Zaman, 2013) :

$$M = \frac{4P_t \lambda^3 EI e^{-\lambda x}}{k} \sin \lambda x \quad (1.38b)$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{4P_t \lambda^4 EI e^{-\lambda x}}{k} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \\ &= P_t e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \end{aligned} \quad (1.38c)$$

$$p = 2P_t e^{-\lambda x} (-\cos \lambda x) \quad (1.38d)$$

Les équations précédentes sont simplifiées comme suit :

$$y = \frac{2P_t \lambda}{k} C_1 \quad (1.39a)$$

$$\frac{dv}{dx} = -\frac{2P_t\lambda^2}{k}A_1 \quad (1.39b)$$

$$M = -\frac{P_t}{k}D_1 \quad (1.39c)$$

$$V = P_t B_1 \quad (1.39d)$$

$$p = -2P_t\lambda C_1 \quad (1.39e)$$

Avec

$$A_1 = e^{-\lambda x}(\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (1.40a)$$

$$B_1 = e^{-\lambda x}(\sin \lambda x - \cos \lambda x) \quad (1.40b)$$

$$C_1 = e^{-\lambda x} \cos \lambda x \quad (1.40c)$$

$$D_1 = e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (1.40d)$$

Tableau 1.3. Valeurs des coefficients (A_1 , B_1 , C_1 et D_1) en fonction de λx .

λx	A_1	B_1	C_1	D_1	λx	A_1	B_1	C_1	D_1
0	1.0000	1.0000	1.000	0	2.4	-0.0056	-0.1282	-0.0669	0.0613
0.1	0.9907	0.8100	0.9003	0.0903	2.6	-0.0254	-0.1019	-0.0636	0.0383
0.2	0.9651	0.6398	0.8024	0.1627	2.8	-0.0369	-0.0777	-0.0573	0.0204
0.3	0.9267	0.4888	0.7077	0.2189	3.2	-0.0431	-0.0383	-0.0407	-0.0024
0.4	0.8784	0.3564	0.1674	0.2610	3.6	-0.0366	-0.0124	-0.0245	-0.0121
0.5	0.8231	0.2415	0.5323	0.2908	4.0	-0.0258	0.0019	-0.0120	-0.0139
0.6	0.7628	0.1413	0.4530	0.3099	4.4	-0.0155	0.0079	-0.0038	-0.0117
0.7	0.6997	0.0599	0.3798	0.3199	4.8	-0.0075	0.0089	0.0007	-0.0082
0.8	0.6354	-0.0093	0.3131	0.3223	5.2	-0.0023	0.0075	0.0026	-0.0049
0.9	0.5712	-0.0657	0.2527	0.3185	5.6	0.0005	0.0052	0.0029	-0.0023
1.0	0.5083	-0.1108	0.1988	0.3096	6.0	0.0017	0.0031	0.0024	-0.0007
1.1	0.4476	-0.1457	0.1510	0.2967	6.4	0.0018	0.0015	0.0017	0.0003
1.2	0.3899	-0.1716	0.1091	0.2807	6.8	0.0015	0.0004	0.0010	0.0006
1.3	0.3355	-0.1897	0.0729	0.2626	7.2	0.0015	-0.00014	0.00045	0.0006
1.4	0.2849	-0.2011	0.0419	0.2430	7.6	0.00061	-0.00036	0.00012	0.00049
1.5	0.2384	-0.2068	0.0158	0.2226	8.0	0.00028	-0.00038	-0.0005	0.00033
1.6	0.1959	-0.2077	-0.0059	0.2018	8.4	0.00007	-0.00031	-0.00012	0.00019
1.7	0.1576	-0.2047	-0.0235	0.1812	8.8	-0.00003	-0.00021	-0.00012	0.00009
1.8	0.1234	-0.1985	-0.0376	0.1610	9.2	-0.00008	-0.00012	-0.00010	0.00002
1.9	0.0932	-0.1899	-0.0484	0.1415	9.6	-0.00008	-0.00005	-0.00007	-0.00001
2.0	0.0667	-0.1794	-0.0563	0.1230	10.0	-0.00006	-0.00001	-0.00004	-0.00002
2.2	0.0244	-0.1548	-0.0652	0.0895					

• **Problème n°1**

Soit un pieu de longueur infinie avec un module d'Elasticité $E = 195 \times 10^6$ kPa, un moment d'inertie $I = 350.35 \times 10^3$ cm⁴ et soumis à une charge latérale $P_t = 920$ kN à 3.81 m de la tête du pieu. $E_s = 345$ KPa.

Calculer le déplacement et le moment maximal du pieu.

✓ **Solution**

La résolution du système se fait en faisant la sommation entre le moment M_t et la charge P_t (Figure 1.28).

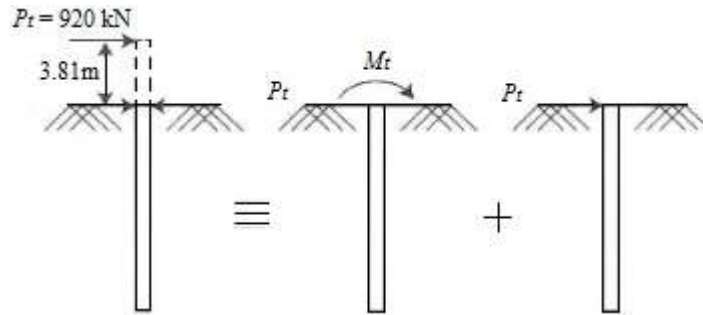


Fig.1.28. Représentation d'un pieu qui est soumis à une charge concentrée axiale P_t et à un moment M_t .

$$y = \frac{2P_t\lambda}{k} C_1 + \frac{M_t}{2EI\lambda^2} B_1 \quad (1.41)$$

$$M = \frac{P_t}{\lambda} D_1 + M_t A_1 \quad (1.42)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{345}{4 \times 195 \times 10^6 \times 350.35 \times 10^3}} \quad (1.43)$$

$$\lambda = 0.00106$$

$$M_t = 381 \times (920) = 292.56 \times 10^3 \text{ kN.cm}$$

Les valeurs de D_1 et A_1 sont obtenues en faisant une interpolation à partir du tableau (1.3). Ces dernières sont résumées dans le tableau (1.4) et cela pour des profondeurs données.

Tableau 1.4. Coefficients D_1 et A_1 en fonction de la profondeur.

Profondeur (cm)	$\lambda \cdot 0.00106 \cdot x$	D_1	A_1
0	0.0	0.0	1.000
30.48	0.0324	0.0297	0.997
76.2	0.0810	0.0850	0.990
152.4	0.162	0.1352	0.944
228.6	0.243	0.1869	0.949
304.8	0.324	0.229	0.9152
381	0.405	0.2670	0.876
457.2	0.486	0.2866	0.831
609.6	0.648	0.3147	0.7300

- *Moment max à une profondeur de 6.096m :*

$$M_{\max} = \frac{920}{0.00106} x 0.648 + 292.560 x 10^3 x 0.7300$$

$$M_{\max} = 775.984 \text{ kN.cm}$$

- *La déflexion est maximale à $x = 0$ donc $C_1 = 1.00$ et $B_1 = 1.00$:*

$$y_{\max} = \frac{2 x 920 x 0.00106}{345 x 10^{-4}} x 1.0 + \frac{292.56 x 10^3}{2 x 195 x 10^2 x 350.35 x 10^3 x (0.00106)^2} x 1.0$$

$$y_{\max} = 75.6 \text{ cm}$$

1.8.2. Pieux chargés axialement

Soit un pieu soumis à une charge axiale Q dans la direction x avec un déplacement u (Figure 1.29). $\varepsilon_x = du/dx$ représente la déformation axiale du pieu et $Q = EA \varepsilon_x$ représente la force ou la variation de Q qui est représentée sur la figure (1.29). La contrainte axiale exercée sur la section du pieu dx est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_s = k_s u \quad (1.44)$$

k_s est le coefficient de réaction du sol. La force totale due à la contrainte tangentielle est donnée par l'expression suivante :

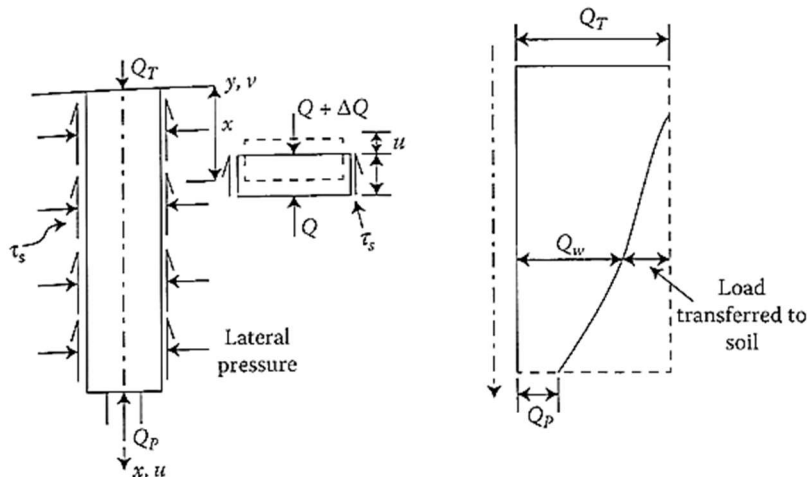


Fig.1.29. Représentation d'un pieu qui est soumis à une charge axiale et latérale (Desai and Zaman 2013).

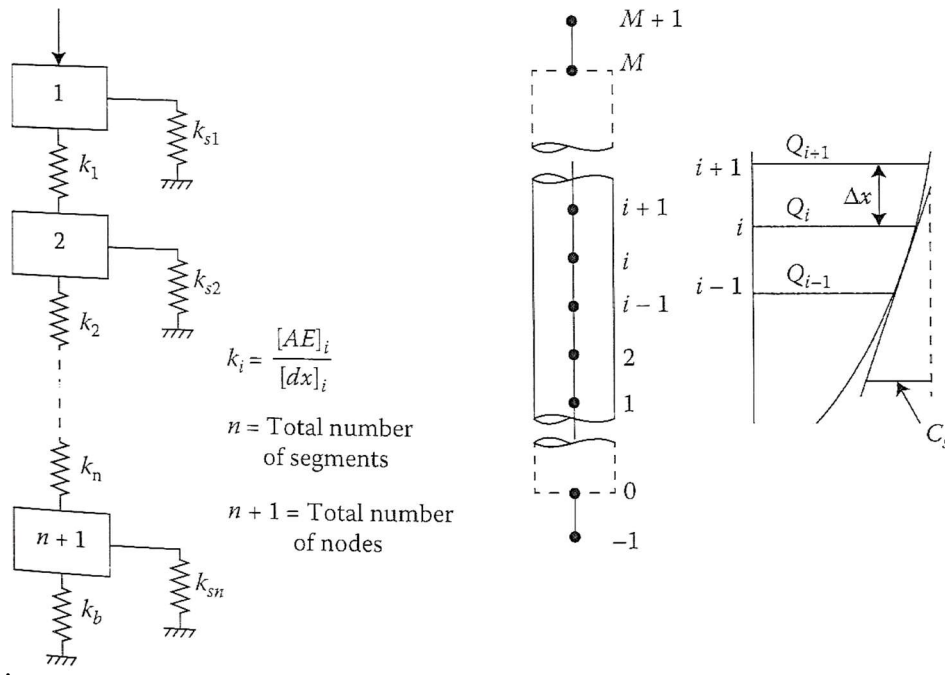


Fig.1.30. Modèle de différences finis du pieu (Desai and Zaman 2013).

$$Q_s = \tau_s C dx = C k_s u dx \quad (1.45)$$

$$\frac{dQ}{dx} = C k_s u \quad (1.46)$$

Ou C représente le périmètre du pieu.

Cependant l'équation du pieu en fonction de sa section s'écrit comme suit :

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{d}{dx} \left(EA \frac{du}{dx} \right) = EA \frac{d^2u}{dx^2} \quad (1.47)$$

En remplaçant l'équation (1.46) dans l'équation (1.47) on obtient l'expression suivante :

$$EA \frac{d^2u}{dx^2} = C k_s u \quad (1.48)$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \beta^2 u = 0 \quad (1.49)$$

$$\text{Ou } \beta^2 = C k_s / EA \quad (1.50)$$

Donc l'expression de u est exprimée comme suit :

$$u = A_1 e^{-\beta x} + A_2 e^{-\beta x} \quad (1.51)$$

Ou les coefficients A_1 et A_2 sont déterminés à partir des conditions aux limites tout en sachant que le déplacement à $x=0$ est nul et à $x=L$ est maximal. Soit $P_t = Q_t$, la charge appliquée au sommet du pieu donc à $x=0$, P_t est donnée par les expressions suivantes :

$$P_t = -EA \frac{du}{dx}$$

$$= \beta EA(A_1 e^{-\beta x} - A_2 e^{\beta x}) \quad (1.52a)$$

$$P_t = \beta EA(A_1 - A_2) \quad (1.52b)$$

Et à $x=L$, P_t est déterminée comme suit :

$$0 = A_1 e^{-\beta L} + A_2 e^{\beta L} \quad (1.52c)$$

Donc à partir de ces dernières équations les constantes sont déterminées comme suit :

$$A_1 = \frac{P_t}{\beta EA(1 + e^{-2\beta L})} \quad (1.52d)$$

$$A_2 = \frac{P_t}{\beta EA(1 + e^{2\beta L})}$$

Comme le déplacement devient maximal en allant en profondeur alors la pression exercée par le sol dur sur le pieu est déterminée en fonction de la longueur du pieu comme suit :

$$p_{xL} = k_b u_L \quad (1.53a)$$

Où k_b est la rigidité axiale du ressort à la base du pieu. Cependant charge totale est déduite comme suit :

$$P = pA = Ak_b(A_1 e^{-\beta L} + A_2 e^{\beta L}) \quad (1.53b)$$

2. Etude dynamique

2.1. Dimensionnement des ouvrages enterrés soumis à des sollicitations sismiques

Le dimensionnement parasismique des fondations consiste à calculer les efforts sismiques s'exerçant sur la fondation et à vérifier la résistance des fondations à ces efforts mais la plupart des règlements de construction ne prennent pas en considération l'effet de ce phénomène qui est l'interaction sol-structure.

Cependant pour calculer les effets du séisme sur le système d'interaction sol-structure, des méthodes théoriques ont été établies, des installations expérimentales ont été faites et des exemples ont été donnés par Gazetas et Mylonakis, (1998). De nos jours certains règlements reconnaissent les effets défavorables de l'interaction sol-structure tel que l'Eurocode 8.

En effet la réponse d'une géo structure à une action sismique dépend de plusieurs paramètres tels que les propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol et la nature du mouvement sismique.

2.1.1. Fondations superficielles

Afin de déterminer les raideurs des fondations superficielles, il est nécessaire de connaître les raideurs et les amortissements du sol tout en sachant que la raideur du sol est différente du coefficient de réaction de ce dernier et pour cela plusieurs méthodes ont été développées.

La relation entre le mouvement du sol et la structure est représentée par une équation utilisée dans la méthode des éléments finis et qui est définie comme suit :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \quad (1.54)$$

Où M représente la matrice masse, C la matrice d'amortissement et K la matrice de rigidité. \ddot{u} , \dot{u} , u représentent respectivement les vecteurs accélérations, vitesse et déplacement tandis que Q_f représente le vecteur force.

2.1.1.1. Méthode de Newmark-Rosenblueth (Davidovici,1999)

Rosenblueth a développé cette méthode afin d'estimer les valeurs de raideurs et des amortissements du sol (tableau 1.5). Il a introduit une masse virtuelle de sol qui est liée à la fondation du bâtiment et qui est concentrée au nœud d'interface sol-fondation tout en sachant que cette masse ne modifie pas complètement la réponse dynamique de la structure.

Tableau 1.5. Raideurs et amortissements du sol (Newmark-Rosenblueth (Davidovici,1999)).

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Horizontal	$0,05\sqrt{A}$	$20,55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1-\nu)G \cdot r_0}{7-8\nu}$	$k_h = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A}$
Vertical	$0,27\sqrt{A}$	$2,71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1-\nu}$	$k_v = \frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{A}$
Balancement	$0,35\sqrt{A}$	$0,485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1-\nu}\beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0,25\sqrt{A}$	$1,88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1+\nu}{4}G\beta_x(a^2 + b^2)\sqrt{A}$

Avec

A : section de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

M_b : masse du bâtiment

M_s : masse du sol additionnelle

I_b, J_b : inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation.

I_s, J_s : inerties massiques de la masse additionnelle du sol par rapport à la fondation.

H : hauteur du prisme de sol.

ν : coefficient de poisson.

G : module de cisaillement.

β_x, β_z et β_ϕ : coefficients déterminés à partir des abaques.

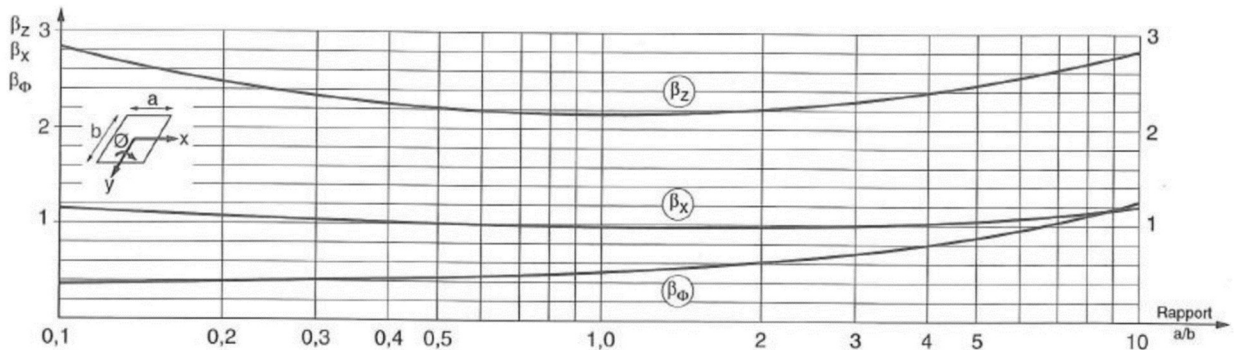


Fig.1.31. Abaques des coefficients de Newmark β_x, β_z et β_ϕ (Davidovici,1999).

2.1.1.2. Méthode de Veletsos modifiée (Davidovici,1999)

Les mêmes formules de l'Eurocode 8 ont été utilisées dans cette méthode afin de déterminer les raideurs qui sont résumées dans le tableau 1.6.

Tableau 1.6. Formule de raideurs de Veletsos (Davidovici,1999).

	Raideurs
Horizontal	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{2D}{3R}\right)$
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + \frac{2D}{5R}\right)$
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{2D}{R}\right)$

Avec

D : la profondeur de la fondation

R : le rayon de la fondation circulaire (rayon équivalent) qui est défini pour une fondation rectangulaire comme suit :

-En rotation $r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$

-En translation $r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$

L'amortissement est défini comme suit :

$$\zeta^* = \zeta_0 + \zeta \cdot \left(\frac{T}{T^*} \right)^3 \quad (1.55)$$

-Pour une fondation rectangulaire (ex : radier) :

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r_a}{V_s^2} \frac{H_e}{T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma)}{2-\gamma} \frac{r_a H_e^2}{r_m^3}\right)} > 1 \quad (1.56)$$

Pour une fondation circulaire (ex : radier)

$$\frac{T^*}{T} = \sqrt{1 + \left(1 - \frac{\gamma}{2}\right) \pi^3 \rho_e \frac{r_a}{V_s^2} \frac{H_e}{T^2} \left(1 + \frac{3(1-\gamma)}{2-\gamma} \left(\frac{H_e}{r}\right)^2\right)} > 1 \quad (1.57)$$

Avec

H : hauteur de la structure.

H_e : hauteur efficace du bâtiment = 0.7H.

A_0, I_0 : section et moment d'inertie de la fondation.

B_0 : longueur totale de la fondation.

$\gamma A_0 H$: masse de la colonne.

$$\rho_e = \frac{W_b}{\gamma A_0 H}$$

W_b : masse du bâtiment ou la masse équivalente $W_e = 0.7W_b$ (la masse de la fondation est négligée).

L'amortissement du sol ζ_0 est déterminé en fonction des rapports $\frac{T^*}{T}$ et $\frac{H_e}{r}$ pour les deux rayons différents :

$$\frac{H_e}{r} \leq 0.5 \quad \text{avec} \quad r = r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$\frac{H_e}{r} \leq 1 \quad \text{avec} \quad r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$

Cependant l'amortissement équivalent du sol est utilisé si la fondation repose sur une couche de sol de faible résistance surmontée d'une couche de sol de bonne résistance et qui est défini comme suit :

$$30\% \geq \zeta^* = \left(\frac{T_s}{T^*}\right)^2 \zeta_0 + 0.05 \left(\frac{T_s}{T^*}\right)^3 \geq 5\% \quad (1.58)$$

avec

$$T_s = \frac{4H}{V_s} = 4H \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

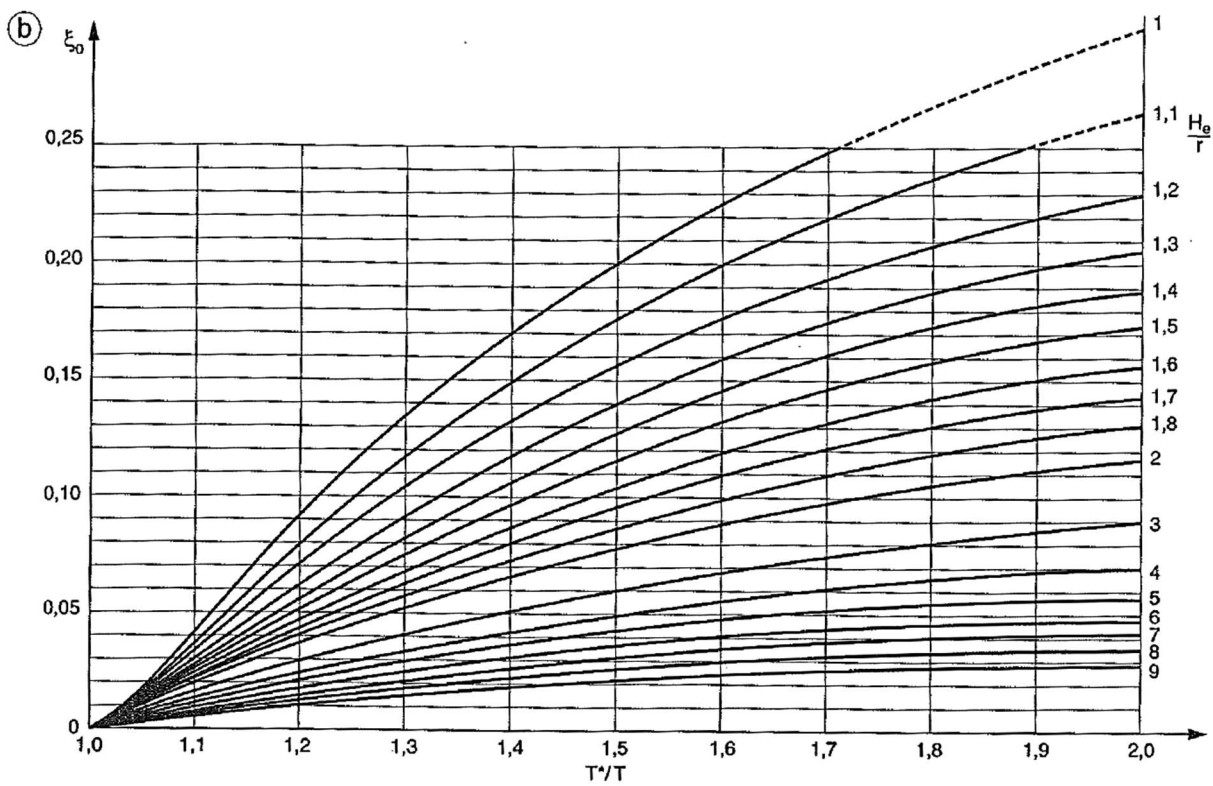
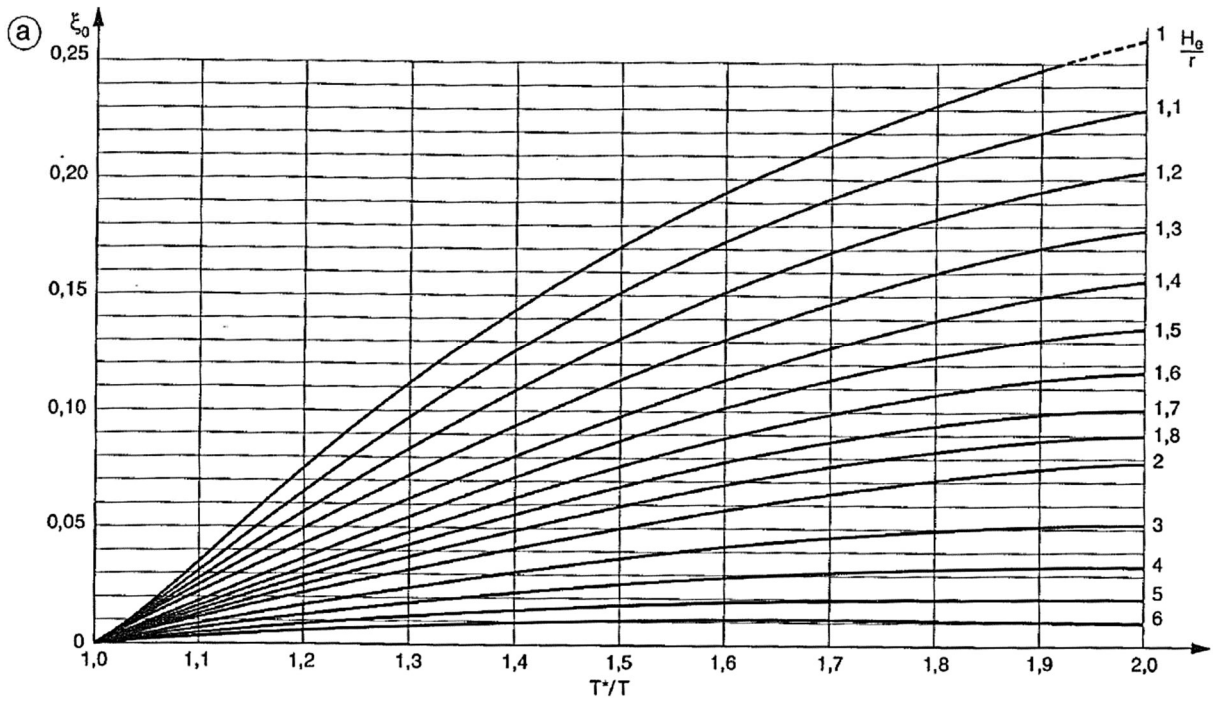


Fig.1.32. Courbes déterminant l'amortissement du sol ζ_0 (Veletsos (Davidovici,1999)) : (a) Zone à faible sismicité $a_N < 0.20g$ et (b) zone à moyenne ou forte sismicité $a_N > 0.20g$.

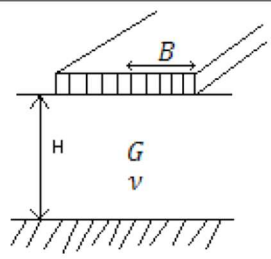
2.1.1.3. Méthode de Gazetas

La méthode de Gazetas est très réputée et utilisée par plusieurs chercheurs. En effet Gazetas à donner certaines formules dans le but de déterminer les raideurs de différentes formes de fondation.

- *Semelle filante libre sur une couche reposant sur un lit rocheux (Gazetas, 1983)*

Pour une semelle filante sur une base rigide les formules sont définies dans le tableau 1.7.

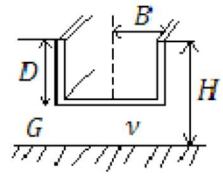
Tableau 1.7. Formules de raideurs d'une semelle reposant sur une base rigide (Gazetas, 1983).

Type de chargement	Raideur statique (par unité de longueur)	Validité de la formule*	Profil du sol
Horizontal	$K_h = \frac{2,1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 8$	
Vertical	$K_v = \frac{1,23G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 10$	
Balancement	$K_\phi = \frac{\pi G B^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{5H}\right)$	$1 \leq H/B \leq 3$	

- *Semelle encastrée dans une couche sur lit rocheux (Gazetas, 1983)*

Pour une semelle filante sur une base rigide, Gazetas a déterminé les formules comme suit (Tableau 1.8) :

Tableau 1.8. Formules de raideurs d'une semelle encastrée (Gazetas, 1983).

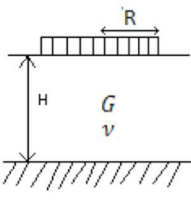
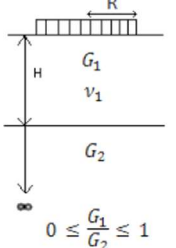
Type de chargement	Raideur statique	Profil du sol
Horizontal	$K_h = \frac{2,1G}{2-\nu} \left(1 + \frac{2B}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{3B}\right) \left(1 + \frac{4D}{3H}\right)$	
Balancement	$K_\phi = \frac{\pi G B^2}{2(1-\nu)} \left(1 + \frac{B}{5H}\right) \left(1 + \frac{D}{B}\right) \left(1 + \frac{2D}{3H}\right)$	

$H/B \geq 2$
 $D/B \leq 2/3$

- *Semelle de base circulaire reposant sur une couche plus raide ou un lit rocheux*

Le tableau 1.9 donne les formules de raideurs d'une fondation circulaire libre reposant sur un lit rocheux ou bien sur une couche plus raide et cela pour différents types de chargements.

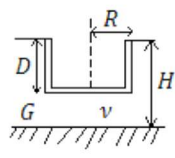
Tableau 1.9. Formules de raideurs d'une semelle libre de base circulaire (**Gazetas, 1983**)

	Couche reposant sur un lit rocheux	Couche reposant sur une couche plus raide
		
Type de chargement	Raideur statique	Raideur statique
Horizontal	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right)$ $H/R > 1$	$K_h = \frac{8G_1R}{2-\nu_1} \frac{\left(1 + \frac{R}{2H}\right)}{\left(1 + \frac{R}{2H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 4$
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right)$ $H/R > 2$	$K_v = \frac{4G_1R}{1-\nu_1} \frac{\left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right)}{\left(1 + \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 5$
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right)$ $4 \geq H/R > 1$	$K_\phi = \frac{8G_1R^3}{3(1-\nu_1)} \frac{\left(1 + \frac{R}{6H}\right)}{\left(1 + \frac{R}{6H} \frac{G_1}{G_2}\right)}$ $0,75 \leq H/R < 2$
Torsion	$k_R = \frac{16GR^3}{3}$ $H/R \geq 1,25$	/

▪ *Semelle de base circulaire encastree dans une couche sur lit rocheux*

Les formules de ce type de semelle ont été déterminées aussi par Gazetas et sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 1.10. Formules de raideurs d'une semelle encastree de base circulaire (**Gazetas, 1983**)

Type de chargement	Raideur statique	Profil du sol
Vertical	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{2R}\right) \left(1 + (0,85 - 0,28 \frac{D}{R}) \frac{D/H}{(1-D/H)}\right)$	 $\frac{D}{R} < 2$ $\frac{D}{H} \leq 0,5^*$
Horizontal	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H}\right)$	
Balancement	$K_\phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right) \left(1 + \frac{2D}{R}\right) \left(1 + 0,7 \frac{D}{H}\right)$	
Couplage horizontal et balancement	$0,40K_h D$	
Torsion	$k_R = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + 2,67 \frac{D}{R}\right)$	

2.1.2. Fondations profondes

2.1.2.1. Modèle de Winkler

Le sol est un milieu hétérogène qui est composé de plusieurs couches. En effet afin de modéliser un pieu enterré dans un tel sol possédant différentes rigidités il est nécessaire d'utiliser le modèle de Winkler qui est représenté sur la figure 1.33. Dans ce cas le pieu est modélisé comme une poutre verticale reposant sur une série de ressorts indépendants horizontaux ou verticaux. La réaction du sol exercée sur le pieu est composée des pressions frontales (déterminées en fonction de la réaction frontale r_1 et du déplacement de la fondation δ (figure 1.34)) et des efforts de frottement transversaux.

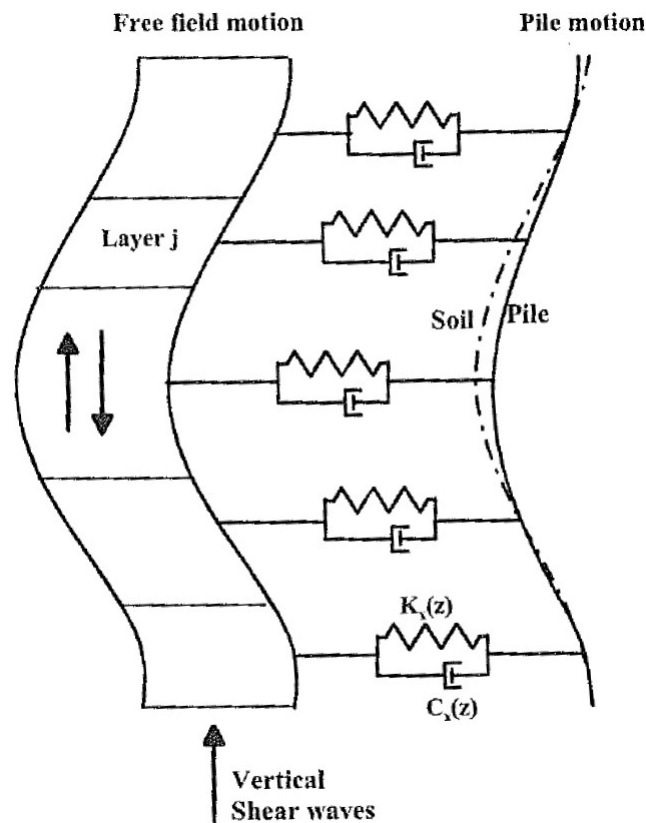


Fig.1.33. Modèle dynamique d'interaction sol-pieu de Winkler (Pecker, 2007).

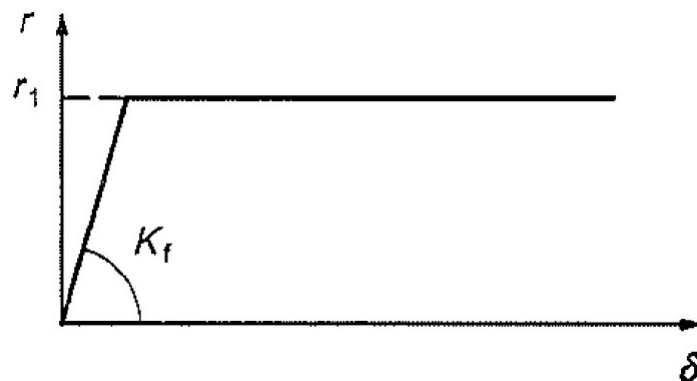


Fig.1.34. Représentation de la réaction frontale en fonction du déplacement de la fondation (AFNOR).

Pour un élément de fondation profonde, le module linéique de mobilisation de la pression frontale (K_f) est déterminé par les formules suivantes :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left[2.65 \cdot \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0 \quad (1.59)$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \cdot [2.65]^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \leq B_0$$

(1.60)

Avec $r_1 = B p_f^*$

E_M : le module pressiométrique de Ménard

B : la largeur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement

B_0 : la largeur de référence (0.60m)

α : coefficient rhéologique

p_f^* : la pression de fluage nette

2.1.2.2. Eurocode 8-5 (AFNOR)

Le tableau 1.11 résume les formules de rigidité horizontale K_{HH} , de rigidité à la flexion K_{MM} et de rigidité de couplage $K_{MM} = K_{MH}$.

Tableau 1.11. Formules de rigidité en tête du pieu selon l'Eurocode 8

Modèle de sol	K_{HH}	K_{MM}	K_{HM}
$E = E_S$	$d \cdot E_S \cdot 1,08 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,21}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,16 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,75}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,22 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,50}$
$E = E_S \sqrt{z/d}$	$d \cdot E_S \cdot 0,79 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,28}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,77}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,24 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,53}$
$E = E_S \cdot z/d$	$d \cdot E_S \cdot 0,60 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,35}$	$d^3 \cdot E_S \cdot 0,14 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,80}$	$-d^2 \cdot E_S \cdot 0,17 \cdot \left(\frac{E_p}{E_S}\right)^{0,60}$

E : le module de Young du sol ($E=3G$)

E_p : le module de Young du matériau constitutif du pieu

E_s : le module de Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu (d)

z : la profondeur.

- **Problème n°1**

Soit un radier circulaire ($D = 18\text{m}$) d'un bâtiment de hauteur $h=24.5\text{m}$ ayant une masse $M_b = 770\text{t}$. La fondation est soumise à un mouvement horizontal et vertical. Le sol à un module de cisaillement $G=120\text{MPa}$, un coefficient de poisson $\nu=0.40$ et une masse volumique de 1600kg/m^3 .

-Calculer l'amortissement relatif et la raideur du sol pour chaque mouvement en utilisant la méthode de Newmark-Rosenblueth.

- ✓ **Solution**

- **Mouvement Horizontal**

Calcul de l'amortissement relatif du sol

$$\eta = 20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$$

avec $H=0.80\text{m}$

$$M_s = A_s H \times \rho = \frac{\pi \times (18)^2}{4} \times 0.8 \times 1600 \times 10^{-3} = 326\text{t}$$

$$M_s = 326\text{t}$$

$$\eta = 20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}} = 20.55 \sqrt{\frac{1.6 \times (0.8)^3}{770 + 326}} = 0.56$$

$$\eta = 0.56$$

Calcul de la raideur k_h

$$k_h = \frac{32 \times (1 - \nu) \times G \times r_0}{7 - 8\nu} = \frac{32 \times (1 - 0.4) \times 120 \times 9 \times 10^3}{(7 - 8 \times 0.4)}$$

$$k_h = 5.457 \times 10^6 \text{ N / mm}$$

- **Mouvement vertical**

Calcul de l'amortissement relatif du sol

$$\eta = 2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$$

avec $H=4.31\text{m}$

$$M_s = AxH \times \rho = \frac{\pi \times (18)^2}{4} \times 4.31 \times 1600 \times 10^{-3} = 1755t$$

$$M_s = 1755t$$

$$\eta = 2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}} = 2.71 \sqrt{\frac{1.6 \times (4.3)^3}{770 + 1755}} = 0.61$$

$$\eta = 0.61$$

Calcul de la raideur k_v

$$k_v = \frac{4G.r_0}{1-\nu} = \frac{4 \times 120 \times 9 \times 10^3}{1-0.4}$$

$$k_v = 7.2N \times 10^6 N / mm$$

• **Problème n°2**

Soit un pieu de diamètre $B=0.62$ m, de coefficient de poisson $\nu = 0.33$ et de 10m de longueur avec un module $E_p= 16082$ MPa. Ce dernier est enterré dans un sol limoneux argileux ayant un module de Young $E_s=2.7$ MPa. B_0 est la largeur de référence prise égale à 0.60m.

-Calculer les raideurs du pieu K_{HH} , K_{MM} , K_{HM} selon l'Eurocode 8

-Calculer le module linéique de mobilisation de la pression frontale du pieu

✓ **Solution**

▪ *Calcul des raideurs pour $E=E_s$*

$$K_{HH} = d \times E_s \times 1.08 \times \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

$$K_{HH} = d \times E_s \times 1.08 \times \left(\frac{16082}{2.7} \right)^{0.21} = 11.21MPa$$

$$K_{HH} = 11.21MPa$$

$$K_{MM} = d^3 \times E_s \times 0.16 \times \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$$

$$K_{MM} = (0.62)^3 \times 2.7 \times 0.16 \left(\frac{16082}{2.7} \right)^{0.75} = 69.8MPa.m^3$$

$$K_{MM} = 69.8MPa.m^3$$

$$K_{HM} = -d^2 \times E_s \times 0.22 \times \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.50}$$

$$K_{HM} = -(0.62)^2 \times 2.7 \times 0.22 \times \left(\frac{16082}{2.7} \right)^{0.50} = -17.6 \text{MPa.m}^2$$

$$K_{HM} = -17.6 \text{MPa.m}^2$$

▪ **Calcul du module linéique**

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[2.65 \frac{B}{B_0} \right]^a + a} \times 0.62$$

avec $E_M = 2 \text{MPa}$ et $a = 0.5$

$$K_f = \frac{12 \times 2}{\frac{4}{3} \times \frac{0.60}{0.62} \times \left[2.65 \frac{0.62}{0.60} \right]^{0.5} + 0.5} \times 0.62 = 5.64 \text{MPa.m}$$

$$K_f = 5.64 \text{MPa.m}$$

• **Problème n°3**

Soit une semelle filante de largeur $b=1.20\text{m}$ et de longueur $L=15\text{m}$, reposant sur un lit rocheux. Le sol est caractérisé par un module de cisaillement $G=\text{MPa}$ et par un coefficient de poisson $\nu=0$. La hauteur du sol H est égale à 80cm .

-Déterminer la raideur horizontale et verticale en utilisant la méthode de Gazetas.

**COMPORTEMENT DES
FONDACTIONS SOUS MACHINES
VIBRANTES**

2.1. Introduction

Il existe dans certains ouvrages industriels des machines vibrantes qui transmettent les vibrations au sol à travers les fondations tout en sachant que ces vibrations peuvent déstabiliser le système d'interaction sol-fondation et causer par la suite la ruine.

En effet le comportement à la vibration des fondations est analysé sous l'effet des machines tournantes sur table (telles que les turbomachines et les moto-compresseurs), des machines alternatives (les moteurs à Diesel, les compresseurs à gaz ou à air) et bien sûr sous l'effet des machines à chocs (marteaux-pilons).

Cependant, les vibrations fortes ou entretenues peuvent provoquer la liquéfaction des sols pulvérulents lâches et saturés ainsi que des tassements de consolidation des sols argileux et des tassements de fluages des argiles molles. De ce fait l'analyse dynamique consiste à étudier le comportement à la vibration de la fondation de sorte que les déformations induites ne dépassent pas les limites admissibles par l'ouvrage tout en limitant les effets nuisibles des vibrations sur le milieu environnant. Dans ce cas, les grandeurs caractéristiques du mouvement vibratoire harmonique tels que la vitesse, l'accélération, les amplitudes du déplacement et la fréquence d'excitation sont utilisés pour quantifier le seuil de nuisance des vibrations qui dépend généralement du type de la structure et de l'importance de l'ouvrage. L'amplitude de déplacement du bâtiment en fonction du type de vibrations (légères, moyennes, puissantes...etc) a aussi été déterminée par Buzdugan, (1972).

Plusieurs modes de vibrations (Figure 2.1) de fondations superficielles ont été schématisés par Davidovici, (1999). En effet le déplacement horizontal selon l'axe x et y représentent respectivement le mode tamis et pompage, tandis que le balancement et la torsion de la fondation représentent respectivement le mode roulis et lacet.

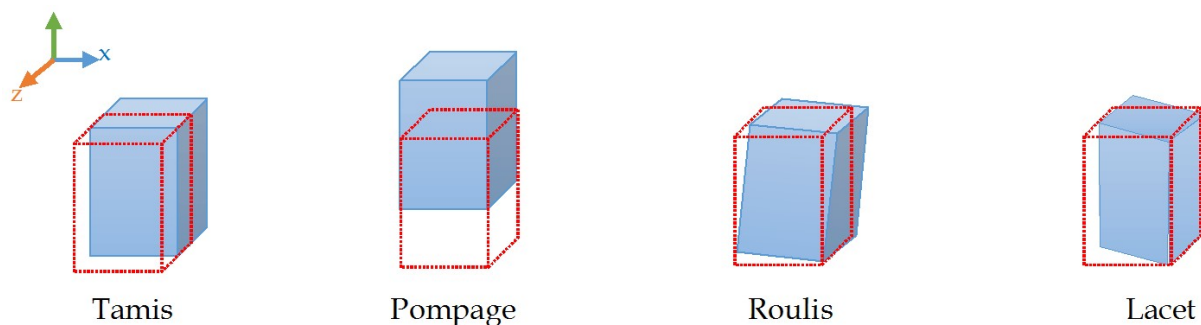


Fig.2.1. Modes de vibration.

2.2. Vibration de fondations

2.2.1. Théorie d'élastodynamique

Les analyses basées sur cette théorie, traitaient le sol en tant que continuum viscoélastique non pesant sur lequel repose une fondation superficielle rigide soumise à une charge harmonique

ou le sol est caractérisé par un coefficient d'amortissement β et par un module de cisaillement G .

2.2.1.1. Vibrations sous un effort vertical

Les vibrations d'une fondation superficielle circulaire souple représentée par une masse oscillante provoquant une pression verticale périodique uniforme sur un cercle de rayon R_0 et repose sur un sol élastique isotrope ont été étudié par Reissner, (1963). Le sol est caractérisé par un module de cisaillement dynamique G , une masse volumique ρ et par un coefficient de poisson ν . Le déplacement de cette fondation a été déterminé par l'équation (2.1).

$$u_z(t) = \frac{Q_0 \exp(i\bar{\omega}t)}{GR_0} (f_1 + if_2) = u_z^a \exp i(\bar{\omega}t - \Omega) \quad (2.1)$$

Q_0 est l'amplitude de la force résultante appliquée sur la fondation avec $Q_0 = \pi q R_0^2$. f_1 et f_2 sont les fonctions de déplacement de Reissner, elles dépendent du coefficient de poisson ν et du coefficient adimensionnel a_0 qui est défini par l'expression suivante :

$$a_0 = \frac{\bar{\omega}R_0}{V_s} \quad (2.2)$$

L'amplitude des déplacements et le déphasage entre le déplacement et la force appliquée sont respectivement donnés par les expressions suivantes :

$$u_z^a = \frac{Q_0}{GR_0} \sqrt{\frac{f_1^2 + f_2^2}{(1 - ba_0^2 f_1)^2 + (ba_0^2 f_2)^2}} \quad (2.3)$$

$$\text{tg}\Omega = \frac{f_2}{ba_0^2 (f_1^2 + f_2^2) - f_1} \quad (2.4)$$

Pour une fréquence adimensionnelle nulle c'est-à-dire dans le cas statique, le facteur f_2 est nul et le facteur f_1 est égale à $(1-\nu)/4$. En remplacement ces deux facteurs dans l'équation (2.3) on obtient l'équation finale du déplacement statique :

$$u_z^a = \frac{Q_0}{GR_0} \frac{1-\nu}{4} \quad (2.5)$$

La dérivée de l'équation (2.1) par rapport au temps, pour une fondation non pesante circulaire ($M=0$) est déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{du_z}{dt} = \frac{Q_0 \bar{\omega} \exp(i\bar{\omega}t)}{GR_0} (if_1 - f_2) \quad (2.6)$$

A partir de l'équation (2.7) suivante qui a été déterminée par Hsieh (1962), on obtient l'équation (2.8) qui traduit l'équilibre des efforts agissants sur le système sol-fondation :

$$f_1 = \bar{w}u_z - f_2 \frac{du_z}{dt} = \frac{Q_0 \bar{w}}{GR_0} (f_1^2 + f_2^2) \exp(i\bar{w}t) = \frac{Q_0 \bar{w}}{GR_0} (f_1^2 + f_2^2) \quad (2.7)$$

$$Q = -\frac{GR_0}{\bar{w}} \frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \frac{du_z}{dt} + GR_0 \frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} u_z \quad (2.8)$$

L'équation (2.8) peut s'écrire aussi en fonction de la raideur du massif K_v et de l'amortissement géométrique des ondes quantifiées par le coefficient du piston C_p^v (équation (2.9)) :

$$Q = C_p^v \frac{du_z}{dt} + K_v u_z \quad (2.9)$$

Avec

$$K_v = GR_0 \left(\frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} \right) \quad (2.10)$$

$$C_p^v = \frac{R_0^2}{a_0} \sqrt{G\rho} \left(-\frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \right) \quad (2.11)$$

Pour une fondation pesante Hsieh à déterminé l'équation d'équilibre comme suit :

$$M \frac{d^2 u_z}{dt^2} + C_p^v \frac{du_z}{dt} + K_v u_z = Q_0 \exp(i\bar{w}t) \quad (2.12)$$

Selon Lysmer, (1965) la fondation est composée d'une série d'anneaux concentrique ou chaque anneau exerce une pression verticale au sol de façon à ce que le déplacement vertical de la fondation qui est défini par l'équation (2.13) soit uniforme. Lysmer a montré aussi qu'on remplaçant les fonctions de déplacement f_1 et f_2 par F_1 et F_2 , le coefficient ν peut-être pratiquement éliminé.

$$u_z = \frac{Q}{K_v^s} (F_1 + iF_2) = \frac{Q}{K_v^s} \frac{4}{1-\nu} (f_1 + if_2) \quad (2.13)$$

Cependant l'amplitude du déplacement vertical est donnée par cette équation :

$$u_z^a = \frac{(1-\nu)Q_0}{4GR_0} A_d \quad (2.14)$$

ou le facteur A_d est en fonction de a_0 et du facteur de masse B_m qui est donné par l'équation suivante :

$$B_m = \frac{MG}{K_v^s \rho R_0^2} = \frac{1-\nu}{4} \frac{M}{\rho R_0^3} \quad (2.15)$$

En introduisant les coefficients suivants de l'oscillateur simple qui ne dépendent pas de la pulsation d'excitation dans l'équation (2.12), Lysmer a montré qu'on obtient les mêmes

courbes que celles de la figure (2.2) qui sont représentées et cela dans le but de montrer qu'on peut utiliser un modèle analogique simplifié, représenté par un oscillateur simple ayant des caractéristiques indépendantes de la fréquence d'excitation.

$$K_v = \frac{4GR_0}{1-\nu} \quad (2.16)$$

$$C_p^v = 3.4 \frac{R_0^2}{1-\nu} \sqrt{\rho G} \quad (2.17)$$

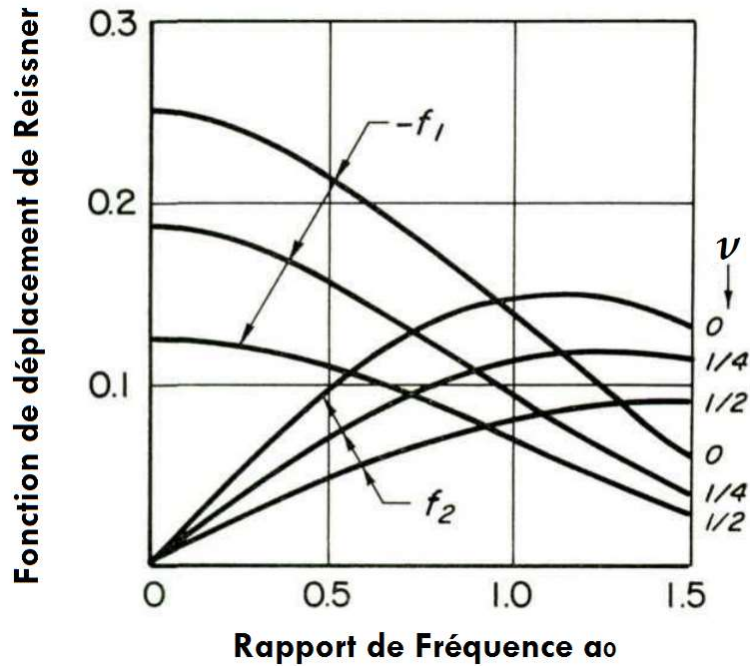


Fig.2.2. Représentation des fonctions de déplacement (Wood and Hall.,(1970)).

2.2.1.2. Vibrations sous un effort horizontal

L'amplitude du déplacement u_x d'une fondation circulaire rigide soumise à une charge horizontale harmonique a été déterminée par Hall, (1967) comme suit :

$$u_x^a = \frac{(7-8\nu)}{32(1-\nu)} \frac{Q_0}{GR_0} A_d \quad (2.18)$$

Le facteur d'amplification dynamique A_d est déduit en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 pour plusieurs valeurs du facteur de masse B_H qui est défini par l'expression suivante (Hall,1967) :

$$B_H = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{M}{\rho R_0^3} \quad (2.19)$$

L'équation (2.20) du mouvement horizontal dépend aussi des coefficients de l'oscillateur simple (Equ.2.21, 2.22) et elle est définie comme suit :

$$M \frac{d^2 u_x}{dt^2} + C_p^H \frac{du_x}{dt} + K_H u_x = Q_0 \exp(i\bar{\omega}t) \quad (2.20)$$

$$K_H = \frac{32(1-\nu)GR_0}{7-8\nu} \quad (2.21)$$

$$C_p^H = 18.4 \frac{(1-\nu)R_0^2}{7-8\nu} \sqrt{\rho G} \quad (2.22)$$

2.2.1.3. Vibrations par balancement

Bycroft, (1956) a pris en considération l'amplitude de rotation ψ^a défini par l'équation (2.23) afin de résoudre le problème de vibration par balancement d'une fondation circulaire en surface d'un massif élastique semi-infini, soumise à un moment d'amplitude M_ψ .

$$\Psi^a = 3 \frac{(1-\nu)}{8GR_0^3} M_\psi A_d \quad (2.23)$$

A_d est le facteur d'amplification dynamique qui est en fonction de la fréquence adimensionnelle et de différentes valeurs du facteur de masse B_ψ qui est défini par Bycroft par l'expression suivante :

$$B_\psi = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\psi}{\rho R_0^5} \quad (2.24)$$

Le moment d'inertie massique I_ψ de balancement de la fondation par rapport à son axe horizontal central est défini pour une semelle cylindrique en fonction de son rayon R_0 , de sa hauteur h et de sa masse volumique ρ_f comme suit :

$$I_\psi = \pi R_0^2 h \rho_f \left(\frac{R_0^2}{4} + \frac{h^2}{3} \right) \quad (2.25)$$

Pour un chargement vertical et horizontal, la solution exacte d'un massif semi-infini peut être approchée par celle du modèle de l'oscillateur simple, ou l'équation d'équilibre est définie comme suit :

$$I_\psi \frac{d^2 \Psi}{dt^2} + C_p^\psi \frac{d\Psi}{dt} + K_\psi \Psi = M_\psi \exp(i\bar{\omega}t) \quad (2.26)$$

$$K_\psi = \frac{8GR_0^3}{3(1-\nu)} \quad (2.27)$$

$$C_p^\psi = 0.8 \frac{R_0^4}{(1-\nu)(1+n\beta_\psi)} \sqrt{\rho G} \quad (2.28)$$

n est un terme donné par le tableau (2.1) qui est en fonction du facteur masse B_ψ définie par l'équation (2.24). En effet le terme n , a été utilisé dans l'équation (2.28) par Hall afin de corriger le facteur masse B_ψ .

Tableau 2.1. Valeurs du coefficient n de correction de β_ψ .

β_ψ	5	3	2	1	0.8	0.5	0.2
n	1.079	1.110	1.143	1.219	1.251	1.378	1.600

2.2.1.4. Vibrations par torsion

Les problèmes de vibration par torsion d'une fondation circulaire rigide reposant sur un massif élastique semi-infini ont été traités par Reissner et Sagoci, (1944). En effet la variation du facteur masse B_θ est définie par l'équation (2.29).

$$B_\theta = \frac{I_\theta}{\rho R_0^5} \quad (2.29)$$

L'amplitude maximale θ_{\max}^a de la rotation par torsion peut être déterminée en fonction du facteur d'amplification dynamique A_d^{\max} qui dépend du facteur masse. Elle est définie comme suit :

$$\theta_{\max}^a = M_\theta^0 \frac{3}{16} \frac{A_d^{\max}}{GR_0^3} = \frac{M_\theta^0}{K_\theta^s} A_d^{\max} \quad (2.30)$$

K_θ^s représente la raideur statique à la torsion défini par l'équation (2.31)

$$K_\theta^s = \frac{16}{3} GR_0^3 \quad (2.31)$$

Ou l'équation du mouvement de l'oscillateur simple s'écrit comme suit :

$$I_\theta \frac{d^2\theta}{dt^2} + C_p^\theta \frac{d\theta}{dt} + K_\theta\theta = M_\theta^0 \exp(i\bar{\omega}t) \quad (2.32)$$

• Problème n°1

Une éolienne (figure 2.3) est fondée sur un radier circulaire en béton armé de 20m de diamètre avec une fiche pratiquement négligeable dans un sol fin homogène. Ce dernier est caractérisé par un coefficient de poisson de 0.35, un module de cisaillement dynamique qui est égale à 143 MPa et par un poids volumique de 17.5kN/m³.

Le mode de rotation par torsion de la fondation est étudié en considérant un moment de rotation ayant un moment d'inertie égale à 14.27x10⁷ kg.m², une amplitude de 293.15kN.m et un facteur dynamique $A_d^{\max}=2$.

1. Déterminer les caractéristiques de l'oscillateur simple représentant ce mode de vibration tout en sachant que $n=1$
2. Étudiez le comportement à la résonance de la fondation
3. Afin d'évaluer les performances de l'ouvrage, des mesures ont été effectuées après construction de l'ouvrage, qui ont donné une amplitude de rotation de 7.90x10⁶ Rad. Que concluez-vous ?

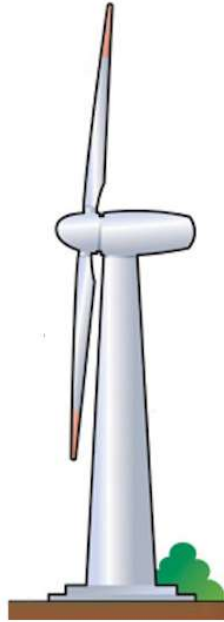


Fig.2.3. Une éolienne reposant sur une un radier circulaire.

✓ **Solution**

Caractéristiques de l'oscillateur simple :

- *Calcul du facteur masse*

$$\beta_{\theta} = \frac{I_{\theta}}{\rho R_0^5} = \frac{14.27 \times 10^7}{2500 \times \left(\frac{20}{2}\right)^5}$$

$$\beta_{\theta} = 0.5708$$

- *Calcul de la raideur statique à la torsion*

$$K_{\theta}^s = \frac{16}{3} \cdot G \cdot R_0^3$$

$$K_{\theta}^s = \frac{16}{3} \cdot 14 \cdot \frac{(20)^3}{2}$$

$$K_{\theta}^s = 7.626 \times 10^5 \text{ MN.m}$$

- *Étude du comportement à la résonance*

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{I_{\theta}}} = \sqrt{\frac{7.626 \times 10^3}{14.27 \times 10^4}}$$

$$\omega_0 = 73.1063 \text{ Rad / s}$$

- **Étude de la résonance**

$$\omega_{rés} = \omega_0 \times \sqrt{1 - 2(\zeta)^2}$$

$$\omega_{rés} = 73.106 \times \sqrt{1 - 2(0.24)^2}$$

$$\omega_{rés} = 68.766 \text{ Rad / s}$$

- **Calcul de l'amplitude de rotation par balancement (à la résonance)**

$$\theta_{\max}^a = M_{\theta}^0 \times \frac{3}{16} \times \frac{A_d^{\max}}{G \times R_0^3} = \frac{M_{\theta}^0}{K_{\theta}^s} A_d^{\max}$$

$$\theta_{\max}^a = \frac{293.15}{7.626 \times 10^8} \times 2 = 7.68 \times 10^{-7} \text{ Rad}$$

$$\theta_{\max}^a = 7.68 \times 10^{-7} \text{ Rad}$$

On remarque que la valeur obtenue de l'amplitude de résonance est en très bonne concordance avec celle mesurée ce qui démontre que l'utilisation d'un modèle simple permet de prédire correctement le comportement à la torsion de cet ouvrage.

- **Problème n°2**

Soit une antenne radar reposant sur un radier circulaire en béton armé de 19.12m de diamètre. Le sol est caractérisé par un coefficient de poisson de 0.30, un module de cisaillement dynamique qui est égale à 150 MPa et par un poids volumique de 18.25kN/m³.

Le mode de balancement de la fondation est étudié en considérant un moment de rotation ayant un moment d'inertie égale à 12.42x10⁷ kg.m², une amplitude de 291.12kN.m et un facteur dynamique $A_d^{\max}=2$.

4. Déterminer les caractéristiques de l'oscillateur simple représentant ce mode de vibration tout en sachant que $n=1,143$
5. Étudiez le comportement à la résonance de la fondation

**CAPACITÉ PORTANTE SISMIQUE
DES FONDATIONS**

3.1. Introduction

Une bonne conception des ouvrages géotechniques nécessite le respect de certaines règles parasismiques des fondations. En effet l'Eurocode 8 comporte ces règles essentielles qui permettent de dimensionner les fondations par rapport aux risques sismiques.

La fondation doit être bien conçue afin de transmettre au sol d'une façon uniforme les actions localisées émanant de la structure. Cependant il est nécessaire de faire une vérification de l'état limite ultime vis-à-vis des risques de rupture par glissement et ou par perte de la capacité portante du sol.

La condition de stabilité vis-à-vis de la rupture par glissement de la fondation est définie par l'expression suivante :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (3.1)$$

$$\text{Avec } F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \psi_a}{\gamma_M} \quad (3.2)$$

V_{Ed} , F_{Rd} , E_{pd} sont respectivement l'effort tranchant horizontal sollicitant la base de la fondation, la force limite de frottement sol-fondation et la force de butée du sol sur les parois de la fondation. ψ_a est l'angle de frottement sol-fondation ou γ_M est un facteur partiel sur cet angle qui est égale à 1.25.

$\psi_a = \varphi$ pour une semelle en béton coulé sur place (φ est l'angle de frottement correspondant à la rupture (Afnor, (2004))).

$\psi_a = 2\varphi/3$ pour une semelle préfabriquée.

En présence de la nappe phréatique, la force limite de frottement se calcul comme suit :

$$F_{Rd} = A_c \frac{C_u}{\gamma_M} \quad (3.3)$$

A_c représente la surface de contact sol-fondation et dans ce cas γ_M est un facteur partiel sur la cohésion non drain qui est égale à 1,40.

La vérification vis-à-vis du risque de la perte de capacité portante sismique se fait suivant l'équation suivante qui dépend de certains facteurs de sécurité (Pecker, (2004)).

$$S_d \leq R_d \quad (3.4)$$

S_d est la sollicitation sismique qui est représentée par l'action de la force normale N_{Ed} , de l'effort tranchant V_{Ed} , du moment de flexion M_{Ed} et de la force d'inertie développée dans le sol.

R_d est la résistance sismique qui est représentée par la capacité portante du sol de fondation.

L'Eurocode 8 introduit les coefficients de sécurité partiels sur la sollicitation, les propriétés des matériaux ainsi que sur le modèle de calcul donc la formule peut s'écrire comme suit :

$$S_d(\gamma_F \cdot \text{Actions}) \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} R_d(\text{paramètres de résistance}, \text{géométrie}) \quad (3.5)$$

γ_F est le facteur partiel de chargement appliqué aux sollicitations de calcul.

$\gamma_F > 1$ pour sollicitations défavorables

$\gamma_F < 1$ pour sollicitations favorables

γ_M est le facteur partiel sur les propriétés mécaniques du matériau. Il est défini par le tableau suivant :

Tableau 3.1. Valeurs du coefficient partiel γ_M selon l'Eurocode-8.

Grandeur	R_c	τ_l	C_u	ϕ' ou ψ_s
γ_M	1.40	1.25	1.40	1.25

Les valeurs du coefficient partiel relatif au modèle de calcul de la capacité portante sismique sont résumées dans le tableau 3.2 pour les différents types de sol.

Tableau 3.2. Valeurs du coefficient partiel γ_{Rd} selon l'Eurocode-8.

Sable moyennement dense	Argile sensible	Argile non sensible	Sable lâche et saturé	Sable lâche et sec
1.00	1.15	1.00	1.50	1.15

3.2. Méthodes de calcul utilisées

Il existe deux approches qui nous permettent d'évaluer les sollicitations sismiques. La première consiste à estimer les efforts et les moments sollicitant la fondation à partir des forces d'inertie agissantes sur la superstructure.

La deuxième approche consiste à mener une analyse de la réponse dynamique en considérant la fondation comme un élément de l'ouvrage lors de la modélisation dynamique, ce qui permet une analyse de l'interaction sol-structure.

Les efforts (cité déjà au chapitre 2), se réduisent généralement au centre de gravité de la fondation et sont représentés par une seule force inclinée et excentrée par rapport à ce même centre.

La vérification de la capacité portante sismique consiste à s'assurer que la pression induite dans le sol est en dessous d'une certaine valeur qui est égale à la capacité portante sismique divisée par un coefficient t de sécurité F_s ou par des coefficients partiels (Eurocode 8).

Cependant, la capacité portante sismique d'une fondation prend en considération les forces d'inertie développées dans l'ouvrage et dans le massif du sol. En effet le principe de modélisation de l'action sismique, consiste à remplacer les forces dynamiques présentes dans le sol par des forces volumiques équivalents. Par conséquent, la capacité portante met en jeu les forces du poids dans un sol pulvérulent et celle de la cohésion dans un sol cohérent.

Les méthodes utilisées en pratique se basent généralement sur l'analyse pseudo-statique des ouvrages elles sont définies comme suit :

3.2.1. Méthode des lignes de glissement

L'Etat d'équilibre limite d'une fondation continue en tête d'un terrain en pente se base sur le mécanisme de rupture générale qui est composé de zones en états limites actifs, neutre et passif (schématisé par la figure 3.1).

Les équations d'équilibre plan sont définies comme suit :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - \delta_h \gamma = 0 \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} - (1 - \delta_v) \gamma = 0 \quad (3.7)$$

Avec $\delta_h = a_h^{max} / g$

En combinant ces dernières équations à l'équation (3.8) qui représente le critère de rupture de Mohr-Coulomb on obtient des équations aux dérivés partielles du second ordre dont la solution comporte deux familles de courbes dites lignes caractéristiques m^+ et m^- .

$$\tau = \pm(c + \sigma tg\varphi) \quad (3.8)$$

3.2.2. Méthode d'équilibre limite

La capacité portante sismique q_l^E est définie par défaut à partir de la théorie des pressions des terres sur un mur ainsi qu'au principe de superposition des effets.

$$q_l^E = 0.5\gamma \cdot B \cdot N_\gamma^E + q_0 N_q^E + C \cdot N_c^E \quad (3.9)$$

Les coefficients N_γ^E , N_q^E et N_c^E sont les facteurs de capacité portante qui représentent respectivement la densité du sol, la surcharge verticale au niveau de la base de la fondation et la cohésion.

Afin de tenir compte de l'effet des différentes situations de chargement sur la capacité portante, l'équation (3.9) est modifiée en introduisant des facteurs de correction comme suit :

$$q_l^E = 0.5\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma^E \cdot i_\gamma \cdot f_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot i_\beta^\gamma \dots + q_0 N_q^E \cdot i_q \cdot f_q \cdot \zeta_q \cdot i_\beta^q \dots + C \cdot N_c^E \cdot i_c \cdot f_c \cdot \zeta_c \cdot i_\beta^c \dots \quad (3.10)$$

B' est la largeur réduite due à l'excentricité de la charge. Les facteurs de correction i , f , ζ , i_β tiennent respectivement compte des effets éventuels de l'inclinaison de la charge, de la forme de la fondation, de la présence d'un substratum et de la proximité d'un terrain en pente.

Le problème de capacité portante sismique a été formulé par Richards en 1993 et cela en se basant sur le mécanisme simplifié de rupture locale, ou le sol est assimilé à un matériau rigide plastique en déformations planes obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. En effet la figure 3.1 montre le mécanisme de rupture qui est composé d'un coin solidaire **AFN** formant une zone active, d'une zone neutre **AON** et bien sûr d'une zone passive **AEO** ayant tendance à se déformer latéralement vers la surface. Ce mécanisme a été simplifié en deux zones

séparées par un mur fictif **AC** parfaitement rugueux. La zone **ACF** est active alors que la zone **ACE** est passive.

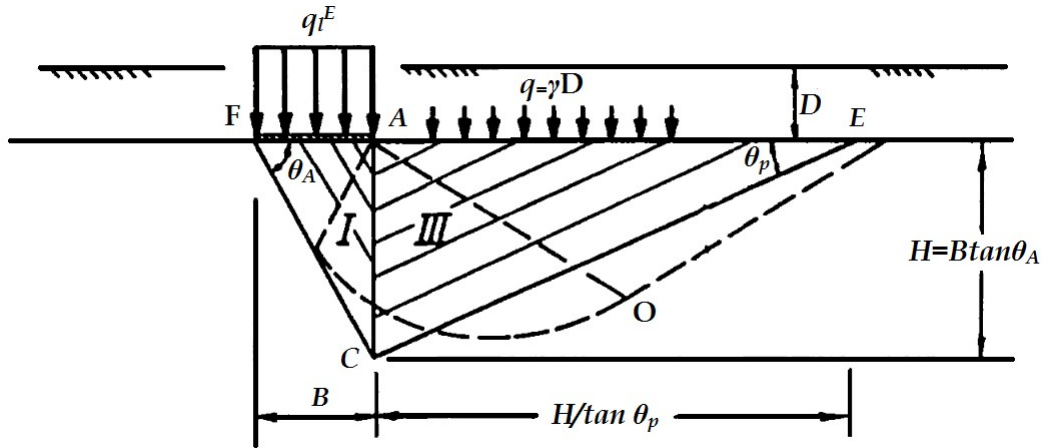


Fig. 3.1. Schéma du mécanisme de rupture (Richards et al. (1993)).

Les facteurs de portance sismique sont donnés par les relations suivantes :

$$N_q^E = \frac{K_p}{K_a} \quad (3.11)$$

$$N_\gamma^E = \text{tg} \theta_A \cdot \left(\frac{K_p}{K_a} - 1 \right) \quad (3.12)$$

Les coefficients K_p de butée et K_a de poussée sont donnés selon la théorie de Coulomb par l'expression suivante :

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \left[1 \pm \frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)} \right]^2} \quad (3.13)$$

Les signes + et - correspondent respectivement à la poussée (K_p) et à la butée (K_b) avec $\delta = \varphi / 2$. La formule liant les facteurs de portance N_c et N_q en régime statique est la même que celle du régime dynamique et elle est définie comme suit :

$$N_c^E = \frac{N_q^E - 1}{\text{tg} \varphi} \quad (\text{pour } \varphi \neq 0) \quad (3.14)$$

L'angle θ_A correspond à l'angle qui est fait par la zone active avec le plan horizontal.

$$\theta_A = \alpha + \arctg \left(\frac{\sqrt{1 + \text{tg}^2 \alpha} \sqrt{1 + \frac{\text{tg}(\delta + \mu)}{\text{tg} \alpha}} - \text{tg} \alpha}{1 + \text{tg}(\delta + \mu) \cdot \left(\text{tg} \alpha + \frac{1}{\text{tg} \alpha} \right)} \right), \text{ avec } \alpha = \varphi - \mu \quad (3.15)$$

Tandis que L'angle θ_p définit l'inclinaison de la zone passive par rapport à l'horizontale.

$$\theta_p = -\alpha + \arctg\left(\frac{\sqrt{1+tg^2\alpha} \sqrt{1+\frac{tg(\delta+\mu)}{tg\alpha}} + tg\alpha}{1+tg(\delta+\mu).\left(tg\alpha+\frac{1}{tg\alpha}\right)}\right) \quad (3.16)$$

Les forces volumiques équivalentes sont représentées par le vecteur poids volumique équivalent ayant respectivement pour composantes horizontales et verticales $\delta_h\gamma$ et $(1+\delta_v)\gamma$. Ce vecteur poids est incliné d'un angle μ par rapport à l'axe vertical.

$$tg\mu = \frac{\delta_h}{1+\delta_v} \quad (3.17)$$

Les facteurs de portance varient généralement en fonction de l'angle μ et en fonction de l'angle de frottement. Ils démontrent l'importance de la réduction de la capacité portante du sol sous la fondation en régime sismique.

Cependant lorsque les deux angles (θ_A, θ_P) s'annulent, les zones (active et passive) s'aplatissent et cela correspond à un mécanisme de rupture avec $\alpha=0$ et $\mu=\varphi$, ce qui explique le phénomène de fluidisation ou le sol se comporte comme un fluide visqueux en écoulement au tour de la fondation tout en obéissant à la loi des poussées d'Archimède. Donc les facteurs de portance se définissent comme suit :

$$N_q^E = 1$$

$$N_\gamma^E = 0$$

$$N_c^E = 0$$

Tandis que la capacité sismique s'écrit comme suit :

$$q_l^E = \gamma D \quad (3.18)$$

Pour une semelle continue de longueur L et de largeur B , le facteur de sécurité F_s est définie comme suit :

$$F_s = \frac{Q_l}{Q} = \frac{2\tau(H_l - D)L}{Q} \quad (3.19)$$

Q est la force transmise par la fondation au sol et Q_l est la force limite supportée par le sol sous-jacent à la fondation. H_l et τ sont respectivement l'épaisseur minimale et la résistance au cisaillement d'une couche non liquéfiable.

Pour une semelle isolée le facteur de sécurité sera alors comme suit :

$$F_s = \frac{Q_l}{Q} = \frac{2\tau_f(H_l - D)(L + B)}{Q} \quad (3.20)$$

τ_f est la résistance au cisaillement d'un sol qui est définie comme suit :

- Pour un sol pulvérulent non liquéfiable

$$\tau_f = \sigma_h' \operatorname{tg} \varphi' = K_0 \sigma_{v0}' \operatorname{tg} \varphi' \quad (3.21)$$

avec $K_0 = 1 - \sin \varphi$. σ_{v0}' est la contrainte effective.

- Pour un sol cohérent non liquéfiable

$$\tau_f = C_u + \sigma_h \operatorname{tg} \varphi_u \quad (3.22)$$

C_u et φ_u représentent les caractéristiques mécaniques non drainées et σ_h est la contrainte horizontale totale.

Cependant, la capacité portante s'écrit en cas d'une liquéfaction partielle comme suit (Day, (2002)):

$$q_l = 0.5 \gamma' (1 - r_u) B N_\gamma \quad (3.23)$$

Où r_u est défini comme suit et il représente le rapport entre la surpression interstitielle et la contrainte effective initiale :

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}'} \quad (3.24)$$

La capacité portante d'une semelle continue en surface d'un sol fin s'écrit comme suit :

$$q_l^E = q_0 + C_u N_c^E \quad (3.25)$$

Et pour une semelle isolée la capacité est définie comme suit :

$$q_l^E = q_0 N_q^E + C_u N_c^E \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) \quad (3.26)$$

Où q_0 est la pression verticale initiale au niveau de la base de la fondation qui est égale à γD .

• Problème n°1

La structure d'un ouvrage comporte des poteaux reposant sur des semelles carrées de 2m de côté et fichées à 0.5m. Le sol est formé d'une argile saturée épaisse de 3m qui est caractérisée par $C_u = 50 \text{ kPa}$. La charge transmise par la semelle Q est égale à 400kN.

-Calculer la capacité portante sismique qui est caractérisée par une accélération maximale en surface de 0.2g.

-Calculer le facteur de sécurité F_s tout en sachant que la résistance au cisaillement du sol $\tau_f = 70 \text{ kPa}$.

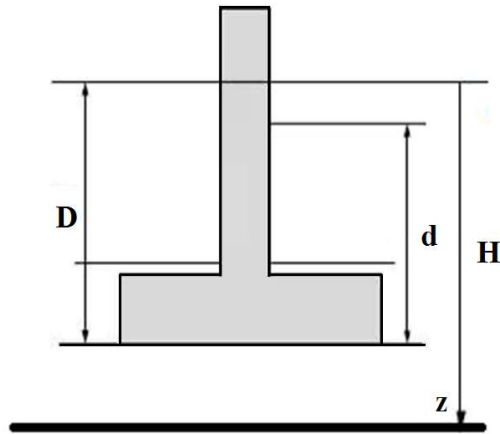


Fig.3.2. Exemple d'un poteau reposant sur une semelle.

✓ **Solution**

▪ **Calcul de la capacité portante sismique**

$$q_l^E = q_0 N_q^E + C_u N_c^E \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right)$$

$$q_0 N_q^E = 0$$

Calcul de N_c^E

$$\text{tg}^{-1}(0.2) = 11^\circ \Rightarrow N_c^E = 8.80$$

$$q_l^E = C_u \times N_c^E \times \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right)$$

$$q_l^E = 50 \times 8.80 \times \left(1 + 0.3 \frac{2}{0.5} \right)$$

$$q_l^E = 968 \text{ kN} = 9680 \text{ N}$$

▪ **Calcul du facteur de sécurité**

$$F_s = \frac{Q_l}{Q} = \frac{2\tau_f (H_l - D)(L + B)}{Q}$$

$$F_s = \frac{2 \times 70 (3 - 0.5) \times (2 + 2)}{400}$$

$$F_s = 3.5$$

• **Problème n°2**

Déterminer la réponse sismique d'une semelle circulaire en table vibrante (figure 3.3) tout en calculant la pression verticale exercée par la fondation ainsi que sa capacité portante. La semelle est en acier ($\rho=7850\text{kg/m}^3$), de diamètre $D=200\text{mm}$ et de hauteur qui est égale à 800mm . Le poids volumique sec est estimé à 16.2kN et $N\gamma=79.5$ pour $\phi=38^\circ$.

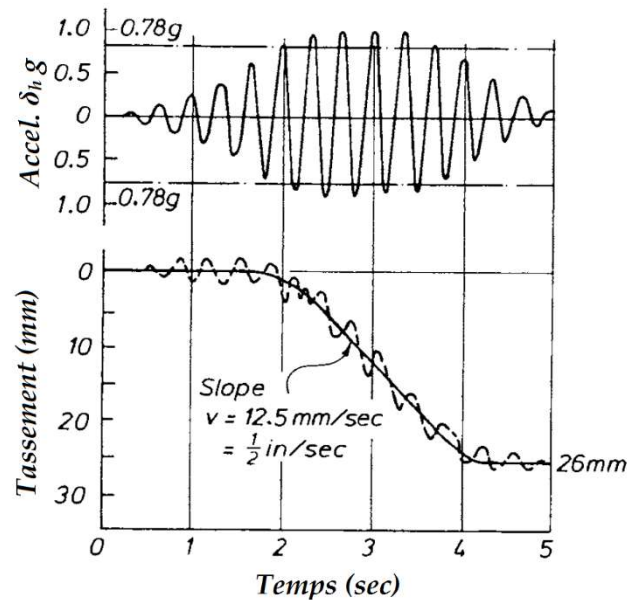


Fig.3.3. Représentation de la réponse sismique d'une semelle dans le sable (Richards et al. (1991)).

✓ Solution

▪ Calcul de la pression verticale

La semelle agit sur le sable par son poids propre donc la pression est définie comme suit :

$$P_{\text{semelle}} = \frac{W}{S}$$

Le poids W est déterminé comme suit :

$$W = 7850 \times 10 \times 0.8 \times \frac{(0.2)^2 \cdot \pi}{4}$$

$$W = 1973 \text{ N}$$

$$\text{Donc } P_{\text{semelle}} = \frac{1973}{0.0314} = 628082.54 \text{ N/m}^2$$

$$P_{\text{semelle}} = 63 \text{ Kpa}$$

▪ Calcul de la capacité portante du sable

$$q_l = 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma$$

$$q_l = 0.5 \times 16.2 \times 0.178 \times 79.5$$

$$q_l = 114.6 \text{ kPa}$$

A partir des résultats trouvés on peut déduire que la pression calculée qui est due au poids propre est inférieure à la capacité portante du sable.

▪ *Vérification de la condition $\mu = \varphi$*

Le signal accélérométrique de la figure 3.3 montre que l'accélération horizontale du pic est de 0.8 g, ce qui correspond à $\text{tg}^{-1}(0.8) = 38^\circ = \varphi$ donc on peut dire que le niveau de fluidisation a été bien atteint par le sable sous-jacent à la fondation et la condition $\mu = \varphi$ est vérifiée. Dans ce cas on peut dire que le sol s'est comporté comme un fluide qui obéit à la loi des poussées d'Archimède.

A partir de la figure 3.3 on déduit aussi que le tassement sismique du sable s'accroît avec le temps et cela est due aux excitations sismiques de la table vibrante. En effet, dans ce cas la force d'inertie de la fondation vient s'ajouter à la pression de cette dernière ce qui crée par la suite un dépassement de la capacité portante du sol et cela explique le phénomène du tassement excessif de la fondation.

STABILITÉ SISMIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

4.1. Introduction

Les murs de soutènement servent à soutenir les terres, ils sont classés selon leurs modes de fonctionnement. En première étape le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite

la détermination des pressions des terres agissantes sur le mur au niveau de la surface de contact et en deuxième étape la vérification des critères de stabilité vis-à-vis du glissement, du renversement et de la capacité portante du sol à la base du mur.

- *Fonctionnement par poids*

Le rôle d'un mur poids est de contribuer à la stabilité et à la reprise des poussées sans subir des déplacements qui peuvent rompre le sol. Les murs poids peuvent être en béton, en maçonnerie, en gabions ou en terre armée.

- *Fonctionnement par encastrement*

Il existe différents types d'ouvrage enterrés qui travaillent par encastrement tel que les rideaux de palplanches qui font intervenir leurs parties fichées dans le sol, comme il y a aussi les murs cantilevers en béton armé.

- *Fonctionnement par ancrage*

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour ancrer le mur dans le sol et permettent par la suite de reprendre les forces de poussées.

Une analyse du comportement sismique du système sol-mur est essentielle pour assurer la stabilité du mur de soutènement. En effet lors d'un séisme, un incrément de pressions sismiques modifiant l'équilibre des forces s'ajoute aux pressions statiques des terres et induisent par la suite des déplacements dynamiques du mur. Les murs peuvent être aussi classés suivant la rigidité du système sol-mur :

- *Mur rigide*

On parle de mur rigide quand la surface de contact sol-mur reste plane après chargement comme les murs courants en béton armé. Ce type de mur est considéré comme étant fixe s'il n'exerce ni translation ni rotation comme le mur voile du sous-sol d'un bâtiment ou le sol se trouve en état de repos, nommé état K_0 .

- *Mur flexible*

Dans ce type de mur tels que les rideaux de palplanche, les parois moulées, les murs en terre armée...etc, la surface de contact sol-mur est déformable.

4.2. Etude statique des murs

Le passage par une étude statique est important car il facilite par la suite l'analyse dynamique. Les murs fixes dans un sol frottant ($\varphi \neq 0$) sont sujet à des pressions qui sont évaluées en état d'équilibre limite du sol, par superposition des effets du poids des terres (P_γ), de la cohésion (P_c) et de la surcharge (P_q) :

$$\vec{P} \approx \vec{P}_\gamma + \vec{P}_c + \vec{P}_q \quad (5.1)$$

Parmi les méthodes utilisées pour déterminer la pression (P_γ) est celle de Coulomb. En effet dans le cas d'un comportement rigide plastique, l'état d'équilibre limite du sol en butée derrière le mur se traduit par la mobilisation d'une surface de rupture plane limitant un coin triangulaire **AEM** solidaire au mur (Figure 4.1). L'équilibre de ce triangle sous son poids W , la force F interne inclinée de φ permet de déduire la force de butée F_p' comme suit :

$$F_p^\gamma = \frac{1}{2} K_p^\gamma \gamma H^2 \quad (5.2)$$

Le coefficient K_p^γ de butée des terres est défini par Kramer, (1996) comme suit :

$$K_p^\gamma = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (5.3)$$

L'équation (5.2) est équivalente à celle de la résultante d'une distribution triangulaire des pressions P_p^γ de butée en fonction de la profondeur :

$$P_p^\gamma = K_p^\gamma \cdot Z \quad (5.4)$$

La force F_p^γ est appliquée à une hauteur $H/3$ à partir de la base du mur. L'inclinaison a_p de la ligne **AM** par rapport à l'horizontale est donnée selon Ebeling et Morisson, (1992) par l'expression suivante :

$$a_p = -\varphi + \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{\operatorname{tg}(\varphi + \beta) + c_1}{c_2} \right] \quad (5.5)$$

$$c_1 = \sqrt{\operatorname{tg}(\varphi + \beta) \left(\operatorname{tg}(\varphi + \beta) + \frac{1}{\operatorname{tg}(\varphi + \lambda)} \right) \left(1 + \frac{\operatorname{tg}(\delta - \lambda)}{\operatorname{tg}(\varphi + \lambda)} \right)} \quad (5.6)$$

$$c_2 = 1 + \operatorname{tg}(\delta - \lambda) \left(\operatorname{tg}(\varphi + \beta) + \frac{1}{\operatorname{tg}(\varphi + \lambda)} \right) \quad (5.7)$$

D'une manière analogue, la force de poussée F_a^γ appliquée aussi à une hauteur $H/3$ se définit comme suit :

$$F_a^\gamma = \frac{1}{2} K_a^\gamma \gamma H^2 \quad (5.8)$$

Donc le coefficient de poussé des terres K_a^γ s'écrit selon Ebeling et Morisson comme suit :

$$K_a^\gamma = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (5.9)$$

4.3. Etude sismique des murs

4.3.1. Méthode statique équivalente

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces dynamiques induites par la sollicitation sismique par des forces inertielles, ce qui permet de transformer le problème dynamique en un problème statique équivalent.

4.3.1.1. Méthode de Mononobe-Okabe

Cette méthode a été développée en 1926 et c'est une extension de la théorie du coin de Coulomb au cas sismique, en ajoutant au matériau sol des forces massiques équivalentes aux forces sismiques. Cette dernière suppose que le mur n'est pas fixe et que le remblai est constitué d'un matériau pulvérulent drainé.

a) Cas d'un remblai sec

Le remblai est soumis à une force horizontale $\delta_h W_s$ et verticale $(1 + \delta_v) W_s$, W_s étant le poids du coin triangulaire en glissement le long de la surface AM , inclinée de α_A^E par rapport au plan horizontal. δ_h et δ_v sont respectivement les composantes horizontale et verticale de l'accélération sismique de calcul, normalisées par l'accélération de gravité g . Les valeurs δ_h et δ_v sont positives ou négatives, selon la direction de l'accélération sismique de calcul.

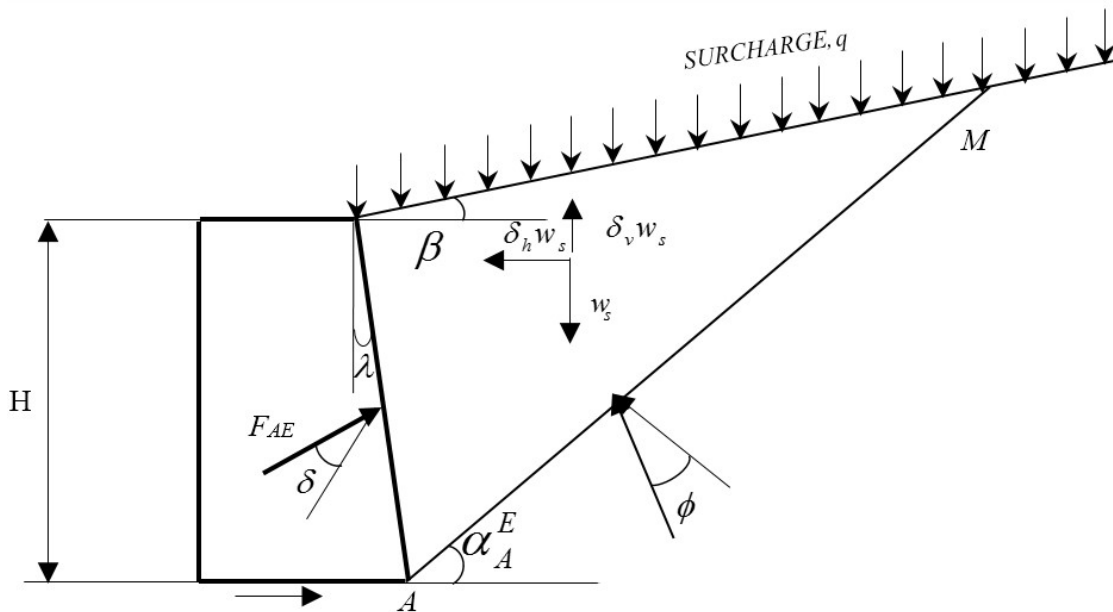


Fig.4.3. Schéma de calcul des pressions de poussées dynamique selon la méthode de Mononobe-Okabe.

D'une manière analogue au cas statique, la force de poussée sismique F_{Ay}^E due au poids des terres est donnée par l'expression suivante :

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \quad (5.13)$$

Le coefficient de poussée sismique est déterminé comme suit :

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

La force de butée sismique due au poids des terres est donnée par la formule suivante :

$$F_{p\gamma}^E = \frac{1}{2} K_{p\gamma}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \quad (5.14)$$

Le coefficient de butée sismique est défini comme suit :

$$K_{p\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu + \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu + \beta)}{\cos(\delta - \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Le vecteur poids équivalent γ_e formé par la combinaison des forces volumiques dues au poids et aux forces statiques équivalentes et qui a pour composantes horizontale et verticale $\delta_h \gamma$ et $(1 + \delta_v) \gamma$ respectivement. Ce vecteur est incliné par rapport à la verticale de :

$$\mu = \text{tg}^{-1} \frac{\delta_h}{1 + \delta_v} \quad (5.15)$$

Les coefficients sismiques se déterminent à partir de celle de la méthode statique (équations (5.3) et (5.9)), en considérant que le mur et le remblai effectuent une rotation de μ , respectivement par rapport à la verticale et à l'horizontale, de telle manière que le vecteur poids volumique γ_e devient vertical dans cette nouvelle configuration.

Les angles a_A^E et a_p^E de la surface de rupture peuvent se calculer respectivement à partir des équations (5.5) à (5.7) et (5.10) à (5.12), en y remplaçant φ par $(\varphi - \mu)$ et δ par $(\delta + \mu)$.

La profondeur du point d'application de la force de poussée se situe entre 0.4 et 0.55 fois la hauteur du mur par rapport à la base du mur. En 1970, Seed et Whitman ont proposé une procédure simplifiée qui permet de déterminer le point d'application de la force de poussée sismique et ils ont supposé que l'incrément ΔF_A^γ , différence entre les force sismique et statique soit $F_{A\gamma}^\gamma - F_A^\gamma$, s'applique à $0.6H$ à partir de la base, ce qui permet de déduire la profondeur Z_A^γ de ce point comme suit :

$$Z_A^\gamma = H - \frac{F_A^\gamma \frac{H}{3} + \Delta F_A^\gamma (0.6H)}{F_{A\gamma}^E} \quad (5.16)$$

b) Cas d'une surcharge uniforme

Une force additionnelle F_q s'ajoute à la force F_γ^E due au poids du sol comme suit et cela en présence d'une surcharge uniforme q d'obliquité quelconque.

$$F_q^E = K_q^E q \frac{H}{\cos \lambda} \quad (5.17)$$

Le coefficient de pression K_q^E est déterminé selon Mononobe-Okabe comme suit :

$$K_q^E = K_\gamma^E \frac{\cos^2 \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + \delta_v) \quad (5.18)$$

La force totale s'écrit selon Ebeling et Morisson comme suit :

$$F_E = F_\gamma^E + F_q^E \approx \frac{1}{2} K_\gamma^E H^2 (1 + \delta_v) \left[\gamma \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma H} \frac{\cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \right) \right] \quad (5.19)$$

La force F_q^E est inclinée de δ par rapport à la normale du mur et agit au milieu de la hauteur du mur.

c) Cas d'un sol cohérent

Le théorème des états correspondant de Caquot-Kérisel est utilisé afin de prendre en compte la cohésion du sol et cela en considérant un massif pulvérulent équivalent ayant le même angle de frottement et qui est soumis en plus du chargement du sol cohérent à une pression d'intensité $C / \operatorname{tg} \varphi$ normale à toute facette. Donc une surcharge uniforme $q = C / \operatorname{tg} \varphi$ induisant une force F_{ci}^E inclinée et appliquée à la surface du remblai (au milieu du mur) :

$$F_{ci}^E = K_q^E \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} \frac{H}{\cos \lambda} \quad (5.20)$$

Au milieu de la surface de contact sol-mur est appliquée une force directe F_{cd}^E normale (angle d'inclinaison $\delta = 0$) et elle déterminée comme suit :

$$F_{cd}^E = \frac{C}{\operatorname{tg} \varphi} \frac{H}{\cos \lambda} \quad (5.21)$$

Selon la méthode de Mononobe-Okabe pour une accélération sismique horizontale constante en deçà de 0.25g à 0.30g, la composante descendante de l'accélération verticale fait augmenter la force de poussée sismique, alors que la composante ascendante la fait diminuer. En revanche, pour une accélération horizontale supérieure à 0.25g, l'influence de la composante verticale devient négligeable.

d) Cas d'un sol saturé

En présence d'une nappe phréatique, il y a une modification de l'équilibre des forces et le comportement sismique. En effet, si la sollicitation sismique engendre de surpressions interstitielles, les massifs pulvérulents vont se liquéfier à cause de la dégradation de la

résistance au cisaillement au fur et à mesure du cumul des surpressions interstitielles. Cette surpression est définie en fonction du temps t en un point donné du sol, par l'expression suivante :

$$r_u(z,t) = \frac{\Delta u(z,t)}{\sigma'_{v0}(z)} \quad (5.22)$$

Le rapport r_u varie entre 0 et 1, respectivement en absence de liquéfaction et en cas de liquéfaction totale. Les pressions sismiques mobilisées par le sol derrière le mur sont déterminées en fonction des possibilités de drainage et de génération des surpressions interstitielles.

La force sismique effective qui est appliquée sur les grains est en fonction du poids volumique déjaugé équivalent γ'_e et en fonction des possibilités de drainage et de génération de surpression interstitielle.

$$F_{\gamma}^{\prime E} = \frac{1}{2} K_{\gamma}^E \gamma'_e (1 + \delta_v) H^2 \quad (5.23)$$

Dans cette dernière expression, le coefficient de poussée/butée sismique est calculé en fonction d'une fraction horizontale équivalente δ_h^e et de l'angle équivalent μ^e . Selon le principe des contraintes effectives de Terzaghi, la force sismique totale F_{γ}^E est la somme vectorielle de $F_{\gamma}^{\prime E}$ et F_w^E :

$$\vec{F}_{\gamma}^E = \vec{F}_{\gamma}^{\prime E} + \vec{F}_w^E = \vec{F}_{\gamma}^{\prime E} + \vec{F}_w^s \quad (5.24)$$

Si la surpression interstitielle est générée, on introduit un poids volumique équivalent de l'eau, soit γ_w^e , pour l'évaluation d'une force hydrostatique F_w^s qui prend en considération les pressions hydrostatiques initiales :

$$\gamma_w^e = \gamma_w + r_u \gamma' \quad (5.25)$$

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w^e H^2 \quad (5.26)$$

Pour le cas des matériaux pulvérulents saturés de grandes perméabilité (sables moyens ou grossiers, les graviers, les galets...), les particules du sol ont une accélération différente car il s'agit des sols non restreints donc la force hydrostatique exercée par l'eau sur le sol est déterminée par l'expression suivante :

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (5.27)$$

En 1931, Westerggard a déterminé comme suit l'expression de l'écoulement de l'eau qui se traduit par une force hydrodynamique F_w^d , appliquée normalement au mur à $0.4H$ par rapport à la base du mur :

$$F_w^d = \frac{7}{12} \delta_h \gamma_w H^2 \quad (5.28)$$

La force sismique totale F_γ^E est la somme vectorielle de $F_\gamma'^E$ et F_w^E :

$$\vec{F}_\gamma^E = \vec{F}_\gamma'^E + \vec{F}_w^E = \vec{F}_\gamma'^E + \vec{F}_w^s + \vec{F}_w^d \quad (5.29)$$

Tableau 4.1 Paramètres de calcul des forces sismiques (Bouafia, 2010).

	$\Delta u \neq 0$	$\Delta u = 0$
Sol restreint	$\gamma_e' = \gamma'(1 - r_u) \quad \text{tg} \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\gamma_w^e = \gamma_w^e + r_u \gamma' \quad \delta_h^e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_e'} \delta_h$	$\gamma_e' = \gamma'$ $\text{tg} \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\delta_h^e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_e'} \delta_h$
Sol non restreint	$\gamma_e' = \gamma'(1 - r_u) \quad \text{tg} \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\gamma_w^e = \gamma_w^e + r_u \gamma' \quad \delta_h^e = \frac{\gamma_d}{\gamma_e'} \delta_h$	$\gamma_e' = \gamma'$ $\text{tg} \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\delta_h^e = \frac{\gamma_d}{\gamma_e'} \delta_h$

La formulation de Mononobe-Okabe est définie pour $\sin(\varphi - \beta - \mu) > 0$, c'est-à-dire que $\mu \leq \varphi - \beta$ et donc :

$$\delta_h \leq (1 + \delta_v) \cdot \text{tg}(\varphi - \beta) \quad (5.30)$$

4.3.1.2. Méthode de Richards & Elms

Cette méthode est basée sur l'analyse en déplacements du mur. Elle consiste à dimensionner ce dernier pour un déplacement horizontal admissible fixe et cela en trouvant le poids minimum w_{\min} du mur étudié qui autorise ce déplacement. Cette méthode est une amélioration des méthodes d'analyse pseudo-statique des murs mais elle présente toujours certains inconvénients (limitée au mode de translation horizontale).

La résultante des efforts en mode de glissement du mur est équilibrée par la réaction R_s du sol à la base (Figure 4.4) qui a deux composantes qui sont définies comme suit :

$$R_H = F_{A\gamma}^E \cos(\lambda + \delta) + \delta_h W_{\min} \quad (5.31)$$

$$R_V = F_{A\gamma}^E \sin(\lambda + \delta) + (1 + \delta_h) W_{\min} \quad (5.32)$$

a_{\max} et V_{\max} représentent les valeurs maximales de l'accélération et de la vitesse en surface du sol.

- Estimation d'une composante verticale δ_v entre 0.5 à 0.67 δ_h ,
- Calcul de l'angle μ d'inclinaison du poids volumique équivalent et du coefficient de poussée sismique K_{AE} ,
- Détermination de w_{\min}
- Prendre un coefficient de sécurité de 1.5 sur le poids du mur ($1.5 w_{\min}$).
- Effectuer les différentes vérifications de stabilité restantes (renversement, capacité portante, glissement...)

Dans la réglementation parasismique Algérienne, les calculs de stabilité, sont menés à la base des coefficients $\delta_h = A$ et $\delta_v = \pm 0.3A$.

A représente le coefficient d'accélération qui dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et du zonage sismique. L'analyse en déplacement selon Richards et Elms, nécessite la définition de la vitesse maximale V_{\max} qui peut être estimée comme suit :

$$V_{\max} = \frac{A}{a_{\text{ref}}} g V_{\text{ref}} \quad (5.38)$$

Tableau 4.2. Valeurs de la vitesse de référence définies en fonction de la catégorie géotechnique du site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
V _{ref} (m/s)	0.06	0.08	0.10	0.12

a_{ref} est une accélération de référence qui est égale à 1m/s² et V_{ref} est une vitesse maximale de référence qui correspond à l'accélération a_{ref} (tableau 4.2).

• Problème n°1

Un remblai horizontal est soutenu par un mur de soutènement vertical en béton armé de 6.10m de hauteur. La réponse sismique du mur sous une accélération sismique horizontale est étudiée par la méthode de Mononobe-Okabe.

1. Déterminer la force de poussée sismique due au poids des terres ainsi que le point d'application de la force dans le cas d'un **remblai limoneux saturé** caractérisé par un angle de frottement de 33° et un par un poids volumique saturé de 18.86kN/m³, tout en sachant que les surpressions interstitielles n'ont pas été générées ($\gamma_w=10\text{kN/m}^3, K^E_{A\gamma}=0.638, \gamma'=8.86\text{kN/m}^3, F_{\gamma_A}=40.55\text{kN}$).
2. Déterminer la force de poussée sismique due au poids des terres ainsi que la force hydrostatique d'un **remblai sablo-graveleux** qui est caractérisé par un angle de frottement de 38° et par un poids volumique saturé de 18.86 kN/m³ avec $\gamma_d=6.71\text{kN/m}^3, K^E_{A\gamma}=0.496$.

✓ **Solution**

▪ **Cas d'un remblai limoneux saturé**

-Détermination de la force de poussée sismique

$$\delta_h^e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_e} \delta_h = \frac{18.86}{8.86} \times 0.2 = 0.4257$$

$$\delta_h^e = 0.426$$

$$\mu_e = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{0.426}{1 + 0} = 23.1^\circ$$

$$\mu_e = 23.1^\circ$$

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w \times H^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times (6.10)^2$$

$$F_w^s = 186.05 \text{ kN} / \text{m}$$

$$K_{Ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$K_{Ay}^E = 0.638$$

$$F_{Ay}^{\prime E} = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma_e H^2$$

$$F_{Ay}^{\prime E} = \frac{1}{2} \times 0.638 \times (1 + 0) \times (8.86) \times (6.10)^2$$

$$F_{Ay}^{\prime E} = 105.17 \text{ kN} / \text{m}$$

-Calcul de la profondeur Z_A^γ du point d'application de F_{Ay}^E

$$Z_A^\gamma = H - \frac{F_A^\gamma \frac{H}{3} + \Delta F_A^\gamma (0.6H)}{F_{Ay}^E}$$

$$\Delta F_A^\gamma = F_{Ay}^\gamma - F_A^\gamma = 105.17 - 40.55 = 64.62 \text{ kN} / \text{m}$$

$$Z_A^\gamma = 6.1 - \frac{40.55 \frac{6.1}{3} + 64.62 \times (0.6 \times 6.1)}{105.17}$$

$$Z_A^\gamma = 3.07 \text{ m}$$

▪ **Cas 2 : Remblai sablo-graveleux**

-Calcul de la force de poussée sismique

$$\delta_h^e = \frac{\gamma_d}{\gamma_e} \delta_h = \frac{6.71}{8.86} \times 0.4227 = 0.32$$

$$\mu_e = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{0.32}{1 + 0} = 17.80^\circ$$

$$K_{Ay}^E = 0.496$$

$$F_{Ay}^E = \frac{1}{2} K_{Ay}^E (1 + \delta_v) \gamma_e H^2 = \frac{1}{2} \times 0.496 \times (1 + 0) \times 8.86 \times (6.10)^2$$

$$F_{Ay}^E = 81.8 \text{ kN} / \text{m}$$

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w \times H^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times (6.10)^2 = 186.05 \text{ kN} / \text{m}$$

-Calcul de la force hydrostatique

$$F_w^d = \frac{7}{12} \cdot \delta_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{7}{12} \times 0.32 \times 10 \times (6.10)^2$$

$$F_w^d = 43.41 \text{ kN} / \text{m}$$

La profondeur Z_A^y du point d'application de F_{Ay}^E est égale à 3.25m.

• **Problème n°2**

Un remblai sableux-sec, moyennement dense, supporté par un mur de souènement, est caractérisé par un poids volumique sec de 17.87kN/m³ avec un angle de frottement $\varphi=35^\circ$.

$$H = 5\text{m}, \beta = 0, \lambda = 0, \delta = \varphi / 2 = 17.5^\circ, \delta_h = 0.2, \delta_v = 0$$

Determiner la force de poussée sismique.

✓ **Solution**

▪ **Determination de la force de poussée sismique**

-Calcul de la force de poussée sismique

$$\mu_e = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v} = \operatorname{tg}^{-1} \frac{0.2}{1 + 0} = \operatorname{tg}^{-1}(0.2) = 11.3^\circ$$

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(35 - 11.31)}{\cos(11.31) \cos^2(0) \cos(11.31) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 11.31) \sin(35 - 11.31)}{\cos(11.31) \cos(0)}} \right]^2}$$

$$K_{A\gamma}^E = 0.387$$

$$F_{A\gamma}^E = \frac{1}{2} K_{A\gamma}^E (1 + \delta_v) \gamma_e H^2 = \frac{1}{2} \times 0.387 \times (1 + 0) \times 17.87 \times (5)^2$$

$$F_{A\gamma}^E = 86.45 \text{ kN} / \text{m}$$

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w \times H^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times (5)^2 = 125 \text{ kN} / \text{m}$$

**STABILITÉ SISMIQUE DES
PENTES ET DES TALUS**

5.1. Introduction

L'instabilité sismique d'un sol en pente provoque généralement un glissement de terrain où les forces dynamiques induites des secousses sismiques modifient l'équilibre initial du massif et provoquent des déformations assez importantes. L'analyse de la stabilité est effectuée afin d'assurer la sécurité des ouvrages qui se trouvent sur le terrain en pente ou à proximité de ce dernier. En effet, l'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement nécessite la prise en considération de plusieurs facteurs tels que la variabilité spatiale des paramètres géotechniques, le contexte géologique et hydrologique et l'incertitude sur les sollicitations sismiques.

5.2. Aspects d'instabilité sismique

Les formes les plus courantes d'instabilité au glissement sont le glissement plan et multi plan ainsi que le glissement circulaire et non circulaire (Figure 5.1).

La classification des glissements de terrain causés par un séisme, se base sur les critères des différents aspects d'instabilité. En effet la classification de Varnes (1978) est la plus utilisée, qui concerne les massifs rocheux. Le tableau 5.1 englobe cette classification pour les différents mouvements du sol (chute des matériaux, effondrement, l'étalement latéral...etc), ainsi que leurs principales caractéristiques, résultantes d'une analyse de 40 séismes (Karmer, (1996) ; Day, (2002)). La méthode des éléments finis peut être notamment utilisée afin de prendre en compte d'une manière détaillée la topographie d'un terrain en pente où l'analyse de stabilité d'un terrain se base sur une géométrie assez régulière. Comme les sollicitations sismiques sont aussi rapides relativement aux conditions de drainage de l'eau interstitielle alors l'analyse de stabilité est menée en considérant un comportement non drainé du sol, caractérisée par une cohésion non drainée C_u pour les sols argileux saturés, et par une résistance à la compression R_c pour les roches. Par contre les sols pulvérulents doivent être caractérisés par la résistance au cisaillement cyclique τ (Eurocode 8).

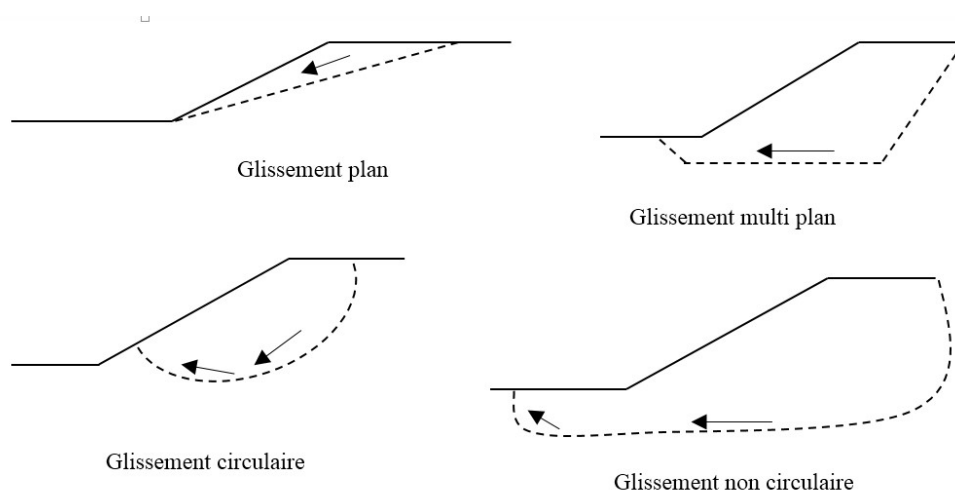


Fig.5.1. Différents types de glissement de terrains (Karmer, (1996)).

Le matériau à tendance à se liquéfier totalement, lorsque le comportement non drainé contractant d'un sol pulvérulent lâche se traduit simultanément par une génération des surpressions interstitielles et une chute de la résistance au cisaillement. Cependant, il est important d'estimer cette augmentation des pressions interstitielles en effectuant des essais

cycliques au laboratoire ou bien des essais qui sont basés sur les corrélations empiriques, ce qui permet de prendre en considération dans les calculs de stabilité le coefficient de pression interstitielle r_u .

Tableau 5.1. Différents types d'instabilité de talus (Karner, (1996) ; Day,(2002)).

Aspect	Mouvement	Matériau type	Inclinaison Min. (°)	Magnitude de M_L	Vitesse	Profondeur
Chute	Chute	Granulaire, légèrement cimenté	40	≥ 4.0	$> 3m/s$	< 3
Glissement	Avalanche	Sable lâche et humide	25	≥ 6.5	0.3m/min à 3m/s	< 3
	Glissement du sol rompu	Sable lâche et humide	15	≥ 4.0	1.5m/an à 0.3m/jour	< 3
	Effondrement	Sable ou limon Lâches, humides ou saturés	10	≥ 4.5	1.5m/an à 0.3m/jour	> 3
	Glissement par blocs	Remblai sableux ou limoneux lâche ou mal compacté	5	≥ 4.5	1.5m/an à 0.3m/jour	> 3
Ecoulement et/ou étalement latéral	Etalement latéral		0.3	≥ 5.0	0.3m/an à 3m/jour	variable
	Ecoulement lent du sol	Argile raide, humide à saturée	10	≥ 5.0	0.6m/an à 0.3m/jour	< 3
	Glissement par écoulement	Granulaire lâche saturé, Remblai sableux ou limoneux saturé non ou mal compacté	2.3	≥ 5.0	0.3m/min à 3m/s	< 3
	Ecoulement subaquatique	Granulaire lâche saturé	0.5	≥ 5.0	1.5m/jour à 3m/s	variable

5.3. Méthode d'analyse de la stabilité

Il existe deux grandes catégories d'analyse de stabilité sismique telles que : les méthodes inertielles et les méthodes de la résistance réduite. Le premier type d'analyse est basé sur la méthode statique équivalente et celle des blocs glissant de Newmark et elle prend en considération les forces d'inertie. Il s'agit des matériaux dont la résistance au cisaillement n'est pas réduite quand la réponse dynamique se manifeste tels que :

- Les sols caractérisés par des courbes contraintes-déformations, ou le cumul de déformations affecte peu la résistance au cisaillement. Ils provoquent généralement un glissement par blocs ou par effondrement,
- Les lits rocheux cristallins et roches sédimentaires, provoquent un glissement par blocs et restent intacts durant la secousse sismique.
- Les argiles de faible sensibilité,
- Les sols qui ont un comportement dilatant au cours du séisme (les argiles très sur-consolidés et les sables très denses),
- Les sols au-dessus de la nappe phréatique qui sont soumis aux pressions interstitielles négatives dues à la succion capillaire (Day,(2002)).

Lorsque les forces motrices statiques dépassent les forces de résistance au cisaillement le long de la surface de glissement (coefficient de sécurité inférieur à 1), le premier type de rupture se manifeste.

La seconde catégorie de méthodes est utilisée pour les matériaux qui subissent une réduction importante de la résistance au cisaillement au cours du séisme, causée par la dégradation structurelle du matériau et par une génération des surpressions interstitielles (phénomène de liquéfaction) qui mènent à une rupture par écoulement ou par déformation excessive. Ce qui correspond en général à un étalement latéral du sol ou les force motrices statiques sont inférieures aux forces de résistance (le coefficient de sécurité est supérieur à 1).

Parmi les matériaux qui sont sujet à réduction de la résistance au cisaillement sont :

- Les argiles sensibles,
- Les argiles molles et sols organiques soumis à des déformations menant à un écoulement plastique (lent),
- Roches friables provoquant des fractures, ce qui induit des avalanches ainsi que l'effondrement et les glissements de blocs rocheux.
- Sols lâches en dessous de la nappe d'eau (liquéfaction ou bien génération des surpressions interstitielles).

5.4. Méthodes inertielles

5.4.1. Méthode statique équivalente

Cette méthode a été appliquée pour la première fois par Terzaghi en 1950 et elle consiste à ignorer la nature dynamique de la secousse sismique et à remplacer les forces sismiques par des forces massiques équivalentes, composées d'une force latérale et d'une force verticale.

La force latérale F_h agit au centre de gravité de la masse glissante m et elle est égale au produit du coefficient sismique δ_h fois le poids W de cette masse. Elle est dirigée vers l'aval du talus :

$$F_h = m\alpha = \frac{W}{g}\alpha = W \frac{\alpha}{g} = W \delta_h \quad (5.1)$$

La force verticale totale F_v dépend aussi du poids de la masse lissante et de la composante verticale de la force sismique équivalente et elle est définie comme suit :

$$F_v = W + \delta_v W = (1 + \delta_v)W \quad (5.2)$$

Le coefficient sismique δ_h est majoré par a_{\max}/g (a_{\max} est l'accélération maximale), il augmente avec l'augmentation de la magnitude du séisme et il diminue avec la taille de la masse glissante du sol donc δ_h est égal à :

- $0.65a_{\max}/g$ pour des masses glissantes de taille intermédiaires,
- a_{\max}/g pour des petites masses glissantes (talus superficiels),
- Pour des masses glissantes (barrages et les grands remblais) la valeur minimale de δ_h/g dans les sites qui se trouvent à proximité d'une faille capable de générer un séisme de magnitude de 6.5 est égale 0.10, et pour une magnitude de 8.5, δ_h/g est égale à 0.15.

Selon Terzaghi (1985), pour un séisme sévère, violent, destructeur et catastrophique δ_h est pris respectivement égal à 0.1, 0.2 et 0.5.

Le règlement Algérien adopte le même coefficient que celui du règlement français et qui est égale à $\pm 0.3\delta_h$ ou $\delta_h = 0.5A$, quelle que soit la catégorie géotechnique du site étudié.

A étant le coefficient d'accélération qui est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage.

La méthode du coin de rupture suppose que le massif **AME** qui est en équilibre rigide plastique (Figure 5.2) manifeste une rupture plane. Le bilan des efforts à l'état limite de glissement de la surface **AM**, sur une longueur L, fait intervenir la force statique équivalente F_h , le poids **W** du coin et les efforts de résistance tangentiel T et normal N, tels que :

$$T = CL + Ntg\varphi \quad (5.3)$$

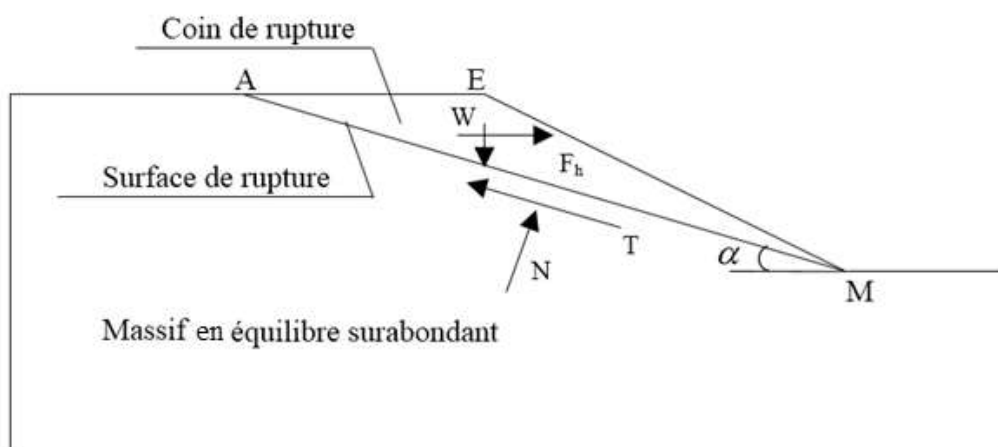


Fig.5.2. Schéma d'équilibre limite d'un coin.

Les forces motrices étant F_h et le poids W , les forces résistantes étant la force T . Le coefficient de sécurité au glissement peut être défini comme suit :

$$F_s = \frac{\text{Forces résis tan te}}{\text{Forces motrices}} = \frac{T}{W \sin \alpha + F_h \cos \alpha} = \frac{CL(W \cos \alpha - F_h \sin \alpha)tg\phi'}{W \sin \alpha + F_h \cos \alpha}$$

L'analyse peut se faire en contraintes totales, en tenant compte des caractéristiques non drainées C_u et ϕ_{ur} , comme elle peut se faire en contraintes effectives, en introduisant la force normale effective N' , obtenue en soustrayant de la force totale N , la force de pression hydrostatique moyenne uL et les forces caractéristiques drainées C' et ϕ' :

$$F_s = \frac{C'L(W \cos \alpha - F_h \sin \alpha - uL)tg\phi'}{W \sin \alpha + F_h \cos \alpha} \quad (5.4)$$

La méthode des tranches verticales consiste à subdiviser la surface de la masse glissante en tranches verticales minces. Le but de l'analyse est de tester le plus grand nombre possible de cercles probables de rupture et de calculer le coefficient de sécurité F_s pour chaque cercle et retenir le cercle ayant le coefficient minimal. Si la valeur minimale est supérieure à 1.50, la stabilité au glissement est assurée. La figure 5.3 montre le cercle critique, qui résulte d'un exemple de calcul et de coefficient de sécurité 1.43.

Le coefficient de sécurité pour un cercle contenant n tranches verticales est défini comme suit, en négligeant l'effet de l'accélération verticale :

$$F_s = \frac{\sum_{k=1}^{k=N} C_k \frac{b}{\cos \alpha_k} + \sum_{k=1}^{k=N} (W_k \cos \alpha_k - \delta_h W_k \sin \alpha_k) tg \phi_k}{\sum_{k=1}^{k=N} (W_k \cdot \sin \alpha_k + \delta_h W_k \cos \alpha_k)} \quad (5.5)$$

b est l'épaisseur de la tranche.

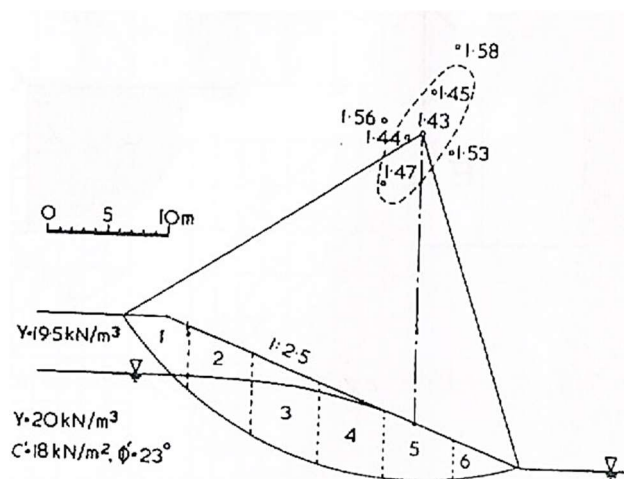


Fig.5.3. Détermination du cercle critique de glissement (Day, (2002)).

Pour évaluer une borne supérieure du coefficient de sécurité au glissement, une approche cinématique est utilisée (Michalowski, 2002) et cela en considérant un mécanisme de glissement formé d'une spirale logarithmique. L'accélération sismique est négligée dans cette analyse et la sollicitation sismique verticale a été représentée par une force horizontale statique

équivalente. Les abaques de la figure 5.4 permettent de déterminer facilement la borne supérieure du coefficient F_s en fonction du coefficient δ_h , de la pente β du talus, et des caractéristiques mécaniques du sol.

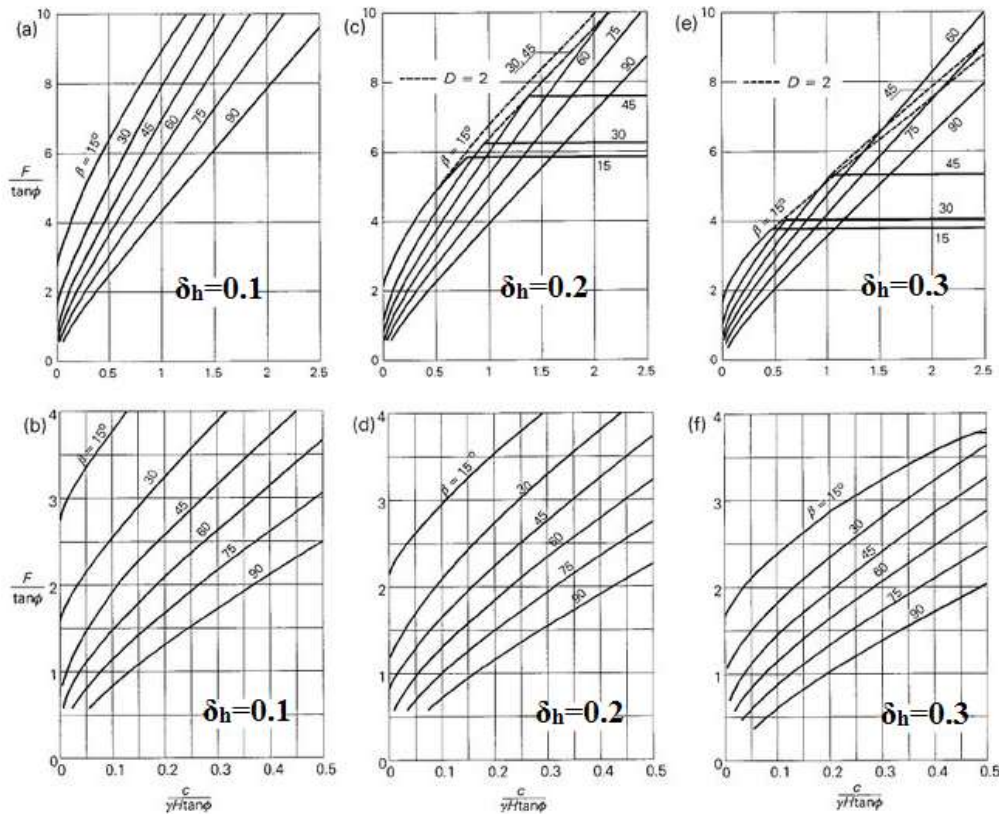


Fig.5.4. Abaqués de calcul de F_s (Michalowski,(2002)).

5.4.2. Méthode des blocs glissants de Newmark

Les méthodes statiques ne peuvent pas fournir des informations sur les déplacements manifestés au sein du talus lors du séisme. La méthode de Newmark permet d'estimer les déplacements permanents cumulés dans le terrain en pente qui correspond à un coefficient de sécurité inférieur à 1. Cette méthode suppose que l'effet de l'accélération verticale sur le comportement du talus est négligeable et que le massif du sol est un corps rigide-plastique (les déplacements se font en une seule direction). En revanche cette même méthode présente certaines limitations car elle considère que le massif se comporte comme un bloc rigide qui ne se déplace pas que si l'accélération sismique dépasse une certaine valeur limite. En effet cette méthode ne peut être applicable aux massifs pulvérulents lâches et secs.

Dans ce cas, les déplacements se déclenchent chaque fois que l'accélération sismique soit supérieure à la valeur limite. La vitesse et l'incrément de déplacement horizontal s'obtiennent par intégration successives de l'accélérogramme.

Soit une accélération sous forme d'un créneau entre les instants t_0 et $t_0 + \Delta t$ (figure 5.6). Quand l'accélération a_h dépasse l'accélération limite a^y , la vitesse et le déplacement relatifs du bloc, entre ces deux instants, sont donnés respectivement par les équations suivantes:

$$V_{rel} = \int_0^t (A - \alpha^y) dt = [A - \alpha^y](t - t_0) \quad (5.6)$$

$$d_{rel} = \int_0^t V_{rel} dt = \frac{1}{2} [A - \alpha^y](t - t_0)^2 \quad (5.7)$$

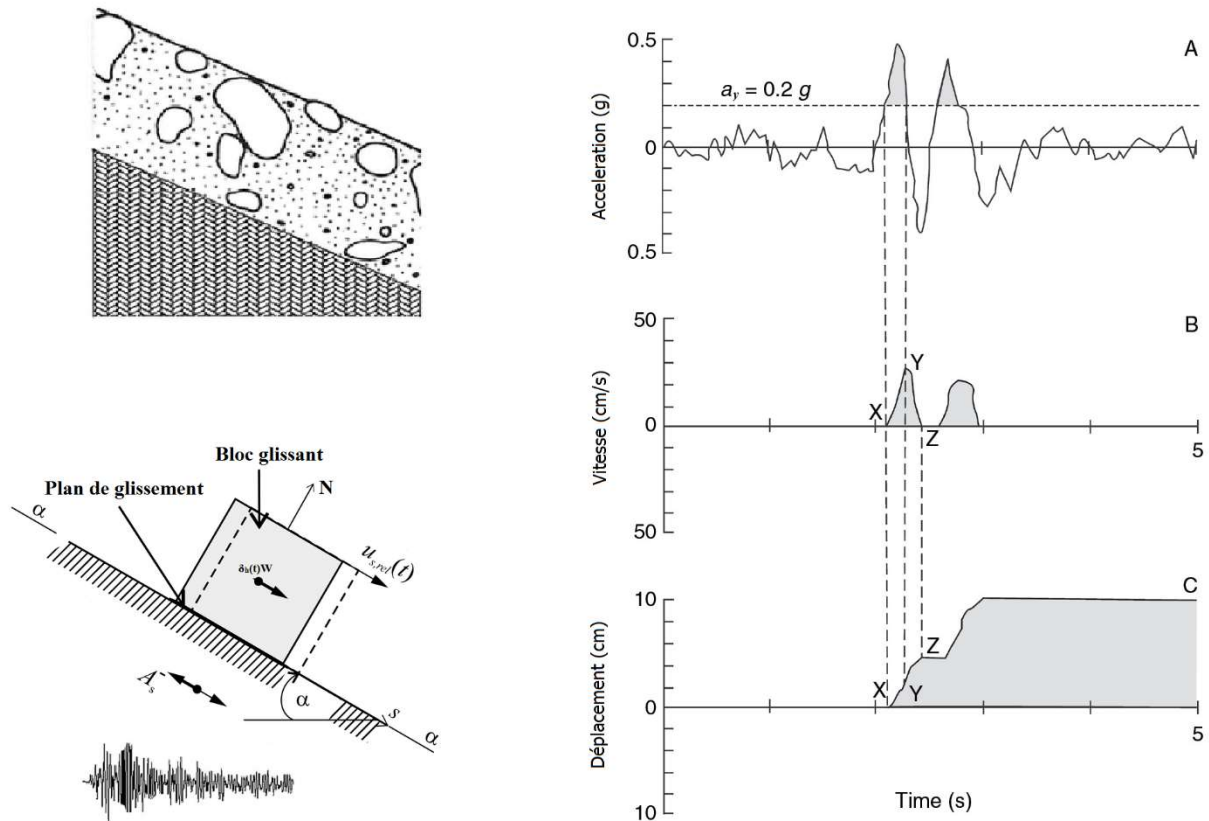


Fig.5.5. Schéma d'intégrations successives de l'accélération (Karner, (1996)).

À l'instant $t_0 + \Delta t$, l'accélération s'annule mais le bloc continue à se déplacer jusqu'à l'instant t_1 qui correspond à une vitesse relative nulle :

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a^y} \Delta t \quad (5.8)$$

À cet même instant, le bloc et le plan incliné effectuent le même déplacement relatif total qui est donné par l'expression suivante :

$$d(t_1) = \frac{1}{2} (A - \alpha^y) \Delta t^2 \frac{A}{a^y} \quad (5.9)$$

Il existe une relation empirique qui permet une estimation rapide du déplacement horizontal permanent d (en cm) en direction de l'aval du talus comme suit (Ambraseys et Menu, 1988) :

$$\text{Log}_{10}d = 0.90 + \text{Log}_{10} \left[\left(1 - \frac{\alpha_h^y}{\alpha_h^{\max}} \right)^{2.53} \left(\frac{\alpha_h^y}{\alpha_h^{\max}} \right)^{-1.09} \right] \quad (5.10)$$

α_h^y est l'accélération horizontale limite qui correspond à l'état d'équilibre limite du massif (coefficient de sécurité = 1). α_h^{\max} est l'accélération horizontale maximale de calcul.

Afin d'évaluer les déplacements permanents d'un terrain en pente, on suit la méthode d'évaluation suivante :

- Effectuer une analyse de stabilité sismique en utilisant un logiciel de calcul pseudo-statique, en faisant un tâtonnement jusqu'à obtention du coefficient sismique horizontal δ_h^y correspondant à un coefficient de sécurité égale à 1 (état d'équilibre limite du talus),
- Définir un accélérogramme représentatif, correspondant à l'affleurement rocheux,
- Analyse de la réponse sismique du terrain en pente pour déduire l'accélérogramme horizontal moyen qui agit sur le massif en glissement,
- Effectuer l'analyse des déplacements en utilisant la méthode des blocs glissants, en introduisant l'accélération horizontale limite $\alpha_h^y = \delta_h^y g$ et en intégrant l'accélérogramme aux instants où l'accélération dépasse la valeur limite δ_h^y . Le signal de vitesse horizontale relative va être aussi intégrer afin d'obtenir les déplacements relatifs cumulés (US,(1997)),
- Le déplacement est comparé à la valeur admissible qui est définie d'une part par la sécurité des ouvrages sur ou à proximité de la pente, et d'autre part par la stabilité de la pente. Les catégories d'instabilité des terrains en pente sont résumées dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2. Types d'instabilité des terrains en pente(Matasic, (1991)).

Catégorie d'instabilité	Déplacement latérale permanent
Rupture catastrophique	300
Modification majeure du terrain	90
Modification modérée du terrain	30
Modification mineure du terrain	15
Modification faible ou négligeable du terrain	< 3

• Problème n°1

Etudier la stabilité au glissement par rapport au plan **AM** d'une fouille verticale réalisée dans une couche argileuse (figure 5.6) et qui à une hauteur H = 3.5m. Les caractéristiques de la couche argileuse sont résumées dans le tableau 5.3.

1/ Calculer le coefficient de sécurité en régime statique et cela pour les deux cas (surcharge q=0 et q =30kPa)

2/ Calculer le coefficient de sécurité en régime dynamique avec $\alpha_h = \delta_h g$ et $\alpha_v = 0$.

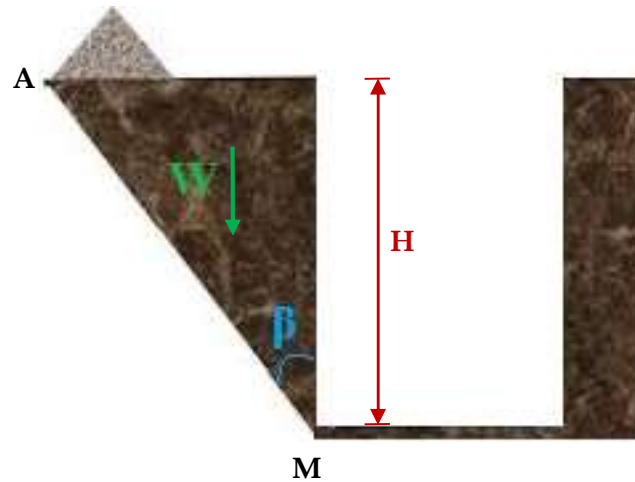


Fig.5.6. Schéma d'une fouille verticale.

Tableau 5.3. Caractéristique de la couche argileuse.

C_u (kPa)	γ_{sat} (kN/m ³)	δ_h	β
40	16	0.2	45

✓ **Solution**

▪ **Calcul du coefficient de sécurité (cas statique)**

La force de résistance au glissement est donnée par unité de longueur

$$T = CL + Ntg = C_u \cdot \frac{H}{\cos \beta}$$

La force motrice est due au poids W

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot H^2 \cdot \text{tg} \beta$$

Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\text{Forces résistante}}{\text{Forces motrices}} = \frac{C_u \frac{H}{\cos \beta}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot H^2 \cdot \text{tg} \beta \cdot \cos \beta}$$

$$F_s = \frac{4 \times 40}{16 \times 3.5 \times \sin(2 \times 45)} = 3.125$$

$$F_s = 3.125$$

En présence d'une surcharge extérieure le coefficient de sécurité est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{C_u \frac{H}{\cos \beta}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot H^2 \cdot \text{tg} \beta \cdot \cos \beta + q \cdot H \cdot \text{tg} \beta \cdot \cos \beta} = \frac{2C_u}{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot H + q\right) \sin 2\beta}$$

$$F_s = \frac{2 \times 40}{\left(\frac{1}{2} \times 16 \times 3.5 + 30\right) \sin(2 \times 45)} = 1.38$$

$$F_s = 1.38$$

- *Calcul du coefficient de sécurité (cas dynamique)*

$$F_s = \frac{T}{W \sin \alpha + F_h \cos \alpha} = \frac{C_u \frac{H}{\cos \beta}}{W \cdot \cos \beta + \delta_h \cdot W \cdot \sin \beta}$$

$$F_s = \frac{4C_u}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \sin 2\beta} \times \frac{1}{1 + \delta_h \text{tg} \beta}$$

$$F_s = \frac{4 \times 40}{16 \times 3.5 \times \sin(2 \times 45)} \times \frac{1}{1 + 0.2 \times \text{tg} 45}$$

$$F_s = \frac{4 \times 40}{16 \times 3.5 \times \sin(2 \times 45)} \times \frac{1}{1 + 0.2 \times \text{tg} 45} = 2.38$$

Donc le coefficient F_s est égal à 2.38.

Conclusion

La pertinence et la qualité des résultats nécessitent une étude précise du comportement de l'infrastructure en s'appuyant sur un certain nombre d'hypothèses.

Afin de prendre en compte les effets des machines vibrantes ainsi que l'effet cinématique d'un séisme sur les fondations des structures d'une grande ampleur ou les effets de l'ISS peuvent être importants, il est nécessaire d'utiliser les logiciels de modélisation tel que Plaxis, Robot milinieu, Abaqus ... etc afin d'avoir des calculs plus précis.

Il faut cependant noter qu'en réalité le sol est hétérogène avec des caractéristiques dynamiques qui varient au cours d'un séisme ce qui nécessite d'utiliser d'autres méthodes qui prennent en considération la variabilité spatiale du sol qui peuvent être combinée à la méthode de Newmarck.

Références

- AFNOR. (2004). Eurocode7 : Calcul géotechnique-Partie 1 : Règles générales, Prénorme Européene prEN 1997-1 : 2004, Novembre,175p
- AFNOR. (2005). Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance au séisme, Partie 5 : Fondations, Ouvrages de soutènement et aspects géotechnique, Norme Européenne EN 1998-5septembre, 56p
- Ambraseys, N. N., Menu, J. M. (1988). Earthquake-induced ground displacements. The journal of the International Association for Earthquake Engineering. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160704>.
- Baumann, P. (1935). Analysis of sheet-pile bulkheads, Trans. ASCE, Vol. 100, pp. 707-797.
- Biot, M. A. (1937). Bending of infinite beams on an elastic foundation. *Journal of Applied Mechanics, the American Society of Mechanical Engineers*, 59, A1-A7.
- Boussinesq, M. J. (1885). Application des potentiels a l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, principalement au calcul des deformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exerces sur une petite partie de leur surface ou de leur interieur: Memoire suivi de notes etendues sur divers points de physique mathematique et d'analyse. GauthierVillars, Paris.
- Bowels, J. E. (1997). Foundation analysis and design." 5th ed. New York : McGraw-Hill Book Company.
- Buzdugan, G. (1972). Dynamique des fondations de machines, éditions Eyrolles.
- Brown, D. A., Shie, C. F. (1991). Some numerical experiments with a three-dimensional finite element model of laterally loaded piles. *Computer and Geotechnics*, 12(2), 149-162.

- Cuira, F., Simon, B. (2016). Apports de l'interaction sol-structure dans la conception des fondations Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - Nancy 2016.
- Davidovici, V. (1999). *La construction en zone sismique*, Editions Le Moniteur, Paris.
- Day, R. W. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*, edition McGraw-Hill, ISBN 0-07-13778-4,700p.
- Delattre, L. (1999). *Comportement des écrans de soutènement - Expérimentations et calculs*, Thèse de doctorat del'ENPC, Paris, ENPC.
- Desai, C. S., Siriwardane, H. J. (1984). *Constitutive Laws for Engineering Materials*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Desai, C. S., Zaman. M. (2013). *Advanced Geotechnical Engineering: Structure Interaction using Computer and Material Models*.1st Edition.
- Dough, G. W., Duncan, J. M. (1971). Finite element analysis of retaining wall behaviour. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM12), 1657-1673.
- Ebeling, R et Morisson , E. (1992). The seismic design of waterfront retaining structures, Report ITL-92-11, Us Army corps of engineers, pp.330.
- Filonenko-Borodich, M. M. (1940). *Some approximate theories of elastic foundation*. Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta. Mekhanica, 46, 3-18 (in Russian).
- Gazetas, G. (1983). Analysis of machine foundation vibrations: state of the art, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol2, No. 1.
- Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). *Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues*, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* volume 2.
- Hall, J.R. (I 967). Coupled Rocking and Sliding Oscillations of Rigid Circular Footings. *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, University of New Mexico, Albuquerque.
- Hetenyi, I. M. (1946). *Beams on Elastic Fowrdarion*. University Of Michigan Press, Ann Arbor,MI.
- Hetenyi, M. (1950). A general solution for the bending of beams on an elastic foundation of arbitrary continuit. *J Appl Phys*, 21, pp. 55-8.
- Hsieh, T. K. (1962). Foundation vibrations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 22, pp. 211-226

- Karmer, S. (1996). Geotechnical Earthquake engineering, Prentice-Hall. Civil Engineering and Engineering Mechanics series.
- Kerr, A. D. (1965). A study of a new foundation model. *Acta Mechanica*, I(2), 135-147.
- Lysmer, J. (1965). Vertical motion of rigid footings. Report No. 3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, USA.
- Meyerhof, G. G., Baikie, L. D. (1963). *Strength of steel sheets bearing against compacted sand backfill*. Highway research board proceedings 30.
- Pasternak, P. L. (1954). *On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants*. Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu Arkhitekture. Moscow: USSR (in Russian).
- Pecker, A. (2004). Earthquake resistant design of shallow foundations, in :Recent advances in earthquake geotechnical engineering and microzonation, Ansal, A (ed.), Kluwers Academic Publishers, ISBN: 1-4020-1827-7, pp:285-301.
- Pecker, A. (2007). Advanced earthquake engineering analysis, Springer Wien New York.
- Poulos, H. G. (1971a). Behavior of laterally loaded piles: I-Single piles, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* 97, No. SM5, 711-731.
- Randolph, M. F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading, *Geotechnique* 31, No. 2, 247-259.
- Reissner, E and Sagoci, H. F. (1944). Forced torsional oscillations of an elastic half-space. I, *J. Appl. Phys.* 15, 652-654.
- Reissner, R. (1963). Stationäre, axialsymmetrische durch eine schützelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes. *Ingenieur*, 7 (6), pp. 381-396.
- Richards, F. E., Wood, R. D et Hall, J.R (1970). *Vibration of soils and foundations*, Prentice-Hall, Inc, 405 p.
- Richards, R et Elms, D.G. (1979). Seismic behaviour of gravity retaining walls, *Journal of Geotechnical engineering division, ASCE*, vol.105, No. GT4, pp.449-464.
- Richards, R., Budhu, M et Elms, D. (1991). Seismic fluidisation and foundation behaviour, *Proceedings of the 2nd Intl. Conf. on geotechnical Earth. Engineering and Soil Dynamics*, march 11-15, St-Louis, Missouri, Paper No. 5.11, pp : 719-723.
- Rifaat, I. (1935). Die Spundwand als Erddrückproblem. *Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik*, Eidgen. Techn.Hochschule Zürich, 5, Leipzig und Zürich
- Schiel, F. (1942). Der Schwimmende Balken. *Zwangede Math Mech*, 22, 255-62.

- Schlösser, F et Dormieux, L. (1986). Talus et soutènement en dynamique des sols, compte rendu des journées communes.
- Schweiger, H. F., Hass, W. (1988). Application of the thin-layer interface element to *geotechnical problems*. *Proc. of the 6th International Conference on Numerical Method in Geomechanics*, Innsbruck, ed. Swobda, G, 2, 907-912.
- Seguini, M. (2016). Vers une modélisation plus réaliste du comportement des structures enterrées : non linéarité géométrique des structures combinée à la non linéarité matérielle du sol et à sa variabilité spatiale, thesis.
- Seguini M., Nedjar, D. (2016a). Modelling of soil–structure interaction behaviour: geometric nonlinearity of buried structures combined to spatial variability of soil. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(10), 1217–1236.
- Seguini, M., Nedjar, D., (2016b). Nonlinear finite element modeling of deep beam resting on linear and nonlinear random soil. *International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering*, 10(2), 121–128.
- Seguini M., Nedjar D., (2017). Nonlinear Analysis of Deep Beam Resting on Linear and Nonlinear Random Soil. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 42 (9), 3875–3893.
- Seguini, M., Nedjar, D. (2018). Stochastic Finite Element Analysis of Nonlinear Beam on Winkler-Pasternack Foundation”, NME 2018: Proceedings of the 1st International Conference on Numerical Modelling in Engineering, 14-29, <https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1153525>. Springer, Singapore.
- Seguini, M., Nedjar, D., (2020). Dynamic and Probabilistic Analysis of Shear Deformable Pipeline Resting on Two Parameter Foundation. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. DOI : 10.3311/PPci.14927.
- Sekiguchi, K., Rowe, R. K., Lo, K. Y., Ogawa, T. (1992). Hoop tension analysis of a steel cell using optimization method for pseudo-viscoplastic parameters. *Soil and Foundations, JSSMFE*, 32(3), 1-4.
- Straugham, W. T. (1990). Analysis of plates on elastic foundations, thesis.
- Terzaghi, K. (1995). Evaluation of coefficients of subgrade Geotechnique, vol. 5, No 4.
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) *Landslides, analysis and control*, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., pp. 11–33.

Vesic. (1961). *Bending of beams resting on isotropic elastic solid*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 87, 3<5-53.

Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit* [The theory of elasticity and strength]. Dominicus: Prag.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. (1989). *The Finite Element Method*. 4ed, McGraw-Hill.

Zimmermann, H. (1888). *Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues*, Berlin.