

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : AMIROUCHE MED EL-ARABI

BOUGUENOUN OUSSAMA

Thème : CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DYNAMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Sous la direction de : M^{ME} BOUTAHIR NEE BENCHEIKH M

Juin 2017

Remerciement

Si le diplôme est une réflexion personnelle, chacun sait qu'il est enrichi par la discussion et les précieux conseils de tous ceux qui ont pris le temps de s'y intéresser.

*Tout d'abord je remercie le **bon Dieu** qui ma donner la patience et le courage afin d'achevé ce modeste travail.*

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

*Nous exprimons aussi nos profonds remerciements à notre encadreur, **M^{me} Boutahir.M** pour son suivi, ses précieux remarques et directives et surtout sa patience et son soutien qui nous ont orienté vers le bon chemin et nous ont beaucoup aidé à tenir jusqu'au bout. Mille mercis.*

Nous remercions toute personne de nous avoir aidé de près ou de loin, moralement ou matériellement.

Nos profondes gratitude s'adressent ainsi à l'équipe pédagogique du Département de génie civile et au groupe de professeurs qui nous ont enseigné.

A nos famille, qui nous ont tellement encouragé et soutenu sans cesse tout au long de nos études, à nos proches qui nous ont aidé a leur manière pour l'achèvement de ce mémoire.

Nous somme à tous très reconnaissant sans eux ce mémoire n'aurait pu aboutir.

Dédicace

Je dédie ce travail

A ma mère. je te remercie, tu m'a toujours aidée à surmonter les difficultés par tes grandes bénédictions, ton soutien, ta confiance et surtout ton amour pour moi qui me donne tous les jours la force et le courage de prendre la vie du bon coté, et de toujours voir la réalité de façon positive. Que Dieu te donne une longue vie couronnée de bonheur et de santé et sache que ce travail est le tien.

Un dédicace tout particulier à mon père, qui m'a toujours encouragé, tu ma pleinement soutenu par tout les moyens, tu a tout mis a ma disposition je n'ai jamais manqué de rien ...tu es toujours la quand j'ai besoin de toi ... rien ne saurait exprimer l'estime, le respect et l'amour que j'ai pour toi.

A ma chère sœur, que Dieu te garde, te protège et nous donne une longue vie pleine de réussite.

A mes chers grands-parents que Dieu vous guérisse et vous accorde longévité et santé. , et à toute la famille, les cousins et les cousines.

A Amira Brahimi qui m'a tant aider, encouragé et soutenu, merci d'être toujours a coté de moi.

A tous mes chers amis et collègues et spécialement : Oussama, Yahia, Ala, Abdou, Karim, Islem, Houcine et la liste est longue...

A mon frère Mouhamed El Arabi, je te remercie pour tous les échanges et les bons moments que nous avons eu au cours de cette expérience.

Oussama

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes très chers parents qui ont su m'orienter vers ce que je suis maintenant, qui m'ont été d'un soutien moral exceptionnel pendant toutes ces années d'études. Sans leurs encouragements, ce travail n'aurait jamais vu le jour. Je leur prie de bien vouloir trouver à travers ces lignes l'expression de mon plus grand dévouement et amour.

Et le grand merci

A ma mère, pour ton soutien, ta confiance et surtout ton amour qui me donne tous les jours la force et le courage de prendre la vie du bon côté.

Je dédie ce travail aussi à mes frères et sœurs pour leurs encouragements et leur soutien moral.

A mes grands parents, toutes la famille, mes cousins et mes cousines.

A tous mes chers amis et collègues et spécialement : Amirouche mouhamed Aziz, Chaabna Soufiane, Talhi Faycel, Amirouche Issam eddine, Bentboula Faycel, Mehira Mouhamed Rida.

A mon frère Oussama, sans lui ce travail ne serait pas complet et à tous ceux qui m'ont aidé et soutenue.

Mouhamed El Arabi

Résumé

La capacité portante sous chargement sismiques des fondations superficielles se pose comme un problème courant dans le domaine de génie civil et spécialement dans le domaine de la géotechnique.

Le besoin d'étudier le comportement sismique des fondations superficielles et le désir de progresser vers la prise en compte d'un critère de performance dans leur conception, comme il est suggéré par le titre de mémoire, forment un sujet de recherche d'intérêt qui n'est pas uniquement académique.

*L'*objectif de ce mémoire est de présenter une synthèse bibliographique concernant les effets de séisme sur les sols et les fondations ainsi les méthodes effectuées pour étudier la capacité portante des fondations superficielles sous chargement cyclique ou bien sismiques.

*E*galement, des études paramétriques ont été effectuées en utilisant trois méthodes de calcul, la méthode statique, la méthode de l'équilibre limite due à Richards et al et d'autre part la méthode des éléments finis à travers le logiciel (PLAXIS).

Mots clés : *Capacité* portante, *Fondation* superficielles, *Méthode* statique, *Séisme*, *Plaxis*.

Abstract

The bearing capacity in the presence of seismic loading of shallow foundations is one of the current problems in the civil engineering especially in the geotechnical engineering.

The need of studying the seismic behavior of shallow foundations and the desire of progressing to the taking into account of a performance criterion, as suggested in the title of this project, make a subject of research of an interest that is not only academic.

The main objectif of this project is to present a bibliographic synthesis concerning the effects of earthquakes on the soil and the foundations the methods used to study the bearing capacity of shallow foundations under cyclic or seismic loadings.

Evenly, parametric studies has been conducted using three methods: The static method, the limit equilibrium method of Richards and al and finally using the software (PLAXIS).

Keywords: *Bearing capacity, Shallow foundations, Earthquake, Plaxis,*

ملخص

قوة تحمل الأساسات تحت تأثير حمولات زلزالية يمثل مشكل حقيقي مطروح في مجال الهندسة المدنية عموماً، ومجال الجيوتقني خاصة.

الحاجة لدراسة الهيئة الزلزالية للأساسات السطحية هو الوصول إلى أخذ بعين الاعتبار مقياس الدقة أثناء إنشائهم. عنوان هذه المذكرة يمثل محور بحث ذو هدف ليس فقط أكاديمي.

الهدف الأساسي من هذا العمل هو تقديم بحث مكتبي فيما يخص تأثير الزلزال على التربة والأساسات، وكذا الطرق المستعملة لدراسة قدرة تحمل الأساسات السطحية تحت تأثير هذه الحمولات.

بالموازاة، قمنا بدراسة أمثلة باستعمال ثلاث طرق حسابية: الطريقة السكونية، الطريقة التوازن الحدي لريشارد و ال، و من جهة أخرى باستعمال العناصر المنتهية عن طريق برنامج بلاكسيس (Plaxis).

الكلمات الدالة : قوة تحميلية ، أساسات سطحية، الطريقة السكونية، الزلزال، بلاكسيس.

Table Des Matières

	Page
Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	viii
Introduction générale	
Chapitre 1 : Aperçu sur les fondations superficielles.	
I.1. Introduction	1
I.2. Définition des fondations et leurs fonctions	2
I.2.1. Comportement d'une fondation superficielle	2
I.2.2. Avantages et inconvénients des fondations superficielles	4
I.3. Types des fondations superficielles	4
I.3.1. les semelles indépendantes (isolées)	5
I.3.1.1. Caractéristiques	5
I.3.1.2. Les critères de choix d'une semelle indépendante (isolée)	6
I.3.1.3. Mise en œuvre	6
I.3.2. Les semelles continues (ou filantes)	6
I.3.2.1. Caractéristiques géométriques	7
I.3.3. les radiers	8
I.3.3.1. Mise en œuvre	8
I.4. Profondeur minimale des fondations	9
I.4.1. Conditions de mise en œuvre des fondations superficielles	9
I.5. Fondation profondes	9
I.5.1. Utilisation	9
I.5.2. Caractéristique	9
I.6. Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles	10
I.6.1. Les facteurs de la capacité portante	11
Chapitre 2 : L'effet du séisme sur les fondations superficielles.	
II.1. Introduction.	12
II.2. Origine des séismes.	12
II.3. Ondes sismiques	14
II.3.1. Les différents types des ondes sismiques.	14
II.3.1.1. Les ondes de volumes.	14
II.3.1.2. Les ondes de surface.	15
II.4. Séismes « historiques » du génie parasismique géotechnique.	16
II.4.1. Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923.	17
II.4.2. Le séisme de Niigata (Japon) de 1964.	18
II.4.3. Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985.	19
II.5. Ruptures sismiques de fondations : Susceptibilité des sols.	20

Table Des Matières

II.5.1. Susceptibilité du point de vue du potentiel de liquéfaction et de l'amplification de l'excitation sismique	20
II.5.2. Susceptibilité du point de vue de la résonance du système sol – superstructure.	20
II.5.3. Description de la sollicitation au niveau de la fondation	21
II.5.4. Description du mécanisme de la rupture sismique des fondations superficielles.	22
II.6. Le séisme en Algérie.	23
II.6.1 Le contexte tectonique.	23
II.6.2 L'historique sismique de l'Algérie.	24

Chapitre 3 : Méthodes de calcul de la capacité portante dynamiques des fondations Superficielles.

III.1. Introduction	27
III.2. Facteurs affectant la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques.	27
III.3. Utilisation de la méthode classique (pour traiter les cas dynamiques).	28
III.3.1. Capacité portante dynamique ultime dans le sable.	28
III.3. 2. Capacité portante dynamique dans les argiles.	33
III.3.3. Analyse rigide plastique des fondations.	35
III.3.3.1. Charge verticale transitoire sur une fondation (Mode de rupture rotationnelle).	35
III.4. Autres méthodes.	37
III.4.1. Méthodes basées sur les coefficients de portance dynamique	37
III.4.2. Méthode des courbes enveloppes	38
III.4.3. Méthode d'équilibre limite	40

Chapitre 4 : Etudes paramétriques.

IV.1. Calcul de la capacité portante d'une semelle circulaire sous charge verticale et horizontale.	45
IV.2. Capacité portante dynamique ultime dans un sable.	49
IV.3. Calcul de la capacité portante dynamique d'une semelle carrée.	50
IV.4. Calcul de la capacité portante dynamique d'une semelle circulaire	55

Chapitre 5 : Calcul de la capacité portante dynamique par Plaxis.

V.1 Présentation de Plaxis.	58
V.1.1 Le code éléments finis Plaxis.	58
V.1.2. Procédure de la simulation numérique.	59
V.1.2.1. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.	59
V. 1.2.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux.	59
V.1.2.3. Maillage et conditions aux limites.	61
V. 1.2.4. Conditions initiales.	63
V. 1.2.5. Calculs.	64
V.2. Résultats et interprétations.	64
V.3. La capacité portante dynamique des fondations superficielles.	67
V.4. Conclusion.	68
Conclusion générale.	69

Listes des *F*igures

Chapitre 1		Page
Figure 1.1	Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle (a) pour un sol mou ou peu compact ; (b) pour un sol relativement résistant, K Terzaghi, 1943	3
Figure 1.2.	Charges appliquées sur une fondation.	4
Figure 1.3	Fondation superficielle $D/B < 4$.	5
Figure 1.4	Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	10
Chapitre 2		
Figure II.1	Carte des plaques tectonique.	13
Figure II.2	Principe de mouvements des plaques.	13
Figure II.3	Principe de propagation des ondes.	14
Figure II.4	Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales.	15
Figure II.5	Schéma de propagation des ondes de Love.	15
Figure II.6	Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.	16
Figure II.7(a)	Séisme de Lausanne (Suisse) de 1584	17
Figure II.7(b)	Séisme de Niigata (Japon) de 1964.	17
Figure II.8	Le séisme de Kanto (Japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts.	18
Figure II.9	Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964).	18
Figure II.10	Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985).	19
Figure II.11	Interaction sol-structure pour différents types de fondations : réponse du point A au niveau de la surface du sol.	21
Figure II.12	Rupture rotationnelle par perte de la capacité portante ; (a) bâtiment de la Ville de Mexico fondé sur pieux flottants après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) et (b) bâtiment de la ville de Adapazari (séisme de Koçaeli (Turquie, 1999).	23
Figure II.13	Contexte Sismotectonique de la collision Afrique-Eurasie. Le séisme du 21 mai 2003 est représenté par une étoile (Source IRSN).	24
Figure II.14	Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.	25
Figure II.15	Carte des intensités maximales observées.	25
Chapitre 3		
Figure III.1	Schéma de rupture d'une fondation superficielle.	29
Figure III.2	Facteur de capacité portante en fonction de la vitesse de chargement : Sériel, sable sec ; Série II, sable sec ; Série III, sable saturé.	32
Figure III.3	Résultats des essais triaxiaux non consolidés-non drainés sur des argiles saturées.	34
Figure III.4	Définition de la vitesse de déformations sous une fondation	34
Figure III.5	Charge verticale transitoire sur une fondation continue reposant sur une argile saturée (mode de rupture rotationnelle).	35
Figure III.6	Ratios dynamique/statique pour les facteurs de capacité portante selon Richards et al.	38
Figure III.7	Exemples de charges appliquées dans les différents repères (a) (N, M) (b) (N, V) (c) (V, M)	41

Listes des Figures

Figure III.8	Mécanisme de rupture proposé par Richards et Al (1993).	42
Figure III.9	variation des facteurs de portance sismique en fonction de μ .	44
Chapitre 5		
Figure V.1	Présentation du cas étudié.	59
Figure V.2	Présentation du model étudié.	61
Figure V.3	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	62
Figure V.4	Génération du maillage.	62
Figure V.5	Valeur par défaut du module K_0 selon la formule de Jacky.	63
Figure V.6	Les contraintes initiales.	63
Figure V.7	Maillage déformé.	64
Figure V.8	Déplacement total.	65
Figure V.9	Déplacement horizontal.	66
Figure V.10	Déplacement vertical.	66
Figure V.11	Les informations du calcule (Capacité portante).	67
Figure V.12	Courbe Force-déplacement.	68

Listes Des Tableaux

Chapitre 3		Page
Tableau III.1	Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Condition non drainées et drainées).	30
Tableau III.2	Coefficients de forme d'après Eurocode 7 .	30
Tableau III.3	Valeurs de facteurs de capacité portante selon l'DTU 13.12	31
Tableau III.4	Coefficients expérimentaux pour les courbes enveloppes de fondations circulaires sur différents types de sol.	40
Chapitre 3		
Tableau V.1	Paramètres physiques du sol.	86
Tableau V.2	Paramètres de la rigidité du sol.	86

Aperçu sur les fondations superficielles

1.1. Introduction.

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui.

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts.....etc.), les fondations peuvent être : Superficielles, semi-profondes, ou profondes.

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, et qu'il est facilement accessible [nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieure d'un batardeau par exemple], on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en générale, un empattement ou élargissement de la base des murs ou des piliers. La plus part des ouvrages construits dans l'antiquité ont été fondés sur des massifs avec empattement. Ce type des fondations appelé : **fondation superficielle**.

Lorsque le sol de la surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, **les fondations profondes** sont mises en place. Ce type de fondation (puits, pieux forés ou battus, micro-pieux, barrettes ou parois moulées porteuses....Etc.) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elle supporte, sur des couches de sol situées à une profondeur varient de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur suffisante qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation projeté (bulbes de pression).

Dès que la fondation atteint une certaine importance, il est essentiel de procéder à des sondages de reconnaissance soigneusement exécutés par des spécialistes. Des prélèvements d'échantillons (Essais au laboratoire) ou des essais in-situ (pénétromètre, pressiomètre, scissomètre) doivent obligatoirement faire partie du programme de reconnaissance.

I.2. Définition des fondations et leurs fonctions.

Un ouvrage, quel que soit sa forme et sa destination, s'appuie toujours sur un sol d'assise, et comme tout autre élément solide, les constructions obéissent toujours aux lois générales d'équilibres ; autrement dit l'ensemble ouvrage - sol d'assise doivent écrire que la somme des forces suivant les axes principaux est égale à 0. Les parties de l'ouvrage en contact avec le sol s'appellent Fondations, qui existent, quel que soit les matériaux, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau.

Les fondations doivent ainsi assurer l'équilibre entre la pression engendré par les sollicitations (Décente des charges permanentes et variables des constructions) et la résistance du sol (contrainte admissible). Ces dernières sont donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte la tenue de l'ensemble.

I.2.1. Comportement d'une fondation superficielle.

C'est seulement depuis le début du siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leurs sont appliquées . La figure (I.1) représente deux courbes de comportement exprimant la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée :

1. Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression ;

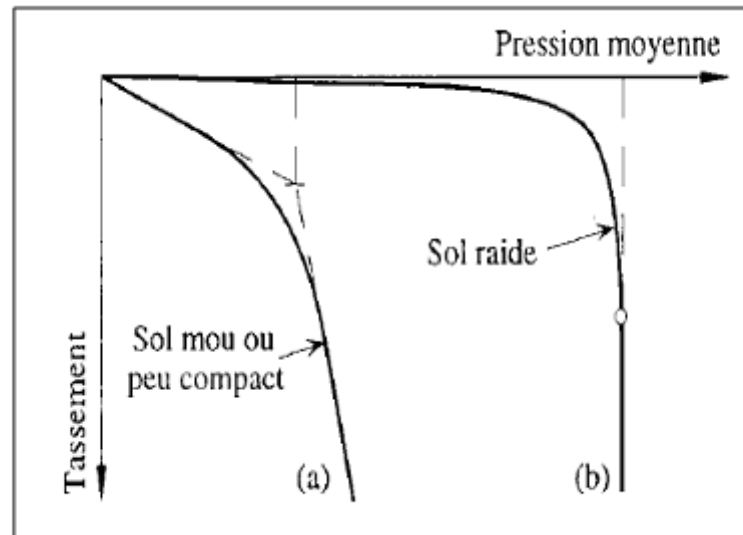
2. Pour un sol mou ou peut compact (sable lâche) ; cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

3. Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service.

4. Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement :

5. Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation.



Terzaghi, 1943

La Fondation d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

A. Charges verticales :

- ✓ Comme les **charges permanentes** telles que le poids des éléments porteurs et le poids du reste de la structure.
- ✓ Comme les **charges variables** telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige,

B. Charges horizontales (ou obliques) :

- ✓ Comme des **charges permanentes** telles que la poussée des terres,
- ✓ Comme les **charges variables** telles que la poussée de l'eau ou du vent.

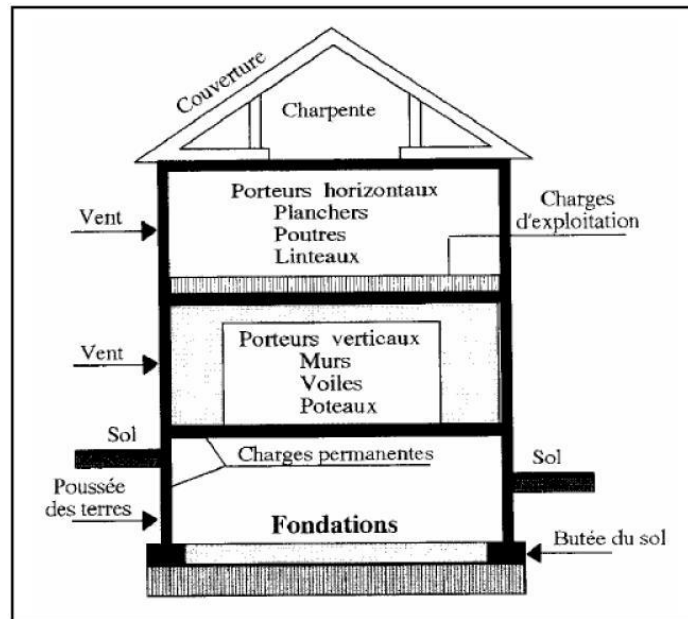


Figure I.2. Charges appliquées sur une fondation.

I.2.2. Avantages et inconvénients des fondations superficielles.

a- Avantages

- Coût.
- Procédure de construction.
- Matériaux.
- Travail

b- Inconvénients

- Tassements
- Capacité limitée ; interface sol-Structure
- Surface du sol irrégulier (pente, mur de soutènement)
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion

I.3. Types des fondations superficielles.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur D d'encastrement de la fondation par rapport à la surface superficielle du terrain n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur B (ou le plus petit côté B) du massif de fondation.

$\frac{D}{B} < 4$ Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)

$4 \leq \frac{D}{B} < 10$ Fondations semi-profondes (puits).

$\frac{D}{B} \geq 10$ Fondations profondes (pieux).

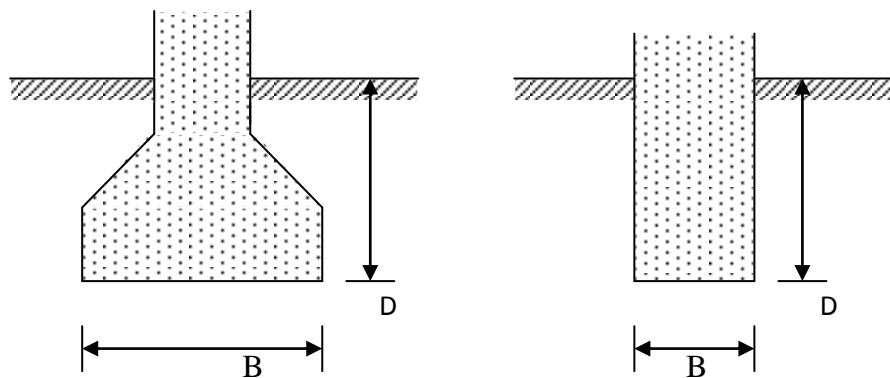
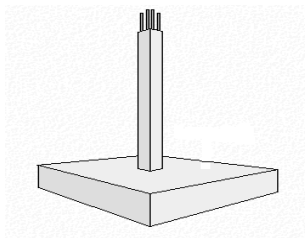


Figure I.3. Fondation superficielle $D/B < 4$.

Il existe trois types de fondations superficielles (isolées, filantes ou radiers) et dans tous les cas, les assises doivent être protégées des eaux de ruissellement pour empêcher non seulement les lessivages du sol, mais aussi pour maintenir une hygrométrie constante (notamment en présence d'argile).

I.3.1. Les semelles indépendantes (isolées).



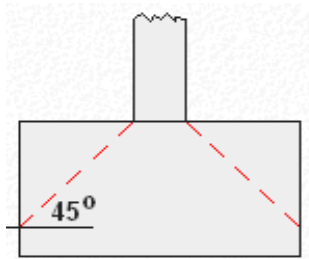
Ce sont des fondations directes, elles transmettent directement les efforts sur les couches proches de la surface.

Ce sont les fondations les plus simples, utilisables sous les colonnes (poteaux) des constructions légères et sur des sols de bonne qualité.

I.3.1.1. Caractéristiques.

D'une manière générale, si les charges à supporter sont faibles, et/ou si la pression admissible du sol est élevée, il est possible d'utiliser des semelles en béton non armé, dans le cas contraire, on utilisera le plus souvent des semelles en béton armé.

Une caractéristique de dimensionnement des semelles en béton non-armé est qu'il faut pouvoir tracer une ligne à 45° (à partir du bas de la colonne), qui aille rencontrer la face verticale de la fondation.



Si les charges sont plus fortes, les semelles seront en béton armé et la largeur de la fondation sera plus importante que dans le cas d'une distribution des charges à 45° .

I.3.1.2. Les critères de choix d'une semelle indépendante (isolée).

Au niveau des couches géologiques : elles doivent, d'une part, être capables de supporter la construction. Une bonne « couche géologique » est une couche dont la capacité de portance est adéquate supérieure ou égale à 0,1 MPa pour soutenir la fondation sans risque. Et, d'autre part, elles doivent se trouver à faible profondeur. Au niveau des colonnes, elles doivent être suffisamment espacées pour ne pas que les semelles isolées se recouvrent, c'est à dire qu'il n'engendre pas un chevauchement entre les pressions engendrées par chaque semelle, (Sinon on a recours aux semelles filantes).

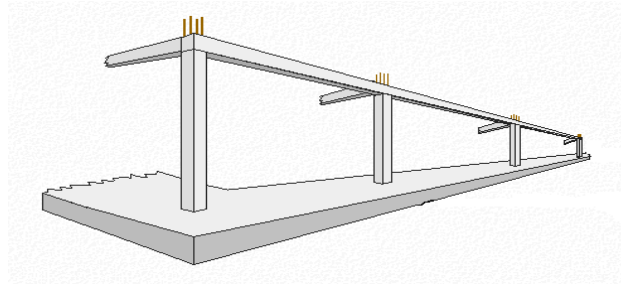
I.3.1.3. Mise en œuvre.

Quelle que soit l'importance des charges à reprendre (faibles ou fortes), il convient de réaliser des semelles de plus de 40 cm de largeur. Leur hauteur « h » étant conditionnée par la rigidité de la fondation. Pour des raisons de stabilité, cette hauteur est fixée, au minimum, à 20 cm. La mise en œuvre comprend plusieurs parties superposées : un béton de propreté, d'environ 5 cm d'épaisseur, à faible dosage en ciment (200 kg/m³), coulé sur le sol d'assise dès l'ouverture de la tranchée et un soubassement (mur maçonné, rehausse en béton armé, poteau) qui surmonte la semelle en béton armé (dosage béton : environ 300 kg de ciment par mètre carré, armature : Aciers Fe E 500 MPa).

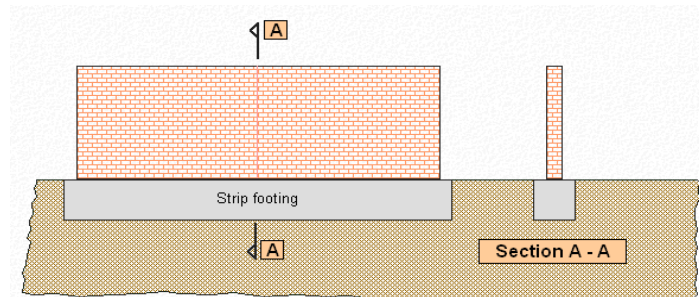
I.3.2. Les semelles continues (ou filantes).

Lorsque les descentes de charges sont continues (sous un mur), le seul moyen pour diminuer la pression sur le sol est de mettre en œuvre une fondation continue. Il s'agit d'une

configuration bien adaptée aux maisons individuelles construites sur des sols dont la portance est supérieure ou égale à 0,1 Mpa.



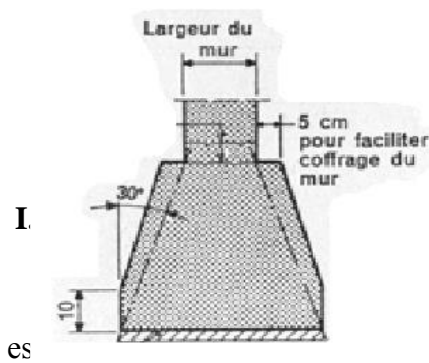
Elles peuvent aussi soutenir des charges continues, telles que des murs en briques, en parpaings ou en béton armé. On les utilise principalement pour soutenir des murs porteurs. La longueur est très supérieure à la largeur et habituellement, elles sont plus larges que l'organe à supporter.



Les semelles continues peuvent être employées si les conditions de réalisation imposent que les colonnes soient trop rapprochées, et si la capacité de portance du sol est variable. Ce type de semelle aura comme avantage d'éviter le phénomène de tassement différentiel.(c.à.d. l'enfoncement d'une fondation plus qu'une autre), ce qui est souvent le cas !

I.3.2.1. Caractéristiques géométriques.

A la base on retrouve une couche de béton de propreté, la section est légèrement pyramidale. Cette caractéristique de la répartition des contraintes s'appliquant à la fondation. Une section rectangulaire jusqu'au sommet engendrerait un surcoût inutile.



Au niveau du pied du mur, on laisse souvent un espace supplémentaire d'environ 5cm pour faciliter le coffrage du mur.

es ent une répartition inégale des charges. Pour cette raison, il une armature de chaînage et des armatures transversales pour équilibrer la flexion de la semelle par rapport au soubassement (principe de diffusion par les bielles). Il faut aussi veiller à la qualité de liaison entre les semelles pour réaliser le chaînage. Par ailleurs, il est nécessaire de réaliser des tranchées très étroites et purger le fond de fouille de toute poche de terrain compressible ou de tout élément risquant de créer un point dur. Quelle que soit la nature du sol, un travail soigné se termine par le coulage immédiat d'un béton maigre de propreté.

I.3.3. Les radiers.

Il est utilisé pour fonder un bâtiment sur un sous-sol comportant des petites cavités souterraines (anciennes carrières) susceptibles de créer des fontis en s'écroulant. Il est plus particulièrement destiné aux terrains homogènes avec une portance inférieure à 0,05 MPa. Il existe quatre types de radiers : à dalle plate (le plus courant), nervuré, voûté et le radier champignon sous poteaux.

I.3.3.1. Mise en œuvre.

Le radier est une dalle de béton (épaisseur courante : 20 à 35 cm) entourée d'un redan orienté vers le bas reposant sur une assise en tout-venant compacté. Son ferrailage comprend des aciers tendus qui se situent en partie haute de la dalle. Les murs, les longrines et les longrines de redressement constituent les points d'appui. La totalité de la surface au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les efforts apportés par les murs. Étant donné que les descentes de charges sont réparties en périphérie par les murs, le centre du radier se déforme sous l'action de la pression, contrairement aux bords qui ne se déplacent pas : les radiers sont donc armés en partie supérieure, entre les murs. Aucun tassement différentiel n'étant acceptable, des joints à placer entre les parties de hauteurs différentes éliminent les « *moments parasites* ».

I.4. Profondeur minimale des fondations.

Les fondations doivent être assises au-delà de la zone d'action du gel. C'est la profondeur dite de hors gel. Elle varie suivant les régions. En Provence, on la fixe à 50 cm environ. En montagne, elle peut atteindre 1,50 m.

I.4.1. Conditions de mise en œuvre des fondations superficielles.

- ◆ Les terrassements se font à la pelle mécanique (rarement à la main).
- ◆ L'implantation des ouvrages doit être parfaite avant les terrassements.
- ◆ On évitera le terrassement par temps de pluie.
- ◆ L'assise doit être horizontale (redans si nécessaire).
- ◆ Mise en œuvre d'un béton de propreté.
- ◆ Calage des aciers.

I.5. Fondation profondes.

Conformément à ce que l'on a vu plus haut, les fondations sont dites "profondes" lorsque le rapport $D/B > 6$.

Les fondations profondes permettent de reporter les charges au-delà des couches de surface lorsque celles-ci sont incompétentes, en sollicitant des formations plus profondes.

Elles peuvent être massives (puits) ou élancées (pieux).

I.5.1. Utilisation.

Son utilisation est requise lorsque le sol résistant se trouve à très grande profondeur ou pour une structure très importante

I.5.2. Caractéristique.

Ce type de fondation est reposé sur la reprise de charge par le sol en dessous de la base de la fondation et vient à cela, s'ajoute le frottement latéral entre ces deux derniers.

On diffère les principaux types de fondation profonde :

- Les pieux qui sont des fondations élancées et sont composées par la tête, la pointe et le fût.
- Les pieux battus : ce sont des pieux préfabriqué généralement en métal ou en béton armé ;
- Les pieux métalliques sont des tubes qui peuvent être ouvert ou fermé à leur bases ou bien en forme de « H » ;

- Les pieux en béton armé sont fabriqués sur un air à proximité du chantier ; Leur mise en œuvre se fait par battage ou vibration.
- Les pieux forés : on procède d'abord au forage du pieu et c'est après que l'on fait couler le béton.
- Les puits sont creusés à la main, ils sont soit circulaires avec un diamètre minimum de 1.20m, soit de section quelconque mais avec une largeur minimale de 0.80m et une section minimale de 1.10m^2 .

I.6. Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (Figure I.3) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s ». obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».

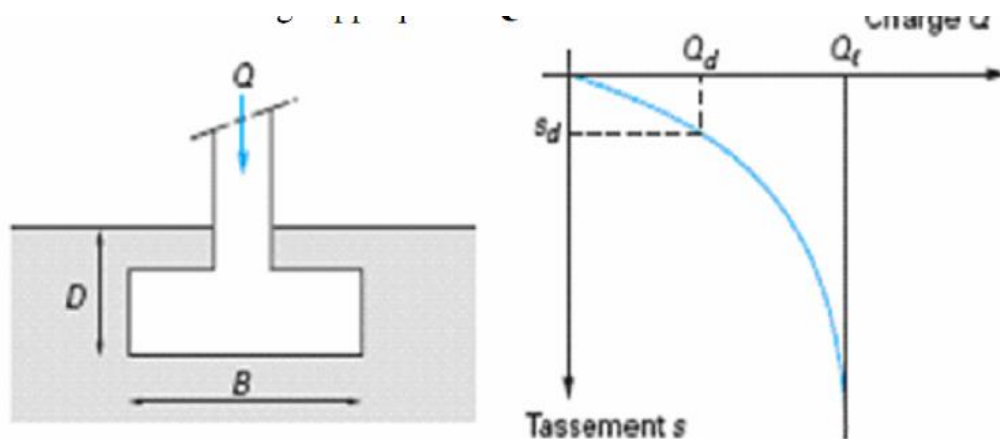


Figure 1.4. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge « Q » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge « Q_L », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge « Q_L » est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

I.6.1. Les facteurs de la capacité portante.

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. On distingue [3]:

- La forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).
- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul ont été développées progressivement au fur du temps. Elles doivent beaucoup à quelques auteurs (Terzaghi ,1943) [3], (Meyerhof ,1963) [5], (Brinch Hansen, 1970), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

L'effet du séisme sur les fondations superficielles.

II.1. Introduction.

La fondation est la partie d'une structure qui garantit le transfert en sécurité des charges de la structure au sol. Habituellement cachés en sous-sol (et fréquemment inaccessibles ou simplement négligés lors des inspections après un séisme), les systèmes de fondation sont aussi soumis à l'action des sollicitations sismiques et ils sont endommagés avec des conséquences parfois très graves pour la structure. La première question qui se pose dans l'étude du comportement sismique des fondations est alors : quels sont les caractéristiques d'une rupture sismique au niveau de la fondation ?

II.2. Origine des séismes.

La surface de la terre est recouverte de plaques qui s'encastrent les unes dans les autres (plaques tectoniques). Ces plaques sont constamment en mouvement. Ce mouvement est dû à la chaleur stockée à l'intérieur de la terre qui remonte à la surface en créant des courants de convection. Sous l'effet de ces courants, les roches magmatiques remontent et entraînent les plaques se situant au-dessus. Certaines plaques s'écartent, d'autres se rapprochent et glissent l'une sous l'autre ou entrent en collision.

Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles. Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épïcentre. Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libérée. L'épïcentre est tout simplement le point en surface à la verticale exacte du foyer sismique. [1]

Les séismes provoquent des ondes qui se propagent dans la roche et remontent jusqu'en surface. Ces ondes font onduler le sol et provoquent un tremblement de terre.

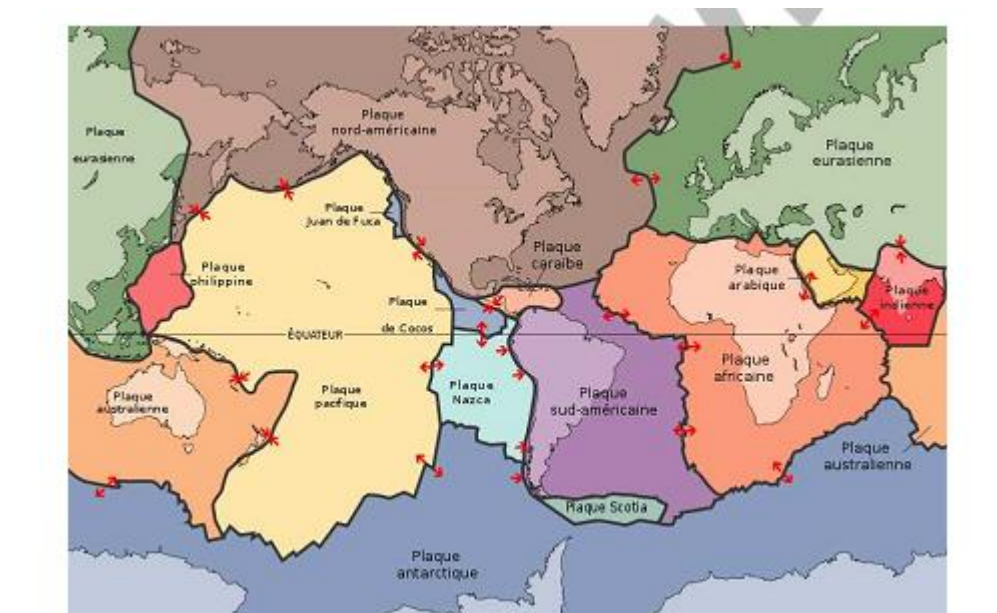


Figure II.1. Carte des plaques tectonique.

Il existe plusieurs types de mouvements entre les plaques (Figure II.1.) :

➤ Les zones de divergence : remontée de magma qui durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale : c'est la divergence.

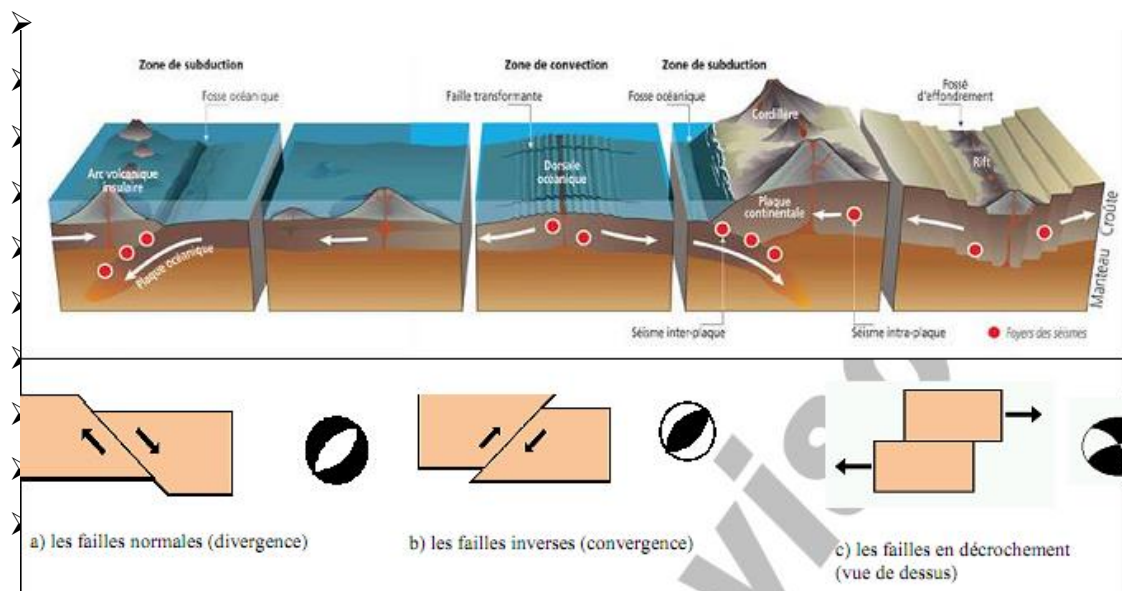


Figure II.2. Principe de mouvements des plaques.

➤ Les zones de convergence : c'est la cause majeure des séismes.

➤ Zone de subduction : convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale, ou océanique qui conduit à l'enfoncement de la plaque la plus dense sous l'autre.

- Zone de collision : convergence entre deux plaques continentales qui se traduit par le plissage de
- La plaque la plus faible.
- Les zones de coulissage : lors des mouvements de divergence et de convergence, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques. Lorsque le phénomène devient parallèle à cette frontière, il s'agit de coulissage. Cela se traduit par une forte sismicité. [1]

II.3. Ondes sismiques.

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types.

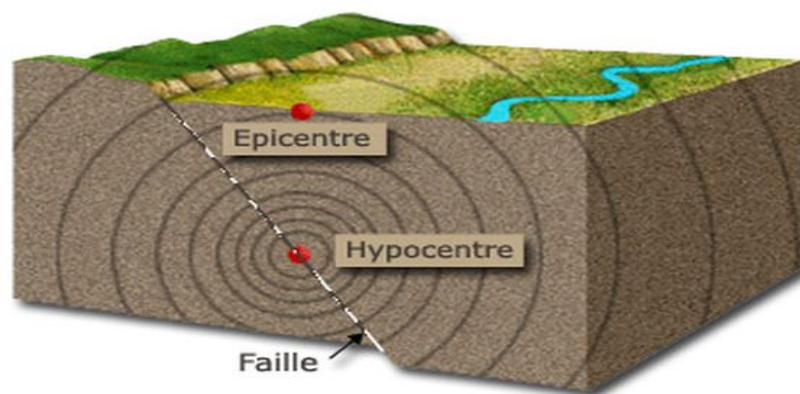


Figure II.3. Principe de propagation des ondes.

II.3.1. Les différents types des ondes sismiques.

Lorsqu'il y a un séisme, des ondes sismiques sont envoyées dans toutes les directions. Il y a deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume (ondes P et S) et les ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh).

II.3.1.1. Les ondes de volumes.

Il existe deux types d'ondes dites de volume :

- **Les ondes longitudinales ou primaires (P)** : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices.

➤ **Les ondes transversales ou secondaires (S)**: ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le coefficient de Poisson. [1]

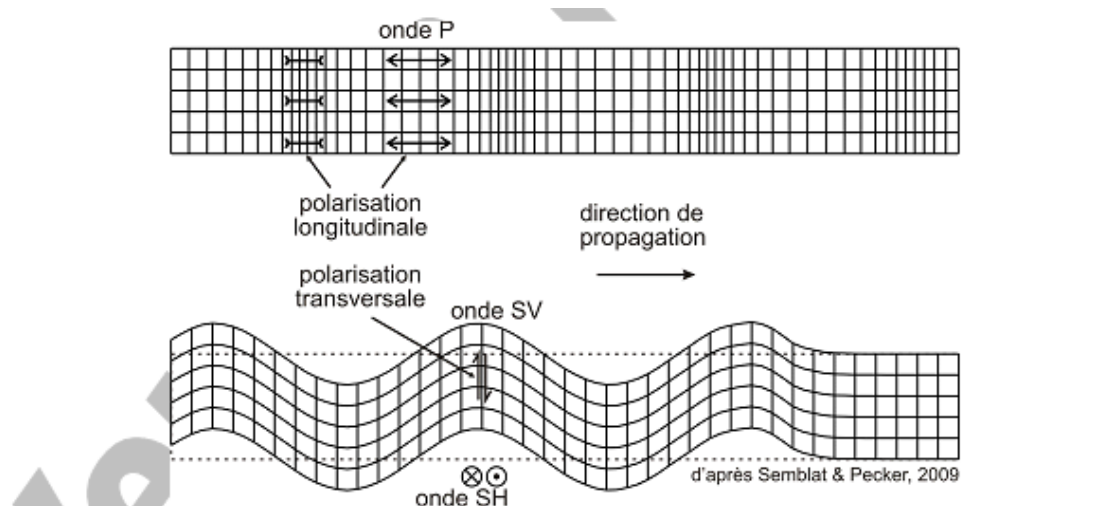


Figure II.4. Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales.

II.3.1.2. Les ondes de surface.

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types :

➤ **Les Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

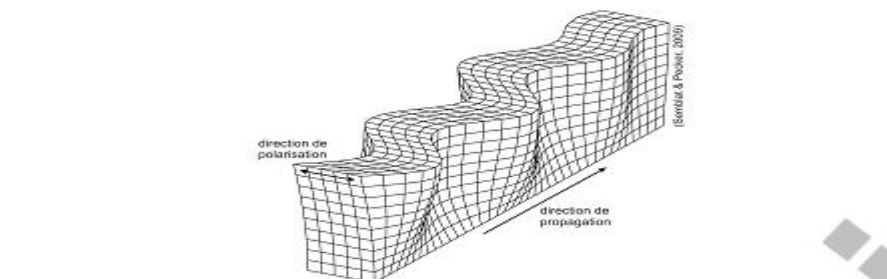


Figure II.5. Schéma de propagation des ondes de Love.

➤ **Les ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

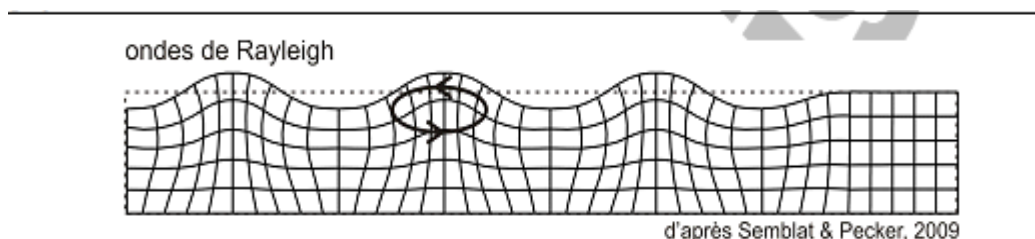


Figure II.6. Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

Les ondes de surface sont guidées par la surface de la terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais ont une amplitude plus grande et libèrent donc une plus grande énergie. [2]

Les ondes de Love ont un mouvement similaire aux ondes S, mais ce mouvement du sol provoqué est plus grand et a une plus grande amplitude car c'est une onde de surface. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui endommage surtout les fondations du bâtiment et c'est contre celles-ci que les fondations parasismiques doivent se prémunir. Ce sont ces ondes qui provoquent des fissures dans les routes ou trottoirs.

Les ondes de Rayleigh provoquent un mouvement à la fois horizontal et vertical, mais sont bien moins dangereuses pour les bâtiments, car son mouvement est relativement régulier et son énergie libérée plus faible. [2]

II.4. Séismes « historiques » du génie parasismique géotechnique.

Tant du point de vue de pertes de vies humaines que de l'impact sur les ressources, quelques séismes se trouvent parmi les désastres naturels les plus calamiteux de l'histoire de l'humanité. L'effet dommageable des séismes sur tous les types de structures de génie civil a été très tôt reconnu, même en relation avec le comportement des fondations des structures. Sur la Figure II.5 (a), une gravure ancienne représente les conséquences dévastatrices du séisme de Lausanne (Suisse) de 1584. Il est frappant que le peintre de l'époque représente les bâtiments de Lausanne intacts, mais mettant en évidence une énorme rotation au niveau de la

fondation. De plus, le sol apparaît comme ayant subi une rupture à grande échelle. Des images semblables ont été répertoriées 280 ans plus tard, après le séisme de Niigata (Japon) de 1964, comme cela est présenté sur la Figure II.5(b). Même si ces ruptures étaient dues à la liquéfaction du sol, elles mettent en évidence les caractéristiques principales d'une rupture sismique en fondation : grands tassements et rotations permanents et intégrité structurale relativement élevée.



(a)



(b)

Figure II.7. (a) Séisme de Lausanne (Suisse) de 1584 et (b) Séisme de Niigata (Japon) de 1964.

II.4.1. Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923.

Les séismes qui ont donné la première motivation pour une étude systématique du comportement des structures de génie civil sous sollicitations sismiques, ont été les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923. Du point de vue géotechnique, après le séisme de Kanto, un grand nombre de ruptures de ponts a été observé. Ces ruptures étaient dues aux grands déplacements verticaux et aux rotations permanentes au niveau de la fondation des piles des ponts, conduisant à une rupture générale du système structural entier, comme présenté sur la Figure II.6. Après les séismes de San Francisco et de Kanto, les premières normes pour la conception parasismique (géotechnique et structurale) des ouvrages ont été introduites.



Figure II.8. Le séisme de Kanto (Japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts.

II.4.2. Le séisme de Niigata (Japon) de 1964.

Presque 40 ans après le séisme de Kanto, un autre séisme au Japon a été un facteur déclenchant de l'étude systématique du phénomène de *liquéfaction* des sols et de ses conséquences sur la réponse des fondations des structures. Pendant le séisme du 16 Juin 1964, de nombreux bâtiments de la ville de Niigata (Japon) ont subi des ruptures à grande échelle dues à la perte de capacité portante de leurs sols de fondation. Plusieurs structures ont présenté des tassements de l'ordre de 1m accompagnés par de grandes rotations permanentes. La rotation permanente d'un bâtiment à Kawagichi-Cho a même été 80° degrés. Plusieurs structures voisines ont subi une rotation un peu moins grande. Le pont de Showa a subi une rupture totale due aux déplacements horizontaux de ses fondati

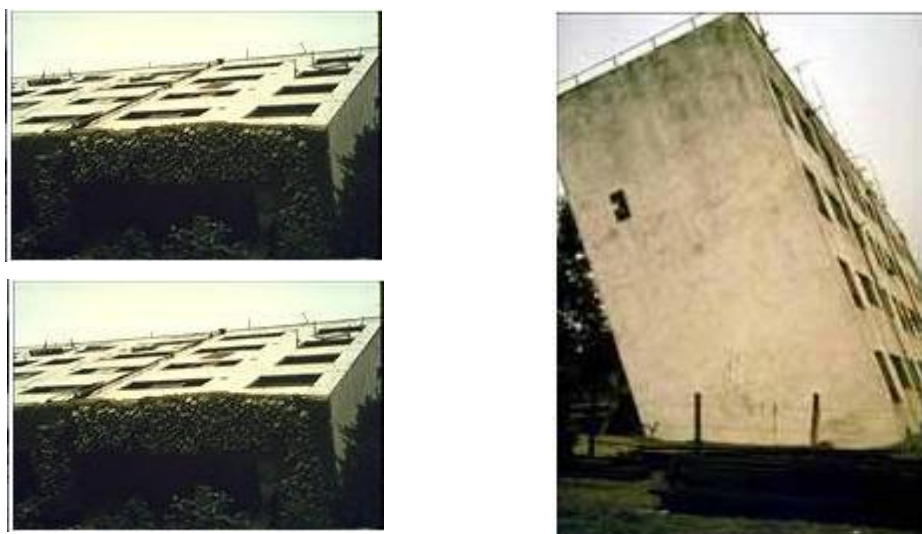


Figure II.9. Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964).

Plusieurs événements sismiques, postérieurs au séisme de Niigata, ont enrichi nos connaissances sur la liquéfaction et sur ses conséquences négatives pour la capacité portante des fondations. Parmi eux, on cite les séismes de : San Fernando (Etats-Unis, 1971), Miyagiken-Oki (Japon, 1978), LomaPrieta (Etats-Unis, 1989), Luzon (Philippines, 1990).

II.4.3. Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985.

Alors que le phénomène de la liquéfaction a été soigneusement étudié après 1964 (à un tel degré qu'il y a eu une tendance à associer tout cas de grands tassements et rotations avec la présence potentielle de liquéfaction), le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) a révélé plusieurs cas de rupture de fondations dues à des raisons autres que la liquéfaction. Dans la Ville de Mexico, après l'événement de 1985, 13% des dommages subis par les structures ont été attribués à un comportement insatisfaisant du système de fondation. Dans plusieurs cas, de grands tassements de l'ordre de 1m et de grandes rotations ont fait penser à une rupture générale du sol en cisaillement. De plus, 13.5% de tous les bâtiments de 9 à 12 étages (principalement fondés sur des pieux flottants) ont été endommagés sévèrement. Une autre constatation importante portait sur le fait que 40% de toutes les structures endommagées ont mis en évidence des ruptures d'un ou plusieurs de leurs étages supérieurs. Une telle distribution des ruptures a été attribuée au mouvement oscillant et à l'impact subséquent des superstructures adjacentes. Après le séisme de Guerrero-Michoacán, l'intérêt s'est porté sur l'étude de la capacité portante sismique des fondations superficielles et profondes.



Figure II.10.Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985).

II.5. Ruptures sismiques de fondations : Susceptibilité des sols.

La première question qui se pose dans un effort d'identification et de classification des ruptures sismiques de fondations est : quels sont les sols où les ruptures se sont produites ? Théoriquement, une rupture au niveau de la fondation pourrait avoir lieu indépendamment des caractéristiques du sol à cause, par exemple, d'une conception inadéquate de la fondation. Néanmoins la grande majorité des ruptures sismiques de fondations répertoriées dans la littérature sont survenues dans des sols généralement faibles comme les sols argileux mous, les sols limoneux, les sables de faible densité *etc.*

II.5.1. Susceptibilité du point de vue du potentiel de liquéfaction et de l'amplification de l'excitation sismique.

Il est généralement reconnu (sans que cela ne soit une règle absolue), que les sols mous tendent à amplifier la réponse sismique des terrains et par conséquent, conduisent à des endommagements potentiels plus sévères des superstructures et des fondations. Par exemple, les conditions locales de site et d'horizon phréatique ont joué un rôle primordial dans la ville de Kirovakan lors du séisme extrêmement mortel de Spitak (Arménie, 1988). La majorité des bâtiments endommagés étaient concentrés dans une région qui avait été auparavant un marais. Un autre exemple très parlant est le cas du séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) pendant lequel la Ville de Mexico, construite sur un large bassin sédimentaire de sol mou, a été fortement endommagée malgré le fait que l'épicentre du séisme était positionné à une distance de 380km au Nord-Ouest de la ville.

On peut généralement attendre des ruptures de fondations dans :

1. des couches de forte épaisseur de sols mous,
2. des sols qui mettent en évidence une capacité portante faible,
3. des sols qui sont susceptibles de se liquéfier,
4. des sols qui possèdent un horizon phréatique élevé.

II.5.2. Susceptibilité du point de vue de la résonance du système sol – superstructure.

Un second aspect concernant la susceptibilité d'une couche de sol vis-à-vis d'une rupture potentielle, provient de la relation entre la fréquence naturelle de la couche et la fréquence naturelle de la superstructure.

Lors du séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985), la plupart des structures endommagées au niveau de la fondation ont été trouvées dans la partie ouest de la ville. Le

phénomène a été expliqué en observant que dans cette partie de la ville, la majorité des bâtiments (de 9 à 12 étages) mettaient en évidence une fréquence naturelle voisine de la fréquence naturelle de la couche de sol de fondation. Des études après le séisme, ont révélé que, pour des fréquences naturelles basses (sols mous), la fréquence naturelle de la couche de sol de fondation n'est pas affectée considérablement par la présence de la structure quel que soit le type de fondation utilisé. Ainsi, la résonance potentielle d'une superstructure élancée sur une couche de sol mou peut entraîner une sollicitation très forte sur la structure et la fondation et par conséquent il convient, si possible, de l'éviter. Les remarques précédentes sont explicitées sur la figure suivante :

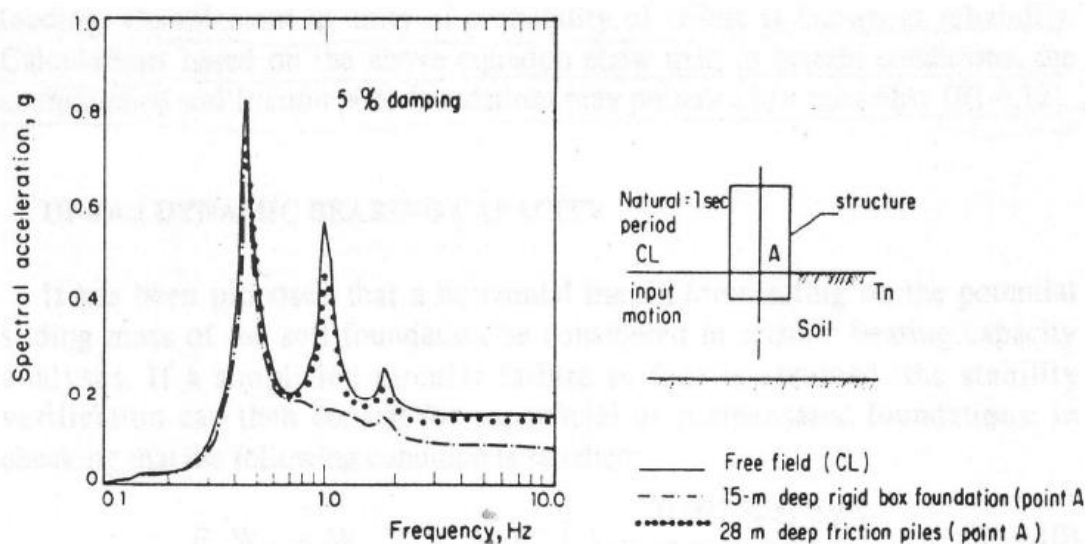


Figure II.11. Interaction sol-structure pour différents types de fondations : réponse du point A au niveau de la surface du sol.

On peut conclure que la rigidité de la superstructure et de la fondation doivent toujours être considérée par rapport à la fréquence naturelle de la couche du sol de fondation. [2]

II.5.3. Description de la sollicitation au niveau de la fondation.

Afin de classifier et de mieux comprendre les types de ruptures sismiques des fondations, on présente une description simplifiée des caractéristiques des sollicitations qui se développent au niveau de la fondation lors des chargements statiques et sismiques.

En ce qui concerne les chargements statiques, les efforts actifs au niveau de la fondation tirent leur origine de la superstructure. Dans la pratique, et en se référant aux fondations superficielles, ces efforts peuvent être décrits par les forces verticale et horizontale résultantes

(N , V) et par le moment résultant (M) à l'interface sol-structure. La stabilité de la fondation est assurée au moyen de l'inégalité symbolique fondamentale du système :

$$\text{Actions} \leq \text{Résistance} \quad (\text{II.1})$$

Lors d'un chargement sismique, il est possible d'avoir une rupture au niveau de la fondation en violant (II.11) par une augmentation de l'effet des Actions *combinée* à une diminution de l'effet de la Résistance dans (II.11). C'est là une différence essentielle par rapport aux chargements statiques.

Dans le cadre de cette thèse, on ne traitera pas le problème de la liquéfaction. Dans la pratique de conception d'un ouvrage, le risque de liquéfaction est initialement étudié et une fois exclu, on effectue la conception de la fondation est effectuée. On s'intéressera donc à la conception elle-même du système de fondation ; parallèlement, on n'envisagera que le cas des fondations superficielles ; cependant, plusieurs de nos conclusions seront valables pour les systèmes de fondations profondes.

II.5.4. Description du mécanisme de la rupture sismique des fondations superficielles.

Des observations sur site après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) ont montré que la majorité des structures endommagées au niveau de la fondation, ont présenté un mécanisme de rupture en rotation avec décollement à l'interface sol-fondation. Cela apparaît clairement sur la Figure II.12 (a) montrant un bâtiment qui a totalement basculé, ce qui implique de forts moments à l'interface sol-structure lors de la rupture. De plus, il a été reconnu que la majorité des ruptures sismiques de fondations dans la Ville de Mexico, concernaient des structures dont la fondation était fortement chargée même avant le séisme (conditions statiques). Il s'agissait de bâtiments pour lesquels une conception inadéquate des fondations, des changements de destination entraînant une augmentation du poids du bâtiment, des sous-sols inondés *etc.*, ont été mis en évidence après le séisme. Les pressions verticales élevées sur la fondation, combinées avec l'effet des forces horizontales et des moments sismiques, ont accéléré l'apparition des déformations plastiques dans le sol et ont produit finalement de grands tassements et des rotations permanentes. Le même type de rupture a été répertorié aussi après des séismes plus récents, comme par exemple dans la ville d'Adapazari après le séisme de Kocaeli (Turquie, 1999), (Figure II.12 (b)).

Sur la même figure on peut clairement observer le décollement sur l'interface sol – fondation.



(a)



(b)

Figure II.12. Rupture rotationnelle par perte de la capacité portante ; (a) bâtiment de la Ville de Mexico fondé sur pieux flottants après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) et (b) bâtiment de la ville de Adapazari (séisme de Koçaeli (Turquie, 1999).

II.6. Le séisme en Algérie.

II.6.1 Le contexte tectonique.

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie (figure II.13). Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Pour le moment, la faille qui est à l'origine du séisme du 21 mai 2003 n'est pas identifiée. Compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de ce séisme.

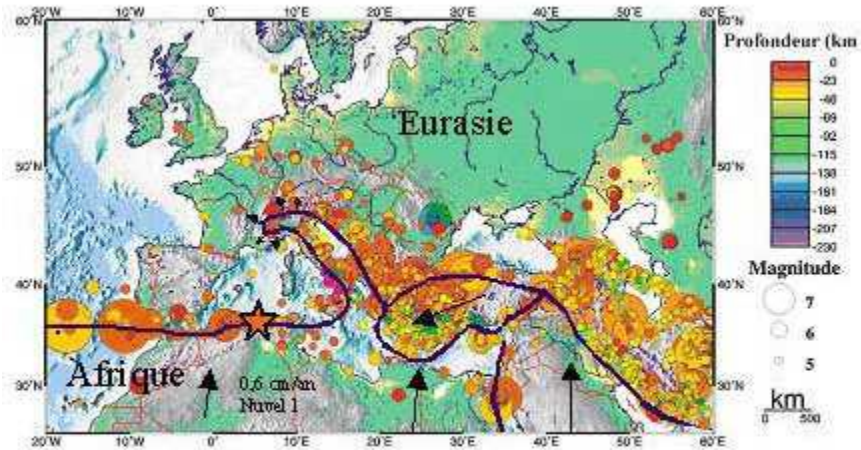


Figure II.13. Contexte Sismotectonique de la collision Afrique-Eurasie.
Le séisme du 21 mai 2003 est représenté par une étoile (Source IRSN).

II.6.2 L'historique sismique de l'Algérie.

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité (figure II.14). Au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléansville (EL Asnam), magnitude 6,7, 1200 morts, 20000 bâtiments détruits ; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts. Néanmoins, aucun séisme majeur n'avait été répertorié jusqu'alors dans la région de l'épicentre. La figure II.13 montre que l'intensité maximale observée (évaluation des dégâts dus aux séismes) y est faible au regard d'autres régions de l'Algérie. En effet, dans cette région l'intensité maximale observée ne dépasse pas V (voir légende de la figure II.15). Compte tenu de l'importance des destructions engendrées par le séisme du 21 mai 2003, l'intensité de cette secousse est a priori supérieure à VIII. Une évaluation précise ne pourra être réalisée qu'après enquêteur le terrain.

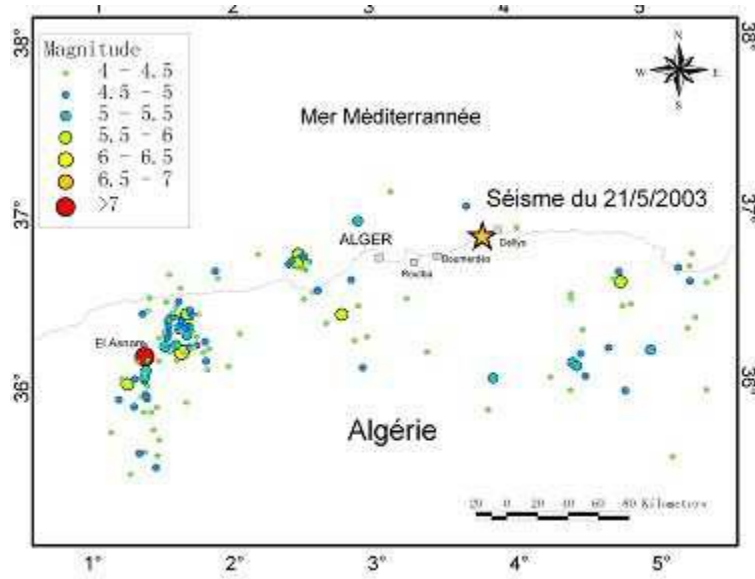


Figure II.14. Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.

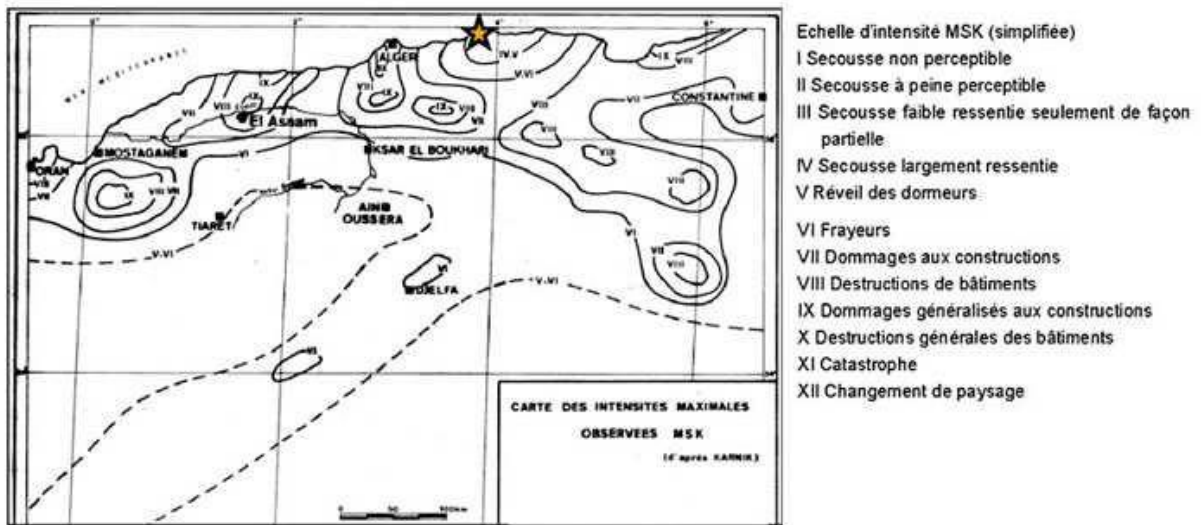


Figure II.15. Carte des intensités maximales observées.

❖ **Historique de magnitude 5 + :**

- **1715** *séisme d'Alger : magnitude 7.5, 20 000 morts*
- **1856** Djidjelli (Jijel) le port est détruit par un raz de marée avec des vagues de plusieurs mètres de hauteur.
- **1887** El-Kalaâ (La Calle) : 29 novembre 1887 magnitude 7.5, 20 morts.
- **1891** Gouraya (Cap Larrès) : 15 janvier 1891 magnitude 7.5, 38 morts.
- **1910** Sour ElGhozlane (Aumale) : 24 juin 1910 magnitude 6.4 et 6.6, 30 morts.
- **1922** AïnElHassan : 25 août 1922 magnitude 5.1, 2 morts.
- **1950** Béjaïa (Bougie) : 12 février 1950 magnitude 5.6, 264 morts, 1 000 maisons détruites.
- **1954** Chlef (Orléansville, EL Asnam): 9 septembre 1954 magnitude 6.7, 1 243 morts, 20 000 bâtiments détruits.
- **1960** M'sila : 21 février 1960 magnitude 5.5, 47 morts.
- **1965** M'sila : 1er janvier 1965 magnitude 5.5, 5 morts.
- **1973** Mansourah : 24 novembre 1973 magnitude 5.1, 4 morts.
- **1980** *Chlef (Orléansville, EL Asnam): magnitude 7.2, 2 633 morts.*
- **1985** Constantine : 27 octobre 1985 magnitude 5.9, 10 morts.
- **1988** El-Affroun : 31 octobre 1988 magnitude 5.4.
- **1989** Djebel Chenoua : 29 octobre 1989 magnitude 6.2, 22 morts.
- **1994** Mascara : 18 août 1994 magnitude 5.6.
- **1996** Alger : 4 septembre 1996 magnitude 5.7.
- **1999** AïnTémouchent : 22 décembre 1999 magnitude 6.1.
- **2000** Béni Ourtilane: 10 novembre 2000 magnitude 5.7, 2 morts.
- **2003** *Boumerdès (algérois) : 21 mai 2003 magnitude 6.2 et 6.8, 2 278 morts, 10 261 blessés, 119 000 personnes sinistrés. C'est le plus fort tremblement de terre enregistré et ressenti depuis le séisme d'Alger du 3 février 1716. Il a, par ailleurs, provoqué un raz de marée (mini tsunami) qui est arrivé jusqu'aux Baléares.*
- **2010** Béni Ilmane (Sétif) : 14 mai 2010 magnitude 5.2, 16 mai 2010 de magnitude 5.0, 23 mai 2010 magnitude 5.0

Méthodes de calcul de la capacité portante dynamiques des fondations Superficielles.

III.1. Introduction

Actuellement il n'y a pas de recommandations ou directives spécifiques pour déterminer la capacité portante en conditions dynamiques dans les codes et normes en vigueur en géotechniques. En général pour estimer la capacité portante pour un chargement sismique, un chargement combiné pseudo statique est appliqué sur la fondation (H, M, V) en utilisant des mêmes méthodes d'évaluation présentées dans ce qui suit pour les conditions statiques. Il faut cependant garder en tête qu'en conditions dynamiques la capacité portante peut être inférieure (en particulier pour les sols saturés) ou supérieure (sols non saturés) à la capacité portante en conditions statiques. Le dimensionnement pour une charge sismique se fait à toutes fins pratiques « en conditions statiques ». La durée de vibration et le nombre de cycles engendrés par les tremblements de terre sont relativement courts et par conséquent le risque de rupture n'est pas significatif. Le plus problématique serait l'apparition de déplacement et/ou rotations de la fondation engendrant une redistribution des moments et du cisaillement dans la structure.

III.2. Facteurs affectant la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques.

Les fondations superficielles peuvent être soumises à des charges dynamiques verticales ou horizontales. Les charges dynamiques dues à des explosions nucléaires sont principalement verticales. Les charges dynamiques horizontales sur les fondations sont généralement dues aux séismes. Ces types de charges peuvent induire de larges déformations permanentes dans les fondations. Une définition fondamentale de la capacité portante dynamique n'a pas encore été trouvée

Les observations faites à la suite du séisme de Mexico en 1985 ont mis en évidence que les fondations ayant des coefficients de sécurité faibles ou des excentricités fortes ont subi des dommages importants. Lorsque l'on souhaite considérer la capacité portante en conditions sismiques il faut prendre en compte des facteurs additionnels affectant la résistance des sols :

- La vitesse de chargement (souvent plus rapide in situ qu'en laboratoire) pour les sols cohérents en conditions non drainées, où on pourra noter une résistance supérieure de 30 à 60% à la résistance mesurée en laboratoire ;

- La dégradation des paramètres du sol sous chargement cyclique (perte de résistance). Les sols non cohérents sont insensibles à cette dégradation et les sols cohérents ne seront affectés que pour une déformation supérieure à un certain niveau (variable pour chaque type de sol);
- L'augmentation de la pression interstitielle.

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques engendrent des forces inertielles dans le sol, qui sont équilibrées par les contraintes dynamiques (cisaillement horizontal principalement). Dans les cas extrêmes, lorsque l'accélération du sol est trop forte, les contraintes sismiques engendrées vont entraîner la rupture.

Cependant, il faut noter que la réduction majeure dans la capacité portante de la fondation provient de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge plutôt que des forces inertielles dans le sol.

III.3. Utilisation de la méthode classique (pour traiter les cas dynamiques).

La sollicitation sismique sur une structure se concrétise au niveau de la fondation par une charge horizontale H et un moment de renversement M . Ce moment appliqué sur la fondation est équivalent à une excentricité de la charge verticale V par rapport au centre de la semelle. Dans ce cas, la répartition des pressions sous la semelle n'est plus uniforme, mais linéaire.

III.3.1. Capacité portante dynamique ultime dans le sable.

La capacité portante statique des fondations superficielles soumises au chargement vertical peut être donnée par l'équation :

$$q_u = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + (1/2) \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (\text{III.1})$$

Avec :

q_u = charge ultime par unité d'aire fondation ;

γ = poids volumique du sol sous la fondation ;

$q = \gamma D_f$, D_f = profondeur de la fondation, B = largeur de la fondation ;

N_c, N_q, N_γ = facteurs de capacité portante fonctions de l'angle de frottement ;

S_c, S_q, S_γ = Facteurs de forme

d_c, d_q, d_γ = Facteurs de profondeur

Dans les sables $c = 0$, l'équation (III.1) devient :

$$q_u = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + (1/2) \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (\text{III.2})$$

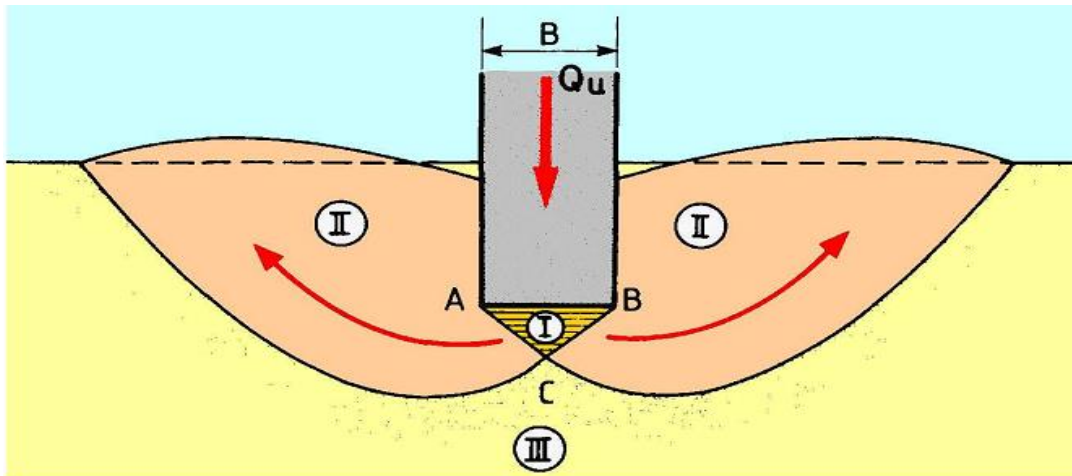


Figure III.1 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

Les valeurs de N_q et N_γ peuvent être représentées par les équations suivantes :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan (45 + \phi/2) \quad (\text{III.3})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{III.4})$$

Les valeurs N_q et N_γ en fonction de l'angle de frottement ϕ , sont données dans le tableau (III.1).

A) D'après de DTU13.12.

• **Les facteurs de profondeurs :**

$$\text{Pour } D_f / B \leq 1 \{ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (D_f / B) \text{ et } d_\gamma = 1 \} \quad (\text{III.5})$$

$$\text{Pour } D_f / B > 1 \{ d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} (D_f / B) \text{ et } d_\gamma = 1 \} \quad (\text{III.6})$$

• **Les facteurs de forme.**

Pour les facteurs de forme, Terzaghi, le premier, avait proposé, initialement, les relations suivantes, dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre B et d'une semelle carrée de côté B. Le DTU 13.12 retient les mêmes valeurs. Les valeurs sont données dans le Tableau III.1.

Fondations Facteurs De forme	Rectangulaire ou carrées (B/L=1)		Circulaires	Filantes
	$S_\gamma(1)$	$1 - 0.2B/L$	0.8	0.6
S_c	$1 + 0.2B/L$	1.2	1.3	1
S_q	1	1	1	1

(1) condition drainée, seulement

Tableau III.1. Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi
(Condition non drainées et drainées).

• **Les facteurs d'inclinaisons :** i_q, i_c, i_γ

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle δ par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes dues à Meyerhof :

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad \text{(III.7)}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \quad \text{(III.8)}$$

B) D'après l'Eurocode 7.

• **Les facteurs de forme.**

Les propositions de l'Eurocode 7 sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne S_c et S_q (Tableau III.2).

Fondations Facteurs De forme	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)
S_γ			$1 - 0.3 B/L$	0.7
S_c	$1 + 0.2B/L$	1.2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi) N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi$	$1 + \sin \phi$

Tableau III.2. Coefficients de forme d'après Eurocode7 .

• **Les facteurs d'inclinaisons :** i_q, i_c, i_γ

Le projet d'Eurocode 7 propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentrement de la charge dans les deux directions et les conditions du sol:

- En conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0.5(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u}) \quad \text{(III.9)}$$

-En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{(III.10)}$$

-En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (1 - 0.7H/(V + A'c' \cot \phi'))^3 \quad \text{(III.11)}$$

$$i_\gamma = (1 - H/(V + A'c' \cot \phi'))^3 \quad \text{(III.12)}$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{(III.13)}$$

Pour les fondations circulaires, B est le diamètre, et $B=L$.

Les équations ci-dessus, pour l'évaluation de la capacité portante statique ultime, sont valable pour les sables dense où la surface de rupture dans le sol s'étend jusqu'à la surface du terrain comme le montre la figure (III.2). Ceci est dit « cas de rupture de cisaillement générale ».

ϕ [°]	N_γ	N_q	N_c
0	0	1.00	5.14
5	0.2	1.6	6.47
10	1.0	2.49	8.45
15	2.33	3.94	11.0
20	4.97	6.4	14.8
25	10.4	10.7	20.7
30	21.8	18.4	30.1
35	48.0	33.3	46.1
40	113	64.2	75.4
45	297	135.0	135

Tableau III.3. Valeurs de facteurs de capacité portante selon l'DTU 13.12.

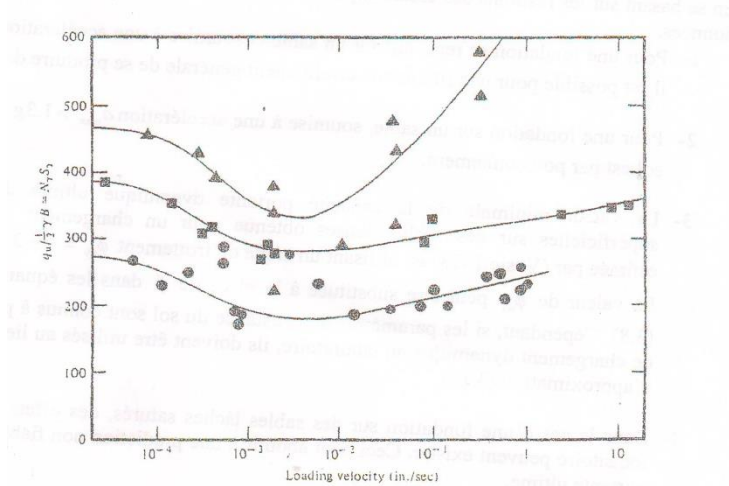


Figure III.2. Facteur de capacité portante en fonction de la vitesse de chargement : Série I, sable sec ; Série II, sable sec ; Série III, sable saturé.

Pour les fondations superficielles (D_f/B), si la densité relative $R_D \leq 70\%$, une rupture de cisaillement locale peut se produire. Pour la capacité portante statique ultime si $0 \leq R_D \leq 70\%$, les valeurs de ϕ dans les équations (IV.1)-(IV.4) devraient être remplacé par l'angle de frottement modifié :

$$\phi' = \tan^{-1}[(0.67 + R_D - 0.75 R_D^2) \tan\phi] \quad \text{(III.14)}$$

Les équations décrites ci-dessus sont relatives au calcul de la capacité portante statique ultime des fondations superficielles. Cependant, quand la charge est soudainement appliquée à la fondation pour produire une rupture, la capacité portante ultime change un peu.

Pour les semelles de surface ($D_f=0$) dans le sable $q=0$ et $d_\gamma=0$.

$$q_u = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad \text{(III.15)}$$

Ou Bien : $\frac{q_u}{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma B} = N_\gamma S_\gamma \quad \text{(III.16)}$

La vitesse $\frac{q_u}{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma B}$ Avec la vitesse de chargement est montrée à la figure (III.2). On peut voir que pour chaque série d'essais, la valeur de $\frac{q_u}{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma B}$ diminue graduellement avec l'augmentation de la vitesse de chargement a une valeur minimale et ensuite elle continue à augmenter. Ceci correspond a une diminution de l'angle de frottement interne du sol de 2° environ quand la vitesse de chargement atteint une valeur de $50.8 \cdot 10^{-3}$ mm environ.

En se basant sur les résultats des essais expérimentaux, les conclusions générales peuvent être données.

1. Pour une fondation se reposant sur un sable et soumise à une accélération $a_{\max} \leq 1.3g$, il est possible pour une rupture de cisaillement générale de se produire dans le sol.
2. Pour une fondation sur un sable, soumise à une accélération $a_{\max} \geq 1.3g$, la rupture du sol est par poinçonnement.
3. La valeur minimale de la capacité portante dynamique ultime des fondations superficielles sur des sables denses obtenue pour un chargement d'impact a été estimée par (Vesic 1973) en utilisant un angle de frottement :

$$\phi_{dy} = \phi - 2 \quad \text{(III.17)}$$

La valeur de ϕ_{dy} peut être substituée à la place de ϕ dans les équations de (III.1) à (III.3). Cependant, si les paramètres de résistance du sol sont connus à partir des essais de chargement dynamique au laboratoire, ils doivent être utilisés au lieu de l'équation d'approximation (III.17)

4. Dans le cas d'une fondation sur des sables lâches saturés, des effets de liquéfaction transitoire peuvent exister. Ceci peut aboutir à une prédiction non fiable de la capacité portante ultime.
5. L'augmentation rapide de la capacité portante ultime dans les sables denses saturés à des vitesses rapides de chargement est due au développement de la pression interstitielle négative dans le sol.

III.3. 2. Capacité portante dynamique dans les argiles.

Pour des fondation reposant sur les argiles saturées ($\phi = 0, c=c_u$) c.à.d. la condition non-drainée.

L'équation (III.1) se transforme à la forme suivant :

$$q_u = C_u N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q \quad \text{(III.18)}$$

$$\text{Pour } \phi = 0, N_\gamma = 0, N_c = 5.14 \text{ et } N_q = 0, S_c = 1 + (B/L) (N_q/N_c) \quad \text{(III.19)}$$

Pour $\phi = 0$

$$S_c = 1 + 0.2 (B/L) (1/5.14) = 1 + 0.03891(B/L)$$

$$S_q = 1, \quad S_\gamma = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 (D_f/B) \text{ Pour } D_f/B \leq 1$$

$$dc=1 + 0.4 \tan^{-1} (Df/B) \text{ pour } Df/B > 1$$

$$dq=1$$

En substituant les valeurs de N_c , N_q , Sc , Sq et dc , dq dans l'équation (III.18) on aura :

$$q_u= 5.14C_u[1+0.03891(B/L)][1+ 0.4 (Df/B)]+ q \quad \text{pour } Df/B \leq 1 \quad \text{(III.20)}$$

$$q_u= 5.14C_u[1+0.03891(B/L)][1+ 0.4 \tan^{-1}(Df/B)]+ q \quad \text{pour } Df/B > 1 \text{(III.21)}$$

La capacité portante dynamique ultime des fondations reposant sur les sols d'argiles saturée peut être estimée par l'équation (III.20) et (III.21), à condition que l'effet de la vitesse de déformation soit tenu en considération dans la détermination de la cohésion non drainée.

Contrairement au cas de sable, la cohésion non drainée des argiles saturées augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. Les résultats des essais triaxiaux non consolidés non drainées (UU) sur les des argiles saturées sont montrée à la figure (III.3).

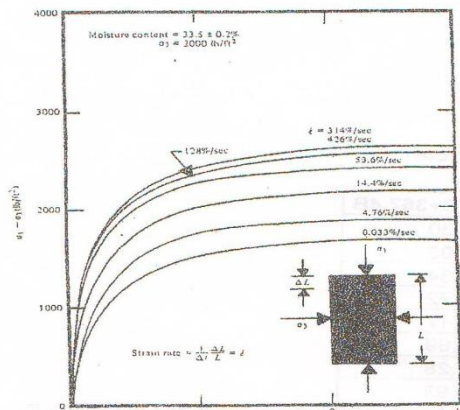


Figure III.3. Résultats des essais triaxiaux Non consolidés-non drainés sur des argiles Saturées.

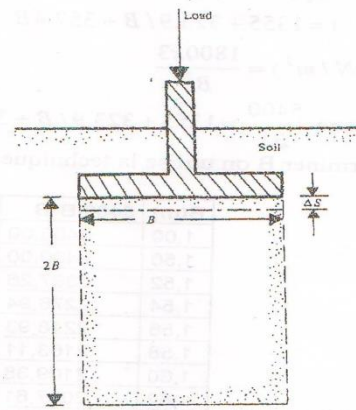


Figure III.4. Définition de la vitesse de déformations sous une fondation.

De la figure III.3, on peut clairement noter que les valeurs de la cohésion non drainée pour des vitesses de déformation entre 50%/s et 425%/s (qui sont dans l'intervalle de chargement dynamique) ne sont pas trop différentes et peuvent être considérées comme identiques. Carrol(1963) a suggéré que $C_{u(dyn)}/C_{u(stat)}$ peut-être de l'ordre de 1.5.

Pour une fondation donnée, la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ peut être considérée comme :

$$\dot{\epsilon} = (1/\Delta t)(\frac{1}{2} \Delta S/B) \quad \text{(III.22)}$$

III.3.3. Analyse rigide plastique des fondations.

III.3.3.1. Charge verticale transitoire sur une fondation (Mode de rupture rotationnelle).

Triandafilidis a présenté une solution pour une réponse dynamique d'une semelle continue supportée par un sol saturé cohérent ($\varphi = 0$) et soumise à une charge dynamique transitoire. La contrainte dynamique transitoire est exprimée sous la forme suivante :

$$q_d = q_0 e^{-\beta t} = \lambda q_u e^{-\beta t} \quad \text{(III.23)}$$

q_d = Contrainte au temps t ;

q_u = capacité portante statique des semelles filantes ;

β = fonction de délabrement, t = temps

$q_0 = \lambda q_u$ = valeur instantanée au pic de la contrainte transitoire.

λ = fonction de surcharge.

La nature de la variation de la contrainte transitoire représentée par l'équation (III.23) est montrée à la figure (IV.5a).

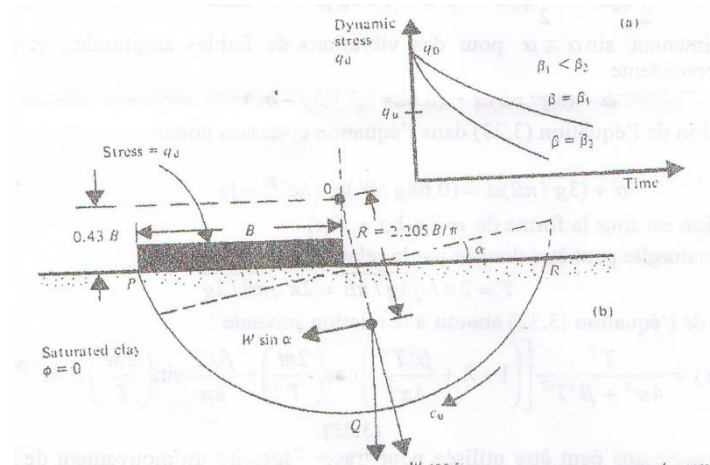


Figure III.5. Charge verticale transitoire sur une fondation continue reposant sur une argile saturée (mode de rupture rotationnelle).

Les hypothèses faites par Triandafilidis sont comme suit :

- $\varphi = 0$
- Le sol cohérent saturé se comporte comme un matériau rigide plastique ;
- La surface de rupture du sol est cylindrique pour l'évaluation de la capacité portante statique ;

- Cette surface de rupture est montrée à la figure (III.5b) ;
- La capacité portante statique est :

$$q_u = 5.14c_u \quad \text{(III.24)}$$

- La contrainte dynamique transitoire peut être déterminée à l'aide de la figure (3.5b).
- Le moment moteur par rapport à 0 = au moment résistant par rapport à 0 ; (III.25)
- Le moment moteur = $q_d(Bx1)^{1/2} = 1/2 q_d B^2$;
- Le moment résistant = $q_u(Bx1)^{1/2} = 1/2 q_u B^2$;
- Le moment résistant de l'inertie du sol du au mouvement du rigide de la masse du sol

$$M_1 = J_o \ddot{\alpha} \quad \text{(III.26)}$$

Où : $\ddot{\alpha}$ = accélération angulaire

$$J_o = \text{moment d'inertie polaire de la masse} = WB^2 / 1.36g \quad \text{(III.27)}$$

W = poids par unité de longueur de la masse cylindrique du sol PQR.

$$W = 0.31\pi\gamma B^2 \quad \text{(III.28)}$$

g = accélération de la pesanteur, γ = poids volumique du sol.

Substituons l'équation (III.27) dans l'équation (III.28)

$$M_1 = [WB^2 / 1.36g] \ddot{\alpha} \quad \text{(III.29)}$$

Le moment résistant du à la masse du sol déplacé = $WR \sin \alpha$, (voir la figure IV.5b pour la définition de R).

Substituons ces moments dans l'équation (III.25).

$$1/2 q_d B^2 = 1/2 q_u B^2 + [WB^2 / 1.36g] \ddot{\alpha} + WR \sin \alpha \quad \text{(III.30)}$$

Posons maintenant $\sin \alpha \cong \alpha$ pour des vibrations de faibles amplitudes, et réarrangeons l'équation précédente.

$$\ddot{\alpha} + (3g/\pi B)\alpha = (0.68g/W)(q_d - q_u) \quad \text{(III.31)}$$

La substitution de l'équation (III.23) dans l'équation ci-dessus donne :

$$\ddot{\alpha} + (3g/\pi B)\alpha = (0.68g/W)q_u(\lambda e^{-\beta t} - 1) \quad \text{(III.32)}$$

Cette équation est sous la forme de $m\ddot{\alpha} + k\alpha = f(t)$

La période naturelle peut être donnée par la relation :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{3g/\pi B}} = 2\pi\sqrt{\pi B/3g}$$

La solution de l'équation (III.32) aboutit à la relation suivante :

$$\frac{W}{0.68gq_u}(\alpha) = \frac{T^2}{4\pi^2 + \beta^2 T^2} \left[\left(1 - \lambda + \frac{\beta^2 T^2}{4\pi^2}\right) \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{\beta \lambda T}{2\pi} e^{-\beta t} - \frac{\beta^2 T^2}{4\pi^2} - 1 \right] \quad \text{(III.33)}$$

la relation ci-dessus peut être utilisée pour tracer l'histoire du mouvement de la fondation .

Pour déterminer la déflexion angulaire maximale (α_{max}), l'équation (III.33) peut être dérivée par rapport au temps.

$$\frac{W}{0.68gq_u}(\dot{\alpha}) = \frac{2\pi T}{4\pi^2 + \beta^2 T^2} \left[\left(\lambda - 1 - \frac{\beta^2 T^2}{4\pi^2}\right) \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{\beta \lambda T}{2\pi} \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) - \frac{\beta \lambda T}{2\pi} e^{-\beta t} \right] \quad \text{(III.34)}$$

Pour obtenir le temps critique, $t=t_c$, qui correspond à $\alpha=\alpha_{max}$, le membre de droite de l'équation ci-dessus doit être égale à zéro.

Avec : $\frac{2\pi T}{4\pi^2 + \beta^2 T^2} \neq 0$ ce qui donne :

$$\left[\left(\lambda - 1 - \frac{\beta^2 T^2}{4\pi^2}\right) \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) + \frac{\beta \lambda T}{2\pi} \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) - \frac{\beta \lambda T}{2\pi} e^{-\beta t} \right] = 0 \quad \text{(III.35)}$$

La valeur de $t=t_c$ peut alors être substituée dans l'équation (III.33) avec des valeurs connues

de β , λ et B pour obtenir $\frac{W}{0.68gq_u}(\alpha_{max}) = K$.

Cependant, il est à noter que l'influence de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement du sol et le poids propre de la fondation n'ont pas été introduits dans l'obtention de l'équation ci-dessus.

III.4. Autres méthodes.

III.4.1. Méthodes basées sur les coefficients de portance dynamique.

Il existe des cas (sols partiellement ou complètement saturés) pour lesquels la capacité portante diminue en conditions dynamiques. Cette dégradation de la rigidité du sol est en partie due à la présence de forces d'inertie dans le sol. Plusieurs chercheurs ont travaillé sur la détermination de coefficients de portance « dynamiques » à partir du mécanisme de rupture de Coulomb, parmi lesquels : Richards et al. (1993) et Chowdhury et Dasgupta (2009).

Ces méthodes consistent à utiliser des ratios dynamique / statique pour les facteurs de capacité portante ($N\gamma E/N\gamma$ par exemple). Ces auteurs soulignent le fait que leur méthode est sans doute conservatrice mais permettra le développement des procédures de conception plus sécuritaires pour les régions soumises à un aléa sismique. Pour les sols non cohérents non saturés, les méthodes pseudo statiques habituelles sont envisageables et suffisamment sécuritaires. Pour les sols cohérents ou les sables saturés il convient de prendre en compte le risque de dégradation des propriétés du sol.

Les ratios présentés en Figure III.6 dépendent des coefficients d'accélération horizontale et verticale du séisme (k_h et k_v respectivement). Comme illustré en Figure 3.2 les facteurs de capacité portante diminuent rapidement lorsque $\tan\theta$ augmente ($\tan\theta = k_h / (1 - k_v)$). Les auteurs indiquent que pour un coefficient d'accélération horizontale $k_h=0,25$, la capacité portante ultime est divisée par 3.

L'avantage de ce type de méthode est la simplicité de sa mise en pratique, ce qui permet d'envisager son application en combinaison avec les méthodes classiques décrites dans les normes. Par contre une validation expérimentale reste à faire.

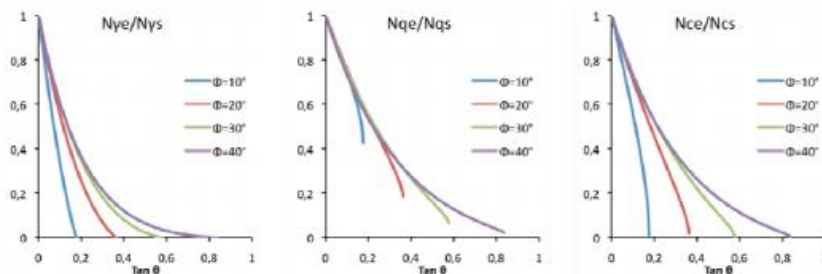


Figure III.6. Ratios dynamique/statique pour les facteurs de capacité portante selon Richards et al.

III.4.2. Méthode des courbes enveloppes.

Modèles « Houslsby »

Les courbes enveloppes, également appelées diagrammes d'interaction, sont des représentations tridimensionnelles, dans l'espace de chargement H, M/B, V de la limite de plastification d'un sol.

La courbe enveloppe délimite en fait une zone de l'espace de chargement à l'intérieur de laquelle devrait rester le chargement combiné afin d'éviter la rupture. Il faut noter que

l'homogénéité dimensionnelle de la courbe d'interaction est obtenue en divisant le moment par la plus petite dimension B de la semelle. Les courbes enveloppes sont considérées uniques et convexes pour chaque fondation à une profondeur donnée. Ces diagrammes sont obtenus expérimentalement à l'aide de « swipe tests » mais ont l'avantage de représenter très fidèlement les cas de chargement complexes. Les « swipe tests » sont des tests où un modèle de fondation reposant sur un sol est soumis à un chargement combiné, où les trois paramètres de chargement H, M et V sont contrôlés individuellement afin d'amener le sol à la plastification. L'appareil permettant de mener ces essais a été développé à l'université d'Oxford au début des années 1990.

Plusieurs chercheurs ont proposé des courbes enveloppes empiriques pour différentes géométries de fondations, différentes conditions de sol, mais il n'y a pas d'assentiment général quant au choix de l'enveloppe la plus appropriée.

Le développement des courbes enveloppes remonte aux travaux de Roscoe et Schofield (1956) et il a fallu presque deux décennies pour que le concept soit développé par Butterfield et Ticof (1979) et que ces auteurs avancent l'idée de l'utilisation de diagrammes d'interaction pour remplacer les méthodes d'estimation de la capacité portante traditionnelles (calcul en plasticité).

Avant cette date, les méthodes classiques basées sur un calcul en plasticité définissaient dans le fait des courbes enveloppes mais jamais elles n'avaient été étudiées expérimentalement pour des chargements combinés. Les courbes enveloppes ont pris un essor important dans les années 90, en particulier pour l'application à l'industrie « offshore ». Les diagrammes d'interaction ont une forme relativement similaire pour les sables denses, lâches et pour l'argile. La formulation générique des courbes enveloppes est donnée dans les équations 2 à 5 et dans le Tableau III.4 :

$$\left(\frac{M}{M_0}\right)^2 + \left(\frac{H}{M_0}\right)^2 - 2\bar{e} \left(\frac{M}{M_0}\right) \left(\frac{H}{M_0}\right) - \bar{\beta}^2 \left(\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_1} \left(1 - \frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_1} = 0 \text{ (III.36)}$$

$$\bar{\beta} = \frac{(\beta_1 + \beta_2)^{\beta_1 + \beta_2}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}} \text{ (III.37)}$$

$$\bar{e} = e_1 + e_2 \left(\frac{V}{V_0}\right) \left(\frac{V}{V_0} - 1\right) \text{ (III.38)}$$

$$M_0 = m_0 DV_0$$

$$H_0 = h_0 DV_0 \text{ (III.39)}$$

Où V_0 est la charge verticale maximale, H_0 est la charge horizontale maximale et M_0 est le moment maximal.

	Argile (Martin et Houlsby)	Sable dense silicaté (Cassidy , Martin et Houlsby)	Sable lâche carbonaté (Cassidy ,Byme et Houlsby)
H_0	0.127	0.116	0.154
m_0	0.083	0.086	0.094
β	0.764	0.900	0.820
β	0.882	0.990	0.820
\bar{e}	. $e_1=0.518$. $e_1=1.180$	-0.200	-0.250

Tableau. III.4. Coefficients expérimentaux pour les courbes enveloppes de fondations circulaires sur différents types de sol.

Idéalement, les coefficients donnés au Tableau III.4 devraient être déterminés expérimentalement pour chaque type de sol et chaque type de fondation (géométrie, profondeur). Mais les tests expérimentaux nécessaires à l'obtention de ces coefficients sont longs et nombreux (plus de 75 « swipe tests » pour un seul diagramme). Il est donc conseillé de s'appuyer sur les travaux des autres chercheurs (Martin et Houlsby, 2000). Il est à noter que la forme de courbe enveloppe est plus dépendante du type de sol que de la forme de la fondation.

III.4.3. Méthode d'équilibre limite.

Le sol est considéré comme un matériau rigide plastique dont la rupture est décrite par le critère de Mohr-Coulomb. L'état d'équilibre limite est mobilisé au sein d'un mécanisme de rupture locale, composé de zones en états limites actif, neutre et passif.

Le recours à la théorie des pressions des terres sur un écran, ainsi qu'au principe de superposition des effets permettent d'évaluer par défaut la capacité portante sismique q_u^E comme suit :

$$q_u^E = 0.5 \gamma .B .N_\gamma^E + q_0 .N_q^E + C .N_c^E \text{ (III.40)}$$

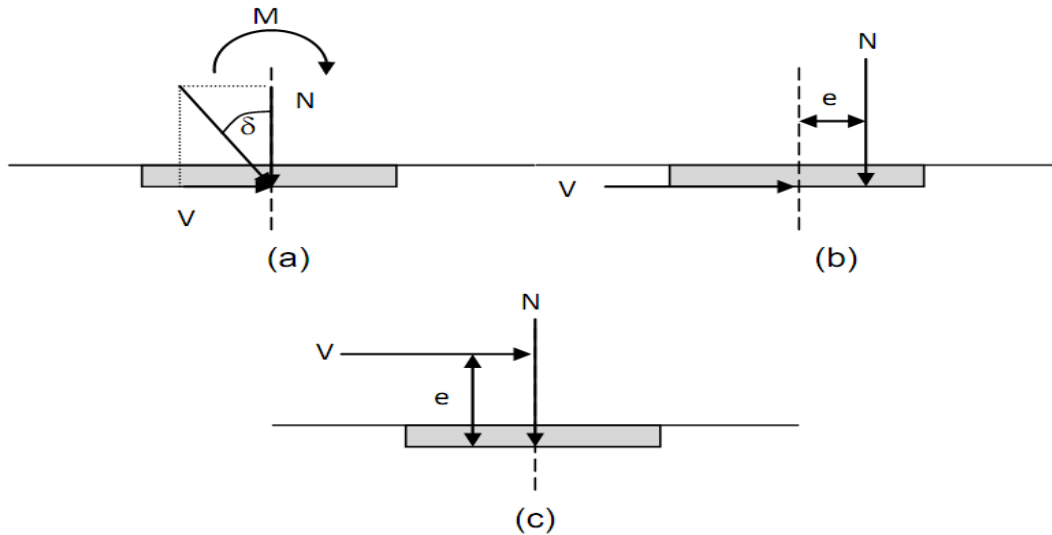


Figure.III.7.Exemples de charges appliquées dans les différents repères

(a) (N, M) (b) (N, V) (c) (V, M)

Les coefficients N_{γ}^E , N_q^E et N_c^E sont les facteurs de capacité portante représentant respectivement la densité du sol, la surcharge verticale au niveau de la base de la fondation, et la cohésion.

Pour tenir compte de l'effet des différentes situations de chargement sur la capacité portante, et qui peuvent se présenter simultanément, l'équation précédente est modifiée en introduisant des facteurs de correction de chaque terme de cette équation. Ainsi, on procède par superposition des différents facteurs de correction comme suit :

$$q_l^E = 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}^E \cdot i_{\gamma} \cdot S_{\gamma} \cdot d_{\gamma} + q_0 \cdot N_q^E \cdot i_q \cdot S_q \cdot d_q + C \cdot N_c^E \cdot i_c \cdot S_c \cdot d_c \quad \text{(III.41)}$$

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

Le problème de capacité portante sismique a été formulé par Richards et Al (1993), à la base d'un mécanisme simplifié de rupture locale, en assimilant le sol à un matériau rigide plastique en déformation planes obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La figure III.8 montre que le mécanisme de rupture, identiquement à celui en régime statique, est composé d'un coin solidaire AFN formant une zone active, d'une zone neutre (ou de transition) AON, et enfin 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.

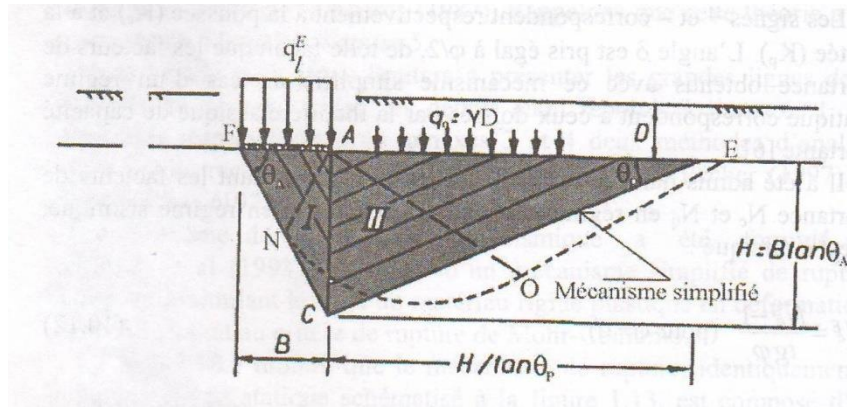


Figure III.8 Mécanisme de rupture proposé par Richards et Al (1993).

À la base des pressions des terres sur un écran rigide, la capacité portante sismique d'une semelle continue de B et ancrée de D dans un sol homogène excita par une accélération sismique ayant respectivement pour composants verticale et horizontale $\delta_v g$ et $\delta_h g$ et les relations suivants donnant les facteurs de portances sismiques :

$$N_q^E = \frac{Kp}{Ka} \quad (III.42)$$

$$N_\gamma^E = \text{tg} \theta_A \left(\frac{Kp}{Ka} - 1 \right) \quad (III.43)$$

Les coefficients Kp de butée et Ka de poussé sont donnés selon la théorie de Coulomb par l'expression suivant :

$$Ka = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2} \quad (III.44)$$

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2} \quad (III.45)$$

Avec : $\delta = \phi/2$, de telle façon que les facteurs de portance obtenus avec ce mécanisme simplifié en cas d'un régime statique correspondent à ceux donnés par la théorie classique de capacité portante.

Il a été admis dans cette méthode que la relation liant les facteurs de portance N_c et N_q en régime statique est conservée en régime sismique, c'est à dire que :

$$N_c^E = \frac{N_{Eq}}{\text{tg} \phi} \quad (\text{pour } \phi \neq 0) \quad (III.46)$$

En cas d'un sol purement cohérent (φ nul), ce facteur peut être obtenu par extrapolation de la courbe N_c^E en fonction de φ , ce qui donne la valeur de 3.36.

L'angle θ_A correspond à l'angle fait par la zone active avec le plan horizontal, comme le schématise la figure III.7 :

$$\theta_A = \alpha + \arctg \left(\frac{\sqrt{1+tg^2\alpha} \sqrt{1+\frac{tg(\delta+\mu)}{tg\alpha}} - tg\alpha}{1+tg(\delta+\mu) \cdot (tg\alpha + \frac{1}{tg\alpha})} \right), \text{ avec } \alpha = \varphi - \mu \quad (\text{III.47})$$

D'une manière analogue, l'angle θ_p définissant l'inclinaison de la zone passive par rapport à l'horizontale, est donné par :

$$\theta_p = -\alpha + \arctg \left(\frac{\sqrt{1+tg^2\alpha} \sqrt{1+\frac{tg(\delta+\mu)}{tg\alpha}} + tg\alpha}{1+tg(\delta+\mu) \cdot (tg\alpha + \frac{1}{tg\alpha})} \right) \quad (\text{III.48})$$

Les forces volumiques équivalentes agissant au point étudié sont représentées par le vecteur poids volumique équivalent ayant respectivement pour composante horizontale et verticale δ_{hy} et $(1+\delta_v) \gamma$.

Ce vecteur est incliné d'un angle μ par rapport à l'axe vertical sel que :

$$Tg\alpha = \frac{\delta_h}{1+\delta_v} \quad (\text{III.49})$$

La figure III.9 illustre la variation des facteurs de portance en fonction de l'angle μ , pour un angle de frottement de 30° et démontre clairement l'importante réduction de la capacité portante du sol sous la fondation en régime sismique.

Pour une détermination rapide des facteurs de portance sismique selon cette méthode, ceux-ci ont été tabulés.

L'expérience a montré par exemple que des fondations réalisées dans des sites très denses ou très raides et bien dimensionnées vis-à-vis de la capacité portante statique ont manifesté une chute spectaculaire de leur capacité portante lors d'un mouvement sismique fort.

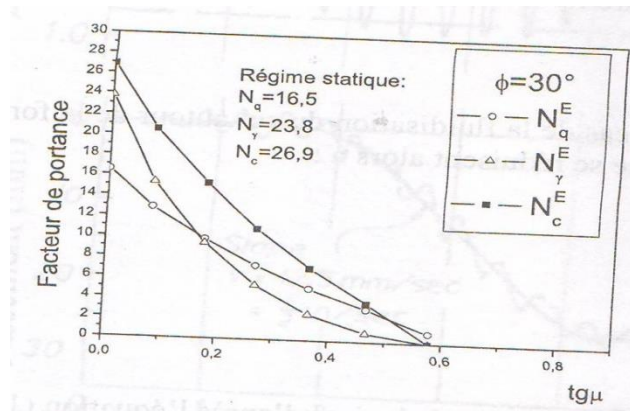


Figure III.9. variation des facteurs de portance sismique en fonction de μ .

Reprenons les équations de la méthode de Richards et al. Les expériences montrent qu'au fur et à mesure que l'accélération horizontale augmente, les angles θ_λ et θ_r , définissant l'ouverture du mécanisme de rupture, diminuent et les zones actives et passive s'aplatissent jusqu'au cas extrême où les angles s'annulent, ce qui correspond à un mécanisme de rupture, formé d'un ensemble de facettes horizontales. Ce qui implique des équations (III.47) et (III.48) que $\alpha=0$, c'est-à-dire :

$$\mu = \phi \quad \text{(III.50)}$$

Il s'agit bien du cas de la fluidisation du sol autour de la fondation, les facteurs de portance se réduisent alors à :

$$N_q^E = 1 \quad \text{(III.51)}$$

$$N_\gamma^E = 0 \quad \text{(III.52)}$$

$$N_c^E = 0 \quad \text{(III.53)}$$

La capacité portante sismique devient d'après l'équation (III.41) :

$$q_L^E = \gamma D \quad \text{(III.54)}$$

Le matériau sol se comporte alors comme un fluide visqueux et écoulement autour de la fondation, obéissant à la loi des pousse d'Archimède, c'est-à-dire qu'il ne peut pas porter plus que son poids propre. Une telle interprétation permet d'expliquer les ruptures suivantes lors d'un séisme dans des sites non liquéfiables (sable dense, nappe d'eau, argiles raides.....)

Etudes paramétriques

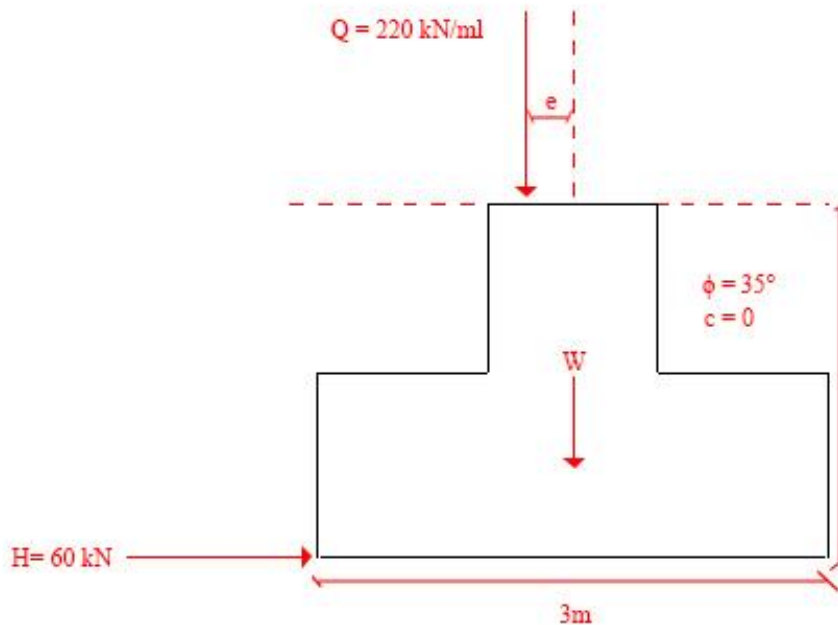
IV.1. Calcul de la capacité portante d'une semelle circulaire sous charge verticale et horizontale.

On désire fonder en condition sismique une semelle rectangulaire ($L=2\text{m}$ et $B=3\text{m}$) sur un sol constitué sur une épaisseur très grande de sable.

La fondation supporte une charge verticale excentrée d'intensité $Q=220\text{ kN/ml}$ (de plus de leur poids propres et le poids des terres). D'excentricité $e_B=0.3\text{m}$, et une charge horizontale d'intensité $H=60\text{ kN/ml}$, appliquée à la base inférieure de la semelle.

Déterminer la capacité portante dynamique de la semelle :

1. Selon la méthode statique ?
2. Selon la méthode d'équilibre limite ?



Solution

1. La méthode statique :

La capacité portant statique de la semelle rectangulaire, soumise à une charge verticale excentrée donnée par l'équation :

$$q_u = c N_c S_c i_c d_c + q N_q S_q i_q d_q + (1/2) \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Avec :

q_u = charge ultime par unité d'aire fondation ;

γ = poids volumique du sol sous la fondation ;

$q = \sum \gamma D_f$, D_f = profondeur de la fondation, B = largeur de la fondation ;

N_c, N_q, N_γ = facteurs de capacité portante fonctions de l'angle de frottement ;

S_c, S_q, S_γ = Facteurs de forme, i_q, i_c et i_γ : facteur d'inclinaison

d_c, d_q, d_γ = Facteurs de profondeur.

La semelle rectangulaire :

$L = 2 \text{ m}, B = 3 \text{ m}$

$e_b = 0.3 \text{ m}$

$Q = 220 \text{ KN/ ml}, H = 60 \text{ KN/ ml}$

$$\varphi_{\text{dyn}} = \varphi - 2^\circ = 35^\circ - 2^\circ = 33^\circ$$

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma + q N_q S_q i_q d_q + C N_c S_c i_c d_c$$

La largeur effective :

$$B' = B - 2e = 3 - 2(0.3) = 2.7 \text{ m} = 3 - 0.6 = 2.4$$

$$L' = L = 2 \text{ m}$$

Les facteurs de forme selon le DTU13.12 :

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B'}{L}$$

$$\text{Donc : } S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{2.4}{2} S_\gamma = 0.76$$

$$S_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B'}{L}\right) = 1 + 0.2 \frac{2.4}{2} = 1.24$$

$$S_q = 1$$

$$\varphi_{dy} = \varphi_{stat} - 2^\circ = 33^\circ \rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 34.80 \\ N_q = 26.10 \\ N_c = 38.70 \end{cases}$$

Les facteurs de profondeur :

$$\begin{aligned} d_q = d_\gamma &= 1 + 0.1 \frac{\Delta}{B'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= 1 + 0.1 \frac{2.5}{2.4} \tan^2(45 + 16) \end{aligned}$$

Donc : **$d_q = d_\gamma = 1.35$**

Calcul des surcharges :

$$q = Q + W_1 + 2 W_2 + W_3$$

$$W_1 = 24 * 0.3 * 2 * 2 = 28.8 \text{ kN}$$

$$W_2 = 19 * 2 * \frac{2.7}{2} * 2 = 102.6 \text{ kN}$$

$$W_3 = 24 * 3 * 0.5 * 2 = 72 \text{ kN}$$

$$Q = 220 * 2 = 440 \text{ kN}$$

$$q = 102.6 * 2 + 440 + 28.8 + 72$$

Donc : $q = 746 \text{ kN}$

La charge horizontale :

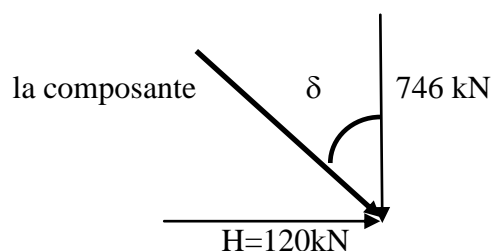
$$H = 60 * 2 = 120 \text{ kN}$$

Pour l'application de l'équation générale donnant la capacité portante statique, il faut que la charge soit verticale au centre de la semelle, soit la charge excentrée ou bien la charge inclinée. Dans notre cas les charges appliquées sur la semelle sont de deux natures une verticale due au poids propre de la semelle plus la charge verticale(Q), l'autre c'est une charge horizontale, donc dans ce cas il faut trouver la composante de deux charges qui sont inclinée :

$$\text{tg} \delta = \frac{H}{V} = \frac{120}{746} = 0.16 \rightarrow \delta = 10^\circ$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{30}\right)^2 = 0.51$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{10}{90}\right)^2 = 0.79$$



Donc :

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} S_{\gamma} i_{\sigma} \delta \gamma + q N_q S_q i_q dq + 0$$

$$q_{dy} = 0.5 * 19 * 0.51 * 0.76 * 34.80 * 1.35 + 19 * 2 * 0.79 * 1 * 26.10 * 1.35 + 0$$

Donc :

$$q_{dy} = 1230.33 \text{ kN/m}^2$$

2. La méthode d'équilibre limite.

Le recours à la théorie des pressions des terres sur un écran, ainsi qu'au principe de superposition des effets permettent d'évaluer par défaut la capacité portante sismique q_u^E comme suit :

$$q_u^E = 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}^E \cdot i_{\gamma} \cdot S_{\gamma} + q_0 \cdot N_q^E \cdot i_q \cdot S_q + C \cdot N_c^E \cdot i_c \cdot S_c$$

Le facteur de portance sismique :

$$N_q^E = \frac{K_p}{k_a}$$

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

$$k_a = \frac{\cos^2(35^\circ - 10^\circ)}{\cos 10^\circ \cdot \cos(17.5 + 10) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(17.5 + 35) \cdot \sin(35 - 10)}{\cos(17.5 + 10)}} \right]}$$

$$\delta = \frac{\phi}{2} = \frac{35}{2} = 17.5^\circ$$

$$k_a = \frac{0.82}{0.87 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{0.33}{0.88}} \right)} = \frac{0.82}{2.26} = 0.36$$

$$\text{Donc : } k_p = \frac{0.82}{0.13} = 6.30$$

$$N_q^E = \frac{k_p}{k_a} = 17.50$$

$$N_{\gamma}^E = \text{tg} \theta_A \left(\frac{k_p}{k_a} - 1 \right)$$

$$\theta_A = \alpha + \arctg \left(\frac{\sqrt{1 + \text{tg}^2 \alpha} \cdot \sqrt{1 + \frac{\text{tg}(\delta + \mu)}{\text{tg} \alpha}} - \text{tg} \alpha}{1 + \text{tg}(\delta + \mu) \cdot \left(\text{tg} \alpha + \frac{1}{\text{tg} \alpha} \right)} \right), \text{ avec } \alpha = \phi - \mu = 35 - 10 = 25^\circ$$

$$\theta_A = 25 + \arctg \left(\frac{\sqrt{1 + \text{tg}^2 25} \cdot \sqrt{1 + \frac{\text{tg}(17.5 + 10)}{\text{tg} 25}} - \text{tg} 25}{1 + \text{tg}(17.5 + 10) \cdot \left(\text{tg} 25 + \frac{1}{\text{tg} 25} \right)} \right)$$

$$\text{Donc : } \theta_A = 46.30$$

$$N_{\gamma}^E = \text{tg} 46.30 (17.5 - 1) = 17.26$$

$$N_c = \frac{17,5-1}{\text{tg}35^\circ} = 23,56$$

$$q_{dy} = 0,5*19*2,4*0,76*1,35*0,51*17,25+19*2*0,79*1*17,5*1,35$$

Donc :

$$q_{dy} = 914,22\text{kN/m}^2$$

IV.2. Capacité portante dynamique ultime dans un sable.

Une fondation carrée de dimensions B*B est construite sur un sable dense. Sa profondeur est $D_f = 1\text{m}$. Le poids volumique est l'angle de frottement interne statique sont respectivement de 18 kN/m^3 et de 39° . La fondation est soumise à un chargement dynamique de 1800 kN . Par l'application de la méthode statique pour déterminer la capacité portante dynamique de la semelle :

- Déterminer la largeur B de la semelle qui assure l'équilibre, en utilisant un coefficient de sécurité globale = 3.

Solution :

La capacité portant statique de la semelle carrée, soumise à une charge verticale donnée par l'équation :

$$q_u = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + (1/2)\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad \text{(IV.1)}$$

Pour le cas dynamique : $\phi_{dy} = \phi_{stati} - 2^\circ$,

On a : $\phi_{stati} = 39^\circ$ donc : $\phi_{stati} = 37^\circ$.

Pour un sable $c = 0$

$$\text{Donc : } q_u = q N_q S_q D_q + 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma D_\gamma$$

$$q = \gamma D_f = 18*1 = 18\text{kN/m}^2$$

Selon le DTU 13.12 (Le Document technique unifié) ;

$$\text{Pour : } \phi_{dy} = 37^\circ \longrightarrow N_q = 42,9, N_\gamma = 67$$

$$S_q = 1,$$

$$S_\gamma = 1 - 0,2(B/L) = 1 - 0,2 = 0,8$$

$$d_q = 1 + 2 \tan\phi(1 - \sin\phi)^2 (D_f/B) = 1 + 2 \tan 37^\circ (1 - \sin 37^\circ)^2 (1/B) = 1 + 0,239/B$$

$$\text{Donc : } d_q = 1 + 0,239/B$$

$$d_{\gamma} = 1$$

On a alors : $q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 18 \cdot 42.9 \cdot 1 \cdot (1 + 0.239/B) + 0.5 \cdot 18 \cdot B \cdot 67 \cdot 0.8 \cdot 1$

$$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 772.20 + 184.55/B + 482.40B$$

$$\text{avec } q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = \frac{1800 \cdot 3}{B \cdot B}$$

Ce qui donne $5400/B^2 = 772.20 + 184.55/B + 482.40B$

Pour déterminer B on utilise la technique d'essai et erreur :

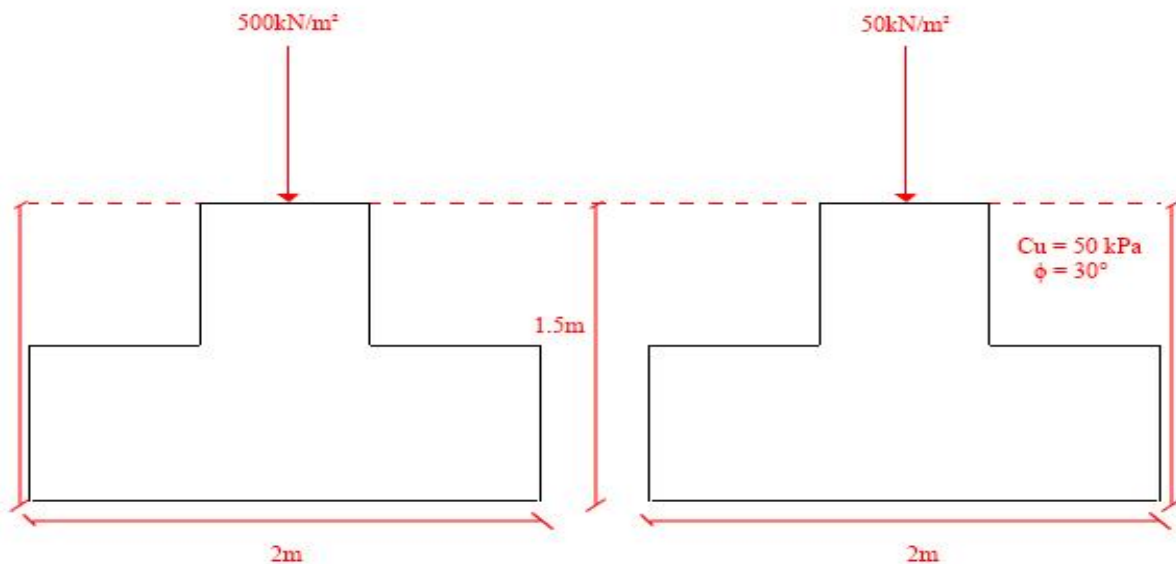
B(m)	5400/B*B	772.20+184.55/B+482.40B
1.00	4500.00	1439.15
1.50	2400.00	1618.83
1.54	2276.94	1634.93
1.58	2163.11	1651.19
1.62	2057.61	1667.62
1.66	1959.56	1684.16
1.68	1913.27	1692.48
1.70	1868.51	1700.84
1.74	1782.18	1717.64
1.78	1703.47	1734.55
1.82	1631.42	1751.57

Donc la valeur de la largeur de la semelle est : **B=1.78m**

IV.3. Calcul de la capacité portante dynamique d'une semelle carrée.

La structure d'un ouvrage comporte des murs porteur reposant sur des semelles filantes de 2m de largeur et fichées à 1.5m, et des poteaux reposant sur des semelles carrées de 2m de côté et fichées à 1.5m. Le sol est formé d'un sable saturée épaisse de 6m et caractérisé par $C_u = 50 \text{ kPa}$ et $\phi_{\text{stat}} = 30^\circ$. Sachant que la charge transmise par la semelle continue est de 50kN/m et celle transmise par la semelle carrée est de 500 kN.

- On demande d'analyser la capacité portante sismique des fondations, pour une sollicitation sismique caractérisée par une accélération maximale en surface de 0.2g, par les deux méthodes suivantes :
 1. L'Utilisation de la méthode classique (pour traiter les cas dynamiques).
 2. La méthode d'équilibre statique (la méthode de Richards et al).



Solution :

- **La semelle filante.**

$B = 2 \text{ m}$, $L = 1 \text{ m}$, $D_f = 1.5 \text{ m}$

$C_u = 50 \text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$

$$\phi_{dy} = \phi - 2^\circ = 28^\circ$$

1. La méthode statique.

L'équation général de la capacité portante de la semelle est donnée par :

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B S_{\gamma} i_{\gamma} N_{\gamma} + q_0 S_{q_i} N_q + C N_c S_c i_c$$

$$q_0 = 19 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN/m}^3$$

$$N_{\gamma} = 16.10$$

$$\phi_{dy} = \phi_{stat} - 2^\circ = 28^\circ \rightarrow$$

$$N_c = 25.80$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_q = 14.70 \end{array} \right.$$

La semelle filante donc les coefficients de forme d'après Terzaghi :

$$S_q = S_c = S_\gamma = 1$$

La charge verticale centrée donc les coefficients d'inclinaison d'après le DTU 13.12 propose par Meyerhof :

$$i_\gamma = i_q = i_c = 1$$

$$q_u = 0.5 * 19 * 2 * 16.10 + 28.5 * 14.70 + 50 * 25.80$$

Donc :

$$q_{dy} = 2014.85 \text{ kN/m}^2$$

2. Méthode d'équilibre limite.

La capacité portante sismique q_u^E comme suit :

$$q_u^E = 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma^E \cdot i_\gamma \cdot S_\gamma + q_0 \cdot N_q^E \cdot i_q \cdot S_q + C \cdot N_c^E \cdot i_c \cdot S_c$$

Le facteur de portance sismique :

$$N_q^E = \frac{K_p}{k_a}$$

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

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2};$$

Avec $\phi = 30^\circ$; $\mu = 0$; $\delta = \frac{\phi}{2} = 15^\circ$

$$k_a = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos 0 \cdot \cos(15 + 0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \cdot \sin(30 - 0)}{\cos(15 + 0)}} \right]^2}$$

$$k_a = \frac{0.75}{1 \times 0.97 \left[1 + \sqrt{\frac{0.71 \times 0.5}{0.97}} \right]^2} \text{ donc : } k_a = \frac{0.75}{0.97 \times 2.56}$$

Donc : $k_a = 0.30$.

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos 0 \cdot \cos(15 + 0) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \cdot \sin(30 - 0)}{\cos(15 + 0)}} \right]^2} = \frac{0.75}{1 \times 0.97 \left[1 - \sqrt{\frac{0.71 \times 0.5}{0.97}} \right]^2} = \frac{0.75}{0.97 \times 0.16}$$

Donc : $k_p = 4.83$

$$N_q^E = \frac{K_p}{k_a} = \frac{4.83}{0.30}$$

Donc : $N_q^E = 16.1$

$$N_\gamma^E = \text{tg}\theta_A \left(\frac{k_p}{k_a} - 1 \right)$$

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

$\alpha = \phi - \mu = 30 - 0 = 30^\circ$

$$\theta_A = 30 + \arctg\left(\frac{\sqrt{1+\text{tg}^2 30} \sqrt{1+\frac{\text{tg}(15)}{\text{tg} 30}} - \text{tg} 30}{1+\text{tg}(15) \left(\text{tg} 30 + \frac{1}{\text{tg} 30} \right)} \right)$$

$$\theta_A = 30 + \arctg\left(\frac{1.15 \times 1.21 - 0.58}{1 + 0.27 \times 2.30} \right)$$

Donc : $\theta_A = 56.56$

$$N_\gamma^E = \text{tg}\theta_A \left(\frac{k_p}{k_a} - 1 \right) \text{ donc : } N_\gamma^E = \text{tg} 56.56 (16.1 - 1) = 1.51 \times 15.1$$

Donc : $N_\gamma^E = 22.80$

$$N_c^E = \frac{N_q^E}{\text{tg}\phi} \text{ donc : } N_c^E = \frac{16.1}{0.58}$$

Donc : $N_c^E = 27.75$

Remplaçant tous les termes dans l'équation générale on trouve :

$$q_{dy} = 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma^E \cdot i_\gamma \cdot S_\gamma + q_0 \cdot N_q^E \cdot i_q \cdot S_q + C \cdot N_c^E \cdot i_c \cdot S_c.$$

Donc : La capacité portante dynamique de la semelle est :

$$q_{dy} = 2279.55 \text{ kN/m}^2$$

Conclusion :

Lors de calcul de la capacité portante dynamique de la semelle filante sous chargement sismique, on trouve $q_{dy} = 2014.85 \text{ kN/m}^2$ par la méthode de calcul statique, alors que par la méthode de l'équilibre limite on trouve $q_{dy} = 2279.55 \text{ kN/m}^2$, on peut remarquer que :

- Pour la même semelle et pour les mêmes conditions la valeur trouvée par la méthode de l'équilibre limite est plus élevée que celle trouvée par la méthode statique et ça à cause de la différence entre les valeurs des facteurs de capacité portant :
- Pour la méthode statique : $N_\gamma = 16.10$, $N_q = 14.70$, $N_c = 25.80$.

- Pour la méthode de l'équilibre limite : $N_{\gamma}^E = 22.80$, $N_q^E = 16.1$, $N_c^E = 27.75$.

- **La semelle carrée.**

1. La méthode statique.

$$B = 2\text{m} \quad D_f = 1.5\text{m}$$

$$C_u = 50\text{kPa} \quad \varphi_{\text{stat}} = 30^\circ$$

La semelle carrée donc les coefficients de forme d'après Terzaghi :

$$S_{\gamma} = 0.8, \quad S_c = 1.2 ; S_q = 1$$

La charge verticale centrée donc les coefficients d'inclinaison : $i_{\gamma} = i_q = i_c = 1$

L'équation générale dans ces conditions :

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} S_{\gamma} + q_0 N_q S_q + C N_c S_c$$

$$q_0 = 19 \times 1.5 = 28.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_{dy} = \varphi_{\text{stat}} - 2^\circ = 28^\circ \rightarrow \begin{cases} N_{\gamma} = 16.10 \\ N_q = 14.70 \\ N_c = 25.80 \end{cases}$$

$$q_{dy} = \frac{1}{2} 19 * 2 * 16.72 * 0.8 + 28.5 * 14.72 * 1 + 50 * 25.8 * 1.2$$

Donc la capacité portante dynamique :

$$q_{dy} = 2221.66 \text{ kN/m}^2$$

2. Méthode d'équilibre limite.

Puisque la forme n'intervient pas dans le calcul des coefficients des pressions des terres actives et passives, le résultat du premier cas (semelle filante) ne change pas, et donc les coefficients N_{γ}^E , N_q^E et N_c^E aussi.

$$N_q^E = 16.1 ; N_{\gamma}^E = 22.80 ; N_c^E = 27.75$$

$$q_{dy} = 0.5 \gamma . B N_{\gamma}^E S_{\gamma}^E + q_0 N_q^E S_q^E + c N_c^E S_c^E$$

$$q_{dy} = 0.5 * 19 * 2 * 22.80 * 0.8 + 28.5 * 16.1 * 1 + 50 * 27.75 * 1.2$$

$$q_{dy} = 2470.41 \text{ kN/m}^2$$

Conclusion.

Pour les mêmes conditions de chargement, mais la forme de la semelle change, c.à.d. que la semelle devient une semelle carrée, et pour la prise en compte de cette changement on introduits des coefficients de formes (S_c , S_q et S_γ) sur l'équation générale de calcul de la capacité portante de la semelle, dans ce cas on a trouvé que la valeur de la capacité portant dynamique augmente :

Pour la semelle filante la méthode statique :

$$q_{dy} = 2014.85 \text{ kN/m}^2, q_{dy} = 2221.66 \text{ kN/m}^2$$

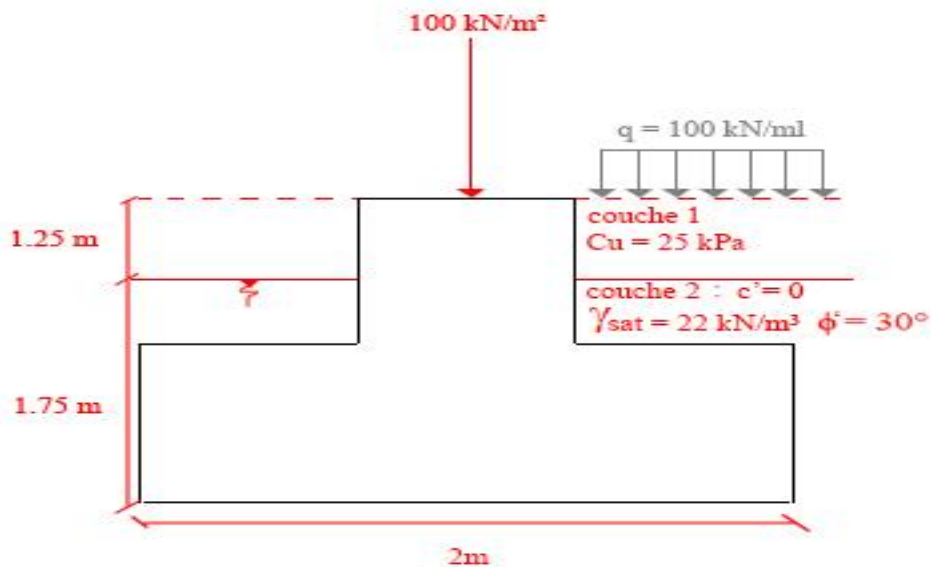
Pour la méthode d'équilibre limite de l'équilibre limite :

$$q_{dy} = 2279.55 \text{ kN/m}^2, q_{dy} = 2470.41 \text{ kN/m}^2$$

IV.4. Calcul de la capacité portante dynamique d'une semelle circulaire

On désire fonder une semelle circulaire de diamètre $D = 2\text{ m}$, ancrée de 3 m , avec une surcharge $q = 100 \text{ kN/m}^2$ dans les conditions sismique du terrain.

- On demande de calculer la capacité portante sismique dela semelle, par les deux méthodes :
 3. Méthode classique (pour traiter les cas dynamiques).
 4. Méthode d'équilibre statique (la méthode de Richards et al).



Solution :

Semelle circulaire :

1. Méthode statique :

L'équation de la capacité portante statique selon **Terzaghi**

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B S_{\gamma} \gamma N_{\gamma} + q_0 S_{q_i} N_{q_i} + c N_c S_{c_i}$$

$$N_{\gamma} = 16.10$$

$$\phi_{dy} = \phi_{stat} - 2^{\circ} = 28^{\circ} \rightarrow N_q = 14.70$$

$$N_c = 25.80$$

La semelle carrée donc les coefficients de forme selon le DTU 13.12 :

$$S_{\gamma} = 0,6, S_q = 1,3, S_c = 1$$

La surcharge : $\sum \gamma D = 12 * 1,75 + 12 * 1,25 + 100$

Donc : $\sum \gamma D = 136 \text{ kN/m}^2$

Alors : $q_{dy} = \frac{1}{2} * 12 * 2 * 16,10 * 0,6 + 136 * 14,70 * 1,3 + 0$

$$q_{dy} = 2722,88 \text{ kN/m}^2$$

2. Méthode d'équilibre limite.

Les mêmes procédures d'application de la méthode comme l'exemple précédent :

Les facteurs de capacité portante, et les coefficients K_p de butée et K_a de poussé sont comme suit :

$$N_q^E = \frac{K_p}{K_a}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2}, \quad \delta = \frac{\phi}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

$$K_p = \frac{\cos^2(30)}{\cos 0 \cdot \cos(15 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \cdot \sin 30}{\cos 15}} \right]^2}$$

Donc : $K_p = 5,20$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \mu)}{\cos \mu \cdot \cos(\delta + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(30)}{\cos 0 \cdot \cos(15 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \cdot \sin 30}{\cos 15}} \right]^2}$$

Donc : $K_a = 0,30$

Alors :

$$N_q^E = \frac{K_p}{K_a} = \frac{5,2}{0,3} = 17,33$$

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

Les angles :

$$\theta_A = \alpha + \arctg \left(\frac{\sqrt{1+\text{tg}^2\alpha} \sqrt{1+\frac{\text{tg}(\delta+\mu)}{\text{tg}\alpha}} - \text{tg}\alpha}{1+\text{tg}(\delta+\mu) \cdot (\text{tg}\alpha + \frac{1}{\text{tg}\alpha})} \right), \quad \text{avec } \alpha = \phi - \mu = 30 - 0 = 30^\circ$$

$$\theta_A = 30 + \arctg \left(\frac{\sqrt{1+\text{tg}^2 30} \sqrt{1+\frac{\text{tg}(15+0)}{\text{tg} 30}} - \text{tg} 30}{1+\text{tg}(15+0) \cdot (\text{tg} 30 + \frac{1}{\text{tg} 30})} \right)$$

$$\text{Donc : } \theta_A = 57,02$$

$$N_\gamma^E = \text{tg} 57,02 (17,33 - 1) = 25,16$$

$$N_c^E = \frac{N_q^E - 1}{\text{tg}\phi} = \frac{17,33 - 1}{\text{tg} 30^\circ} = 28,28$$

Remplaçant tous les paramètres dans l'équation générale :

$$q_{dy} = \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma \gamma N_\gamma + q_0 S_{q_i} q N_q + c N_c S_{c_i} c$$

$$q_{dy} = 0,5 * 12 * 2 * 25,16 * 0,6 + 136 * 17,33 * 1,3 + 0$$

Donc :

$$q_{dy} = 3245.09 \text{ kN/m}^2$$

Conclusion générale :

Comparée entre les deux méthodes, la méthode statique se base sur un mécanisme de rupture relativement simple, conduit à des calculs manuels moins laborieux et directs, au contraire de la méthode de l'équilibre limite qui est plus compliquée.

Calcul de la capacité portante dynamique par Plaxis

V.1 Présentation de Plaxis.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

V.1.1 Le code éléments finis Plaxis.

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-visco plastiques en 2D ou 3D.

L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système, de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

V.1.2. Procédure de la simulation numérique.

V.1.2.1. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.

On considère une semelle filante de largeur B reposant sur un sable saturé et une surcharge q . Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain). La coupe Géotechnique retenue pour le calcul est présentée sur la figure suivante (Figure V.1).

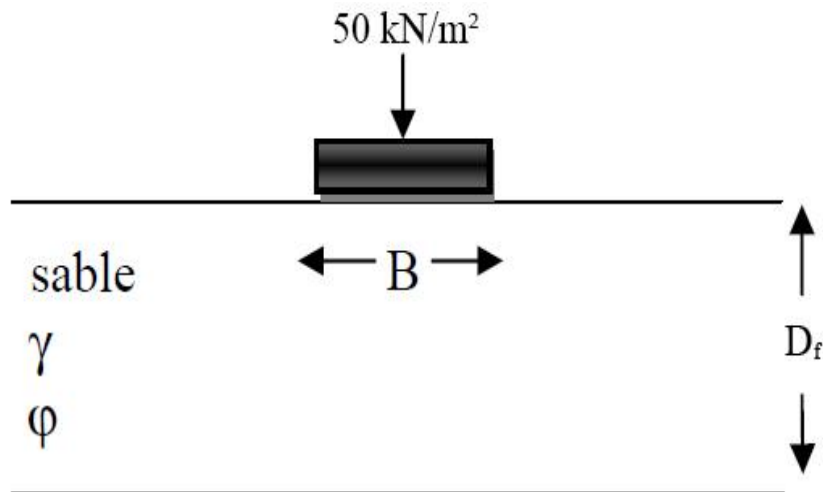


Figure V.1 Présentation du cas étudié.

- D_f l'épaisseur de la couche de sable ;
- γ Poids volumique de la couche de sable ;
- ϕ l'angle de frottement interne de La couche de sable ;

V. 1.2.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux.

Le modèle utilisé est le modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) inclut dans Plaxis. Les tableaux (V-1), (V-2) résument les paramètres d'entrée pour modéliser les couches du sol.

Remarque : Plaxis ne prend pas en compte les calcule dynamique, c'est-à-dire il n y a pas de moyen pour ajouter aux calcules les sollicitations sismiques. Pour simuler cela, on prend $\phi_{\text{dyn}} = \phi - 2^\circ$ comme le cite la méthode statique.

Angle de frottement dynamique Φ	Angle de dilatance ψ	Poids volumique γ	Coefficient de Poisson μ
28	3.4	19	0.333

Tableau V.1. Paramètres physiques du sol.

Paramètres	Sable	Unité
Cohésion C'	50	KN/m ²
E50	10000	KN/m ²
E_{oed}^{ref}	10000	KN/m ²
E_{ur}^{ref}	30000	KN/m ²
Puissance m	0.55	-
Coefficient à la rupture R_f	0.9	-
Résistance a la traction	0	KN/m ²
K_{nc}	0.62	-
Coef de réduction R_{int}	1	-
la pression à référence P^{ref}	100	KN/m ²

Tableau V.2 : Paramètres de la rigidité du sol.

La fondation filante utilisée ayant une largeur $B=2m$, est supposée parfaitement rigide, représentée par une interface avec le sol ($R_{inter}=1$). Pour ce faire, un déplacement uniforme a été imposé à la fondation où les chargements correspondants sont déduits du calcul par éléments finis. Les sollicitations sismiques seront représentées par une charge horizontale $H=60$ kN/ml.

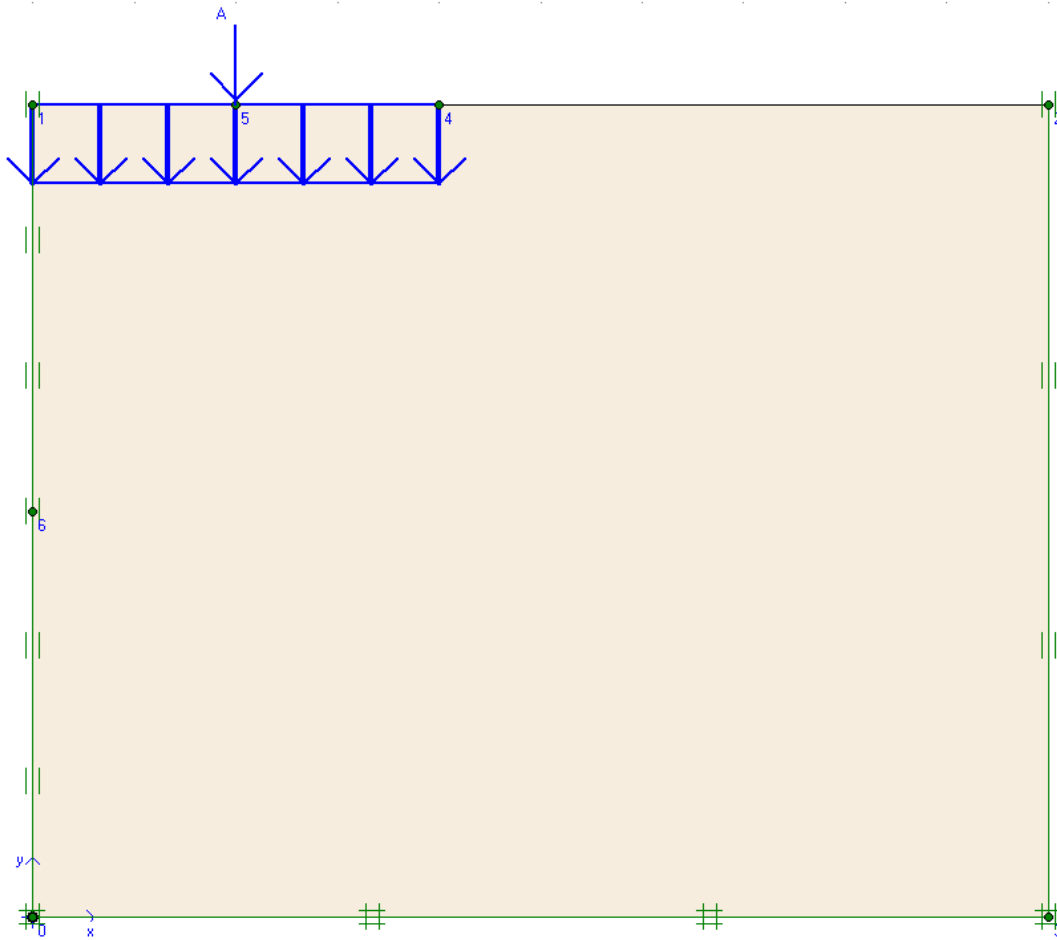


Figure V.2 Présentation du model étudié.

V.1.2.3. Maillage et conditions aux limites.

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds Figure (V.3) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (**points de contrainte**). Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

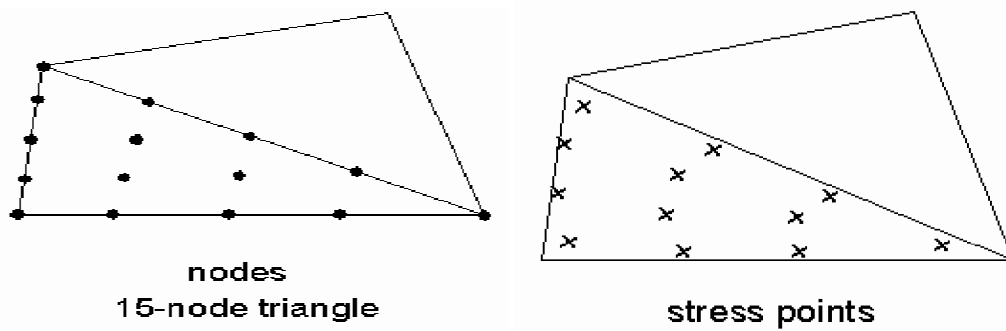


Figure V.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur medium pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation et plus fin au-dessous de la semelle comme il est indiqué sur la figure V.4.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

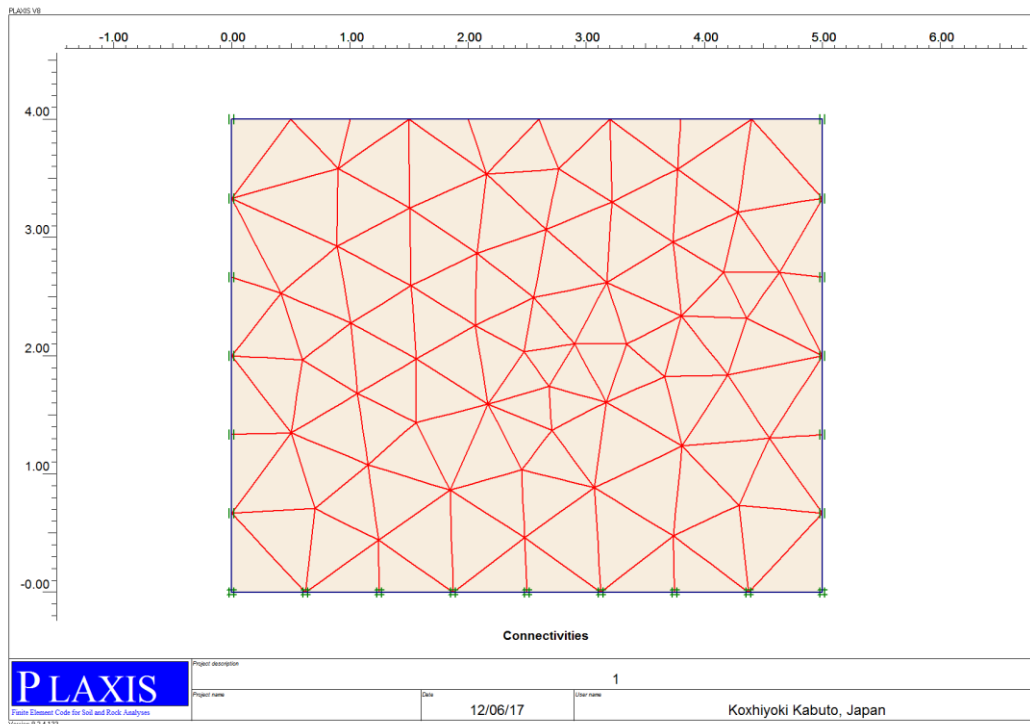


Figure V.4 Génération du maillage.

V. 1.2.4. Conditions initiales.

Par <Update> on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- Laisser la nappe en profondeur : le sable sera supposé sec.
- Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K_0 est proposé en fonction de la formule de Jaky :

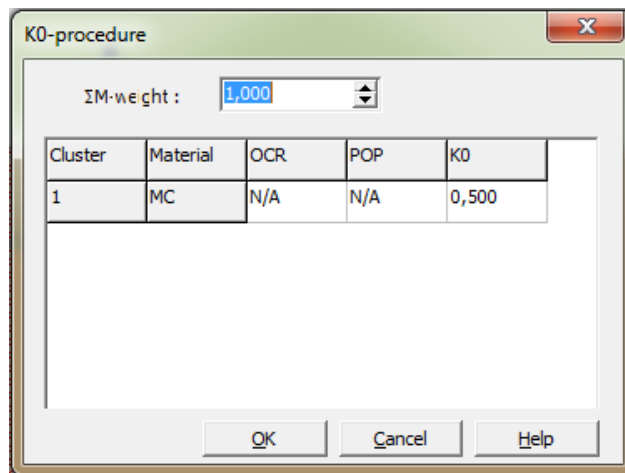


Figure V.5 Valeur par défaut du module K_0 selon la formule de Jacky.

Les contraintes initiales sont alors calculées.

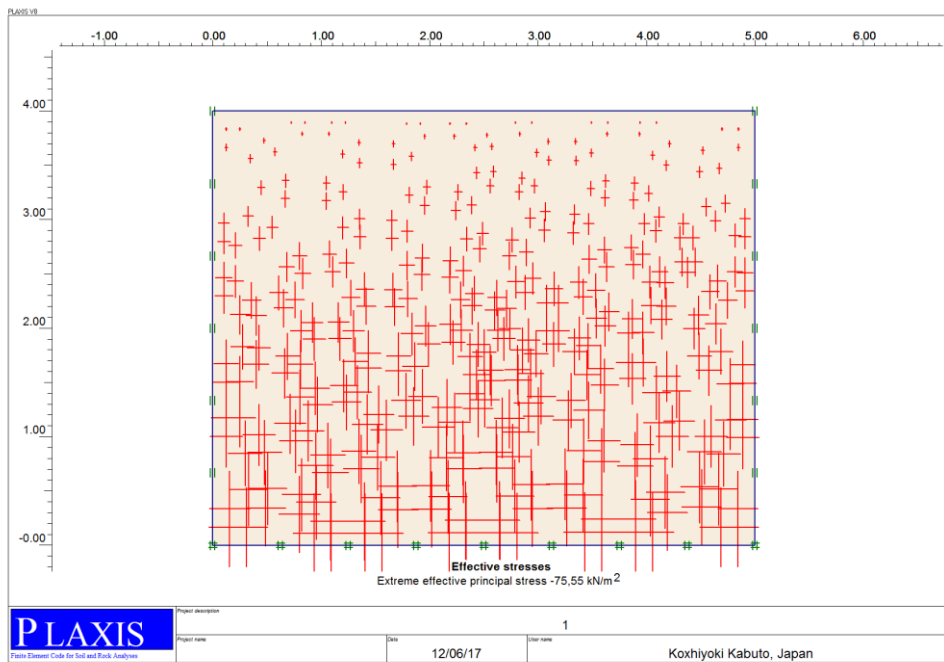


Figure V.6 Les contraintes initiales.

On doit alors sauver les données avant de rentrer dans le programme de calcul (Calculations) : PLAXIS le propose automatiquement.

V. 1.2.5. Calculs.

Dans l'onglet général, on accepte les options proposées de même que dans l'onglet paramètres. Au niveau des multiplicateurs, on fixe le multiplicateur de la charge A (ΣloadA) à 50 pour avoir une valeur de chargement égale à $50 \times 1\text{kPa}$ qui excède largement la force portante du sol.

V.2. Résultats et interprétations.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés et les déplacements. Le résultat est présenté dans les figures suivantes :

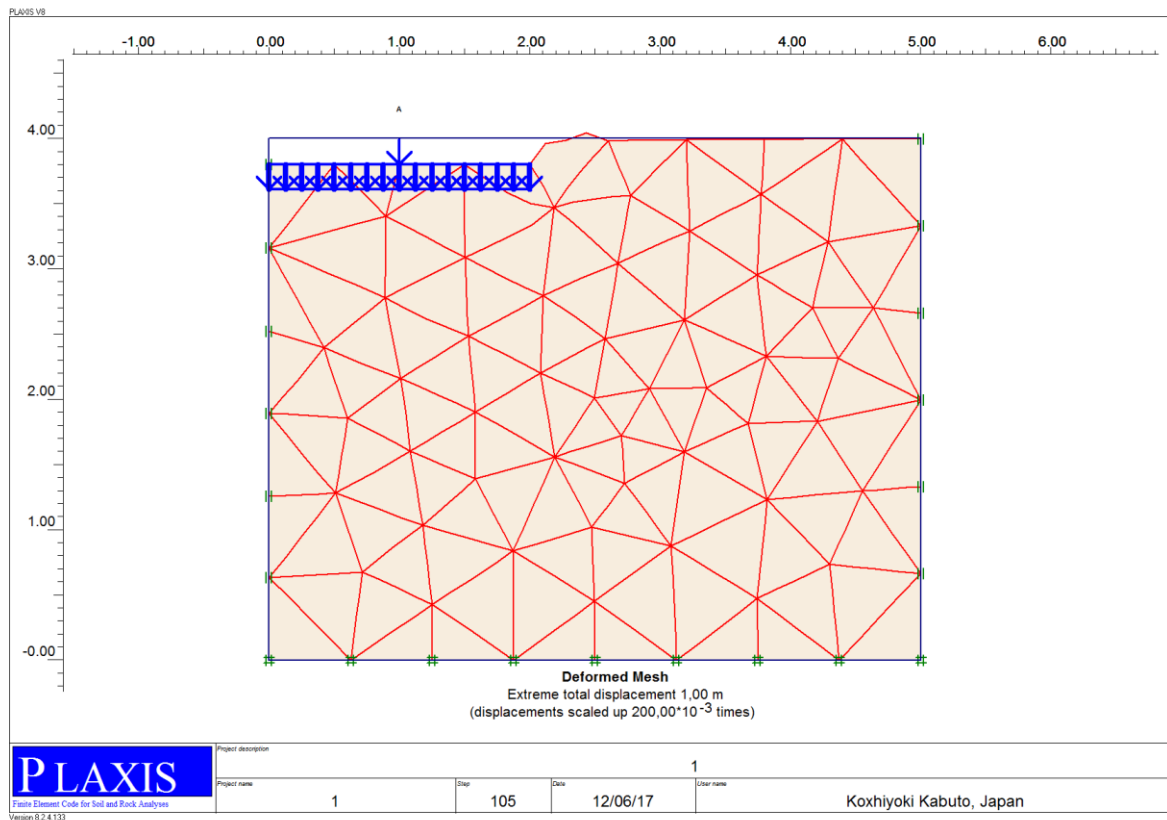


Figure V.7 Maillage déformé.

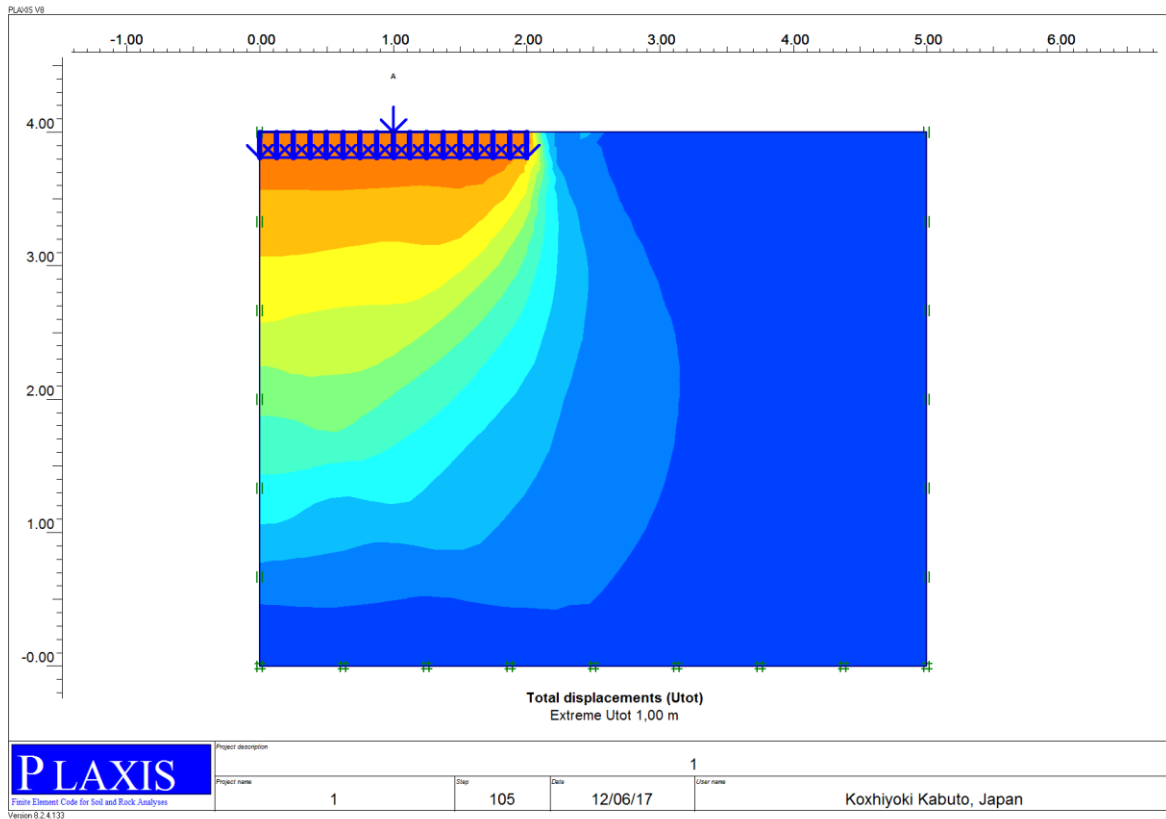


Figure V.8 Déplacement total.

Le déplacement total = $996.90 \cdot 10^{-3}$ m.

Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : celle-ci est en accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir figure V.8).

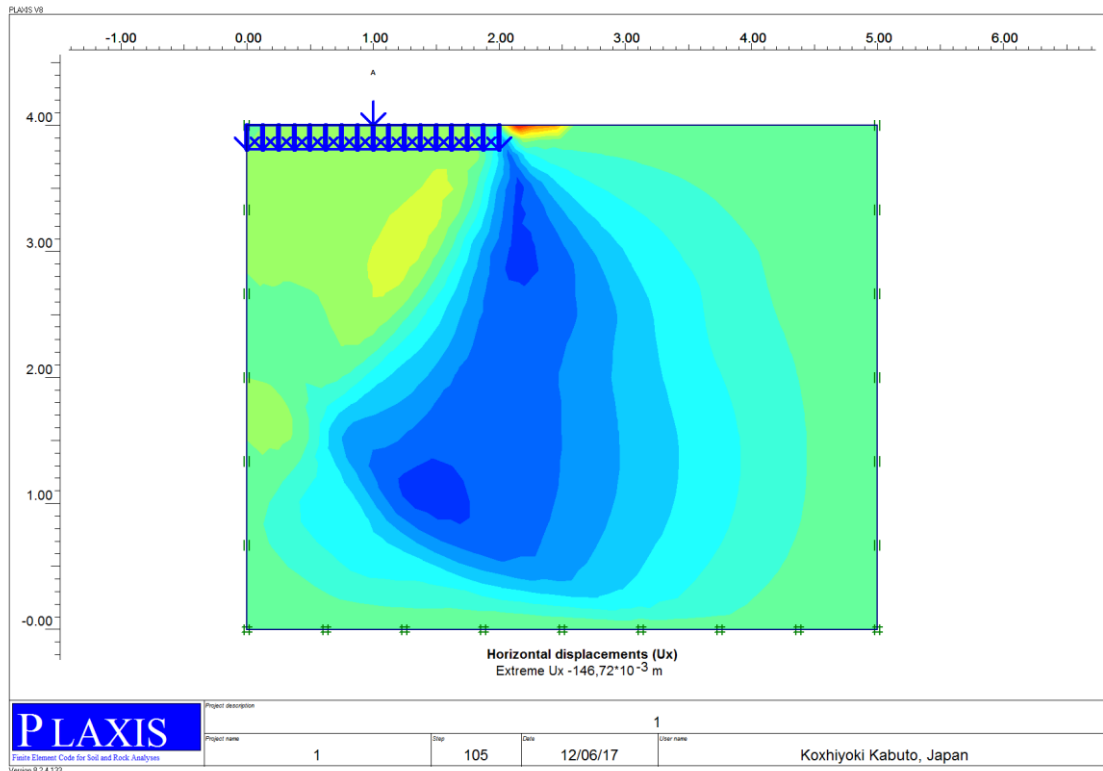


Figure V.9 Déplacement horizontal.

Pour notre cas étudié le déplacement horizontal= $504.69 \cdot 10^{-3}$ m

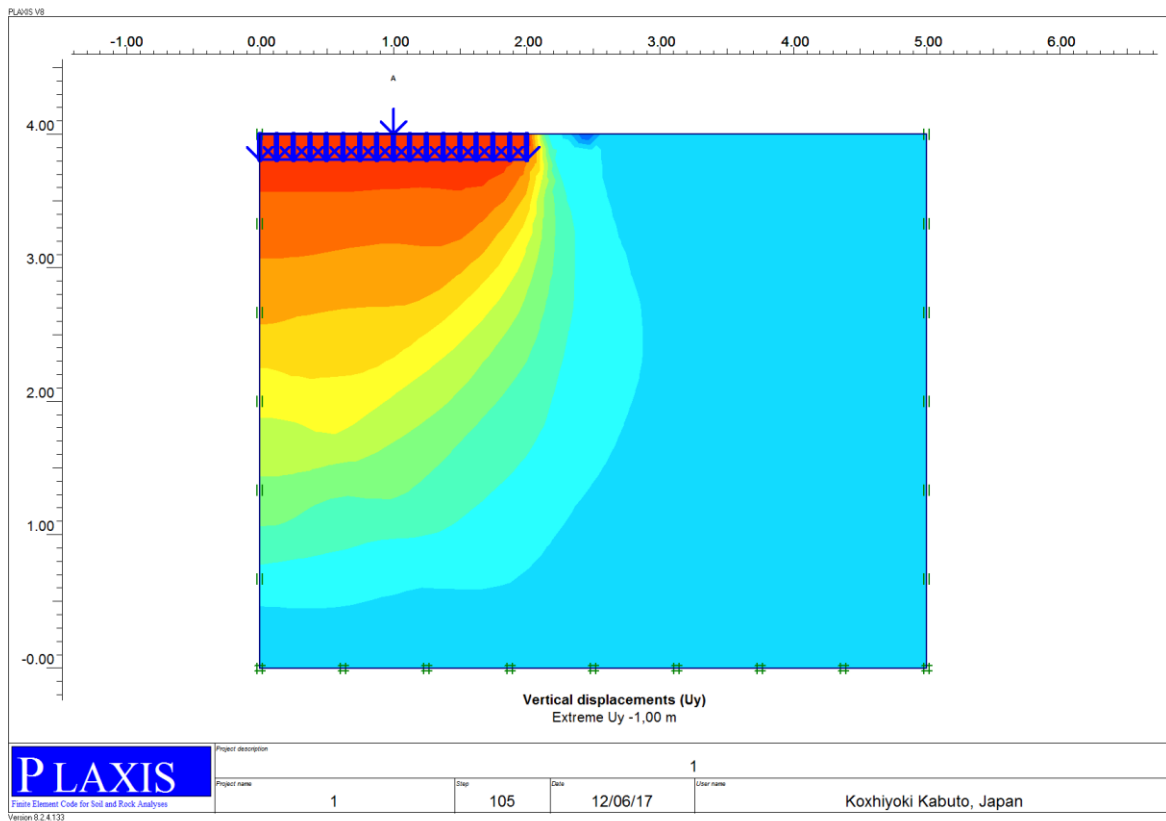


Figure V.10 Déplacement vertical.

V.3. La capacité portante dynamique des fondations superficielles.

Dans le menu *Edit*, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul :

Ainsi la force totale selon l'axe Y est de **2971.745kN/m**.

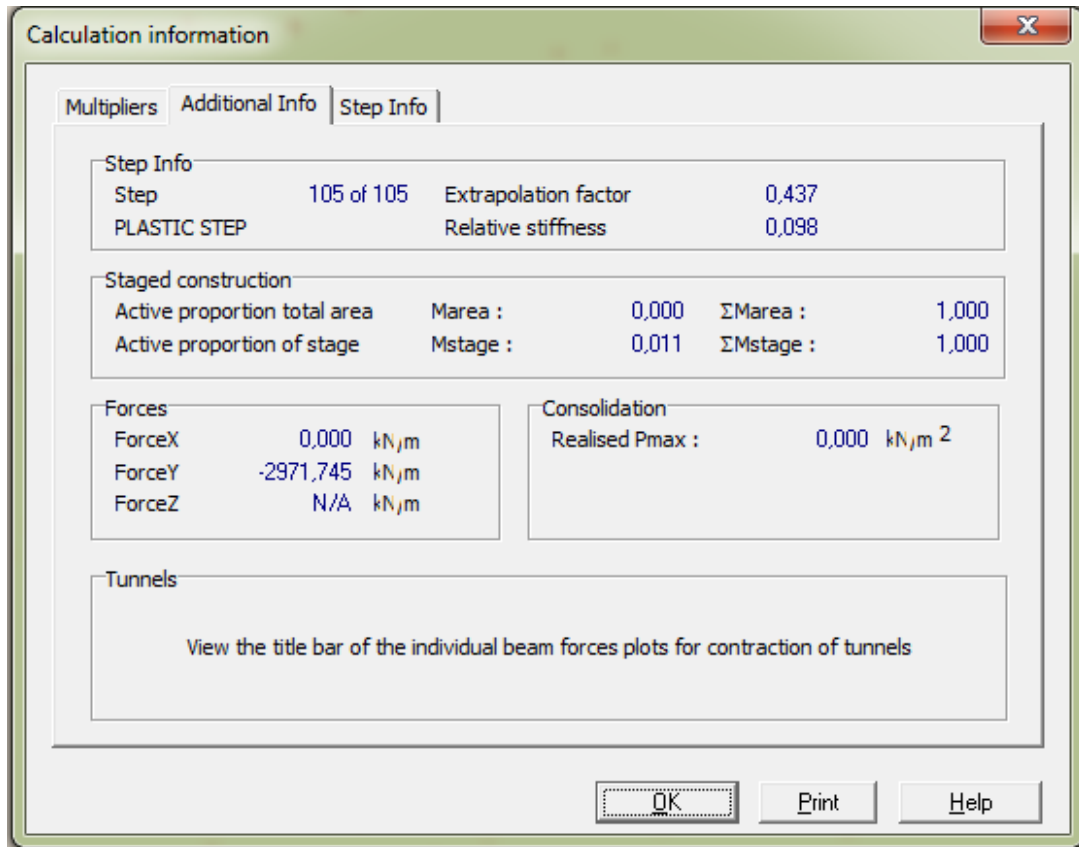


Figure V.11 Les informations du calcul (Capacité portante).

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre l'évolution du déplacement au centre en fonction de la charge (figure V.12) : on observe le premier pas de calcul élastique.

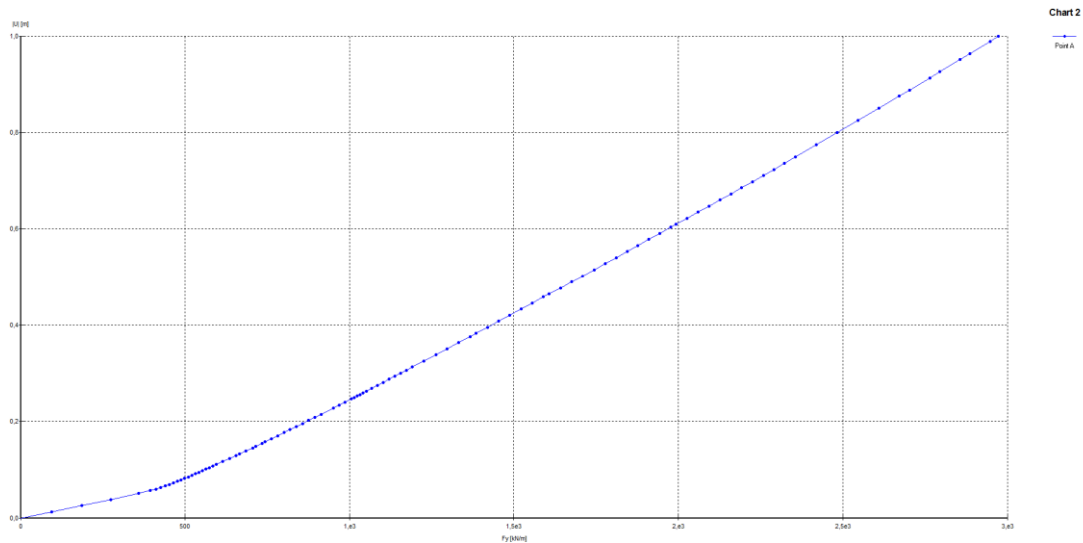


Figure V.12 Courbe Force-déplacement.

V.4. Conclusion.

Cet exemple montre certain des possibilités de PLAXIS : calculs non linéaires, calcul d'interaction sol - structure, tracé des courbes et des résultats, même si le logiciel ne prend pas en charge les sollicitations sismique, mais on a pu les simuler par des charger horizontaux afin d'approximer un peu plus le cas réel.

On remarque une légère différence entre les résultats de calcul de capacité portante dynamique, pour le même exemple on trouve manuellement :

Par la méthode statique : $q_{dy} = 2221.66 \text{ kN/m}^2$

Par la méthode d'équilibre limite : $q_{dy} = 2470.41 \text{ kN/m}^2$

Par la méthode des éléments finis : **2971.745kN/m.**

Et ça à cause des hypothèses de calcul, et paramètres tel que les coefficients de capacité portante.

Pour s'en rapprocher encore plus, il aurait été possible de compliquer quelque peu cet exemple en :

- Encastrant la fondation dans le sol,
- En tenant compte de la rugosité sol-fondation et aussi coté-fondation,
- En plaçant une nappe phréatique.

Notons, pour finir, que ce type de calcul axisymétrique ne s'accommode pas de couches de sol non horizontales

Conclusions

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est l'étude du comportement sismique des fondations superficielles et spécialement le calcul de leur capacité portante dynamique sous chargement sismiques, et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception des structures et des fondations plus stable vis-à-vis les conditions sismiques (surtout la liquéfaction).

Le travail présenté dans ce mémoire, nous pouvons dresser un bilan des points que nous avons établis et qui nous paraissent importants.

En ce qui concerne le problème de la capacité portante dynamiques, nous avons étendu les solutions disponibles dans la littérature au cas des fondations superficielles

1. Nous n'aspérons pas ici à tirer des leçons générales sur le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous chargement sismiques, ni à déclarer qu'une des méthodes « est la bonne » soit manuelle ou par le code de calcul en élément finis Plaxis.
2. Cette étude a présenté un recensement des méthodes d'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques. À l'heure actuelle, les codes se concentrent sur les méthodes de plasticité courantes et un chargement pseudo statique.
3. La méthode statique et la méthode d'équilibre limite utilisées pour calculer la capacité portante dynamique présentent l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre pour la conception puisqu'elles consistent à remplacer les facteurs de capacité portante statiques par leurs contreparties dynamiques. Cependant, dans ces méthodes, le chargement sismique considéré sur la fondation est toujours représentée par un chargement statique à l'aide d'une force horizontale H , d'un moment M , et d'une force verticale V . Il s'agit donc d'une méthode pseudo-statique.
4. Lors du choix du type de la fondation pour les ouvrages autres que les ponts et les conduites, il faut éviter, sauf en cas de nécessité justifiée, les fondations du type mixte telles que par exemple les pieux et les semelles. Ces types est par contre possible dans le cas d'un ouvrage comportant des structures dynamiquement indépendantes. On

Conclusions

outre, la fondation doit être suffisamment rigide pour transmettre au sol d'une manière uniforme les actions localisées provenant de la structure.

5. *L'*ensemble de ces remarques laisse à penser que les méthodes d'estimation de la capacité portante en conditions dynamiques seront amenées à évoluer dans le cadre de la généralisation de la conception performante.
6. *Il* existe dans la littérature d'autres méthodes d'estimer la capacité portante « dynamique » de la fondation, plus récentes, permettant de prendre en compte les effets d'inertie dans le sol tel que la méthode des courbes d'enveloppes, Méthode de l'Eurocode 8 qui est intégrée sur la base de la méthode de Richards et Al.

*L'*impératif sismique exige le respect de certaines règles de conception parasismique des fondations. L'Eurocode 8 comporte à ce titre des règles intéressantes de conception et de dimensionnement des fondations vis-à-vis du risque sismique à travers l'application des coefficients de sécurité partiels.

Références Bibliographiques

- [1] Ali Bouafia: introduction a la dynamiques des sols, Tome 1. Principe de base.
- [2] Ali Bouafia: introduction a la dynamiques des sol, Tome 2, calcul dynamiques des ouvrages géotechniques. Office des publications universitaires, Alger, 2010.
- [3] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [4] Chatzigogos, Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception, Thèse, Octobre 2007 .
- [5] Fondations et procédés d'amélioration- Guide d'application de l'Eurocode8 (parasismique), AFNOR/EYROLLES, 2013
- [6] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
- [7] Philipponnat, G. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 1987.
- [8] Philipponnat, G. & Hubert, B. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 2002.

*N*etographique

- [9] http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm
- [10] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt98-1-Teilsicherheit.pdf>
- [11] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt/GTS2003-witt.pdf>
- [12] <http://coin du projeteur .free.fr/beton/courssemelle.htm>
- [13] http://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations_nucleaires/La_surete_Nucleaire/risque_sismique_installations_nucleaires/Documents/irsn_seisme_algerie_052003.pdf
- [14] <http://seisme.algerieautrefois.com/infos-utiles/historique/>
- [15] <http://eprints.univ-batna2.dz/842/1/gha%20HELIS%20RIMA.pdf>
-
-