



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de de Génie Civil**



**Thèse**

Présentée pour l'obtention du diplôme de :  
**Doctorat en Sciences en Génie civil**  
**Option : Interaction Sol Structures**

Sous le Thème :

**Contribution à la modélisation de l'interaction sol fondation  
par la méthode des éléments finis**

Présentée par :

**GUETTAFI Nesrine**

**Devant le jury composé de :**

Mr. LAHBARI Nouredine	Prof.	Université de Batna 2	Président
Mr. ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. BOUFARH Rafik	MCA	Université de Tébessa	Examineur
Mr. DJELLALI Adel	MCA	Université de Tébessa	Examineur

**-Novembre 2021-**

## *Remerciements*

---

*Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH le tout puissant qui m'a donné la santé, le courage et la foi pour arriver à ce jour.*

*Je tiens à remercier sincèrement mon directeur de mon travail, Pr ABBECH Khelifa pour avoir accepté de m'encadrer, ainsi que pour son soutien, ses conseils et sa confiance.*

*Mes vifs remerciements vont également à l'ensemble des membres du jury. Merci au Professeur LAHBARI Nouredine de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury, ainsi qu'aux Docteur BOUFARH Rafik et Docteur DJELLALI Adel qui ont accepté d'être examinateurs de ma thèse.*

*Je remercie également le Docteur YAHIAOUI, pour ses conseils, ses encouragements et la documentation mise à ma disposition tout au long de cette période de recherche.*

*Enfin, je ne pourrais finir mes remerciements sans penser à mes chers parents, ma famille et mes amies, dont le soutien et l'encouragement ont contribué à l'aboutissement de ce travail.*

## RESUME

Les méthodes d'évaluation de la performance sismique des structures terrestres et des systèmes sol-structure ont considérablement évolué au cours des deux dernières décennies. Les courbes de fragilité sismique sont décrites comme un outil utile pour l'évaluation des performances sismiques des interactions sol-structure soumises à des risques sismiques.

Cette étude visait à déterminer si la fragilité sismique et les performances de l'interaction sol-pieu-structure (ISPS) étaient affectées par différents paramètres : la charge axiale, la section du pieu la longueur du pieu et le rapport longitudinal d'acier du pieu étaient implantés dans différents types de sable (lâche, moyen, dense). Afin de mieux comprendre les phénomènes ISPS, une série d'analyses statiques non linéaires ont été menées pour deux cas différents, à savoir : (i) système fixe (sans interaction) et (ii) système ISPS (avec interaction), pour obtenir les courbes de capacité de chaque paramètre pour construire les courbes de fragilité.

L'analyse numérique est effectuée en utilisant la méthode des éléments finis avec le programme d'analyse structurelle SAP2000. Cette étude modélise l'effet de l'interaction sol-structure à l'aide de ressorts non linéaires dont le comportement est lié à des courbes  $p-y$  (ISS). SAP2000 permet également de prendre en compte les phénomènes de plastification dans la structure, en plus des non-linéarités du sol. De ce fait, l'ensemble de l'ouvrage est constitué d'une superstructure « pont » et d'une fondation profonde (pieu isolé).

Les résultats indiquent que ces paramètres sont significativement influencés par la capacité latérale, la ductilité et la fragilité sismique sur l'ISPS.

**Mots clés :** ISPS, pushover, fragilité sismique, courbes  $p-y$ , performance, ductilité, réponse latérale.

## ABSTRACT

Methods for assessment of the seismic performance of earth structures and soil-structure systems have evolved significantly over the past two decades. Seismic fragility curves are considered as a useful tool for the evaluation of the seismic performances of interaction soil-pile-structure subjected to seismic risks.

This study aims to determine whether the seismic fragility and the soil-pile-structure interaction (ISPS) performance are affected by different parameters: the section of the pile, the axial load, the length of the pile and the longitudinal steel ratio of the pile were implanted in different type of sand (loose, medium, and dense). To better understand the ISPS phenomenon, a series of nonlinear static analyses were performed for two separate cases: (i) fixed system (without interaction) and (ii) ISPS system (with interaction), to get capacity curves for each parameter for building the fragility curve.

The numerical analysis is carried out utilizing the finite element method and the structural analysis program SAP2000. This study models the effect of the soil-structure interaction using nonlinear springs whose behavior is connected to p-y curves (ISS). SAP2000 also allows for the consideration of plasticization phenomena in the structure, in addition to soil non-linearities. As a result, the total structure is made up of a 'bridge' superstructure and a deep foundation (single pile).

The results show that lateral capacity, ductility, and seismic fragility on the ISPS have a considerable impact on these parameters.

**Keywords:** ISPS, pushover, seismic fragility, p-y curves, performance, ductility, lateral response.

## ملخص

تطورت طرق تقييم الأداء الزلزالي للهياكل الأرضية وأنظمة منشآت-تربة بشكل كبير على مدى العقدين الماضيين. تم وصف منحنيات الهشاشة الزلزالية كأداة مفيدة لتقييم الأداء الزلزالي لتفاعلات بنية التربة المعرضة لمخاطر الزلازل.

هدفت هذه الدراسة إلى تحديد ما إذا كان الهشاشة الزلزالية وأداء التفاعل بين التربة والركيزة 'الوتد' و الهيكل (ISPS) قد تأثرت بمعايير مختلفة: التحميل المحوري وقطر الركيزة ونسبة التسليح الطولية للركيزة التي تم وضعها في أنواع مختلفة من التربة الرملية الكثيفة والمتوسطة الكثافة والسائبة. من أجل فهم أفضل لظاهرة ISPS ، تم إجراء سلسلة من التحليلات الثابتة غير الخطية لحالتين مختلفتين ، وهما: (1) نظام بدون ISPS و (2) نظام مع ISPS ، للحصول على منحنيات السعة لكل معامل من أجل انشاء منحنيات هشاشة.

تم إجراء التحليل العددي عن طريقة تقنية العناصر المحدودة باستخدام برنامج الحساب الهيكلي SAP 2000. استخدم في هذه المذكرة عناصر غير خطية التي يرتبط سلوكها بمنحنيات  $p-y$  لنمذجة تأثيرات تفاعل التربة مع الهيكل (ISS) . بالإضافة إلى الخصائص الغير خطية للتربة ، يتيح SAP2000 مراعاة ظاهرة التشوه في الهيكل. وعليه فإن الهيكل العام لهذه الدراسة يتكون من بنية فوقية "جسر" وأساس عميق (وتد واحد).

تشير النتائج إلى أن هذه المعاملات تتأثر بشكل كبير بالقدرة الجانبية والليونة والهشاشة الزلزالية على ISPS.

**الكلمات الرئيسية:** تفاعل بنية وتد تربة ISPS، التحليل الساكن غير الخطي ، منحنيات الهشاشة ، منحنيات  $p-y$  ، الأداء ، الليونة ، الاستجابة الجانبية

# TABLE DES MATIÈRES

## Remerciements

## Dédicace

Résumé .....	i
Abstract .....	ii
Résumé en arabe.....	iii
Table des matières.....	iv
Liste des figures .....	iv
Liste des tableaux .....	xii
Liste des abréviations et symboles.....	xiii
Introduction générale.....	1

## Chapitre 1 : Synthèse Bibliographique sur l'ISS

1.1.	Introduction.....	4
1.2.	Aperçu historique sur l'effet de l'ISS.....	4
1.3.	Interaction cinématique et inertielle.....	9
1.3.1.	Interaction cinématique.....	10
1.3.2.	Interaction inertielle.....	10
1.3.3.	Effets combinés de l'interaction cinématique et inertielle.....	12
1.4.	Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure.....	14
1.4.1.	Méthode de sous-structure.....	14
1.4.2.	Méthode directe.....	15
1.5.	Simulation des effets de ISS.....	15
1.6.	ISS dans les codes de conception sismique .....	18
1.7.	ISS à l'aide des courbes de fragilité.....	20
1.8.	Conclusion.....	22

## Chapitre 2 : Méthodes d'analyse Des pieux (ISS)

2.1.	Introduction.....	23
2.2.	Méthodes d'analyse d'un pieu unique chargé latéralement.....	23
2.2.1	Méthodes aux états limites ultimes (ELU).....	23

2.2.1.1	Méthode de Hansen et Christensen.....	23
2.2.1.2	Méthode de Broms.....	25
2.2.2.	Méthode de Winkler ‘Approche de réaction de sous-sol’ .....	31
2.2.3.	La méthode p-y.....	35
2.2.3.1	Critères d'argile molle.....	37
2.2.3.2	Critères d'argile rigide au-dessus de la nappe phréatique (AWT) .....	39
2.2.3.3	Critères d'argile rigide sous la nappe phréatique (BWT) .....	41
2.2.3.4	Critères des sables.....	43
2.2.4	Modèle de coin.....	48
2.2.5	Méthode du continuum élastique.....	49
2.3.	Conclusion .....	50

### **Chapitre 3 : Evaluation de la fragilité sismique basée sur pushover**

3.1.	Introduction.....	51
3.2.	Courbes de fragilité.....	52
3.3.	Méthodes de développement des courbes de fragilité.....	54
3.3.1.	Courbes de fragilité basées sur des experts.....	54
3.3.2.	Courbes de fragilité empiriques.....	54
3.3.3.	Courbes de fragilité expérimentales.....	54
3.3.4.	Courbes de fragilité analytiques.....	55
3.3.4.1	Méthode élastique linéaire.....	55
3.3.4.2	Méthode statique non linéaire.....	55
3.3.4.3	Méthode temporelle nonlinear NLTHA.....	56
3.3.4.4	Méthode dynamique incrémentale IDA.....	57
3.3.5	Courbes de fragilité hybrides .....	58
3.4	Evaluation des courbes de fragilité Analytiques basée sur pushover .....	58
3.4.1.	Analyse statique non linéaire ‘Pushover’ .....	59
3.4.2.	Système équivalent à un seul degré de liberté.....	60
3.4.3.	Methodologie proposée pour l'établissement des courbes de fragilité sismiques.....	62
3.4.4.	Conversion SDOF en MDOF des courbes fractiles IDA .....	63
3.4.5.	Paramètres de fonction fragilité analytique .....	65

3.5.	Etats limites de performance.....	68
3.6.	Conclusion.....	69

#### **Chapitre 4 : Modélisation de l'interaction sol pieu**

4.1	Introduction.....	71
4.2	Modèle du pieu .....	71
4.2.1.	Discrétisation en élément fini .....	71
4.2.2.	Représentation de l'inélasticité des éléments en BA .....	73
4.2.2.1	Modélisation avec plasticité concentrée "rotules plastiques".....	73
4.2.2.2	Modélisation avec plasticité distribuée.....	78
4.3.	Modèle de sol.....	79
4.3.1.	Réactions verticales du sol.....	81
4.3.2.	Réactions latérales du sol.....	84
4.3.3.	Diverses formes de ressort disponibles dans la bibliothèque du logiciel SAP2000.....	84
4.4.	Conclusion.....	88

#### **Chapitre 5 : Etude paramétriques de l'effet de l'ISPS à l'aide des courbes de fragilité sismiques**

5.1.	Introduction .....	89
5.2.	Modèle numérique et paramètres .....	90
5.2.1.	Paramètres d'analyse et géométrie.....	90
5.2.2	Modèle du Sol (Courbes p-y) .....	91
5.2.3.	Paramètres de la fonction de fragilité sismiques .....	93
5.3.	Résultats et discussions .....	95
5.3.1.	Etude de l'effets de la charge verticale.....	95
5.3.2.	Etude de l'effets de la section du pieu.....	104
5.3.3.	Etude de l'effets de la section des armatures longitudinales .....	112
5.3.4	Etude de l'effets de la longueur du pieu.....	120
5.3.5	Corrélation entre la capacité latérale et de la ductilité dans le système ISPS	128
5.4.	Conclusion.....	132
	<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>134</b>
	<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>136</b>



## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b>	Système d'interaction sol-pile, Balendra (2005).	9
<b>Figure 1.2</b>	Le théorème de superposition pour le problème d'interaction sol-pile, a) Interaction cinématique b) Interaction inertielle (Balendra 2005)	11
<b>Figure 1.3</b>	Méthodes directes et de sous-structure dans l'interaction sol-pieu-structure, Lopez Jimenez (2019).	14
<b>Figure 2.1</b>	a) Réactions du sol (b) Diagramme des forces de cisaillement (c) Diagramme des moments fléchissants pour les pieux courts (Brinch Hansen, 1961)	24
<b>Figure 2.2</b>	Coefficients de pression terrestre $K_q$ et $K_c$ (Brinch Hansen, 1961)	25
<b>Figure 2.3</b>	Modes de rupture des pieux de tête libres et fixes sous chargement latéral (d'après Broms, 1964a)	26
<b>Figure 2.4</b>	Distribution de la résistance des sols pour les sols cohérents (Broms, 1964a)	27
<b>Figure 2.5</b>	Résistance latérale ultime pour les pieux courts en sols argileux (Broms, 1964a)	27
<b>Figure 2.6</b>	Résistance latérale ultime pour les pieux longs en sols argileux (Broms, 1964a)	28
<b>Figure 2.7</b>	(a) déflexion, (b) résistance du sol, (c) cisaillement et (d) moment, cas sol sans cohésion, (Broms, 1964b)	29
<b>Figure 2.8</b>	Résistance latérale ultime pour le pieux court dans les sols sableux (Broms, 1964b)	30
<b>Figure 2.9</b>	Résistance latérale ultime pour le pieu long dans les sols sableux (Broms, 1964b)	31
<b>Figure 2.10</b>	Poutre sur fondation élastique (Concept Winkler, 1867)	32
<b>Figure 2.11</b>	Constante de ressort, $K_h$ dans le modèle de Winkler (Reese et Van Impe, 2000)	33
<b>Figure 2.12</b>	Modèle des courbes p-y pour sol-pieu, Kavitha et al. (2015).	36
<b>Figure 2.13</b>	Mécanisme de développement des courbes p-y (Reese et Van Impe, 2000)	37
<b>Figure 2.14</b>	Critères d'argile molle en chargement statique (Matlock, 1970).	38
<b>Figure 2.15</b>	Critères d'argile molle en chargement cyclique (Matlock, 1970)	39
<b>Figure 2.16</b>	Courbe p-y pour un sol argileux rigide au-dessus de la nappe phréatique pour le chargement statique (Welch et Reese, 1975)	40
<b>Figure 2.17</b>	Courbe p-y pour un sol argileux rigide au-dessus de la nappe phréatique pour un chargement cyclique (Welch et Reese, 1975)	40
<b>Figure 2.18</b>	Facteurs empiriques pour le calcul de la résistance ultime dans l'argile rigide sous la nappe phréatique (Reese et al., 1975)	42

<b>Figure 2.19</b>	Courbe p-y pour sol argileux rigide sous la nappe phréatique pour le chargement statique (Reese et al., 1975)	42
<b>Figure 2.20</b>	Courbe p-y pour un sol argileux rigide sous la nappe phréatique pour un chargement cyclique (Reese et al., 1975)	43
<b>Figure 2.21</b>	Courbe p-y pour le sable en charge statique et cyclique (Reese, et al., 1974)	44
<b>Figure 2.22</b>	Critères bilinéaires (Scott, 1980)	45
<b>Figure 2.23</b>	Facteurs empiriques C1, C2 et C3 (O'Neill et Murchison, 1983)	47
<b>Figure 2.24</b>	Facteurs empiriques pour le calcul de la rigidité initiale (O'Neill et Murchison, 1983)	47
<b>Figure 2.25</b>	Coin de contrainte passif triangulaire classique (Ashour and Norris, 1998)	48
<b>Figure 2.26</b>	Distribution de l'interaction sol-pieu le long du pieu dévié (Ashour and Norris, 2000)	49
<b>Figure 2.27</b>	Modèle d'analyse continue des contraintes sol-pile réagissant sur (a) pieu, (b) sol autour de la pieu (Poulos et Davis, 1980)	50
<b>Figure 3.1</b>	Exemple de courbe de fragilité, (Nielson, 2005).	52
<b>Figure 3.2</b>	Exemple de courbes de fragilité dans les niveaux de dommages, (FEMA 2003)	53
<b>Figure 3.3</b>	Courbe de pushover, ATC (1996).	56
<b>Figure 3.4</b>	Représentation schématique de la procédure NLTHA utilisée pour développer des courbes de fragilité, Muntasir Billah (2015).	57
<b>Figure 3.5</b>	Courbe de squelette monotone quadrilinéaire en coordonnées (Résistance, ductilité), Baltzopoulos (2017)	60
<b>Figure 3.6</b>	Système SDoF équivalent : (a) Analyse SPO de la structure, (b) Caractéristiques du système SDof, (c) courbe du squelette monotone du système SDof basé sur SPO, Baltzopoulos (2017).	61
<b>Figure 3.7</b>	(a) Exemple de courbes SDOF IDA prédites par SPO2IDA à 16 %, 50 % et 84 % en termes de R- $\mu$ , (b) conversion en accélération spectrale de premier mode - rapport de dérive entre les étages, Baltzopoulos et al. (2017)	63
<b>Figure 3.8</b>	Organigramme SPO2FRAG, montrant schématiquement le regroupement des sous-modules nécessaires pour construire les courbes de fragilité sismiques. Baltzopoulos et al. (2017)	64
<b>Figure 3.9</b>	Ajustement des modèles gaussiens aux fractiles IDA transformés selon la procédure basée sur l'IM, Baltzopoulos et al. (2017).	66
<b>Figure 3.10</b>	Seuils des états limites à l'aide de la courbe SPO. Baltzopoulos et al. (2017)	68
<b>Figure 3.11</b>	Exemple de courbes de fragilité sismique pour les différents états limites	69

<b>Figure 4.1</b>	Schéma général du modèle d'éléments finis (EF) utilisé pour les analyses BNWF en utilisant l'élément poutre-poteau et l'élément p-y non linéaire. Hutchinson et al (2004)	72
<b>Figure 4.2</b>	Idéalisation de plasticité localisée d'un poteau en béton armé.	74
<b>Figure 4.3</b>	Réponse Moment-Courbure.	75
<b>Figure 4.4</b>	Capacité de déformation locale de poteau en BA	75
<b>Figure 4.5</b>	Emplacements des charnières sur les colonnes et les poutres	77
<b>Figure 4.6</b>	Relation force-déformation d'une charnière en plastique typique	78
<b>Figure 4.7</b>	Discretisation de la section typique en béton armé.	79
<b>Figure 4.8</b>	Méthodes de modélisation du sol pour les pieux simples, Wang et al. (1998).	81
<b>Figure 4.9</b>	Schématisation d'un pieu isolé selon la méthode des courbes de transfert (Frank et Zhao, 1982)	82
<b>Figure 4.10</b>	Les propriétés du l'élément de GAP pour une déformation un axiale	85
<b>Figure 4.11</b>	Modèle de Wen pour une déformation uni axiale.	86
<b>Figure 4.12</b>	Modèle charge-déformation non linéaire pour la déformation uniaxiale de l'élément de WEN	87
<b>Figure 4.13</b>	Exemple de comportement de l'élément Multi linéaire avec cinématique plastique, SAP2000	88
<b>Figure 5.1</b>	Configuration de l'interaction sol-pieu-pont, cas d'étude.	91
<b>Figure 5.2</b>	Courbes p-y d'un pieu de 5m pour les différents types de sable	93
<b>Figure 5.3</b>	Réponse charge-déplacement latéral du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Lâche »	95
<b>Figure 5.4</b>	Réponse charge-déplacement latéral du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Moyen »	96
<b>Figure 5.5</b>	Réponse charge-déplacement latéral du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Dense »	97
<b>Figure 5.6</b>	Courbes de fragilité pour sable meuble avec la variation la charge axiale pour états limites IO, LS et CO	98
<b>Figure 5.7</b>	Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la charge axiale pour états limites IO, LS et CP	100
<b>Figure 5.8</b>	Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation la charge axiale pour états limites IO, LS et CP	102
<b>Figure 5.9</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la charge verticale Cas sable lache	103
<b>Figure 5.10</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la charge verticale Cas sable moyen	103
<b>Figure 5.11</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la charge verticale	104

	Cas sable dense	
<b>Figure 5.12</b>	Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec variation de section de pieu. « Sable Lache »	104
<b>Figure 5.13</b>	Réponse charge latéral -déplacement latéral pour le système ISPS avec variation de section de pieu. « Sable Moyen »	105
<b>Figure 5.14</b>	Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec variation de section de pieu. « Dense Sand »	105
<b>Figure 5.15</b>	Courbes de fragilité pour sable meuble avec la variation de la section du pieu pour états limites IO, LS et CO	107
<b>Figure.5.16</b>	Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la section du pieu pour états limites IO, LS et CO	108
<b>Figure.5.17</b>	Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la section du pieu pour états limites IO, LS et CO	110
<b>Figure.5.18</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section du pieu, Cas sable lache	111
<b>Figure.5.19</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section du pieu, Cas sable moyen	111
<b>Figure.5.20</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section du pieu, Cas sable dense	112
<b>Figure.5.21</b>	Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec variation de section des aciers longitudinal. « Sable Lache »	112
<b>Figure.5.22</b>	Réponse de charge-déplacement latéral pour le système ISPS avec variation de section des aciers longitudinal. « Sable Moyen »	113
<b>Figure.5.23</b>	Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec variation de section des aciers longitudinal. « Sable Dense »	113
<b>Figure.5.24</b>	Courbes de fragilité pour sable meuble avec la variation de la section des armatures pour états limites IO, LS et CO	115
<b>Figure.5.25</b>	Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la section des armatures pour états limites IO, LS et CO	116
<b>Figure.5.26</b>	Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la section des armatures pour états limites IO, LS et CO	118
<b>Figure.5.27</b>	ariation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section des armatures -Cas sable lache-	119
<b>Figure.5.28</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section des armatures -Cas sable moyen-	119
<b>Figure.5.29</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation la section des armatures -Cas sable dense-	120
<b>Figure.5.30</b>	Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable lache »	120
<b>Figure.5.31</b>	Réponse charge latéral -déplacement du le système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable Moyen »	121

<b>Figure.5.32</b>	Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable Dense »	121
<b>Figure.5.33</b>	Courbes de fragilité pour sable lache avec la variation de la longueur du pieu pour états limites IO, LS et CP	123
<b>Figure.5.34</b>	Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la longueur du pieu pour états limites IO, LS et CP	124
<b>Figure.5.35</b>	Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la longueur du pieu pour états limites IO, LS et CP	126
<b>Figure.5.36</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu -Cas sable lache-	127
<b>Figure.5.37</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu -Cas sable moyen-	127
<b>Figure.5.38</b>	Variation de l'accélération $S_a$ (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu -Cas sable dense-	128
<b>Figure.5.39</b>	Corrélation 'capacité latérale- ductilité' dans le système ISPS pour la charge axiale.	129
<b>Figure.5.40</b>	Corrélation de la capacité latérale et de la ductilité dans le système ISPS pour la section du pieu.	130
<b>Figure.5.41</b>	Corrélation de la capacité latérale et de la ductilité dans le système ISPS pour l'acier longitudinal.	131
<b>Figure.5.42</b>	Corrélation de la capacité latérale et de la ductilité dans le système ISPS pour la longueur du pieu	132

## LISTE DES Tableaux

<b>Tableau 2.1</b>	Les valeurs proposées de n pour les sols cohérents	34
<b>Tableau 2.2</b>	Les valeurs proposées de n pour les sols sableux (d'après Terzaghi, 1955)	35
<b>Tableau 2.3</b>	Rigidité initiale, Kpy selon Reese, Cox and Koop (1974)	44
<b>Tableau 4.1</b>	Différentes longueurs de rotules plastique dans la littérature	76
<b>Tableau 5.1</b>	Données de l'étude paramétriques	90
<b>Tableau 5.2.</b>	Propriétés des sols sableux	90
<b>Tableau 5.3</b>	Paramètres de la fonction de fragilité sismique pour chaque cas	94

# LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES

## 1. Abréviations

ISS : l'interaction sol-structure.  
ISPS: l'interaction sol-pieu-structure  
PBEE : Performance-based earthquake engineering  
SPO :Static Push-Over  
SPO2FAG: Static Pushover to Fragility  
SPO2IDA: Static Pushover to IDA  
IDA : Analyse dynamique incrémentale  
SDoF : (single-degree of freedom) Système équivalent à un seul degré de liberté  
MDoF : (multiple-degree of freedom) Système équivalent à plusieurs degrés de liberté  
DDL : degré de liberté  
PGA : (peak ground acceleration) Accélération maximale du sol  
EDP : Paramètre de demande d'ingénierie  
RDR : Rapport maximal de dérive du toit  
IDR : Dérive inter-étage sur tous les étages  
FO 'Fully Operational' : Entièrement opérationnel  
IO 'Immediate Occupancy' : Occupation immédiate  
LS 'Life Safety' : Sécurité de la vie  
CP 'Collapse Prévention' : Prévention de l'effondrement  
FEMA: Federal Emergency Management Agency  
ATC : Applied Technology Council  
LS : Limit state  
IM : Mesure d'intensité du séisme

## 2. Symboles

$\zeta$  : Rapports d'amortissement visqueux critiques  
 $R$  : Résistance  
 $\mu$  : Ductilité  
 $T$  : Période  
 $S_a(T_1)$  : Accélération spectrale de premier mode,  
 $\beta$  : L'écart standard logarithmique  
 $\alpha_h$ : Pente d'écrouissage  
 $r_p$  : Résistance résiduelle  
 $\mu_f$  : Ductilité de rupture  
 $K$  : Raideur d'un ressort.  
 $y$  : Déplacement horizontal  
 $E_p$  : Rigidité du pieu  
 $E_s$  : Rigidité de sol

$M_{ne}$  : Valeur nominale de la capacité  
 $M_p$  : Capacité plastique  
 $M_u$  : Capacité ultime  
 $M_y$  : Moment d'élasticité  
 $\Theta_y$  : Rotation élastique  
 $\Theta_u$  : Rotation ultime  
 $A_s, B_s$  : Paramètres sans dimension  
 $K_{py}$  : Rigidité initiale de la courbe p-y.  
 $\gamma_z$  : Densité de sol en fonction de profondeur z  
 $E_p$  : Module d'élasticité du pieu  
 $L$  : Longueur du pieu  
 $D$  : Diameter de pieu  
 $P/(f_c A_g)$  : Rapport Force axiale  
 $A_s$  : Rapport d'acier longitudinal  
 $\sigma_h$  : Contrainte horizontale.  
 $\sigma_z$  : Contrainte verticale.  
 $k_0$  : Coefficient de pression latérale des terres au repos  
 $D_p$  : Diamètre du pieu.  
 $L_p$  : Longueur du pieu.



## **INTRODUCTION GENERALE**

Les résultats après des dommages catastrophiques aux systèmes d'ingénierie environnementaux et financiers sérieux sont devenus si graves que les fabricants envisagent sérieusement d'améliorer l'analyse et la conception pour fournir des mesures quantitatives de la performance structurelle. On pense généralement que les fondations sur pieux sont avantageuses pour la superstructure sous excitations sismiques (Wolf 1994). Néanmoins, les enquêtes post-séisme ont expliqué que bon nombre des défaillances observées étaient essentiellement dues à des méthodologies de conception prévoyant des charnières à la tête du pieu [Jeremic et al. (2004), Tongaonkar et al. (2003)]. Afin d'améliorer les informations sur le comportement sismique des pieux et des micropieux, des études empiriques et numériques ont été réalisées récemment. Les effets du ISS sur la réponse du pont inélastique ont été étudiés par Ciampoli et Pinto en (1995) en considérant une fondation de semelle étalée. Pour les plans de fondation, ils ont constaté que les ISS ne sont pas affectés, car la demande n'est pas affectée. Elnashai et McClure (1996) ont étudié le comportement du ISS du pont, constatant que le ISS a un rôle important dans le comportement du système et la ductilité de la structure est importante. Plus tard, Mylonakis et al. (2000) et Jeremić et al. (2004) ont constaté que le ISS dans les piliers de pont inélastiques supportés sur un sol déformable peut provoquer une augmentation significative de la ductilité inélastique des piliers, en fonction des paramètres de la structure et du mouvement. En approfondissant ce problème, Mylonakis et al (2006) ont étudié le rôle de l'interaction de la structure du sol sur la rupture du pont de l'autoroute Hanshin. Il a été démontré que l'augmentation de la demande sismique dans les piles avait dépassé 100% par rapport aux piles à base fixe.

Makris et al. (1997) ont mesuré les fonctions de transfert de déplacement et les spectres de déformation d'un modèle comprenant l'installation du pieu unique dans le sable et la modélisation de la superstructure avec masse localisée, et examiné le modèle de fondation Winkler. Yao et al. (2004) en utilisant une boîte de cisaillement à grande échelle pour étudier le comportement interactif du modèle sol-superstructure de pieu dans un sable saturé, et les résultats que la prise en compte du comportement du sol est remarquable lors de l'évaluation des réponses de la superstructure.

Durante et al. (2016) début de la conduite de recherches expérimentales sur un modèle composé d'une masse d'oscillateur et d'un groupe de pieux ou d'un pieu unique placé dans un sol bicouche, et a constaté que la flexion du pieu dépendait principalement du degré de couplage entre les fréquences du système structure-sol et la vague de tremblement de terre. Les études susmentionnées soulignent l'importance de l'impact du ISPS.

Le propriétaire et le concepteur voient comment sélectionner les niveaux de performance et de danger souhaités à utiliser comme critères de conception (objectif). Les critères de performance d'acceptabilité des forces et de déformation des éléments sont fixés pour différents éléments structurels pour des analyses linéaires ou non linéaires, statiques ou dynamiques. La méthodologie d'évaluation de la performance PEER a été résumée dans diverses publications [Moehle (2003), Porter (2003)] et diverses études de référence ont été menées dans [Comerio et al. (2005), Krawinkler (2005)].

Le comportement élastique et inélastique de la superstructure et de la fondation sont pris en considération. Rajib Saha et al (2020) a constaté que la conception d'éléments de pieu à ductilité élevée peut réduire le risque sismique de défaillance du système de superstructure. Cette vision physique peut être une considération importante pour la conception sismique des structures basée sur les performances.

Par conséquent, l'analyse de la fragilité sismique est une approche cruciale pour évaluer les performances sismiques de l'interaction pieu-sol et pour améliorer la conception sismique, la modernisation et l'amélioration de la prise de décision fiable sur l'ingénierie structurelle. Plus récemment, Ajamy et al (2018) ont travaillé sur une approche analytique pour faire évoluer les courbes de fragilité sismique pour une plate-forme offshore de type veste (JTOP) située dans le golfe persique en utilisant le même jeu d'enregistrements que celui décrit dans (2014). L'approche utilisée pour développer des courbes de fragilité sismique est basée sur la méthode d'interaction globale IDA prenant en compte les effets des incertitudes épistémiques et aléatoires sur les performances sismiques probabilistes du JTOP. Shafieezadeh et al. (2013) et Su et al. (2017), ont utilisé des modèles FE non linéaires tridimensionnels pour l'évaluation des performances sismiques conduites des structures de quai. Na et al. (2009) et Su et al. (2017), utilisant les incertitudes des propriétés structurales et du sol dans une analyse numérique pour étudier la variabilité du comportement sismique des quais sur pieux. Mitropoulou et al. (2016) et Stefanidou et al. (2017), estiment l'effet de ISS sur la fragilité sismique des ponts et des structures de bâtiments respectivement. Xiaowei Wang et al. (2019) ont identifié des

classements de sensibilité des paramètres pour l'évaluation des performances sismiques des ponts soutenus par des groupes de pieux dans des sols liquéfiables soumis à des potentiels d'affouillement.

L'objectif de cette étude est de contribuer à la recherche numérique du comportement non linéaire de l'interaction sol pieux structure et de fournir de nouveaux outils pour le traitement des problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle conception parasismique des structures "la conception basée sur la performance". Les méthodologies actuelles d'évaluation des performances sismiques tendent vers des courbes de fragilité sismiques comme moyen de décrire la fragilité des structures.

Le présent travail vise à identifier les différents paramètres qui ont des effets sur la fragilité sismique du système sol-pieu-pont en tenant compte de l'effet de ISPS. À cette fin, un programme d'éléments finis SAP2000, a été utilisé pour modéliser et examiner numériquement l'influence de l'interaction sol-pieu-structure sur la fragilité sismique du système. Une analyse statique non linéaire 'Pushover' permet d'estimer la courbe de la capacité latérale du système ISPS pour l'évaluation des courbes de fragilité sismiques.

La présente thèse est organisée sous forme d'une introduction générale et cinq chapitres et d'une conclusion générale.

- Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur l'interaction sol pieu structure. Une présentation des différents types d'interaction (cinématique, inertielle) et des différentes méthodes de prise en compte de cette interaction utilisée dans la littérature.
- Le deuxième chapitre est consacré sur les méthodes d'analyses des pieux en (ISS) et le comportement du sol environnant d'un pieu sous sollicitation horizontale.
- Le troisième chapitre, présente la méthodologie d'évaluation de la fragilité sismique basée sur la méthode de pushover.
- Le quatrième chapitre est consacré sur la modélisation de l'interaction sol pieu dans le domaine non linéaire.
- Dans le cinquième chapitre, un modèle numérique en 2D est utilisé pour estimer la réponse non linéaire de l'interaction sol-pieu-pont à l'aide du code SAP2000. L'étude est focalisée sur l'évaluation des courbes de fragilité sismique du système sol-pieu-pont et les performances de l'interaction (ISPS) qui sont affectées par différents paramètres.
- Enfin, on termine par des conclusions générales pouvant être tirées de cette étude ainsi que des recommandations pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

# Chapitre 1 : Synthèse Bibliographique sur l'ISS

## 1.1.Introduction

Le processus de réponse du sol influençant le mouvement de la structure et vice-versa est appelé interaction sol-structure (ISS). L'ISS a été traditionnellement considéré comme bénéfique à la réponse sismique d'une structure. Il a été suggéré qu'ignorer l'ISS dans la pratique de la conception conduit à une conception conservatrice. Cela ressort clairement des codes de conception qui permettent soit une réduction du coefficient sismique global à cause du ISS, soit suggèrent de l'ignorer complètement. Cependant, les observations de certains des événements sismiques passés tels que le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989 et le tremblement de terre de Kobe en 1995 montrent des preuves de la nature préjudiciable des Interaction sol structure dans certaines circonstances, Anand et Kumar (2018).

Le présent chapitre passe en revue les recherches antérieures sur les effets du l'ISS sur la réponse des structures. Une discussion des diverses approches disponibles dans la littérature pour inclure l'ISS dans l'analyse des structures et des lignes directrices décrites dans les codes sismiques importants. L'importance d'une telle étude réside dans la nécessité de sélectionner une approche appropriée.

## 1.2. Aperçu historique sur l'effet de l'ISS

L'effet ISS a été remarqué pour la première fois par Lord Kelvin au 19<sup>ème</sup> siècle lors de l'analyse du problème de la détermination des déplacements causés par des forces statiques concentrées agissant en un point arbitraire dans un solide élastique infini (Kausel, 2010). Jusqu'au 20<sup>e</sup> siècle, l'effet sol n'était considéré que de manière statique. Au début du 20<sup>ème</sup> siècle Sir Horace Lamb a étudié la dynamique de la propagation des ondes dans le sol (Kausel, 2010). Cependant, l'influence des effets d'interaction sol-structure sur la réponse structurelle a été examinée pour la première fois par Sezawa et Kanai en 1935, où ils ont étudié la vibration en décomposition d'une structure due à la dissipation de son énergie dans le sol (Sezawa et Kanai, 1935). Martel a étudié le ISS pour la première fois aux États-Unis en 1940 (Martel, 1940). Il rapporte des observations de la performance du Hollywood Storage Building lors du tremblement de terre de Long Beach en 1933.

En effectuant une étude analytique des systèmes élastoplastiques sur des bases rigides et flexibles, Newmark et Hall (1973) ont conclu que le ISS a un effet bénéfique sur la réponse de la structure en diminuant la demande de ductilité en raison de sa contribution à l'allongement de la période du système. Kausel en 1974 a utilisé une approche de modélisation numérique pour étudier les effets de l'interaction sol-structure. Il a développé une méthode basée sur les éléments finis utilisant la technique d'expansion de Fourier pour déterminer la réponse des fondations axisymétriques et des systèmes sol-structure. Cette étude a montré une bonne concordance entre la réponse prédite d'un modèle tridimensionnel et un modèle de déformation plane équivalent d'une centrale nucléaire construite sur une strate. Il a été l'un des premiers à souligner l'importance de considérer l'effet de la rigidité des fondations sur les ondes de tremblement de terre (plus tard intitulé effet cinématique ISS) en plus de l'effet des forces d'inertie de la structure sur la déformation du sol (plus tard appelé effet d'inertie). Kausel a également appelé à une enquête plus approfondie sur l'effet de la flexibilité des fondations sur la réponse structurelle, car il a trouvé une distorsion de tapis significative dans le modèle 3D (Kausel, 1974). Veletsos (1977) a étudié l'effet de l'interaction sol-structure sur l'amortissement efficace et la réponse sismique des structures. Plus tard, ses travaux fondateurs ont été incorporés dans les dispositions de l'ATC-3 (1978).

Les termes d'interaction inertielle et cinématique ont été introduits par Whitman (1970) pour reconnaître deux types d'interaction (Roesset, 2013). L'importance des effets d'interaction cinématique, en particulier pour les fondations encastrees, a été confirmée par des études ultérieures (Elsabee et al., 1977). Dans les années 70, plusieurs études ont été menées pour évaluer l'importance relative de l'interaction inertielle et cinématique, développer la méthode d'analyse ISS et déterminer la rigidité dynamique de différents types de fondations.

Il existe deux catégories générales dans l'analyse de l'interaction sol-structure, à savoir la méthode directe et la méthode de sous-structuration (également appelée méthode multi-étapes) (Kramer, 1996). L'effet de ISS sur la réponse structurelle a été étudié par de nombreux chercheurs en utilisant ces méthodes générales d'analyse. L'approche Substructure divise le système en trois sous-parties pour calculer la réponse du système ISS : détermination des mouvements de la fondation sans aucune structure due aux ondes sismiques ; calcul d'une matrice de rigidité dynamique pour la fondation ; et analyse dynamique de la structure avec la matrice de fondation ajoutée et soumise au mouvement calculé dans la première étape (Roesset, 2013). L'approche de sous-structuration suppose un comportement élastique linéaire ou bilinéaire simplifié pour le sol et la structure. L'approche d'analyse directe est connue sous le nom

de « solution complète » par Seed et al. (1977). L'approche directe est la meilleure approche pour effectuer une analyse non linéaire si un modèle 3D détaillé du sol et de la structure avec des relations constitutives non linéaires appropriées pour le sol est utilisé (Seed et al., 1977). Les méthodes discrètes et continues sont classées sous approche directe. La méthode de simulation par modélisation discrète est l'une des méthodes les plus populaires pour calculer la réponse du système Sol -Pont. Dans cette approche, le sol et son interaction avec la fondation sur pieux et les systèmes de culée sont représentés par un ensemble de ressorts et de dashpots. Dans la modélisation continue, la réponse du sol et du système structurel est simulée simultanément.

Des études antérieures sur l'effet ISS ont conclu que le ISS a un effet bénéfique sur la réponse sismique des structures en raison de sa contribution à l'augmentation de la période de structure et à l'amortissement du système. Les travaux pionniers de Newmark et Hall (1973) et leurs conclusions sur l'effet bénéfique du ISS se sont par la suite révélés ne pas être généralement applicables à tous les cas. Priestley et Park (1987) ont révélé les aspects désavantageux du ISS montrant que la flexibilité supplémentaire d'un pilier de pont élastoplastique peut réduire la capacité de ductilité du système (Gazetas et Mylonakis, 2001). De plus, Miranda et Bertero ont affirmé que les relations Newmark et Hall proposées ne s'appliquent pas aux mouvements du sol enregistrés sur des sols meubles (Miranda et Bertero, 1994). Passant en revue les études antérieures sur les facteurs de réduction de la résistance, Miranda et Bertero ont montré que l'ampleur des réductions de résistance est principalement en fonction de la période du système, de la demande de ductilité de déplacement maximum tolérable et des conditions du sol du site. Le facteur de réduction de résistance connu sous le nom de facteur R est traditionnellement défini comme le rapport de la résistance élastique (résistance maximale si la structure est restée élastique) à la limite d'élasticité. Miranda et Bertero ont conclu que l'utilisation du facteur R dérivé pour les sites avec des sols très denses pour les structures à courte période (structures avec la période fondamentale inférieure aux deux tiers de la période prédominante de mouvement du sol) fondée sur des sols mous entraîne une augmentation significative des demandes de ductilité de déplacement par rapport aux demandes de ductilité dans la conception originale (Miranda et Bertero, 1994).

Considérant ISS dans la réponse inélastique des piles de ponts, Ciampoli et Pinto (1995) ont souligné l'importance du rapport de rigidité de la structure par rapport au sol et du rapport hauteur / largeur de la structure pour déterminer la réponse sismique des structures inélastiques. Sur cette base, ils ont identifié deux paramètres, à savoir le paramètre de vague et le paramètre

d'élanement. Le paramètre de vague représente la rigidité relative du sol à la structure alors que l'élanement est un paramètre géométrique (Anand et Kumar, 2018)

Mylonakis et Gazetas (2000) ont examiné les effets du ISS sur la réponse sismique des structures de ponts à l'aide de mouvements enregistrés et de considérations théoriques. Contrairement à la perception précédemment convenue de l'effet favorable du ISS sur la diminution de la demande de ductilité, ils ont montré que l'augmentation de la période naturelle fondamentale d'une structure modérément flexible due au ISS peut avoir un effet négatif sur la demande sismique imposée pour les environnements sismiques et de sol spécifiques. Mylonakis et Gazetas ont également montré que les effets néfastes du ISS sont importants pour les structures lourdes et rigides construites sur des sols meubles. Ils ont fait valoir que la limitation des concepts d'analyse de ductilité et des aspects géométriques (comme introduit par Ciampoli et Pinto (1995)) peut conduire à une mauvaise évaluation des performances sismiques des structures (Mylonakis et Gazetas, 2000). Les mêmes auteurs dans leurs travaux ultérieurs ont étudié l'effondrement de la section Fukae de l'autoroute Hanshin lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. Ils ont identifié le rôle important du ISS dans l'effondrement, en plus des problèmes de conception structurelle observés lors d'enquêtes antérieures (Gazetas et Mylonakis, 2001).

Du point de vue expérimental, il y a très peu d'investigations expérimentales examinant les effets interaction sol-pieu-structure sur les réponses sismiques des ponts intégraux avec fondations sur pieux installées dans le sol du site, comme les ponts à haubans. Au cours des deux dernières décennies, il y a eu un grand nombre d'études de table tremblante se concentrant sur les effets ISPS sur les réponses sismiques de structures de ponts simplifiés uniquement avec divers sable ou sol [Makris et al. (1997) - Durante et al. (2016)], à savoir, leurs superstructures ont été modélisées comme une structure simplifiée.

Chau et al. (2009) des études expérimentales sur le système structure-pieu-sol et l'interaction entre le sol et la structure-pieu ont été observées. Gao et al. (2011) ont utilisé diverses amplitudes d'agitation pour étudier l'interaction dynamique entre le sol et le pieu ; les résultats ont indiqué que les amplitudes de secousse sont un effet sur le rapport de pression interstitielle excessive, l'accélération du sol et l'accélération du pieu, et le moment de flexion du pieu.

Finn (2005) a étudié les effets du ISS sur la réponse des ponts à l'aide d'un modèle de pont à poutres caissons continues à trois travées. Il a conclu que les modèles à base fixe ne sont applicables que lorsque le rapport entre la rigidité de la superstructure et la rigidité de la

fondation est faible. Dans ce cas, l'effet de l'interaction inertielle sur la fréquence du système est négligeable par rapport à l'effet de l'interaction cinématique.

Ghalibafian et al. (2008) ont étudié l'effet du ISS sur la demande de ductilité, et en particulier sa relation avec le rapport entre la période flexible et la période fixe. Ils ont observé que le rôle du SSI en réponse des piles avec les fondations sur pieux devient plus significatif lorsque le rapport entre la période allongée des piles et la période naturelle de la pile à base fixe augmente.

Aviram et al. (2008) et Carvajal Uribe (2011) ont affirmé que les culées peuvent affecter de manière significative la réponse d'un système de pont entier soumis à un fort tremblement de terre, en particulier pour les ponts à courte portée et à rigidité de superstructure relativement élevée. Ils ont constaté que l'utilisation d'un modèle de pilier simplifié peut être acceptable en pratique dans la direction longitudinale par rapport à des modèles de ressort plus sophistiqués. Cependant, il peut largement sous-estimer les déplacements dans le sens transversal du pont.

Jarernprasert et al. (2013) et Aydemir (2013) ont étudié l'effet de la dégradation de la rigidité sur les facteurs de réduction de la résistance et les rapports de déplacement inélastique en tenant compte de l'interaction sol-structure. Ils ont suggéré que les effets ISS peuvent être incorporés dans les codes sismiques en termes de facteurs de réduction de résistance modifiés et de rapports de déplacement inélastiques.

En enquêtant sur des bâtiments asymétriques endommagés qui étaient soutenus sur des radeaux sur pilotis lors du tremblement de terre au Népal de (2015), Badry et Satyam (2017) ont découvert que les effets négatifs du ISS peuvent être considérablement intensifiés par l'asymétrie de la géométrie de la superstructure.

Stefanidou et al. (2017) ont étudié les effets de l'interaction sol-structure dans l'analyse de fragilité sismique des ponts RC, à la fois au niveau des composants et au niveau global. Ils ont constaté que, bien que les effets du ISS sur la probabilité de défaillance du système soient minimales, ils peuvent avoir un effet significatif sur la fragilité des composants.

Gasmi et al (2018) ont étudié le comportement non linéaire d'un pieu isolé en béton armé chargé latéralement pour illustrer l'effet de certains paramètres sur la capacité latérale du système sol pieu structure. Ils ont montré que dans la majorité des cas que la capacité latérale du système ISPS est plus important que du système fixe. Tandis que le facteur de sur-résistance ne dépend pas de l'accroissance de la charge axiale, de la longueur et du diamètre du pieu. Ils ont également



indiqué que ce facteur de sur-résistance est inversement proportionnelle à l'augmentation des armatures longitudinales.

Sekhri et al (2020) ont étudié le comportement statique non linéaire d'un pieu isolé ont pu montrer que la capacité latérale du système ISPS est plus importante par rapport de la capacité du système fixe. Ils ont illustré que le moment de flexion ultime et le déplacement latéral au sommet du pile dépend de la charge axiale et le rapport longitudinale des aciers c'est à dire lorsque ces deux paramètres augmentent le moment et le déplacement augmentent. Ils ont conclu que ces derniers ne sont pas affectés par la croissance de la longueur du pieu.

### 1.3. Interaction cinématique et inertielle

L'interaction sol-pieu peut être réalisée à l'aide de deux scénarios : soit en modélisant le sol et la structure dans la même étape voire la figure 1.1 soit en utilisant le principe de superposition comme indiqué dans la figure 1.2.

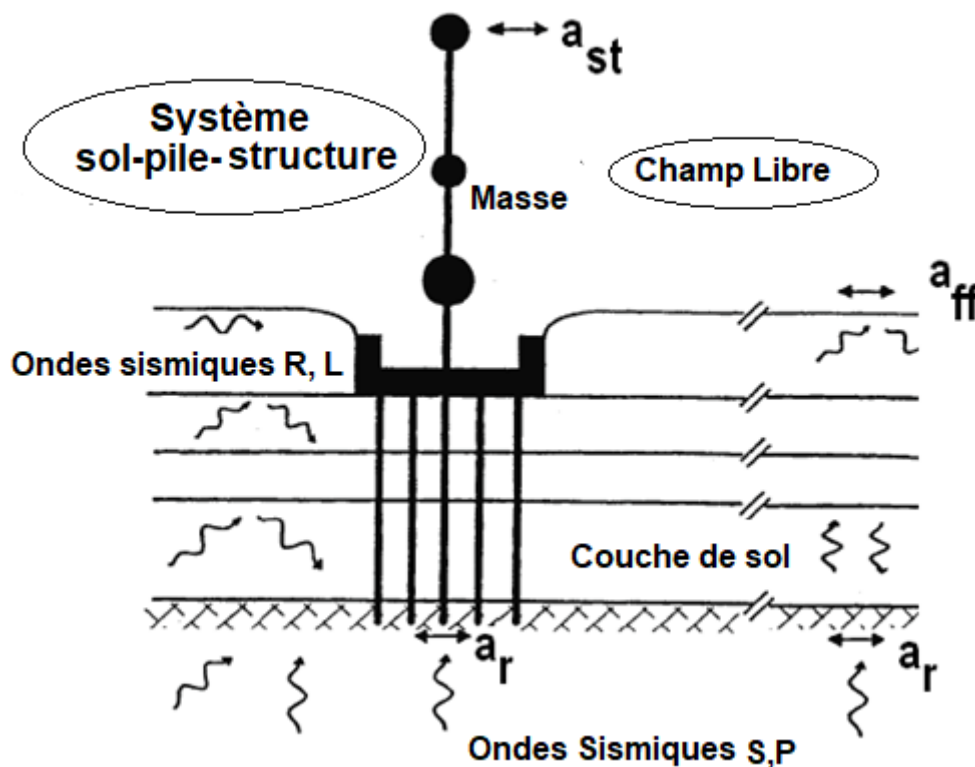


Figure 1.1 Système d'interaction sol-pile, Balendra (2005).

### **1.3.1. Interaction cinématique**

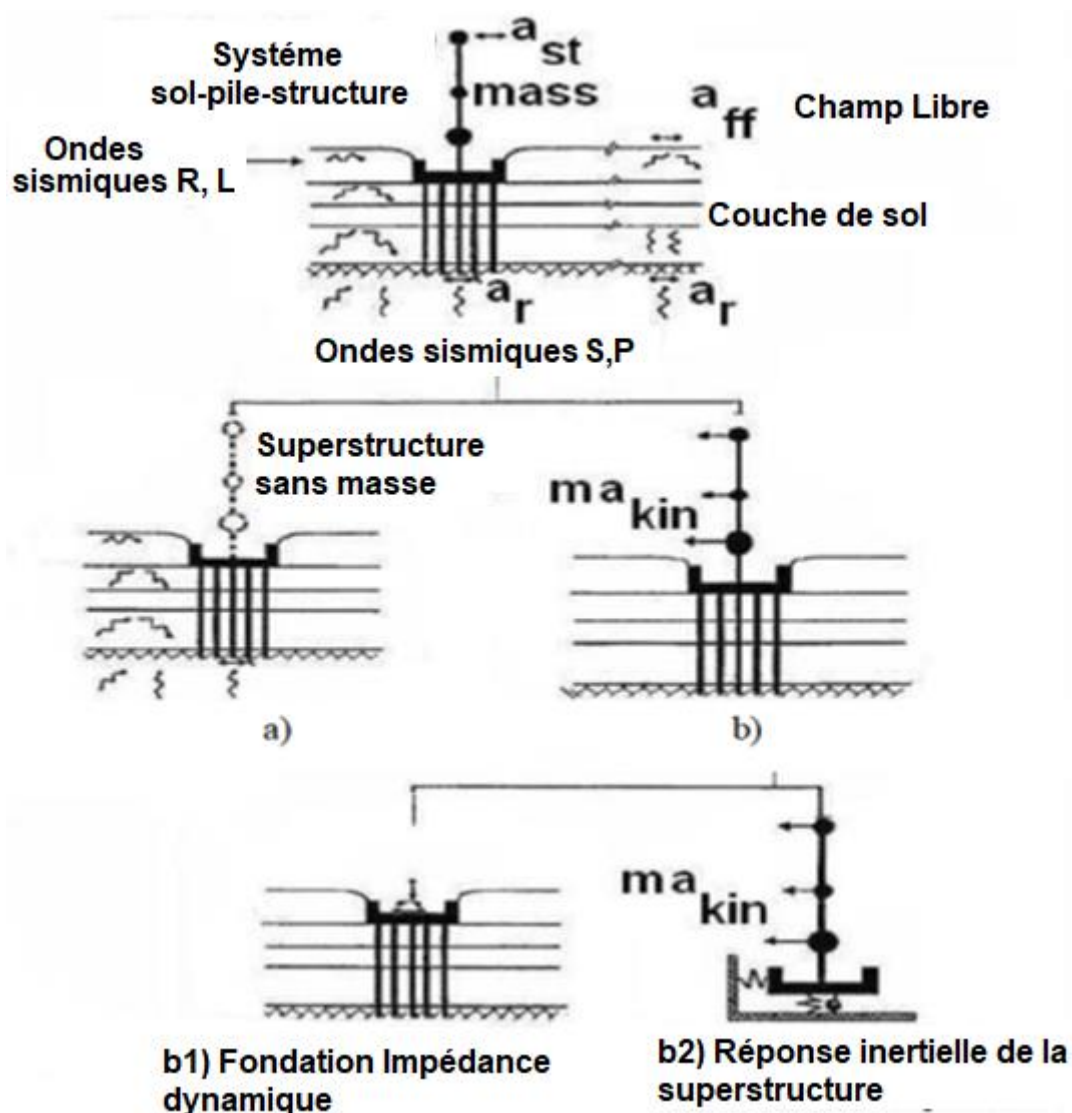
En l'absence de la superstructure, comme la montre (la figure 1.2 a), le mouvement de la fondation peut être différent du mouvement en champ libre, où « champ libre » fait référence au mouvement du sol de surface suffisamment éloigné de la fondation de sorte que la fondation n'affecte pas le mouvement en champ libre. Cette différence est due au mécanisme d'interaction cinématique. Les effets cinématiques sont décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de la fondation au mouvement du champ libre en l'absence de structure. Le passage des vagues à travers la fondation génère également des contraintes dans les éléments de fondation. Ces contraintes sont appelées « contraintes cinématiques ».

L'aspect cinématique du ISS fait l'objet de recherches depuis le milieu des années 70, initiées par les travaux de Kausel (1974). Veletsos et Prasad (1989) Elsabee et Morray (1977) et Veletsos et al. (1997) ont montré l'importance de l'effet cinématique ISS dans les structures supportées sur des fondations larges et rigides. Ils ont développé plusieurs fonctions de transfert pour exprimer les mouvements de fondation de translation et de rotation en termes de mouvement du sol en champ libre. Ces fonctions de transfert ont été calibrées plus tard par Kim et Stewart (2003) par rapport aux mouvements observés de fondation et de champ libre. En suivant la méthode de calcul de la moyenne proposée par Newmark et al. (1977) et Morgan et al. (1983) qui estime le mouvement de la fondation à partir du mouvement en champ libre. Clough et Penzien (1995) ont utilisé l'idée de faire la moyenne des ondes harmoniques lorsqu'elles sont rencontrées par une fondation rigide sans masse pour estimer l'accélération spectrale ressentie par la fondation comme une fonction du spectre en champ libre (Clough et Penzien, 1995).

### **1.3.1. Interaction inertielle**

Le mouvement à la fondation dû à l'interaction cinématique force la structure à osciller. Cela implique à son tour que la structure produira des forces d'inertie et des moments de renversement à sa base. Pour cette raison, la fondation et le sol environnant subiront des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires, cela est dû à l'inertie. La flexibilité du support de fondation influe sur l'accélération au sein de la structure. La flexibilité de la fondation et de l'amortissement est associée à la fonction d'impédance de la fondation (impédance dynamique). L'impédance dynamique peut être simulée par les effets d'un ressort et d'un dashpot agissant à la base de la structure à la place des éléments de fondation.

Les deux mécanismes ci-dessus se produisent simultanément avec seulement un petit décalage dans le temps. Dans l'approche en deux étapes, l'accélération au sommet de la fondation est obtenue en modifiant le mouvement de champ libre pour tenir compte des effets cinématiques. Ce mouvement semblable est ensuite utilisé comme mouvement d'entrée pour l'analyse de l'interaction inertielle. Pour des raisons de commodité de calcul, l'analyse de l'interaction inertielle est subdivisée en deux étapes, comme le montrent les figures 1.2 b1 et 1.2 b2. Tout d'abord, une fonction d'impédance dynamique au sommet de la fondation est calculée pour le système sol-pieux. En tant qu'étape finale, la superstructure, supportée par le système de ressort et de dashpot, est analysée en utilisant le semblable comme mouvement d'entrée.



**Figure 1.2** Le théorème de superposition pour le problème d'interaction sol-pile, a) Interaction cinématique b) Interaction inertielle (Balendra 2005)

La méthode en deux étapes qui utilise l'approche de superposition est basée sur l'hypothèse que le système reste linéaire. La superposition est exactement valable pour le système linéaire sol-pieu et structure (Whitman 1972). Cependant, la superposition est approximativement valable pour les systèmes moyennement non linéaires sous approximations d'ingénierie, car les déformations de pieux dues à la charge latérale transmise par la structure disparaissent rapidement avec la profondeur.

En général, les effets d'interaction cinématique sont négligés dans la conception structurelle. Ceci est acceptable dans certaines circonstances, comme aux basses fréquences (Mamoon 1990) et pour les fondations peu profondes avec des ondes de cisaillement se propageant verticalement ou des ondes de dilatation. Cependant, Gazetas (1984) a effectué des analyses sur des pieux flexibles avec un chargement à basse fréquence et a conclu que l'interaction cinématique est également importante. Dans presque tous les codes du bâtiment sismiques, la réponse structurelle et les charges de fondation sont calculées par une analyse à base fixe en négligeant les effets d'interaction sol-pieu.

### **1.3.3 Effets combinés de l'interaction cinématique et inertielle**

Les tremblements de terre causent non seulement des dommages structurels, mais également des problèmes géotechniques dans les bâtiments des zones touchées. Parfois, les structures supportées sur pieux se sont tassées et / ou inclinées sans endommager significativement leur superstructure, alors que la plupart du temps, les pieux sont noyés dans des profils de sol faibles (Tokimatsu et al. 2005). Les enquêtes sur le terrain et les analyses ultérieures ont confirmé que les interactions cinématiques et inertielles doivent être correctement prises en compte dans la conception sismique des fondations sur pieux. Cependant, la compréhension des effets combinés de l'interaction cinématique et inertielle sur la réponse du pieu lors d'un tremblement de terre est encore limitée.

Afin d'améliorer la compréhension des effets combinés de l'interaction cinématique et inertielle sur la réponse des pieux, certains chercheurs ont mené des études expérimentales. Boulanger et al. (1998) ont effectué une série de tests sur modèle de centrifugeuse qui comprenait deux pieux simples avec une masse de superstructure attachée à une extension du pieu et soumis à neuf événements sismiques différents avec des accélérations maximales allant de 0,02 à 0,7 g. Le profil du sol était constitué d'argile molle recouvrant du sable dense. Des analyses dynamiques poutres sur fondations ont ensuite été réalisées pour évaluer les résultats des essais. Cependant, les auteurs ont affirmé qu'il y avait un écart de 15% à 20% dans les résultats des tests et les

résultats analytiques pour les mouvements de pointe de la superstructure et les moments de flexion de pointe du pieu sur la longueur du pieu. Les auteurs ont suggéré que les différences sont peut-être dues à des approximations dans les analyses qui incluent l'hypothèse d'un comportement du sol linéaire équivalent en champ libre, le découplage de la réponse du site et de la réponse structurelle, l'utilisation de sources p-y indépendantes et les incertitudes dans le sol. Propriétés et caractérisations p-y. Ils ont également identifié les incertitudes ou erreurs potentielles dans les données expérimentales, y compris les effets de l'interaction sol-conteneur, l'influence des fondations sur pieux sur les mouvements du profil du sol, les limites du traitement du signal et l'effet d'échelle, des niveaux très élevés de non-linéarité dans le profil du sol et autour des pieux.

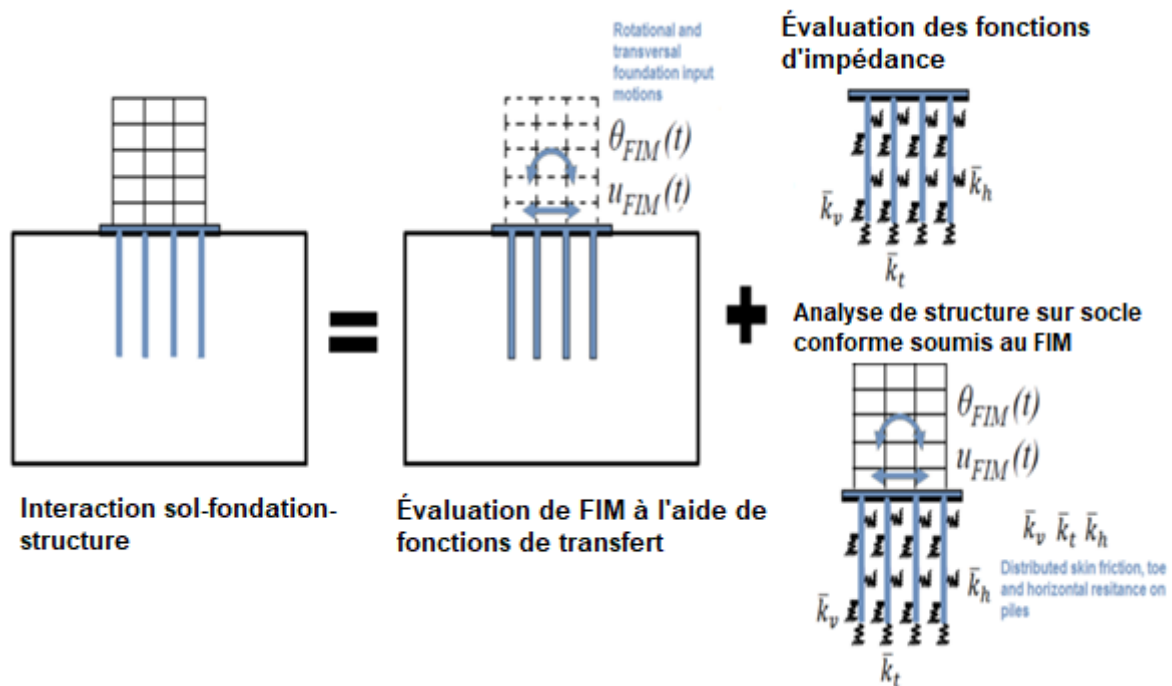
Tokimatsu et al. (2005) ont réalisé une étude pour examiner les effets des forces d'inerties et cinématiques sur les contraintes de pieux à partir des résultats d'essais de grandes tables à secousses sur des modèles de pieux avec une fondation noyée dans des dépôts de sable secs et saturés. Cette étude suggère que si la période naturelle de la superstructure est inférieure à celle du sol, le déplacement du sol a tendance à être en phase avec la force d'inertie de la superstructure, augmentant la force de cisaillement transmise au pieu. En revanche, si la période naturelle de la superstructure est supérieure à celle du sol, le déplacement du sol a tendance à être déphasé par rapport à la force d'inertie, empêchant l'augmentation de la contrainte du pieu. Cependant, il convient de noter que cela ne peut pas être généralisé pour tous les profils de sol et que des investigations complémentaires doivent être menées en considérant différents profils de sol.

En raison de la nature complexe du problème, peu d'études ont été menées en tenant compte des effets combinés cinématique et inertiel. La plupart du temps, il n'est pas possible de réaliser des expériences pour chaque situation dans un environnement de laboratoire et cela peut également être très coûteux. D'autre part, la modélisation fournit une méthode raisonnable pour prédire le comportement du pieu sous les effets combinés des interactions cinématique et inertielle. Cependant, il est important d'établir les techniques de modélisation qui peuvent reproduire le problème réel afin qu'elles puissent être utilisées avec confiance pour étendre l'étude et fournir des résultats avec une précision suffisante.

## 1.4. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure

### 1.4.1. Méthode de sous-structure

Dans le cas de la méthode de la sous-structure, où le principe de superposition est applicable (Kausel et Roesse 1974), les effets de l'interaction sol-structure sont divisés en deux sous-systèmes dont réponse sont déterminées indépendamment. Les effets d'interaction cinématique sont distincts de ceux dus à l'interaction inertielle (Stewart et al. 1999).



**Figure 1.3** Méthodes directes et de sous-structure dans l'interaction sol-pieu-structure, Jimenez (2019).

Plusieurs auteurs ont étudié les pieux et les systèmes d'inclusion rigide à travers cette approche. Par exemple, Han (2001) a évalué l'effet de l'interaction sol-pieu-structure en comparant le comportement dynamique d'une structure sur une fondation sur pilotis flexible et fixe. Maheshwari et al. (2004) ont analysé la réponse sismique des structures supportées sur des fondations sur pieux. Le système complet a été divisé en sous-systèmes de structure et de fondation sur pieux dans lesquels la non-linéarité du sol a été prise en compte. Tokimatsu et al. (2005) ont étudié les forces d'inertie et cinématiques sur des modèles pieux-structure en utilisant des tests de table à secousses et en considérant des dépôts de sable secs et liquéfiables. Wotherspoon et Pender (2011) évaluent la réponse d'une structure à ossature unique de 10 étages soutenue par des fondations sur pieux sous une charge dynamique. Le comportement

non linéaire de la structure et des pieux a été pris en compte. Di Laora et al. (2015) ont réalisé l'analyse d'un grand bâtiment à Naples (Italie) qui a récemment fait l'objet d'une évaluation de la vulnérabilité sismique conformément aux exigences du code. Le bâtiment mesure 100 m de haut et est fondé sur un radeau empilé (piled raft) flottant dans un sol mou. Ils ont utilisé la méthode de la sous-structure pour obtenir les effets cinématiques et inertiels dans le système. Messiod et al. (2016) ont étudié la réponse dynamique des systèmes pieu-dalle, pieu-matelas et pieux-remblai-dalle par une analyse par éléments finis en 3D.

#### **1.4.2. Méthode directe**

Dans une analyse directe (analyse dans le domaine temporel), le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet en une seule étape tenant compte à la fois de l'interaction inertielle et cinématique (Wolf, 1985). Le sol est discrétisé dans un domaine fini limité par des frontières artificielles qui sont formulées avec un degré de liberté fini et représentent la nature semi-infinie du sol. Il est possible de prendre en compte tous les éléments et leurs interactions (sol, structure, fondation et connexions). Le chargement statique et dynamique et le comportement non linéaire du sol peuvent être introduits. Plusieurs recherches, (Chu et Truman 2004, Nghiem et Nien-Yin 2008, Lu et al.2005, Badry et Satyam 2016, Mánica-Malcom et al.2016, Ladhane et Sawant 2012, Tabatabaiefar et al.2015, Hokmabadi et Fatahi 2016, Nguyen et al.2017) ont étudié l'influence de l'interaction sol-pieu-structure sur le comportement des bâtiments en adoptant la méthode directe pour obtenir une analyse réaliste.

Les techniques d'analyse des systèmes dynamiques sol-pieu-structure comprennent des méthodes analytiques simplifiées basées sur des sources de sol équivalentes, des analyses numériques (basées sur des éléments finis / différences ou des éléments discrets), des tests à petite échelle tels que la centrifugeuse et la table d'agitation et des prototypes à grande échelle (Boulanger et al.1999).

#### **1.5. Simulation des effets de ISS**

La simulation numérique a été un outil efficace pour étudier les effets d'interaction sol-structure. Les modèles vont des simples modèles discrets à ressort-dashpot aux modèles de continuum 3D très complexes.

Les modèles discrets ont été des solutions populaires en raison de leur implémentation simple et de leur faible coût de calcul. Dans ces modèles, l'effet du sol est représenté à l'aide d'une série

de ressorts et de dashpots. Les modèles discrets ne sont pas capables de capturer directement les effets cinématiques, mais s'ils sont correctement calibrés, ils peuvent être un outil efficace pour capturer l'effet du sol sur les caractéristiques dynamiques de la réponse structurelle, en particulier en régime élastique.

Kausel et al. (1978) ont présenté une série de tableaux pratiques et des graphiques utilisant des méthodes numériques analytiques combinées pour estimer les coefficients de ressort et de tiret de translation, de rotation et de couplage croisé pour les fondations à tapis et les pieux isolés noyés dans des dépôts de sol élastiques. Gazetas (1991) a développé des équations analytiques et des graphiques sans dimension pour calculer la rigidité dynamique d'un système de fondation en fonction de sa forme, des propriétés du matériau du sol sous-jacent, de la quantité d'enfouissement et de la fréquence de la charge dynamique d'entrée. Plus tard, Makris et ses collaborateurs (1994) ont proposé une procédure utilisant ces équations analytiques pour calculer la rigidité dynamique des ponts soutenus par des fondations sur pieux. Ces travaux étaient principalement limités au régime de petites déformations linéaires et n'étaient pas applicables lorsque la déformation était importante lors d'excitations à haute intensité. Pour remédier à cette lacune, (Zafir, 2002) et (Lam et al., 2007) ont utilisé des valeurs de rigidité sécante au niveau de déplacement attendu pendant le tremblement de terre pour caractériser la réponse inélastique non linéaire du sol de fondation et son interaction avec la superstructure. Bien que l'approche sécante représente la réduction de la rigidité due au comportement non linéaire du sol, elle est incapable de capturer le comportement hystérétique et les processus de dissipation d'énergie dans le sol.

Jeremic et al. (2009), en analysant un modèle de pont continu en 3D, ont constaté qu'il existe une grande différence entre les mouvements en champ libre et les mouvements observés au niveau des colonnes du pont. Ils ont conclu que l'utilisation de mouvements de champ libre comme entrée pour les modèles structurels ne serait pas réaliste.

Liyanapathirana et Poulos (2005) ont analysé un système de pieux sur fondation Winkler sur sol liquéfié avec poutre chargée dynamiquement. Avec l'aide de Seed et al. (1976), Maheshwari et al. (2008) ont rapporté la réponse du système de fondation sur pieux pour le chargement vertical avec l'effet des phénomènes de liquéfaction. Pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol, Li et al. (2006) ont réalisé des essais de secousses sur le système sol-pieux-structure. Les résultats expérimentaux comparés à des solutions analytiques avec un modèle de sol linéaire équivalent.



L'American Petroleum Institute (API, 2007) a fourni des courbes de dorsale non linéaires pour les analyses de l'interaction sol-pieu à l'aide de sources discrètes. Le modèle API inclut les propriétés des ressorts latéraux et verticaux (frottement et palier d'extrémité).

Allotey et El Nagggar (2008), ont développé des liaisons p-y non linéaires à utiliser dans des modèles discrets pour représenter l'effet du sol. Ces liens p-y étaient basés sur le modèle Winkler et pouvaient capturer le comportement hystérétique dû au chargement cyclique. Les modèles p-y sont implémentés dans des logiciels commerciaux tels que SeismoStruct, SAP2000 et sont devenus un outil intégré dans la simulation ISS dans la pratique. Ce modèle a été utilisé par Ashkani et al. (2017) pour modéliser les effets ISS dans les ponts à culées intégrales.

Correia et al. (2012) ont proposé un modèle avancé de macro-éléments de tête de pieux pour la simulation des effets inertiels sol-structure dans l'analyse sismique des fondations profondes d'un pont. Leur modèle proposé a été validé par la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. Le modèle s'est révélé être un outil efficace pour la conception sismique basée sur les performances. Van Quan Huynh et al. (2020), ont utilisé un nouveau macro-élément pour simuler le comportement sismique de l'interaction sol-fondations peu profondes, la comparaison entre la simulation et les résultats de l'expérience montre que ce modèle convient pour simuler un couple de matériaux et géométriques comportements d'une fondation peu profonde sous charge sismique.

Les dispositions de Caltrans (2019) sont basées sur les travaux de Shamsabadi et de ses collaborateurs (Shamsabadi et al., 2010), qui ont fourni des modèles numériques pour compter l'interaction sol culier-remblai et estimer son influence sur la réponse sismique des ponts.

Les modèles 3D Continuum ont rarement été utilisés pour simuler les effets SSI dans les systèmes Sol + Pont. Cela est dû à la complexité considérable de ces modèles et à leurs coûts de calcul élevés. Cependant, l'introduction de puissantes ressources informatiques a rendu ces analyses réalisables ces jours-ci.

Shamsabadi et al. (2007), Elgamal et al. (2008), Kwon et Elnashai (2008), Lu et al. (2011) et Rahmani et al. (2016) font partie des efforts de modélisation 3D continuum les plus récents. Kwon et Elnashai (2008) ont modélisé le croisement routier de Meloland (MRO) en utilisant une approche d'analyse multiplateforme pour combiner les modèles de sol et de structure. Dans ce modèle, le pont est simulé à l'aide du logiciel Zeus-NL FE (Elnashai et al., 2002) qui utilise une analyse de trame à base de fibres. Les remblais, culées et groupes de pieux sont modélisés

dans OpenSees (McKenna et Fenves 2001). Les deux modèles ont été combinés à l'aide de UI-SimCor pour capturer les effets SSI (Kwon et Elnashai, 2008).

Uzuoka et al. (2007). L'étude tridimensionnelle a été réalisée avec un milieu de sol élastoplastique. Une analyse couplée sol-eau a été réalisée pour le modèle sol-pieux-construction. Sarkar (2009) a étudié le comportement tridimensionnel sol-pieu dans des conditions dynamiques pour le sol avec liquéfaction. Les lecteurs sont renvoyés à Sarkar et Maheshwari (2012a; b), Maheshwari et Sarkar (2011, 2012), Syed et Maheshwari (2014, 2015), Syed (2014), , Maheshwari et Syed (2015), Maheshwari et Emani (2015),.

Elgamal et ses collègues (2008) ont développé l'un des premiers modèles de continuum 3D de la structure du pont et du sol de support du pont intermédiaire de Humboldt Bay en Californie à l'aide du logiciel OpenSees. Le modèle de pont a été utilisé par Lu et al. (2011) et Rahmani (2016) pour prédire la réponse sismique du système pont-sol à l'aide de techniques de calcul haute performance pour réduire le temps de calcul des analyses dynamiques non linéaires requises.

Stefanidou et al. (2017) ont étudié les effets ISS inertiels et cinématiques pour l'analyse de fragilité sismique d'un viaduc à trois travées typiques en utilisant la méthode d'analyse directe et l'approche de modélisation discrète. Ils ont proposé une méthodologie pour quantifier la fragilité d'un passage supérieur d'autoroute typique au niveau des composants et du système.

## **1.6. ISS dans les codes de conception sismique**

La première génération de dispositions ISS pour la conception aux États-Unis a été rédigée par le conseil de la technologie appliquée (ATC) en 1978 sous le nom ATC 3-06 (ATC, 1978). Ces dispositions suggéraient une réduction du cisaillement de la base de calcul en raison de l'allongement de la période naturelle et d'un amortissement plus élevé. Les procédures simples pour le ISS dans l'ATC-3 suggèrent qu'un cisaillement de base de conception réduit (par rapport à la valeur de base fixe) devrait être adopté.

ASCE / SEI 7-10 (2010) : A introduit une limite inférieure sur la réduction du cisaillement de la base en limitant le cisaillement de la base de conception modifiée à 70% de la valeur d'origine.

FEMA P-1050 (2015) : A introduit une procédure de force latérale équivalente pour la réduction du cisaillement de la base.

ASCE / SEI 7-16 (2016) : permet d'utiliser une analyse dynamique linéaire qui utilise soit un spectre de réponse spécifique au site modifié ISS (développé par l'ingénieur de conception), soit le spectre de réponse de conception générale modifié ISS (comme spécifié dans le code) (Anand et Kumar, 2018).

AASHTO LRFD Bridge Design (2017) : nécessite une prise en compte explicite du sol-structure dans les groupes de pieux et les fondations profondes (AASHTO LRFD, 2017).

Caltrans SDC-2.0 (2013) : classe un pont comme non standard lorsque son sol porteur et environnant sont faibles. Dans ce cas, il nécessite des critères de conception spécifiques qui traitent des effets d'interaction sol-structure (ISS). Les mécanismes qui devraient être abordés dans le cadre du ISS sont la pression du sol générée par le déplacement latéral du sol, le tassement dynamique et l'effet de la flexibilité des fondations sur la réponse de l'ensemble du pont. En fonction des propriétés du sol, Caltrans SDC-2.0 (2019) a classé les sols en deux classes, à savoir la classe S1 et la classe S2. La classe S1 représente des sols compétents avec des propriétés mécaniques supérieures qui ne sont pas sensibles à la liquéfaction, à l'étalement latéral ou à l'affouillement. Les sols pauvres sont classiquement classés comme ayant une pénétration standard (N) inférieure à 10, et les sols marginaux sont définis comme la gamme de sols qui ne peuvent être classés comme sols pauvres ou compétents. La classe S2 représente les sols non compétents tels que les sols marginaux, les sols pauvres, les sols meubles, les sols potentiellement liquéfiables et les sols sensibles à l'épandage latéral.

La version précédente des critères de conception sismique tels que Caltrans SDC 1.7 (2013) manquait de spécification précise et les concepteurs ont été autorisés à utiliser leur jugement et leur expérience en ingénierie pour évaluer l'impact des sols marginaux sur la réponse dynamique globale d'un pont (Caltrans, 2013). Caltrans SDC-2.0 (2019a) fournit un modèle pour l'analyse latérale des fondations sur pieux entourées de sol de classe S2 (Caltrans, 2019a).

Codes de conception canadiens : exigent la prise en compte des effets du ISS dans des cas particuliers. À titre d'exemple, selon l'article 4.11.14 du Code canadien sur la conception des ponts routiers (CHBDC), l'interaction des systèmes de fondation sol-structure avec les charges sismiques doit être évaluée lorsque les autorités réglementaires l'exigent (CSA-S6-14, 2014). Le manuel des normes et procédures des ponts (BSM), qui est un complément à la CSA, nécessite d'effectuer une analyse d'interaction sol-structure pour les ponts de ligne de vie et de secours avec des profils de sol III et IV dans la zone de performance sismique 2 et pour tous les ponts dans les zones de performance sismique 3 et 4 (BC MoTI, 2016).

Spécifications standard japonaises: pour les structures en béton (JSCE 15, 2007) recommandent de prendre en compte l'interaction dynamique entre la structure et le sol dans la conception des culées de pont, des murs de soutènement, fondation de la structure et des structures souterraines. Pour les autres types de structures, la directive JSCE recommande de prendre en compte les effets ISS en fonction du type et des caractéristiques de la structure et du sol. Ce code permet aux concepteurs d'implémenter l'effet ISS en utilisant soit des méthodes d'analyse directe, soit des méthodes d'analyse des sous-structures. (Anand et Kumar, 2018).

Eurocode 8 (EN 1998-5, 2004): suggère que le ISS soit envisagé pour les structures élancées ou les structures avec un effet p-delta significatif. La prise en compte des effets ISS dans la conception est recommandée pour les structures supportées par des pieux tels que les piles de ponts ou les fondations enterrées massives telles que les silos et les centrales nucléaires. Le code recommande également de prendre en compte les effets ISS lors du traitement des dépôts de sols à indice de plasticité élevé et à faible résistance au cisaillement. Bien qu'il exige la prise en compte des effets ISS pour ces cas spécifiques, le code ne fournit pas de lignes directrices spécifiques requises pour la quantification des effets ISS (Anand et Kumar, 2018).

Norme néo-zélandaise (NZS 1170.5, 2004): ne fournit pas de directives spécifiques pour l'intégration du ISS dans la pratique de conception et repose sur le jugement de l'ingénieur. Cependant, il recommande l'utilisation d'un paramètre de mesure appelé facteur de performance structurelle qui est fonction de la période du système de résistance sismique, de l'amortissement, du matériau et de la forme de la structure et de l'interaction de la structure avec le sol porteur. Le code sismique néo-zélandais exige également de prendre en compte la flexibilité des fondations dans le calcul des déformations de la structure. Cependant, la flexibilité des fondations n'est souvent pas prise en compte dans la conception par les concepteurs de structures en raison d'un manque de lignes directrices spécifiques sur la façon de tenir compte de cet effet (NZS 1170.5, 2004) et (Anand et Kumar, 2018)).

### **1.7. ISS à l'aide des courbes de fragilité**

Bien que la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) dans les modèles de ponts pour l'analyse de la fragilité soit très importante, toutes ces études ont considéré un modèle simplifié du sol dans les modèles analytiques. Ghiocel et al. (1998) ont étudié la réponse sismique et l'évaluation de la fragilité d'une centrale nucléaire (centrale nucléaire) reposant sur un dépôt de sol meuble en tenant compte des effets du ISS. Dans le domaine de l'ingénierie des ponts, le modèle à ressorts localisés est l'approche la plus couramment adoptée pour modéliser une

fondation de sol, comme présenté dans Nielson (2005), Nielson et DesRoches (2007a, 2007b). Cependant, le sol est un matériau très complexe avec un large spectre de propriétés, y compris le frottement, la cohésion, la mobilité cyclique / liquéfaction d'écoulement, la dilatation / contraction et l'accumulation / dissipation de la pression interstitielle de l'eau. En outre, le caractère aléatoire des propriétés des matériaux du sol est beaucoup plus élevé que ceux d'autres matériaux d'ingénierie courants tels que le béton et l'acier. Par conséquent, les sources groupées ne peuvent ni représenter la complexité du comportement du sol, ni modéliser efficacement les incertitudes associées aux propriétés du sol.

Kwon et Elnashai (2010) ont étudié et comparé quatre méthodes de modélisation différentes du système de culées et de fondations des ponts, à savoir, (1) hypothèse de fondation fixe, (2) ressorts localisés dérivés de méthodes conventionnelles, (3) ressorts localisés développés à partir de 3D FE analyse et (4) modèles EF 3D multiplateformes avec des modèles de sol plus réalistes. Ils ont construit des courbes de fragilité en tenant compte du ISS en utilisant ces modèles.

Négliger ISS est raisonnable lorsque la structure est fondée sur de la roche ou un sol très raide. Cependant, dans les formations de sol plus molles, le ISS peut modifier les performances structurelles conduisant à des effets bénéfiques ou défavorables, en fonction des propriétés dynamiques du sol, de la structure et du mouvement d'entrée (contenu en fréquence, amplitude, durée significative - par exemple, Dutta et al. 2004; Rajeev et Tesfamariam 2012). Des travaux récents sur ce sujet ont prouvé que l'introduction du ISS pouvait modifier considérablement les courbes de fragilité calculées en cas de systèmes conformes (Karapetrou et al.2015).

Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur l'analyse de la fragilité des ponts ont été abordés dans plusieurs études (par exemple Reder et al. 2018), tandis que des fonctions de fragilité sensibles à la liquéfaction ont été développées sur la base d'une modélisation numérique tenant compte des effets de ISS [Aygün et al.2011, Brandenburg et al. 2011]. L'effet combiné de l'affouillement et du tremblement de terre induits par les inondations sur la fragilité des ponts a été étudié par Banerjee et Prasad (2013), Dong et al. (2013), Prasad et Banerjee (2013), Kameshwar et Padgett (2014), Guo et al. (2016), Gehl et D'Ayala (2016), Yilmaz et al. (2016, 2017) ont développé des fonctions de fragilité à risques multiples en utilisant des méthodes de fiabilité des systèmes. L'influence des effets de détérioration, comme la corrosion, sur la fragilité sismique a été étudiée par Zhong et al. (2012), Choine et al. (2013) et Ghosh et Sood (2016) entre autres. L'effet des mesures de modernisation a également été étudié (par

exemple Padgett et DesRoches (2009). Plus récemment, Karamlou et Bocchini (2017) ont proposé une méthodologie pour développer des surfaces probabilistes fonctionnalité-fragilité en intégrant des fonctions de fragilité et de restauration. Tanasic et al. (2013) ont développé des fonctions analytiques de fragilité pour les ponts RC continus à travées multiples en tenant compte de la dégradation des paramètres de sol élastique et plastique au fil du temps en raison de l'affouillement et Kim et al. (2017) ont obtenu des estimations de la fragilité des inondations pour un pont d'étude de cas, en considérant plusieurs modes de rupture dus à l'affouillement et aux effets de corrosion sur les pieux et les armatures en acier. Peduto et al. (2018) ont généré des courbes de fragilité empiriques pour les dommages induits par les tassements de ponts à Amsterdam (Hollande) à l'aide d'enquêtes de dommages et de mesures par télédétection des établissements.

## **1.8. Conclusion**

Les structures supportées par un sol déformable présentent une réponse dynamique différente par rapport à leurs conditions de base fixe. Cette différence provient de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. Bien qu'une méthode directe serve d'approche rigoureuse à l'ISS, les normes de conception adoptent généralement une approche de sous-structure qui combine les solutions dérivées des deux analyses d'interaction. La pratique des codes ne fournit pas de directives spécifiques pour l'intégration de l'ISS dans la pratique de conception et parfois repose sur le jugement de l'ingénieur. Cela est dû à l'incertitude de l'effet d'interaction, qui est également encore controversé.

## **Chapitre 2 : Méthodes d'analyse des pieux (ISS)**

### **2.1.Introduction**

Les fondations sur pieux sont adoptées pour transférer la charge de la structure au sol lorsque la structure est encastrée dans une couche de sol faible. Dans un pieu chargé axialement, la charge est transférée au sol par le frottement latéral à l'interface sol-pieu et la résistance de base offerte par le lit de sol. Les fondations sur pieux sont soumises à une quantité importante de forces latérales en plus des forces verticales. Les forces latérales sont dues au vent, aux vagues, au tremblement de terre, au dragage et aux charges d'impact [Muthukkumaran et al. (2004); Chore et al. (2012)]. Lorsque le pieu est soumis à des charges latérales, le mécanisme de support de charge change. La charge latérale est résistée par l'effet d'interaction sol-pieux [Rollins et Sparks (2002)], qui à son tour dépend, du diamètre du pieu, du matériau du pieu, des propriétés du sol et de la pente du sol.

L'analyse du comportement d'un pieu unique sous charge latérale est un problème compliqué d'interaction sol(s)-structure(s). Par conséquent, lorsque le pieu est soumis à des charges latérales, l'interaction entre le pieu et le sol environnant est un sujet problématique. Les propriétés du sol sont une source évidente de complexité, mais aussi la dépendance du pieu et de son comportement aux propriétés du sol en question. En réponse à ces différentes problématiques, ce chapitre présente un ensemble de méthodes/modèles mathématiques, complétés par des règles empiriques.

### **2.2.Méthodes d'analyse d'un pieu unique chargé latéralement**

#### **2.2.1. Méthodes aux états limites ultimes (ELU)**

##### **2.2.1.1. Méthode de Hansen et Christensen**

Hansen et Christensen (1961) ont amélioré la méthode de Blum (1932) basée sur la théorie de la pression de la terre pour calculer la résistance ultime des pieux chargés latéralement. Ils ont supposé que le pieu soit carré ( $B \times L$ ) et rigide. Comme le montre la figure 2.1, la profondeur de pénétration est variable le long de la longueur du pieu et le sol a des pressions de terre actives et passives contrairement à la méthode de Blum. Le principal avantage de cette méthode est son

applicabilité à différents sols et les sols stratifiés où les pressions de terre actives et passives sont prises en compte. Cette méthode ne permet pas de calculer les déflexions. La résistance passive du pieu est calculée en additionnant le moment du sol au-dessous et au-dessus du point X qui est le point de fixité virtuelle et l'état d'équilibre se produit. La pression latérale du sol est calculée par la pression verticale multipliée par le coefficient de pression des terres et la cohésion est multipliée par un autre coefficient, comme indiqué dans l'équation 2.1. La force de cisaillement et le moment fléchissant peuvent être dessinés comme le montre la figure 2.1.

$$e^D = qK_q^D + ck_C^D \quad 2.1$$

Où

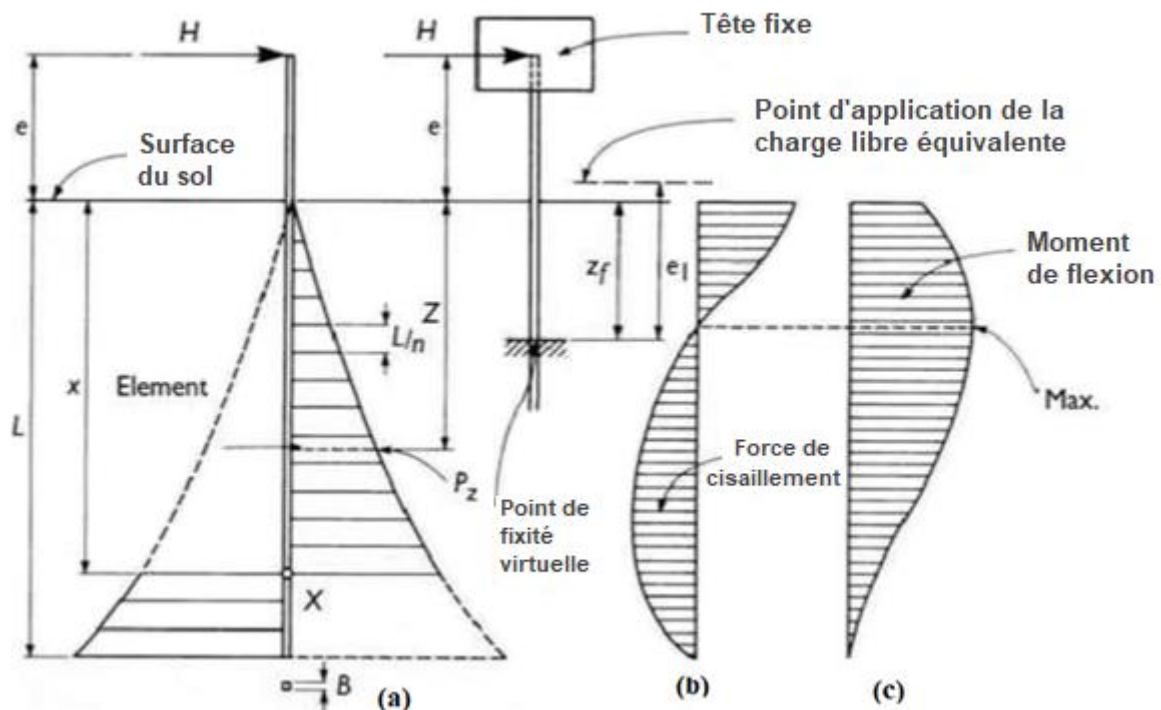
$e^D$  : Pression horizontale résultante,

$q$  : Pression verticale effective,

$K_q^D$  : Coefficient de pression des terres résultant dû à la pression verticale effective et peut être obtenu à partir de la Figure 2.2,

$c$  : résistance au cisaillement non drainé,

$k_C^D$  : Le coefficient de pression des terres résultant dû à la cohésion et peut être obtenu à partir de la figure 2.2.



**Figure 2.1** : a) Réactions du sol (b) Diagramme des forces de cisaillement (c) Diagramme des moments fléchissants pour les pieux courts (Brinch Hansen, 1961)



Où,

B, L : Diamètre et la longueur du pieu

H : Charge latérale maximale,

e : Hauteur depuis la surface du sol jusqu'au point d'application de la charge en tête fixe du pieu,

Zf : La profondeur depuis la surface du sol jusqu'au point de fixité virtuelle,

e1 : La hauteur équivalente au-dessus du sol d'une force 'H' agissant sur un pieu à tête libre est donnée par  $e1 = 0.5 (e + Zf)$ ,

Pz : La pression effective du sol à la profondeur z,

x : Le point de rotation en profondeur lorsque la résistance passive du sol au-dessus du point de rotation équilibre celle en dessous.

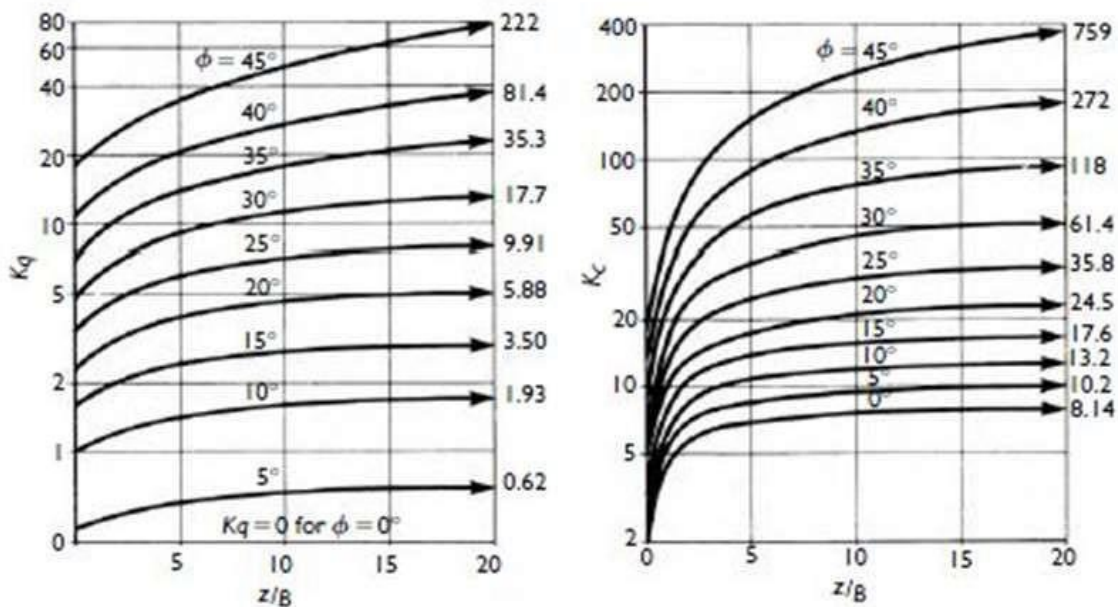


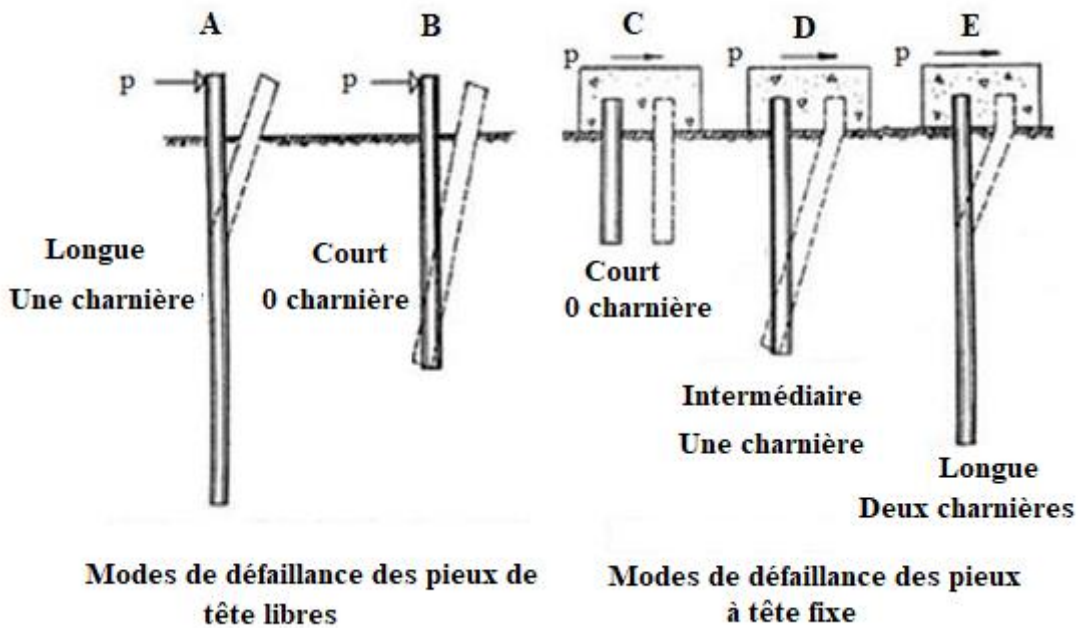
Figure 2.2 : Coefficients de pression terrestre Kq et Kc (Brinch Hansen, 1961)

### 2.2.1.2. Méthode de Broms

Certains auteurs suggèrent qu'une procédure de conception complète pour les pieux a été utilisée avec la méthode Beam on Elastic Foundation (BEF). La plus familière de ces approches est probablement celle de Broms (1964, 1965). Pour estimer la résistance de charge ultime fournie en supposant un certain nombre d'états ultimes simples pour le système sol-pieu.

Pour les pieux à tête libre, la rupture se produit par rotation autour d'un point à proximité d'une pointe d'un pieu court ou à travers une charnière en plastique lorsqu'un moment maximal

dépasse la capacité de moment d'élasticité d'un matériau du pieu long comme le montre la figure 2.3 (mode A et B). Pour les pieux à tête fixe, la rupture d'un pieu court se produit par translation (mode C) et pour les pieux de longueur intermédiaire, la rupture se produit en raison d'une charnière plastique du pieu se produit près du sommet du pieu (mode D) et pour un pieu long, il y a deux charnières en plastique (mode E) comme le montre la figure 2.3.



**Figure 2.3.** Modes de rupture des pieux de tête libres et fixes sous chargement latéral (d'après Broms, 1964a)

- **Pieux dans des sols cohérents**

Broms (1964a) a proposé une distribution de la résistance d'un sol cohérent comme le montre la figure 2.4. La résistance latérale ultime est calculée en multipliant neuf fois la résistance au cisaillement du sol non drainé ( $C_u$ ) par le diamètre du pieu qui est uniformément distribué en dessous d'une profondeur de 1,5 le diamètre du pieu ( $d$ ) jusqu'à son extrémité, comme le montre la figure 2.4. L'élimination de la résistance du sol au diamètre supérieur de 1,5 car le coin de sol peut se déplacer vers le haut et vers l'extérieur en raison d'une déflexion du pieu.

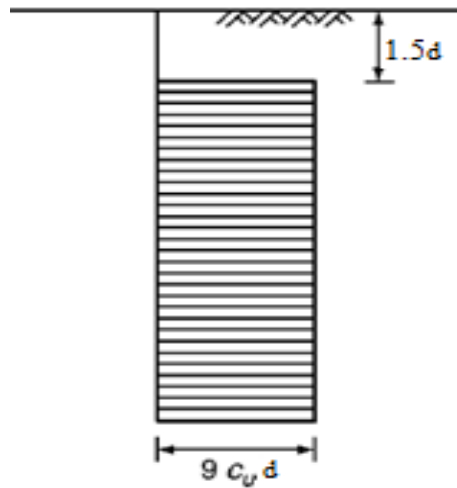


Figure 2.4. Distribution de la résistance des sols pour les sols cohérents (Broms, 1964a)

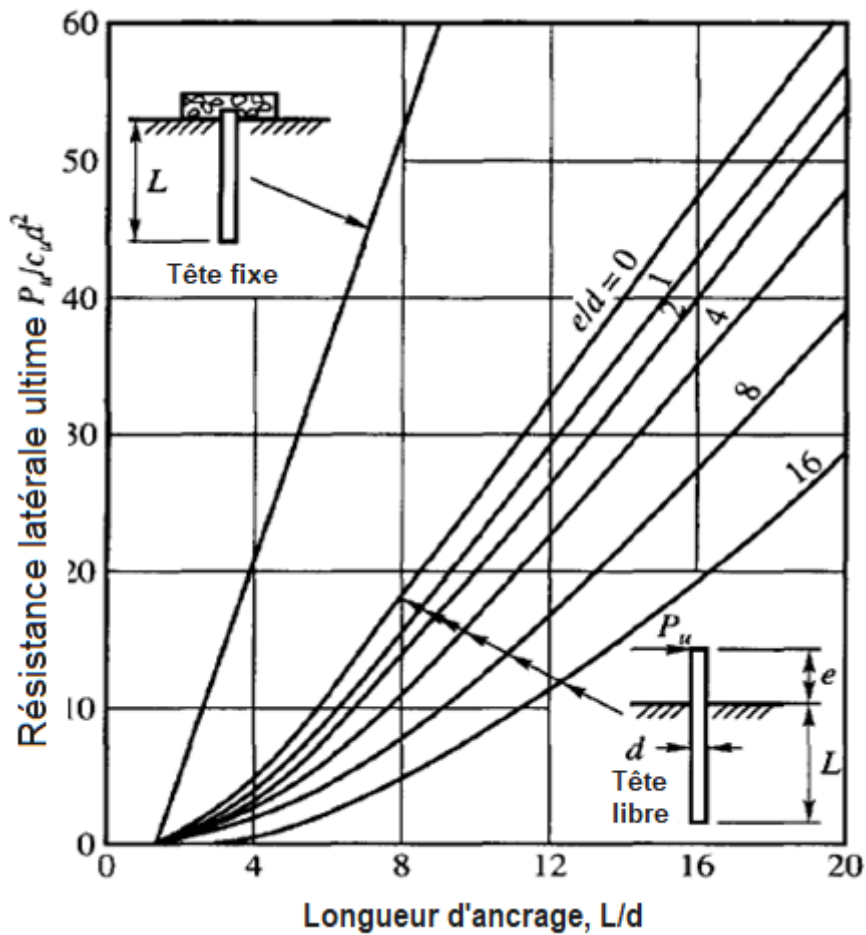
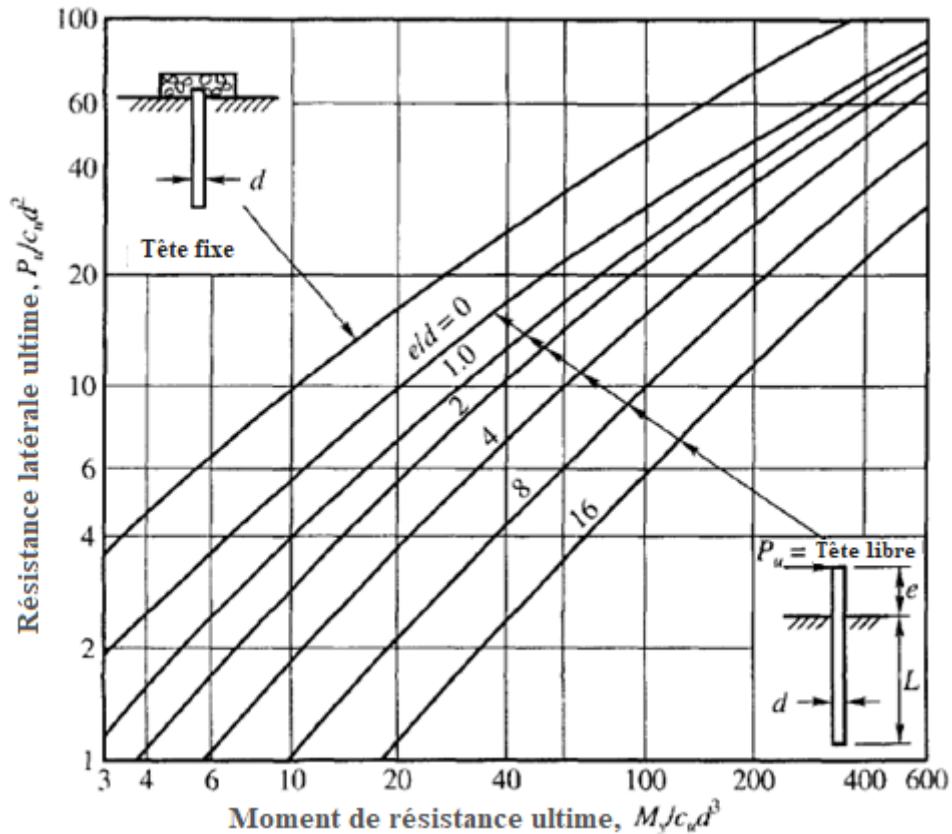


Figure 2.5 : Résistance latérale ultime pour les pieux courts en sols argileux (Broms, 1964a)

Les équations d'équilibre statique dérivées par Broms sont représentées sur les figures 2.5 et 2.6 pour le pieu court (rigide) et long (flexible) respectivement. Comme le montre la figure 2.5, la résistance latérale ultime du sol sans dimension ( $P_{ult}/c_u d^2$ ) est tracée avec la longueur

d'ancrage du pieu ( $L$ ) normalisée au diamètre du pieu ( $d$ ) et est fonction du rapport normalisé de l'excentricité au diamètre du pieu ( $e/d$ ). La résistance au cisaillement non drainé d'un sol cohérent est  $C_u$ . La résistance latérale ultime du sol augmente linéairement avec un pieu retenu (tête fixe). La figure 2.6 montre que la résistance latérale ultime du sol sans dimension est tracée avec le moment de résistance ultime du pieu ( $M_{yield} / C_u.d^3$ ) lorsque  $M_{yield}$  est pour le même  $L/d$ , la résistance latérale ultime du sol augmente avec la réduction de  $e/d$ .



**Figure 2.6.** Résistance latérale ultime pour les pieux longs en sols argileux (Brom 1964a)

- **Pieux dans des sols sans cohésion**

Broms (1964b) a proposé que la pression des terres passive latérale soit égale à trois fois la pression des terres passive de Rankine, comme le montre la figure 2.7. La résistance ultime du sol ( $P_t$ ) peut être obtenue à l'aide des équations 2.2 et 2.3.

$$P_t = 3K_p \cdot \gamma' \cdot d \cdot L \quad 2.2$$

$$k_p = \frac{(1 + \sin\phi')}{(1 - \sin\phi')} \quad 2.3$$

Où

$\gamma'$ : Poids unitaire effectif du sol,

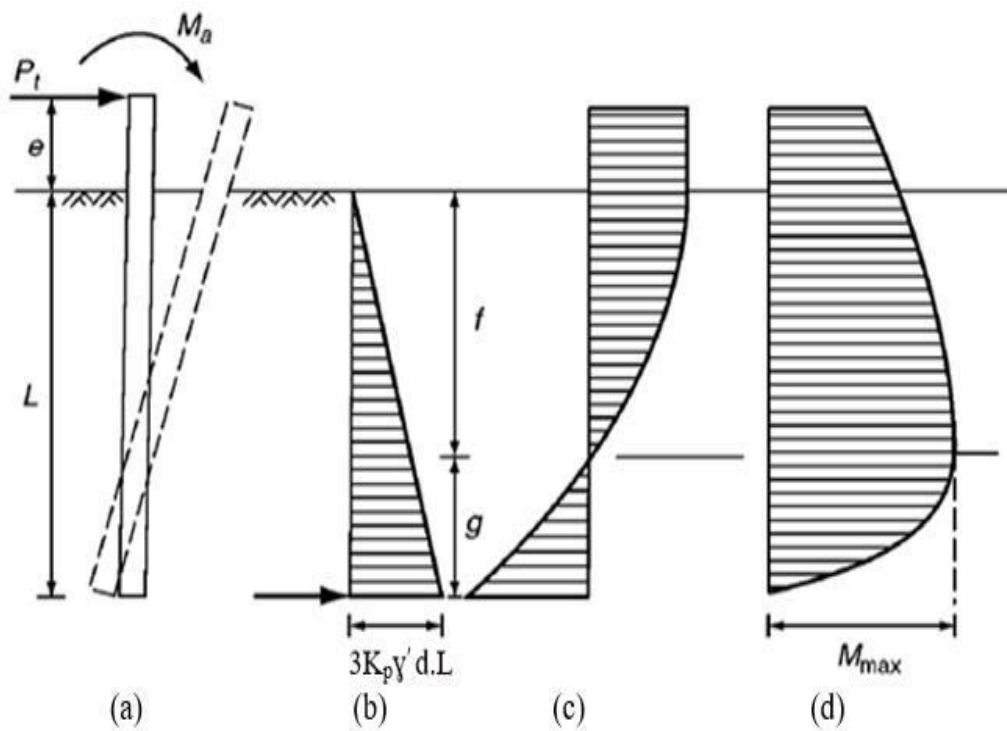
$K_p$ : Coefficient de Rankine de la pression passive,

$\phi'$ : Angle de frottement interne,

$f$ : Distance de la longueur du pieu depuis la tête du pieu jusqu'à un point de contrainte de cisaillement nulle,

$g$ : Distance de la longueur du pieu à partir d'un point de contrainte de cisaillement nulle jusqu'à la pointe du pieu

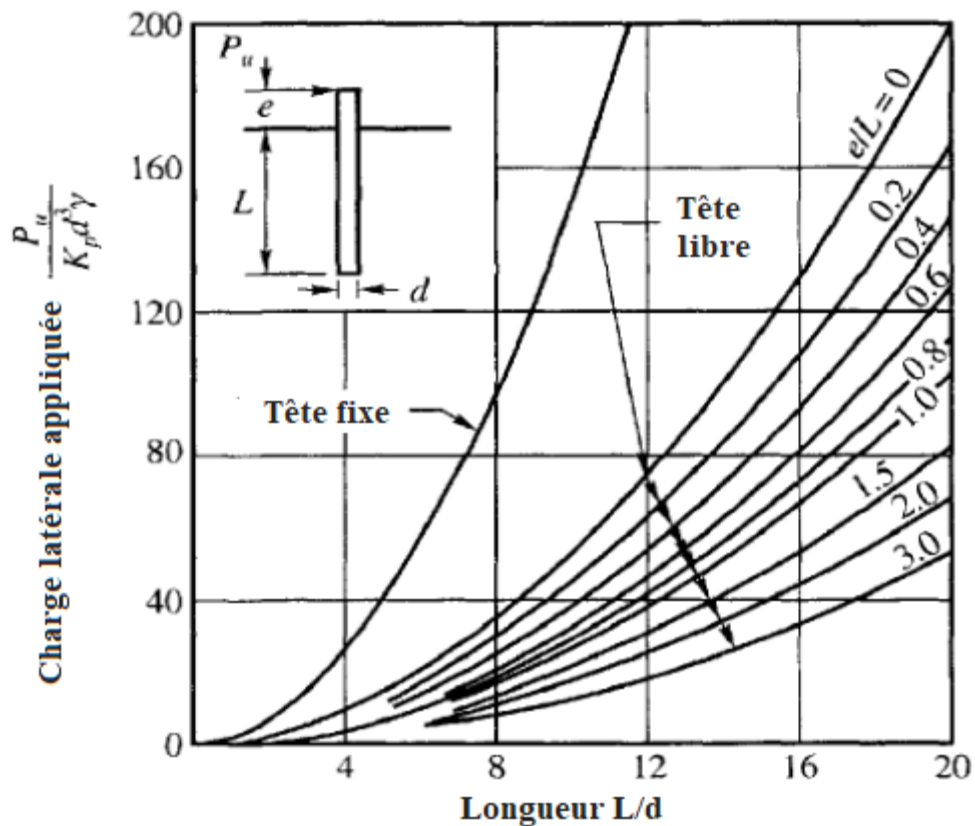
$M_a$ : Moment appliqué, et  $M_{max}$ : Moment maximal sur la structure du pieu dû au chargement latéral appliqué.



**Figure 2.7.** (a) déflexion, (b) résistance du sol, (c) cisaillement et (d) moment, cas sol sans cohésion, (Broms, 1964b)

Les équations d'équilibre statique dérivées par Broms sont tracées sur les figures 2.8 et 2.9 pour les pieux courts (rigides) et longs (flexibles) respectivement. Comme le montre la figure 2.9, la résistance latérale ultime du sol sans dimension ( $P_u/K_p \gamma d^3$ ) est tracée avec la longueur d'ancrage sans dimension ( $L/d$ ) et augmente en réduisant le rapport d'excentricité de charge à la longueur du pieu ( $e/L$ ). Comme le montre la figure 2.9, la résistance latérale ultime du sol sans dimension ( $P_u/K_p \gamma d^3$ ) est tracée avec le moment de résistance ultime sans dimension

d'un pieu ( $M_{yiel}/d^4 \cdot \gamma \cdot K_p$ ) où  $M_{yiel}$  est la capacité de moment du pieu à la limite d'élasticité et augmente en réduisant le rapport d'une excentricité de charge à la longueur du pieu ( $e/L$ ).



**Figure 2.8.** Résistance latérale ultime pour le pieux court dans les sols sableux (Broms, 1964b)

Une déflexion latérale du pieu à la surface du sol à une charge de travail peut être calculée à l'aide de l'équation 2.4 en supposant que le coefficient de réaction latérale de la fondation augmente linéairement avec la profondeur et diminue linéairement avec l'augmentation du diamètre du pieu.

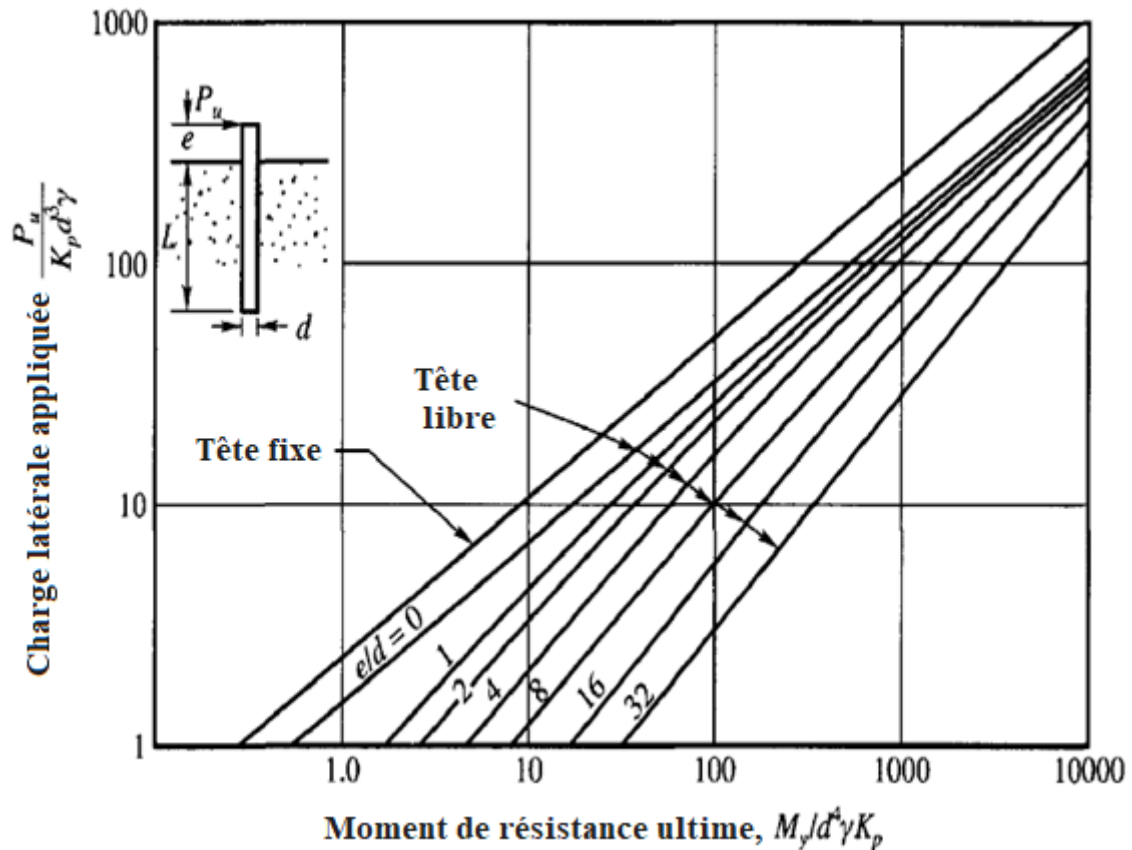
$$k_p = \frac{n_h \cdot z}{d} \quad 2.4$$

Où

$k_p$ : Le coefficient de réaction latérale du sol de fondation,

$Z$ : Profondeur sous la surface du sol,

$n_h$ : Le coefficient dépend de la densité relative d'un sol sableux,



**Figure 2.9** : Résistance latérale ultime pour le pieu long dans les sols sableux (Broms, 1964b)

### 2.2.2. Méthode de Winkler ‘Approche de réaction de sous-sol’

La méthode Winkler (1867), qui fut introduit sous les noms de Beam on Elastic Foundation (BEF) ou Beam on Winkler Foundation (BWF) est le modèle de paramètres le plus ancien et le plus simple utilisé dans la conception des pieux chargés latéralement et il peut être utilisé pour calculer les déflexions latérales et les moments fléchissant le long de la longueur du pieu. Le sol est représenté par une série de ressorts élastiques linéaires indépendants dans l'analyse du pieu chargé latéralement en tant que la réponse de la poutre aux réactions élastiques du sol de fondation et la déviation du sol est supposée proportionnelle à la résistance verticale du sol contre les charges externes. En étendant l'idée de Winkler, les recherches ont modélisé la poutre reposant sur la surface du sol par une série de ressorts élastiques comme le montre la figure 2.10. La compression des ressorts est égale à la déflexion (tassement) du sol et elle est proportionnelle aux forces extérieures. Les réactions de la couche de fondation de la méthode de Winkler peuvent être calculées à l'aide de l'équation 2.5 :

$$P = k_0 \cdot z$$

2.5

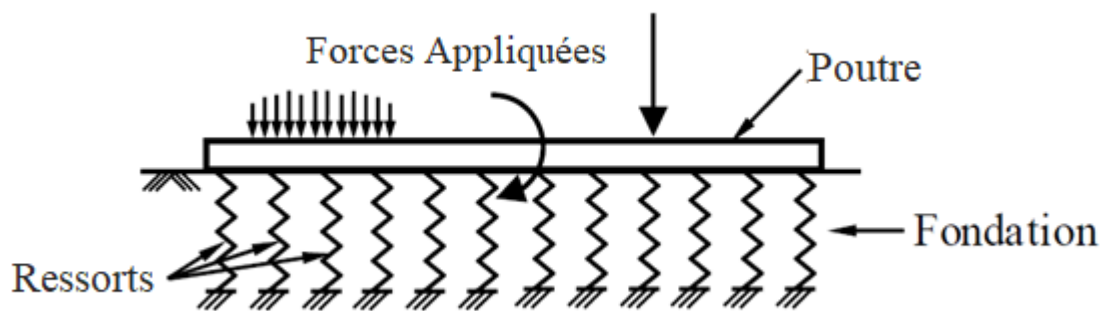
Où

P : La réaction du sol par unité de surface ( $F/L^2$ ),

Ko : Coefficient de réaction du sous-sol ( $F/L^3$ ),

z : tassement de la poutre (L).

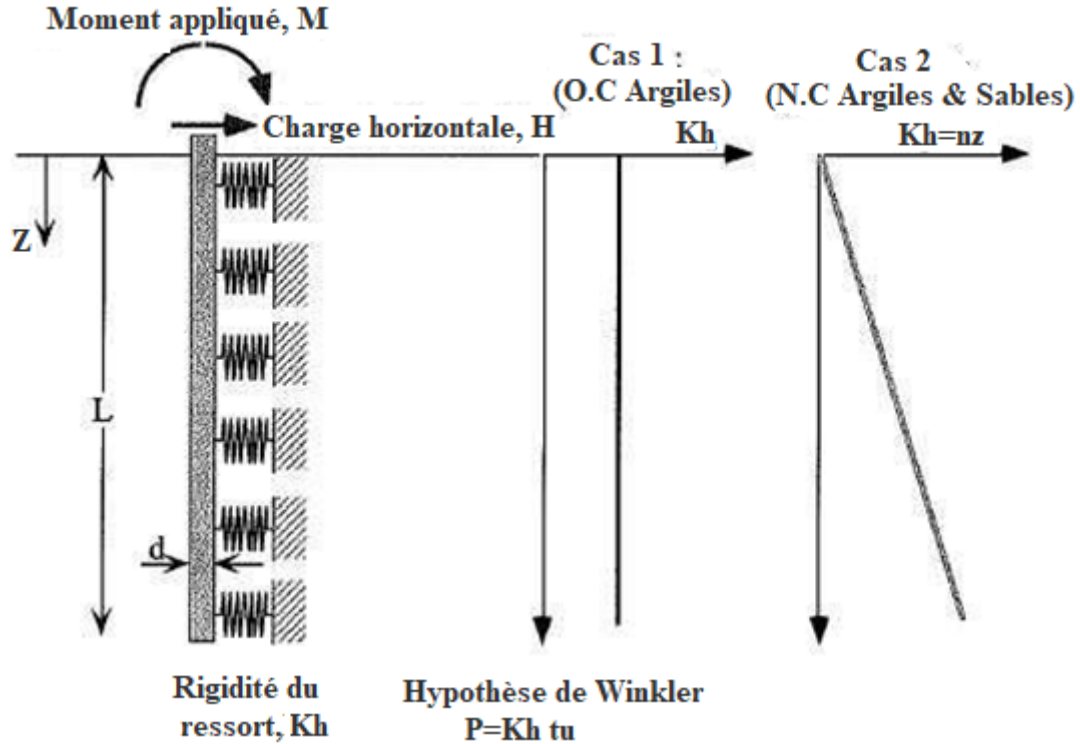
Hetenyi (1946) a proposé une méthode pour résoudre les poutres sur la réponse linéaire des fondations en utilisant une équation différentielle du quatrième ordre pour calculer la déflexion de la poutre. Les paramètres d'entrée requis sont la géométrie de la poutre, le module d'élasticité, la constante d'élasticité pour représenter le sol (fondation) et la répartition des charges externes appliquées. Les sorties de l'équation sont la déflexion de la poutre, les forces de cisaillement le long de la poutre et le moment fléchissant.



**Figure 2.10** : Poutre sur fondation élastique (Concept Winkler, 1867)

La réaction du sous-sol peut être supposée dans deux cas. Dans le premier cas, lorsque le sol est argileux surconsolidé, on suppose que le coefficient de réaction  $K_h$  est constant avec la profondeur du sol, tandis que dans l'argile et le sable normalement consolidés, on suppose que  $K_h$  augmente linéairement avec la profondeur du sol, comme le montre la figure 2.11. La rotation et la déflexion du pieu pour la combinaison de charges latérales et de moment sont contrôlées par la longueur critique  $L_c$  où la longueur d'encastrement du pieu est plus longue que  $L_c$ .





**Figure 2.11** : Constante de ressort,  $K_h$  dans le modèle de Winkler (Reese et Van Impe, 2000)

Pour l'argile surconsolidée (1<sup>ère</sup> cas) dont le module de réaction de la couche de fondation ( $K_h$ ) est constant avec la longueur du pieu, la longueur critique ( $L_c$ ) est calculée à l'aide de l'équation 2.6. La rotation ( $\theta$ ) et la flèche latérale de la tête du pieu ( $\mu$ ) peuvent également être calculées en utilisant les équations 2.7 et 2.8 pour les pieux rigides courts ( $L/L_c < 0,5$ ) respectivement et peuvent être utilisées respectivement les équations 2.9 et 2.10 pour les pieux longs flexibles ( $L/L_c < 1,0$ )

$$L_c = 4 \left[ \frac{(EI)_p}{K_h} \right]^{0,25} \quad 2,6$$

$$\mu = 4 \left( \frac{H}{K_h L} \right) + 6 \left( \frac{M}{K_h L^2} \right) \quad 2,7$$

$$\theta = 6 \left( \frac{H}{K_h L^2} \right) + 12 \left( \frac{M}{K_h L^3} \right) \quad 2,8$$

$$\mu = \sqrt{2} \frac{H}{K_h} \left( \frac{L_c}{4} \right)^{-1} + \frac{M}{K_h} \left( \frac{L_c}{4} \right)^{-2} \quad 2,9$$

$$\theta = \frac{H}{K} \left( \frac{L_c}{4} \right)^{-2} + \sqrt{2} \frac{M}{K} \left( \frac{L_c}{4} \right)^{-3} \quad 2,10$$

Où

$\mu$  : Déflexion latérale de la tête de pieu,

$\Theta$  : Rotation de la tête de pieux,

H : Charge latérale appliquée,

M : Moment extérieur,

L, : Longueur du pieu,

Lc : La longueur critique,

Ep, Ip : Module d'élasticité et le moment d'inertie de section transversale du pieu,

kh : Coefficient horizontal de réaction du sol de fondation

Pour l'argile et le sable normalement consolidés (2<sup>ème</sup> cas) dont le module de réaction de la couche de fondation (Kh) augmente linéairement avec la profondeur, la longueur critique (Lc) est calculée à l'aide de l'équation 2.11. La rotation ( $\theta$ ) et la flèche latérale de la tête du pieu ( $\mu$ ) peuvent également être calculées en utilisant les équations 2.12 et 2.13 respectivement.

$$Lc = 4 \left[ \frac{(EI)_p}{n} \right]^{0,25} \quad 2.11$$

Où les valeurs proposées de n comme dans le tableau 1.1 pour les sols argileux normalement consolidés et le tableau 1.2 pour les sables.

**Tableau 2.1** : Les valeurs proposées de n pour les sols cohérents

Le type de sol	n (lb/in <sup>3</sup> )	Reference
Argile molle NC	0.6 - 1 2.7	Reese & Matlock (1955)
	1.0 - 2.0	Davisson & Prakash (963)
Argile organique NC	0.4 – 1.0	Peck & Davisson (1965)
	0.4 - 3.0	Davisson (1970)
Tourbe	0.2	Davisson (1970)
	0.1 - 0.4	Wilson & Hiltz (1967)
Lœss	29 - 40	Bowles (1968)

**Tableau 2.2 :** Les valeurs proposées de n pour les sols sableux (d'après Terzaghi, 1955)

Densité relative	Loose	Medium	Dense
Sec ou humide	7	21	56
Submergé	4	14	24

$$\mu = 2.43 \frac{H}{n} \left(\frac{L_C}{4}\right)^{-2} + 1.62 \frac{M}{n} \left(\frac{L_C}{4}\right)^{-3} \quad 2,12$$

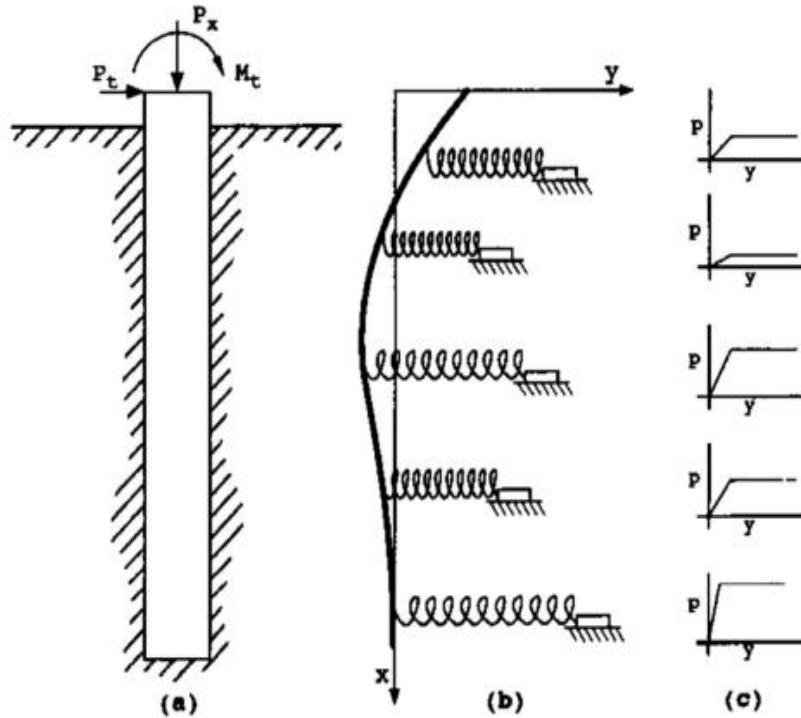
$$\theta = 1.62 \frac{H}{n} \left(\frac{L_C}{4}\right)^{-3} + 1.73 \frac{M}{n} \left(\frac{L_C}{4}\right)^{-4} \quad 2,13$$

### 2.2.3. Méthode des courbes p-y

La méthode des courbes p-y concerne le comportement non linéaire de la résistance du sol (p) et la déflexion latérale (y) en tout point le long de la longueur du pieu. Dans cette méthode, une série de ressorts non linéaires est utilisée au lieu de ressorts de sol linéaires pour simuler la relation résistance-déflexion du sol afin d'obtenir les résultats des courbes p-y. Le tracé de p et y à une profondeur particulière est appelé les courbes p-y.

Reese et Matlock (1956) et leurs collègues ont amélioré la méthode p-y. Divers chercheurs ont présenté des méthodes de résolution par la méthode MDF et déterminé les courbes p-y pour différents sols et profondeurs sur la base de résultats expérimentaux, et ont obtenu des informations sur la façon d'améliorer un programme informatique [(Matlock & Reese, 1960), (Matlock, 1970) et (Reese, 1977)]. Un schéma de la modélisation des pieux et de la courbe p-y pour chaque ressort non linéaire est illustré à la figure 2.12.

Parfois, la méthode p-y est mentionnée comme le (BNWF) Beam on Non-linear Winkler Foundation system pour modéliser l'interaction sol-pieu, comme Wang et al. (1998) et Hutchinson et al. (2004), ou comme méthode de transfert de charge (Basile, 2003).



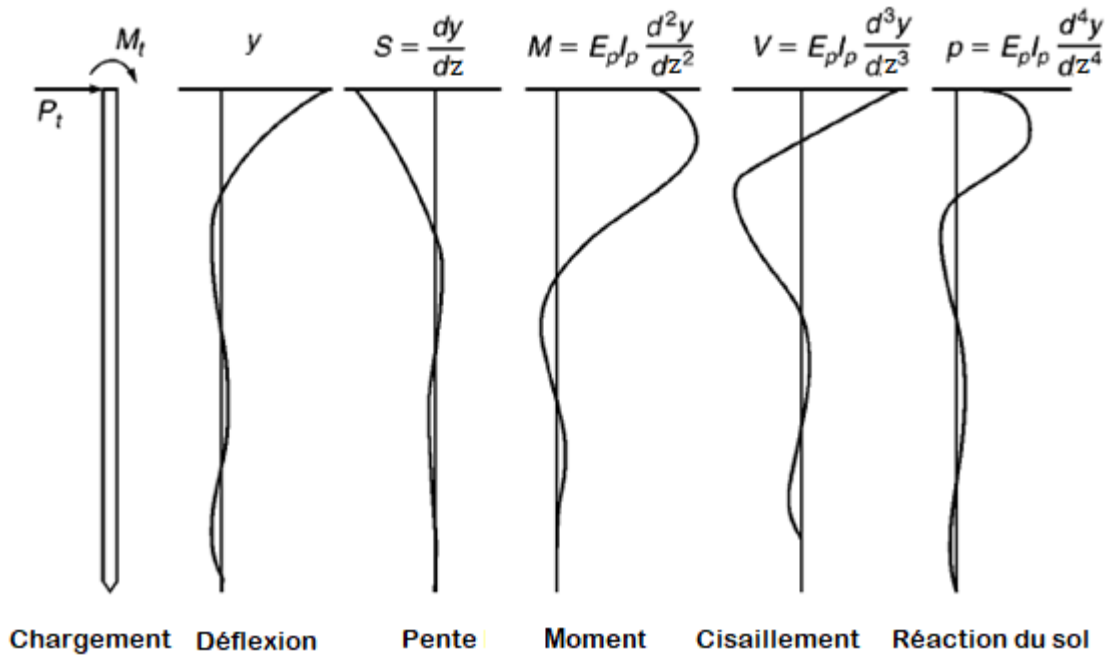
**Figure 2.12.** Modèle des courbes p-y pour sol-pieu, Kavitha et al. (2015).

La relation force-déformation du ressort, représentée par les courbes p-y, peut être obtenue à partir des résultats d'essais de charges latérales sur des pieux instrumentés. La procédure pour construire les courbes p-y est illustrée à la figure 2.13. La distribution du moment de flexion du pieu peut être établie sur la base de la courbure du pieu obtenue à partir des données de la jauge de contrainte le long du pieu. La réaction du sol et la déflexion du pieu le long du pieu peuvent alors être déterminées par une double et une quatrième intégration du moment fléchissant, respectivement, et la variation de la résistance du sol avec la déflexion du pieu, c'est-à-dire la courbe p-y, peut être évaluée à n'importe quelle profondeur donnée. Ce processus est donné par :

$$p(z) = \frac{d^2 M(z)}{dz^2} \quad 2.14$$

$$y_p = \iint \frac{M(z)}{EpIp} dz \quad 2.15$$

$$P(z) = EpIp \frac{d^4 y}{dz^4} \quad 2.16$$



**Figure 2.13 :** Mécanisme de développement des courbes p-y (Reese et Van Impe, 2000)

Pour différents types de sols, différents critères des courbes p-y sont présentés dans la section suivante :

### 2.2.3.1. Critères d'argile molle

Matlock (1970) a effectué une charge latérale sur le terrain à grande échelle pour un pieu tubulaire en acier de 0,3 m de diamètre et chargé par diverses charges latérales dans deux sites d'argile molle dans un lac situé à Austin, Texas. Matlock a calculé la résistance ultime du sol à la charge latérale comme dans l'équation 2.17.

$$P_u = N_p \cdot C_u \cdot D \quad 2.17$$

Où

$P_u$  : Résistance ultime du sol par unité de longueur,

$N_p$  : Facteur de portance latérale,

$C_u$  : résistance au cisaillement non drainé,

$D$  : diamètre du pieu.

Le facteur de capacité portante latérale ( $N_p$ ) est pris 9 en dessous de la profondeur critique ( $Z_r$ ) tandis qu'au-dessus de la profondeur critique peut être calculé à l'aide de l'équation 2.18 et la profondeur critique peut être calculée à l'aide de l'équation 2.19. Les formes de la courbe p-y

pour les chargements statiques et cycliques pour les critères d'argile molle sont illustrées aux figures 2.14 et 2.15.

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'}{C_u} + J \cdot \frac{z}{d} \quad 2.18$$

$$Z_r = \frac{6D}{\frac{D \cdot \gamma'}{C_u} + J} \quad 2.19$$

Où

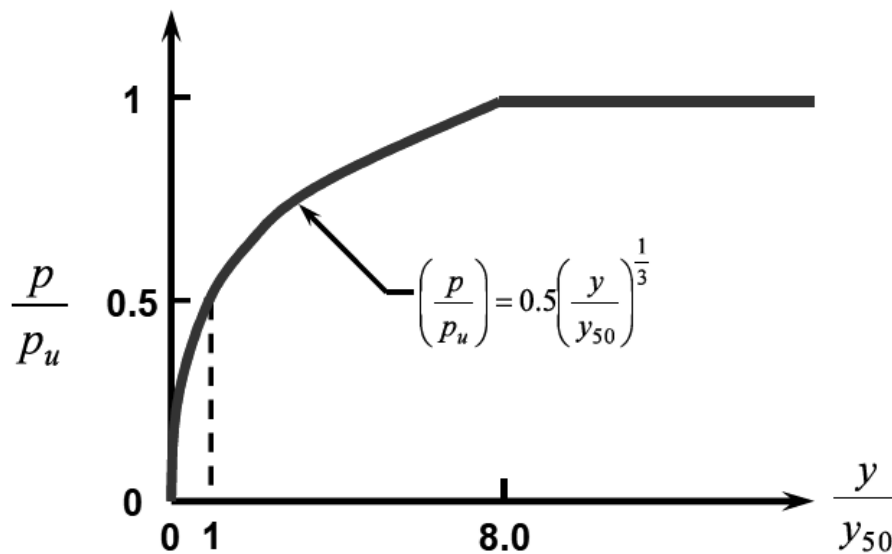
$\sigma'$ : Pression effective

J : constante empirique égale à 0,5 pour l'argile molle et 0,25 pour l'argile plus rigide,

Z : Profondeur sous la surface du sol,

$C_u$  : Résistance du sol de cohésion non drainé,

$Z_r$  : La profondeur critique.



**Figure 2.14** : Critères d'argile molle en chargement statique (Matlock, 1970).

La résistance ultime du sol ( $P_u$ ) sera pleinement mobilisée à une déformation du pieu égale à huit fois la déformation de référence ( $Y_c$ ) définie comme dans l'équation 2.20.

$$y_c = 2.5 * \epsilon_{50} * D \quad 2.20$$

Où,  $Y_c$  : La déformation de référence,

$\varepsilon_{50}$  : La déformation en essai non drainé à la moitié de la contrainte déviatorique maximale. Peck et al. (1974) estiment que la valeur de  $\varepsilon_{50}$  pour l'argile normalement consolidée est de 0,02 pour l'argile molle, de 0,01 pour l'argile moyenne et de 0,005 pour l'argile rigide. Ces valeurs sont basées sur la plage établie de (Eu/C) de 50 à 200 pour la plupart des argiles,

D : Diamètre du pieu,

$y_{50}$  : Déflexion à la moitié de la résistance ultime du sol.

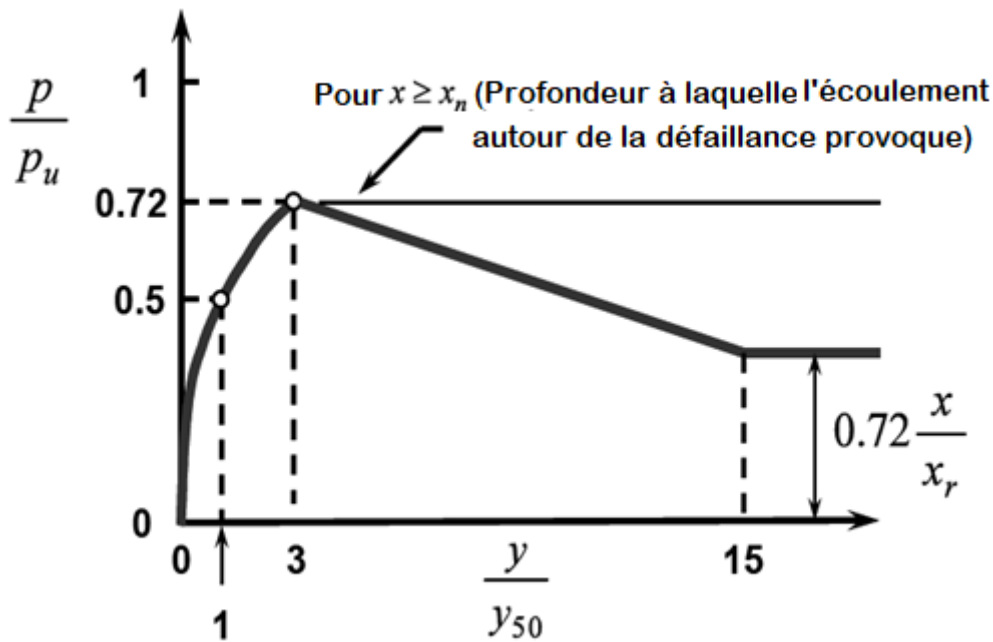


Figure 2.15 : Critères d'argile molle en chargement cyclique (Matlock, 1970)

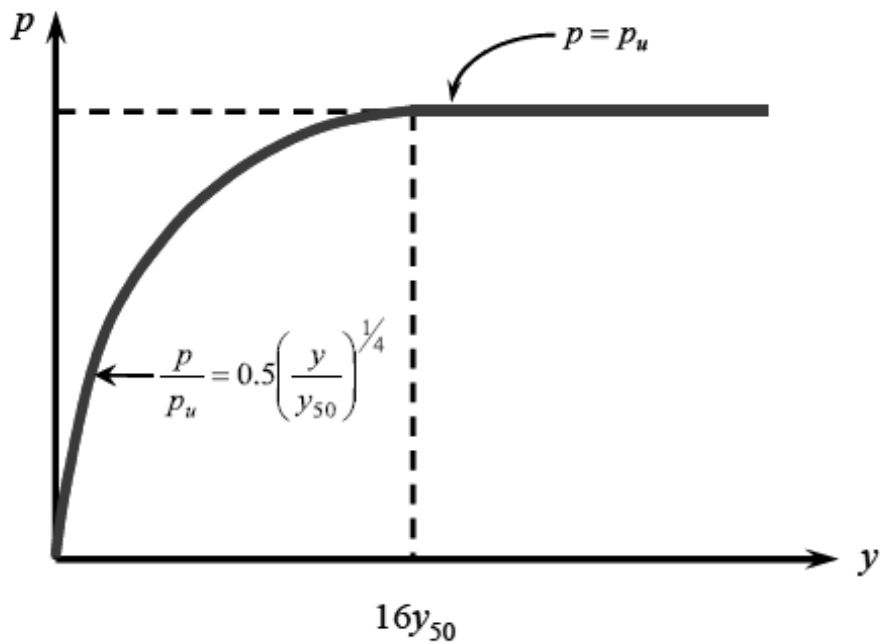
### 2.2.3.2. Critères d'argile rigide au-dessus de la nappe phréatique (AWT)

Reese et Welch (1975) ont développé les critères de courbes p-y pour les pieux chargés latéralement en utilisant un pieu tubulaire foré de 30 mm de diamètre noyé dans un sol argileux rigide au-dessus de la nappe phréatique. Les courbes p-y pour le cas de charge statique à court terme peuvent être calculées à l'aide de l'équation 2.21. Les courbes p-y pour l'argile rigide pour les charges statiques et cycliques au-dessus de la nappe phréatique sont illustrées respectivement à la figure 2.16 et à la figure 2.17.

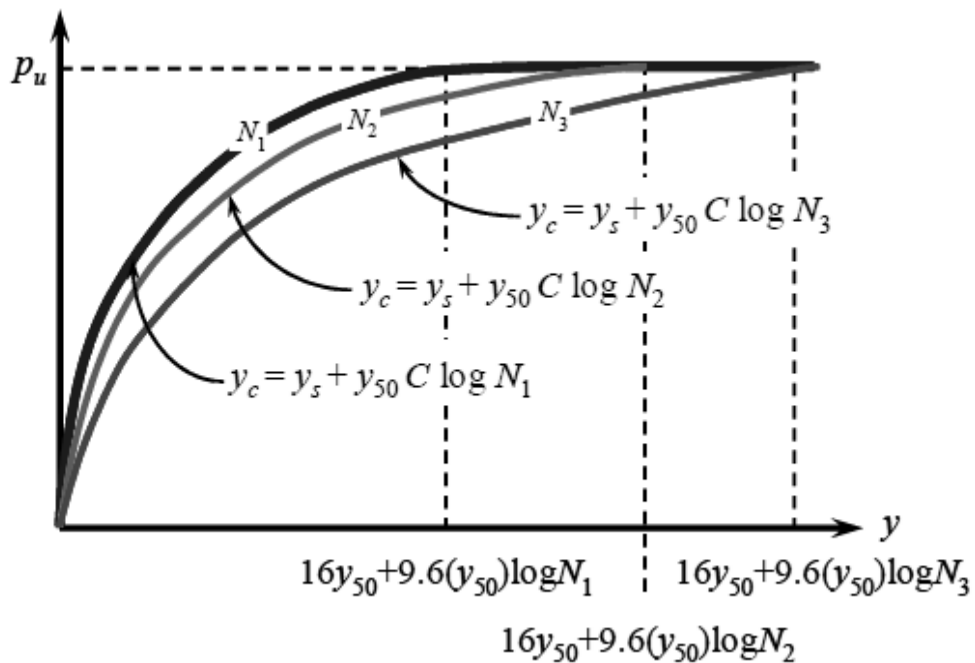
La résistance ultime du sol est mobilisée pour des flèches égales ou supérieures à 16 fois la flèche de référence.

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.25} \quad 2.21$$

Où,  $P_u$  : La résistance ultime du sol



**Figure 2.16** : Courbe p-y pour un sol argileux rigide au-dessus de la nappe phréatique pour le chargement statique (Reese et Welch, 1975)



**Figure 2.17** : Courbe p-y pour un sol argileux rigide au-dessus de la nappe phréatique pour un chargement cyclique (Reese et Welch, 1975)



Où

$y_c$  : Flèche sous N-cycles de charge,

$y_s$  : Flèche sous charge statique de courte durée,

$y_{50}$  : Flèche sous charge statique de courte durée à la moitié de la résistance ultime,

N : Nombre de cycles d'application de la charge,

C : Le coefficient décrivant l'effet du chargement cyclique sur la déformation latérale et peut être calculé à l'aide de l'équation 2.22.

$$C = 9.6(P/P_u)^4 \quad 2.22$$

### 2.2.3.3. Critères d'argile rigide sous la nappe phréatique (BWT)

Reese et Welch (1975) ont développé les critères de courbes p-y pour les pieux chargés latéralement en utilisant deux pieux battus entièrement instrumentés de 46 mm et 61 mm de diamètre dans un sol argileux rigide sous la nappe phréatique avec des résistances au cisaillement comprises entre (95,7 - 478,5 kPa).

Reese et al. (1975) Ont développé deux expressions distinctes pour la résistance ultime du sol en fonction de deux mécanismes distincts basés sur le coin de rupture du sol devant le pieu et le sol entourant le pieu en écoulement plastique dans le plan horizontal. La résistance ultime du sol par unité de longueur ( $p_u$ ) est déterminée par la plus petite valeur de  $P_u$  dans les équations 2.23 et 2.24.

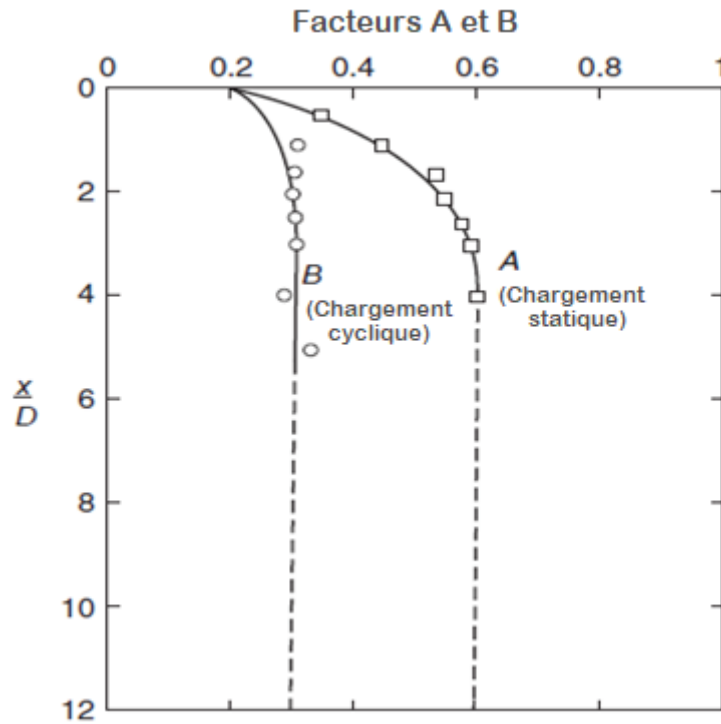
$$P_{ult} = 2C_u D + \sigma' D + 2.83C_u Z \quad 2.23$$

$$P_{ult} = 11C_u D \quad 2.24$$

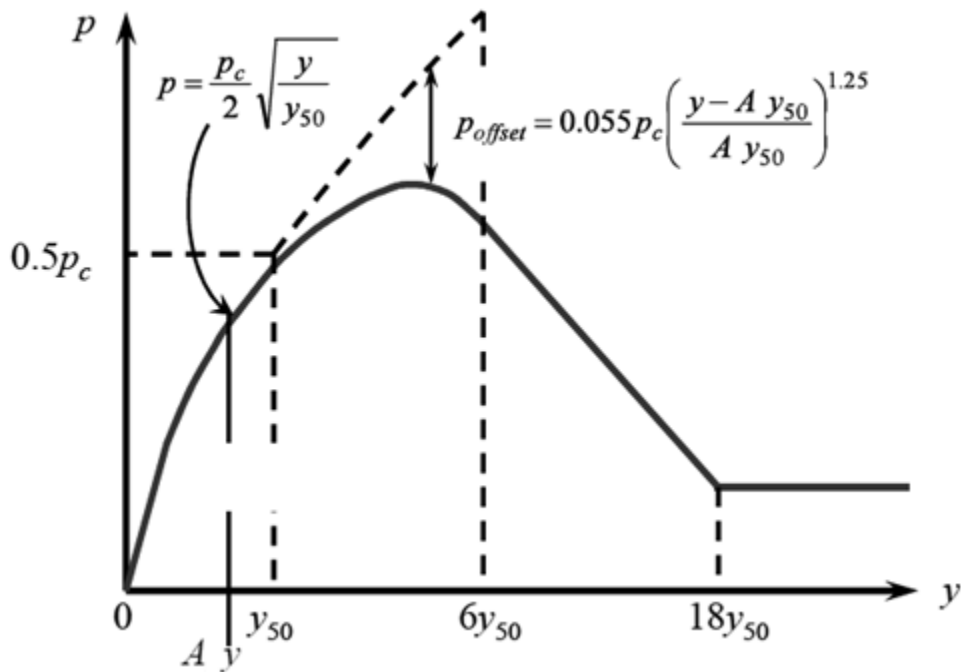
$\sigma'$  : La contrainte du sol effective à la profondeur z,

$C_u$  : résistance au cisaillement du sol non drainé à la profondeur z,

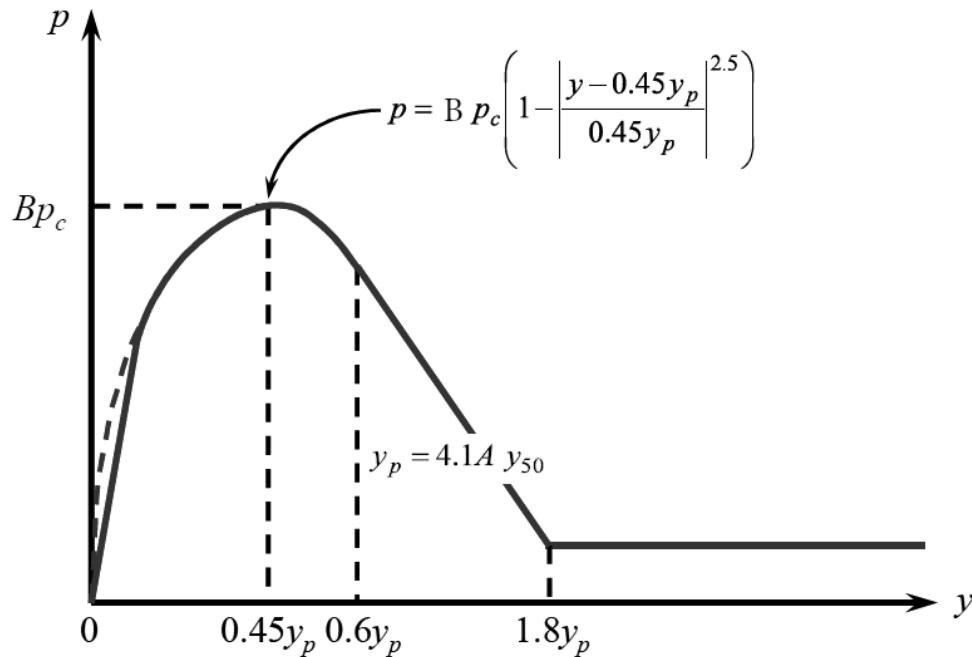
Les équations ci-dessus ont été fondées sur une surestimation des résultats des tests de charge sur le terrain. Les facteurs empiriques ont été utilisés pour les équations ci-dessus pour faire correspondre la résistance ultime du sol avec les résultats sur le terrain. Les facteurs empiriques sont A et B et peuvent être calculés à l'aide de la figure 2.18. La forme des courbes p-y développées pour les charges statiques et cycliques sous la nappe phréatique dans l'argile rigide est illustrée aux figures 2.19 et 2.20 respectivement.



**Figure 2.18** : Facteurs empiriques pour le calcul de la résistance ultime dans l'argile rigide sous la nappe phréatique (Reese et Welch, 1975)



**Figure 2.19** : courbe p-y pour sol argileux rigide sous la nappe phréatique pour le chargement statique (Reese et Welch, 1975)



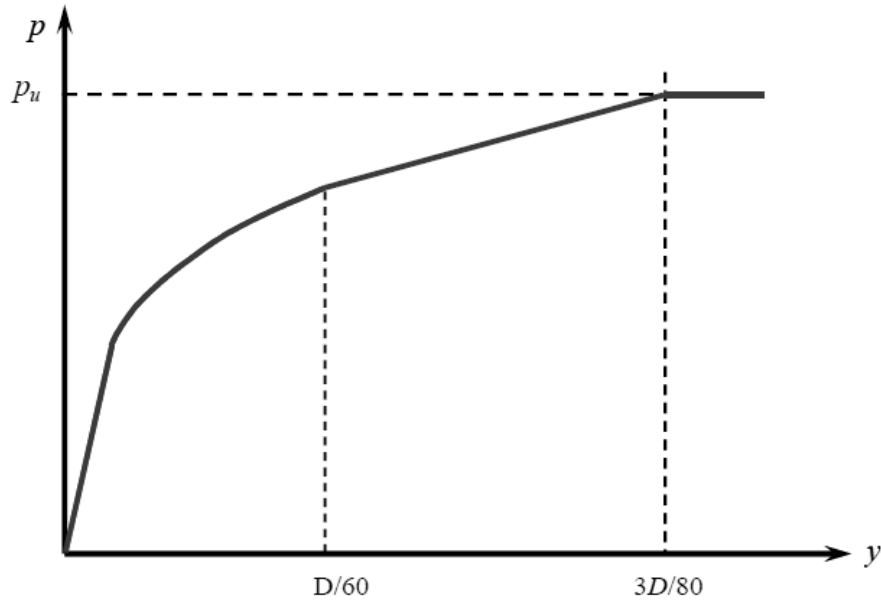
**Figure 2.20** : courbe p-y pour un sol argileux rigide sous la nappe phréatique pour un chargement cyclique (Reese et Welch, 1975)

#### 2.2.3.4. Critères des sables

##### a. Méthode de Reese et al 1974

Reese, Cox et Koop (1974) ont proposé une méthode pour développer des courbes p-y pour un sol sableux en effectuant deux essais de charge latérale sur le terrain sur des pieux tubulaires en acier de 61 mm de diamètre et de 24,4 m de long dans un sable fin à granulométrie uniforme et les courbes p-y développées sont illustrées à la figure 2.21.

La courbe p-y illustrée consiste en une partie linéaire initiale dans laquelle la résistance unitaire du sol est proportionnelle à la déflexion du pieu. Un segment parabolique, un segment linéaire à pente positive puis un segment plat à la résistance ultime du sol qui s'est mobilisé à forte déflexion du pieu supérieur à  $3/80$  de diamètre du pieu. La pente du segment linéaire initial est caractérisée par le module de réaction du sol de fondation. Le segment parabolique s'étend entre le segment linéaire initial et un autre segment linéaire.



**Figure 2.21** : Courbe p-y pour le sable en charge statique et cyclique (Reese, et al., 1974)

La ligne droite initiale est :  $P = K_{py} zY$

Où,  $K_{py}$  : est proportionnel à la densité relative du sable et peut être obtenu à partir du tableau suivant :

**Tableau 2.3:** Rigidité initiale,  $K_{py}$  selon Reese, Cox and Koop (1974):

	Lâche	Moyen	Dense
$K_{py}$ (sous la nappe phréatique) (MN/m <sup>3</sup> )	5.4	16.3	34
$K_{py}$ (au dessus de la nappe phréatique) (MN/m <sup>3</sup> )	6.8	24.4	61

La résistance ultime du sol est donnée par les plus petits résultats des deux équations suivantes :

$$P_u = \gamma_z \left[ \frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha_s} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha_s) + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha_s) - K_a b \right] \quad 2.25$$

$$P_u = K_a B \gamma z (\tan \beta^8 - 1) + K_0 B \gamma z \tan \varphi \cdot \tan \beta^4 \quad 2.26$$

Où :

$K_a$  : Coefficient de pression de la terre active de Rankine =  $(1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi)$ ,

$K_0$  : Coefficient pression des terres au repos de Rankine =  $1 - \sin \varphi$ .

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

$\beta$  : L'angle de pente de la surface du sol =  $45^\circ + \varphi / 2$ ,

B = largeur ou diamètre du pieu.

### b. Critères de Scott

Scott (1980) a proposé le modèle de pieu avec des essais de centrifugation très simples pour simuler les essais de charge sur le terrain effectués par Reese et al. (1974) pour développer des critères de courbes p-y dans des sols sableux dans des conditions de charge statique. La forme des courbes p-y bilinéaires est illustrée à la figure 2.22. La courbe p-y commence par un segment initial similaire aux essais sur le terrain dans lesquels la résistance unitaire du sol est proportionnelle à la flèche du pieu. La partie inélastique a été considérée comme ayant une pente d'un quart de celle du segment élastique initial et les valeurs de résistance unitaire du sol (P) et de déflexion (y) au point d'intersection de deux segments sont données par équations 2.27 et 2.28.

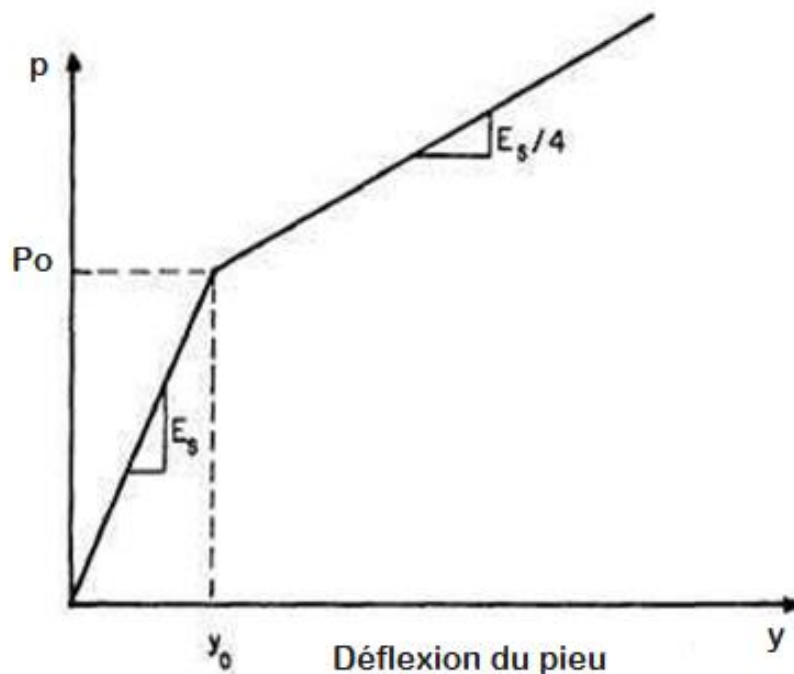


Figure 2.22 : Critères bilinéaires (Scott, 1980)

$$P_0 = \frac{K_0 \sigma'_v D}{\left(\frac{1}{\sin^2 \varphi} + \frac{1}{3 - 4V}\right)^{0,5}} \quad 2.27$$

$$y_0 = \frac{p_0}{K_x} \quad 2.28$$

Où

$K_0$  : Le coefficient de pression des terres au repos

$\sigma'_v$  : contrainte effective verticale

$\nu$  : coefficient de Poisson du sol

$K_x$  : module de réaction du sous-sol

### c. Critères de O'Neill et Murchison

O'Neill et Murchison (1983) ont proposé une méthode pour augmenter la précision des courbes p-y pour les pieux coniques et H en utilisant un facteur d'ajustement empirique. La résistance ultime du sol ( $P_u$ ) est la plus petite de l'équation 2.29 ou de l'équation 2.30.

$$p_u = (c_1 z + c_2 D) \gamma z \quad 2.29$$

$$p_u = c_3 D \gamma z \quad 2.30$$

La forme de la courbe p-y peut être tracée à l'aide de l'équation 2.31.

$$P = \eta A P_u \tanh\left[\left(\frac{k_h z}{A P_u}\right) y\right] \quad 2.31$$

Où:

$c_1, c_2$  et  $c_3$  peuvent être obtenus à partir de la figure 2.23,

$k_h$  : module initial de réaction de la couche de fondation, pci (kN/m<sup>3</sup>). Déterminer  $k$  à partir de la figure 2.4 en fonction de l'angle de frottement interne,

$y$  : déviation latérale, en (m),

$Z$  : profondeur,

$A=0.9$  (cyclic), et  $A = 3 - \frac{0.8z}{b} \geq 0.9$  pour un chargement statique,

$\eta=1$  pour les pieux circulaires ou prismatiques et 1,5 pour les pieux coniques ou les pieux en H.

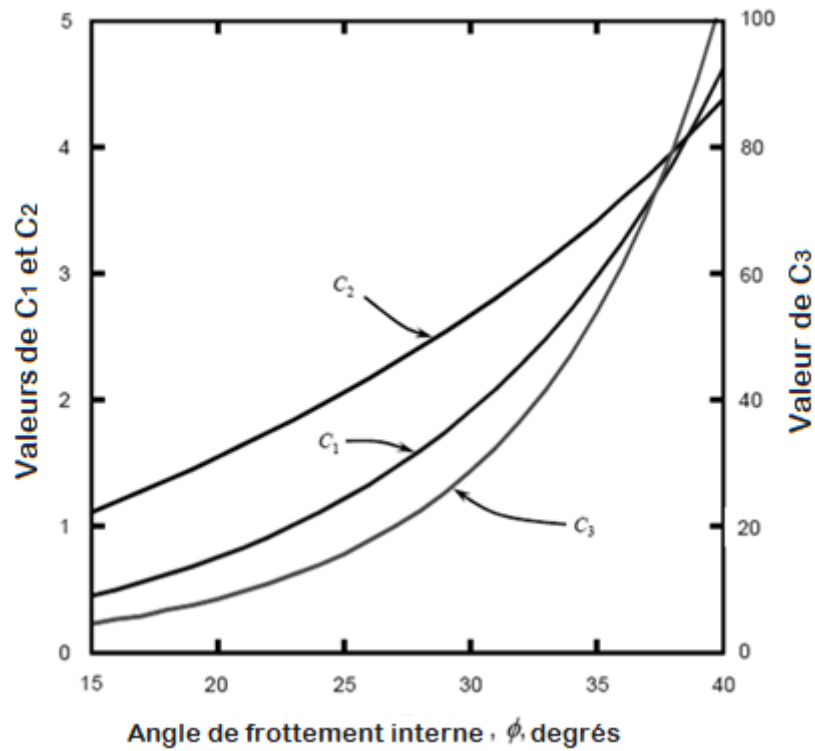


Figure 2.23 : Facteurs empiriques  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  (O'Neill et Murchison, 1983)

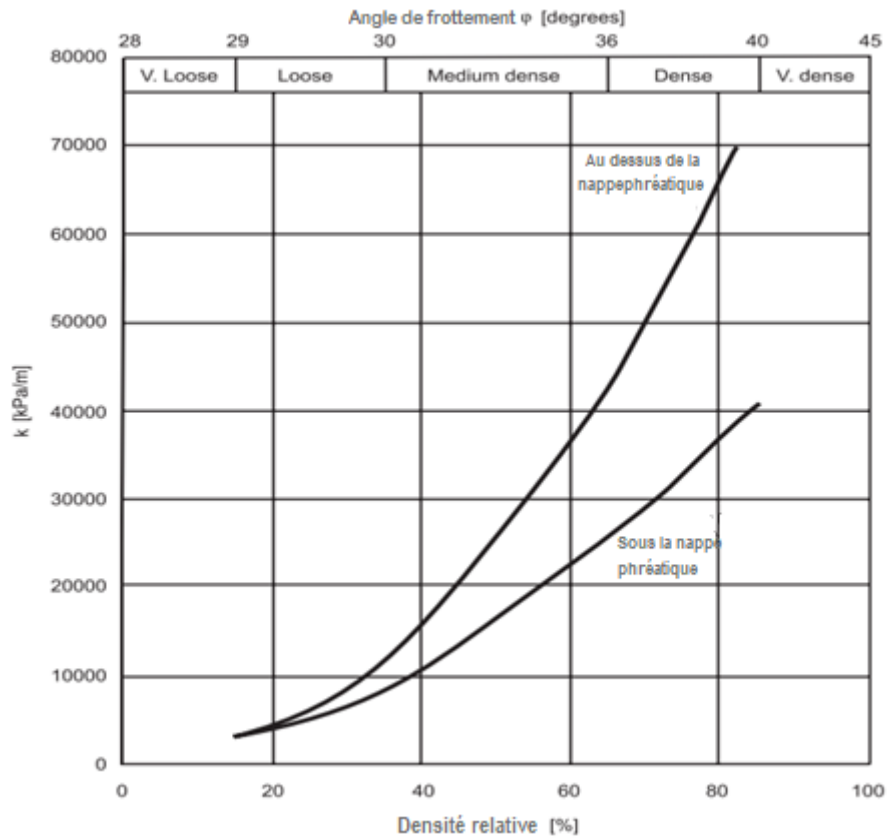
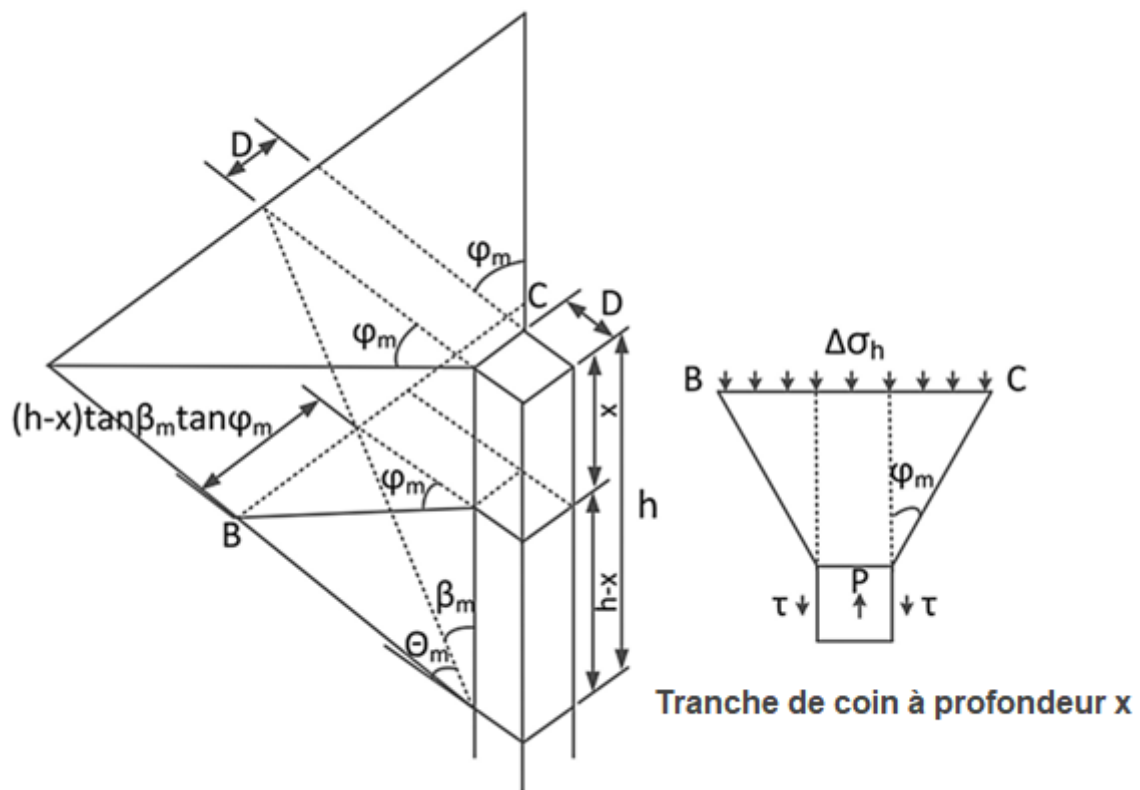


Figure 2.24 : Facteurs empiriques pour le calcul de la rigidité initiale (O'Neill et Murchison, 1983)

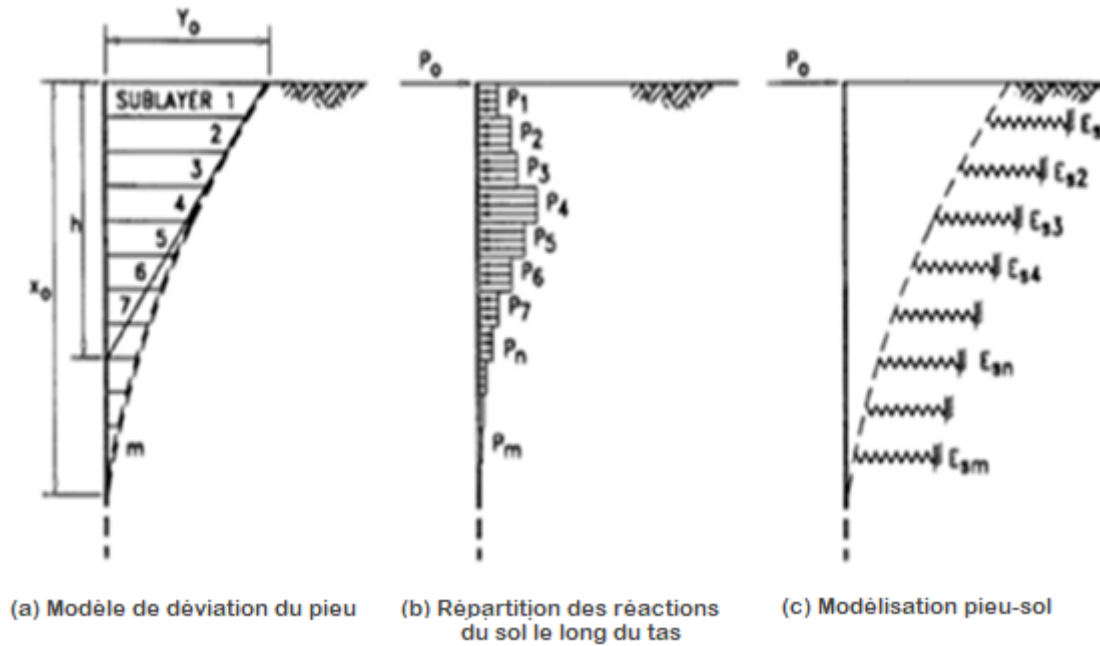
### 2.2.4. Modèle de coin

La méthode de coin de déformation, qui permet l'évaluation de la réaction non linéaire de la courbe p-y des pieux chargés latéralement sur la réponse d'interaction tridimensionnelle sol-pieu à travers un coin de sol passif se développant devant le pieu, améliorée par Ashour et Norris (2000) comme le montrent les figures 2.25 et 2.26. Il convient de noter que la courbe p-y de Matlock et Reese (1960) était basée sur les résultats d'essais sur le terrain sur des pieux instrumentés. Cette méthode permet de relier l'action contrainte-déformation-résistance du sol stratifié dans l'approche de coin 3D aux paramètres du modèle BNWF 1D. Ainsi, la réaction non linéaire peut être obtenue à partir de l'analyse qui examine les conditions réelles du système sol-pieu (classification des couches de sol, diamètre du pieu, etc.).



**Figure 2.25:** Coin de contrainte passif triangulaire classique (Ashour and Norris, 2000)





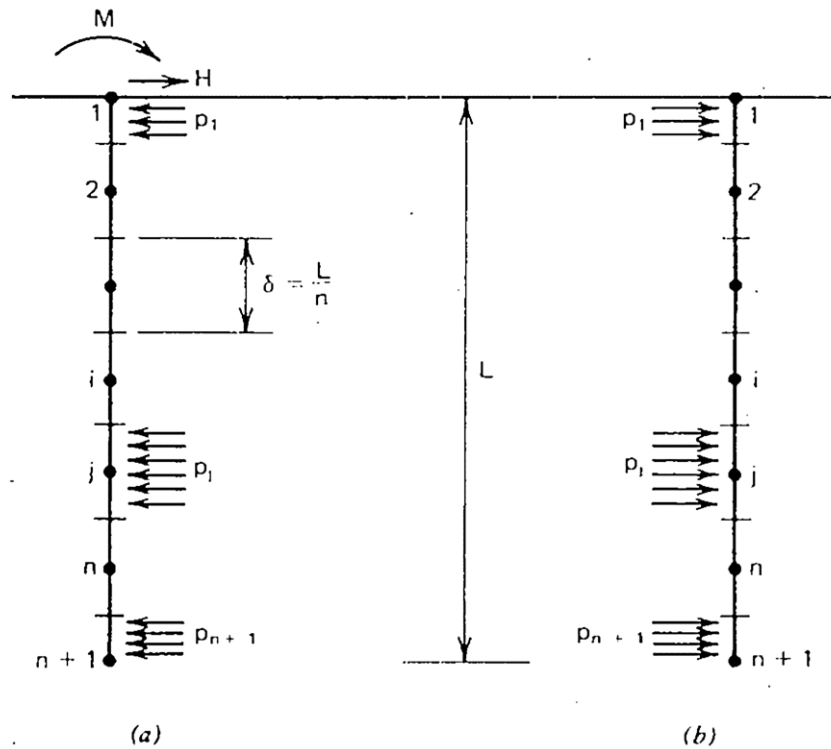
**Figure 2.26 :** Distribution de l'interaction sol-pieu le long du pieu dévié (Ashour and Norris, 2000)

### 2.2.5. Méthode du continuum élastique

La modélisation du sol comme un continuum élastique homogène a été suggérée pour l'analyse de l'interaction sol-pieu. Pour l'analyse de la capacité limite des pieux, des modèles de déformation plane ont été développés avec certains auteurs comme Davis et Booker (1971). Pour modéliser le système 3D sous la forme d'une série de plans horizontaux parallèles en déformation plane, les modèles de déformation plane sont utilisés, qui sont liés au cas des palplanches à encastrement peu profond.

Douglas et Davis (1964); Spillers et Stoll (1964); Poulos (1971, 1972) et d'autres auteurs ont développé des modèles élastiques tridimensionnels. Ces modèles ont été établis sur la méthode de Mindlin (1936) pour le déplacement horizontal dû à une charge ponctuelle horizontale à l'intérieur d'une masse homogène élastique-isotrope semi-infinie que l'on peut trouver dans divers manuels d'élasticité, tels que Poulos et Davis (1974).

L'utilisation du modèle suggéré par Poulos (1971, 1972) a été présentée par Poulos et Davis (1980). Le pieu est supposé être une mince bande verticale rectangulaire divisée en éléments dans ce modèle, et on observe que chaque élément est soumis à des contraintes horizontales uniformes comme le montre la figure 2.27 qui sont liées aux déplacements des éléments à travers la solution intégrale de Mindlin.



**Figure 2.27** : Modèle d'analyse continue des contraintes sol-pile réagissant sur (a) pieu, (b) sol autour de la pieu (Poulos et Davis, 1980)

La capacité à prendre en considération la nature homogène du sol, la dimension semi-infinie du demi-espace et les conditions aux limites le long de la surface du sol déchargé est l'avantage de ce modèle. Bien que le rendement du sol puisse être présenté en faisant varier le module d'élasticité du sol, cette méthode ne permet pas de prendre en compte le rendement local et les conditions du sol stratifié.

### 2.3. Conclusion

Certains chercheurs et ingénieurs du monde entier savent qu'il est très important d'étudier la réponse latérale des pieux sous des charges latérales. Comprendre cette réponse latérale d'un seul pieu peut aider à identifier les problèmes généraux d'interaction sol-pieux et fournir des repères à partir duquel le comportement peut être évalué. Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse sur les différentes méthodes de calcul des pieux uniques chargés latéralement. Nous concluons que pour simuler la réponse non linéaire de ces pieux, il existe deux approches principales simplifiées qui peuvent être utilisées : l'approche de la courbe  $p-y$  et le modèle du coin de déformation. En raison de sa facilité d'adaptation à l'exécution des programmes informatiques, la méthode des courbes de réaction ( $p-y$ ) est adoptée pour les calculs pratiques dans cette thèse.

## **Chapitre 3 : Evaluation de la fragilité sismique basée sur pushover**

### **3.1. Introduction**

Les méthodes d'évaluation de la performance sismique des structures et des systèmes sol-structure ont considérablement évolué au cours des deux dernières décennies. Cela implique l'amélioration des approches pratiques axées sur la conception et des procédures numériques avancées pour une analyse sismique rigoureuse. Parallèlement à l'amélioration de la compréhension des phénomènes physiques et de la capacité de calcul globale. Avec l'avancement de l'ingénierie sismique basée sur les performances, les critères de conception déterministes spécifiques au site évoluent vers des courbes de fragilité comme moyen de décrire les performances à différents niveaux d'intensité d'entrée sismique (Mackie & Stojadinovic, 2005).

L'analyse de la fragilité sismique des structures est une approche populaire dans le cadre de l'ingénierie sismique basée sur les performances (PBEE). Il constitue une grande partie de l'analyse des risques sismiques et de l'évaluation des pertes après tremblement de terre des structures, en particulier celles ayant des caractéristiques de ligne de vie. Les vulnérabilités sismiques des structures soumises à différents risques sismiques peuvent être évaluées au moyen d'une analyse de fragilité dans une perspective probabiliste.

Les fonctions de fragilité peuvent être dérivées par des différentes approches (section 3.3) et elles fournissent un outil précieux pour évaluer explicitement la vulnérabilité des structures. Les approches analytiques validées par des données expérimentales et des observations d'événements récents sont devenues plus populaires, car elles sont plus facilement applicables à différents types de structures et régions géographiques, où les enregistrements des dommages sont insuffisants, (NIBS 2004; Ptilakis et al.2014; Argyroudis et al. 2018). Avant de procéder à l'explication des différentes approches de dérivation des courbes de fragilité sismiques, il est nécessaire d'évoquer la définition des courbes de fragilité.

### 3.2. Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité décrivent la probabilité conditionnelle, c'est-à-dire la probabilité qu'une structure soit endommagée au-delà d'un niveau de dommage spécifique pour une intensité de mouvement du sol donnée (Figure 3.1). Ces courbes sont très utiles car elles permettent d'évaluer la fragilité et la fiabilité de la structure dans toutes les gammes de charges (Schultz et al. 2010), peut être exprimée comme suit :

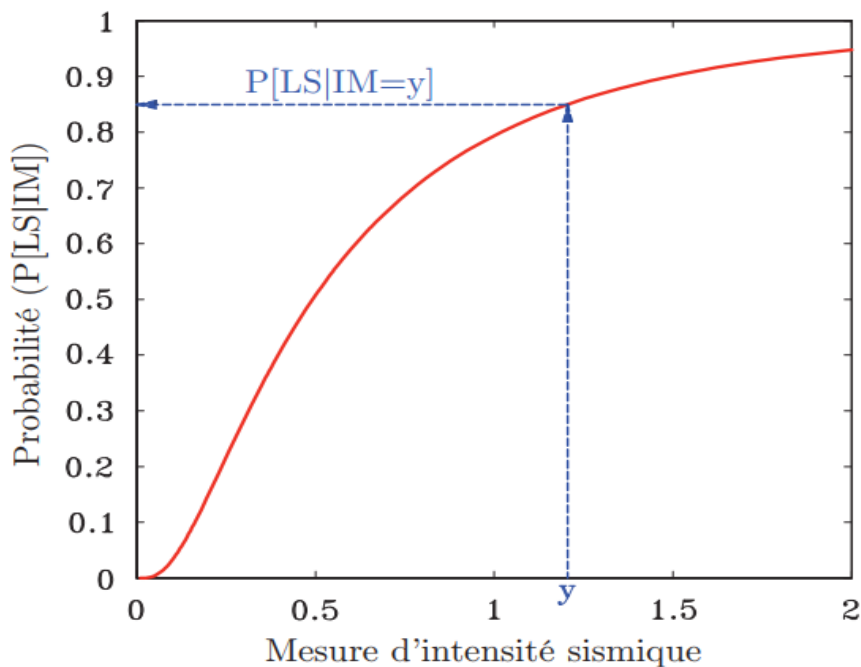
$$\text{Fragilité} = P[\text{LS}|\text{IM} = y] \quad 3.1$$

Où

LS : représente l'état limite d'endommagement ;

IM : est la mesure d'intensité du mouvement du sol [par exemple, PGA, accélération spectrale à la première période de mode de vibration [Sa(T1)], vitesse maximale du sol (PGV), déplacement maximal du sol (PGD)] ;

y : est l'intensité donnée de IM.

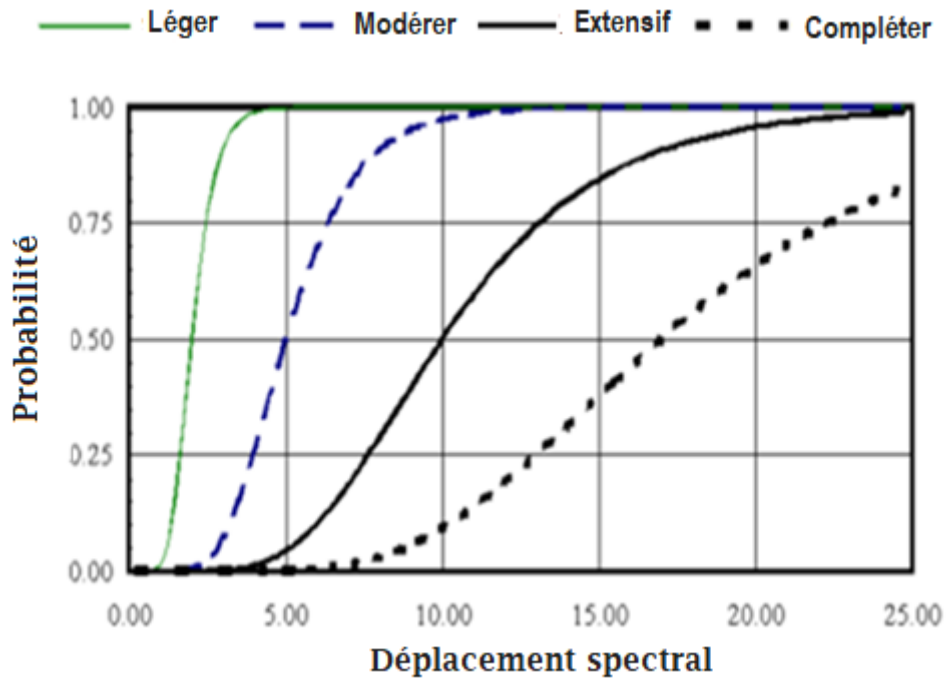


**Figure 3.1** Exemple de courbe de fragilité, (Nielson, 2005).

Le choix de la mesure d'intensité (MI) doit pouvoir mettre en évidence adéquatement la vulnérabilité. Ce choix n'est pas une tâche aisée lors de l'élaboration d'une courbe de fragilité,

car cette mesure doit pouvoir indiquer efficacement l'aléa sismique sur site et le comportement de l'ouvrage à l'étude. De plus, la mesure doit être pratique et facile à mettre en œuvre et à utiliser. L'accélération spectrale de la période fondamentale ( $S_a(T_1)$ ) s'est avérée être la meilleure mesure de résistance pour évaluer la vulnérabilité sismique d'une structure spécifique [Shinozuka et al. (2000), Mackie et al. (2003), Vamvatsikos et Cornell et al. (2002), puisque l'aléa sismique est généralement défini en termes d'accélération spectrales.

La figure 3.1 montre un exemple d'un ensemble de courbes de fragilité. Sur cette figure, l'axe vertical représente la probabilité que la demande de la structure atteigne ou dépasse un certain état limite dans certaines conditions. L'axe horizontal des courbes de fragilité varie généralement dans différentes conditions prédéfinies.



**Figure 3.2** Exemple de courbes de fragilité dans les niveaux de dommages, (FEMA 2003b)

Un certain nombre de méthodologies différentes ont été utilisées pour déterminer les fonctions de fragilité structurelles. Ces méthodologies peuvent être classées en des catégories principales de fonctions de fragilité : les fonctions de fragilité basées sur des experts, les fonctions de fragilité empiriques, expérimentales, hybrides et les fonctions de fragilité analytiques.

### **3.3.Méthodes de développement des courbes de fragilité**

#### **3.3.1. Courbes de fragilité basées sur des experts**

Ont été développées dans les années 1980 et peuvent être considérées comme l'initiation du concept d'analyse de la fragilité. Ces fonctions de fragilité ne dépendent que de l'expérience et du nombre d'experts impliqués. Avec la disponibilité d'un grand nombre de données de dommages collectées lors des tremblements de terre dans le monde et les progrès des méthodes probabilistes analytiques. Ce type de fonctions de fragilité n'est plus utilisé et très peu de références récentes ont pu être trouvées. En raison de l'inconvénient majeur est qu'elles dépendent de l'expérience individuelle des experts. Ainsi, il est possible d'obtenir une variabilité importante des résultats.

#### **3.3.2. Courbes de fragilité empiriques**

Sont développées sur la base des données de dommages réelles recueillies lors des tremblements de terre passés tels que les tremblements de terre de 1989 à Loma Prieta, de 1994 à Northridge et de 1995 à Kobe [par exemple, Yamazaki et al. (1999, 2000), Basöz et al. (1997, 1999), Karim et Yamazaki (2001), Shinozuka et al. (2000a, 2003), Rossetto et Elnashai (2003), Elnashai et al. (2004)]. La recherche sur la construction des courbes de fragilité empiriques a encore ses propres limites, telles que le manque de nombre et les différents niveaux de séismes dus à la fréquence d'occurrence des tremblements de terre. Même si ces limites existent, les courbes de fragilité empiriques servent toujours de référence pour les courbes de fragilité analytiques décrites ci-dessous. Bien que ces courbes de fragilité représentent une image plus réaliste, elles manquent de généralité et sont généralement associées à un degré élevé d'incertitude.

#### **3.3.3. Courbes de fragilité expérimentales**

L'élaboration de courbes de fragilité des ponts à l'aide de résultats expérimentaux n'est pas courante. Étant donné que les expériences à grande échelle impliquant des modèles de pont entiers ou des composants à grande échelle sont coûteuses, l'analyse de la fragilité des ponts utilisant la réponse observée à partir des tests sur table vibrante a été très limitée. Bien que les résultats expérimentaux fournissent une base pour définir diverses mesures d'endommagement pour les courbes de fragilité analytiques, leur application est encore très limitée.

### **3.3.4. Courbes de fragilité analytiques**

En l'absence de données adéquates sur les dommages et le mouvement du sol, les fonctions de fragilité peuvent être développées en utilisant une variété de méthodes analytiques telles que l'analyse spectrale élastique (Hwang et al 2000), analyse statique non linéaire (Mander & Basoz, 1999; Shinozuka et al., 2000 ; Baltzopoulos et al.2017) ou analyse temporelle linéaire / non linéaire ( NLTHA) ( Nielson et DesRoches 2007a, 2007b; Choi et al. 2004; Elnashai et Kwon 2010; Pan et al. 2010a; Ramanathan et al 2012; Tavares et al. 2012) et l'analyse dynamique incrémentale (IDA) (Zhang & Huo 2009; Mackie et Stojadinovic 2005; Alam et al., 2012; Billah et al. 2013). Les sections suivantes donnent un bref aperçu des différentes approches analytiques utilisées pour développer des courbes de fragilité.

#### **3.3.4.1. Méthode élastique linéaire**

L'une des méthodes les plus simples pour générer une courbe de fragilité des ponts est l'analyse spectrale élastique (Hwang et al., 2000 ; Yu et al., 1991). En raison de sa simplicité, cette méthode est souvent adoptée pour vérifier les performances lors de la conception de composants critiques tels que la pile de pont. Dans cette méthode, les rapports capacité/demande des différents composants sont déterminés pour évaluer leur potentiel de dommages sismiques. Hwang et al. (2000) et Jernigan et Hwang (2002) ont adopté cette méthode pour générer des courbes de fragilité pour le cas des ponts de Memphis. Les capacités des différents composants du pont sont déterminées à l'aide de modèles élastiques linéaires tenant compte des propriétés de rigidité effective. Bien que cette technique soit la plus simple, elle présente plusieurs limites. Cette méthode convient aux ponts dont on s'attend à ce qu'ils fonctionnent dans le domaine élastique linéaire. Si le pont est soumis à une non-linéarité sévère, cette méthode ne parvient pas à prédire avec précision la demande, ce qui rend la fiabilité de la fonction de fragilité dérivée discutable.

#### **3.3.4.2. Méthode statique non linéaire**

Les limites de la méthode élastique linéaire peuvent être surmontées en utilisant une analyse statique non linéaire qui offre l'avantage de prendre en compte la non-linéarité dans le modèle de calcul et nécessite moins de temps. Plusieurs chercheurs (Dutta & Mander, 1998; Mander, 1999; Mander & Basoz, 1999; Banerjee & Shinozuka, 2007; Shinozuka et al., 2000) ont adopté cette méthode pour générer des courbes de fragilité sismique.

La méthode statique non linéaire est une procédure dans laquelle un système structurel est soumis à une charge de gravité constante et à une charge latérale monotone qui augmente de manière itérative, à travers un comportement élastique et inélastique jusqu'à ce qu'une condition ultime soit atteinte pour indiquer une plage de niveaux de performance. Dans cette méthode la résistance, la capacité de déformation, la ductilité disponible et le mode de défaillance du système représentent les résultats globaux, qui doivent toujours être vérifiés dans le cas où l'évaluation de la performance sismique de la structure est basée sur une méthode d'analyse non linéaire. Les résultats d'une analyse pushover sont généralement présentés sous la forme d'une courbe pushover, qui représente une relation entre le cisaillement de base et le déplacement du sommet (toit) de la structure étudiée, (Figure 3.3).

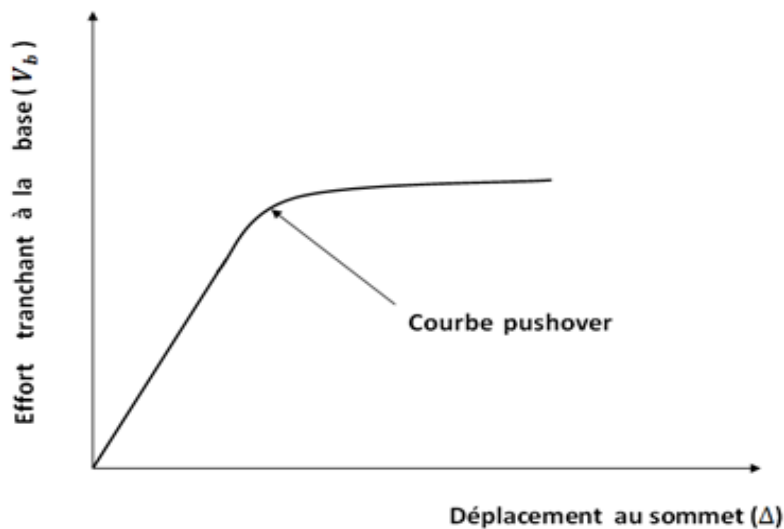


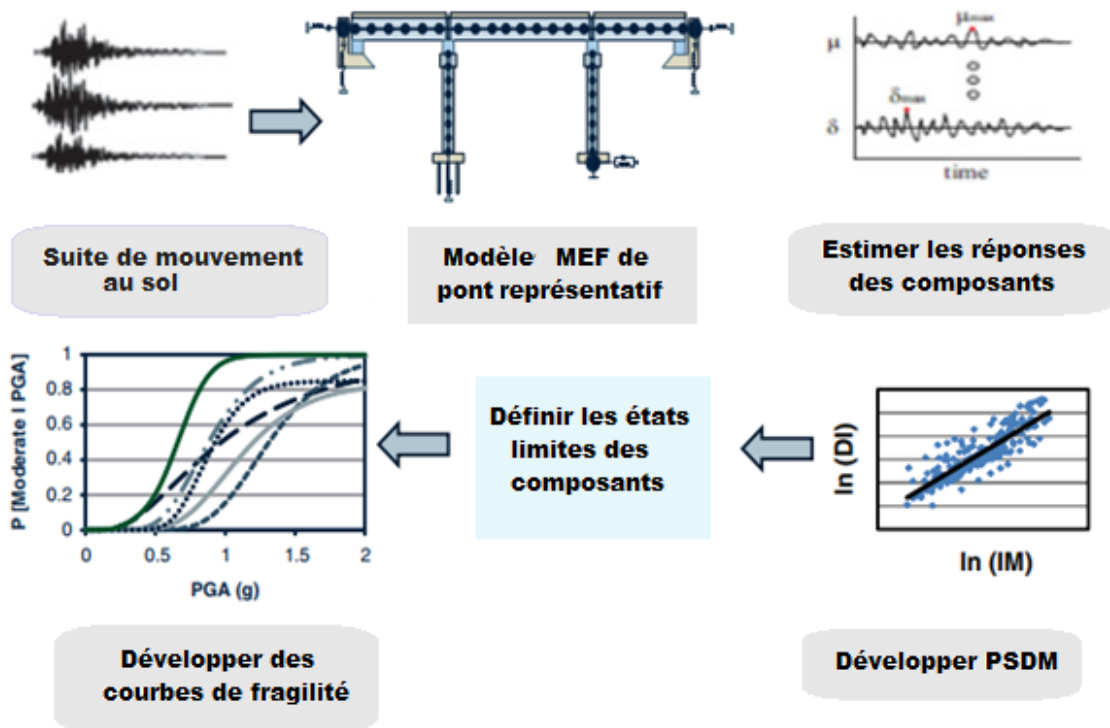
Figure 3.3. Courbe de pushover, ATC (1996).

### 3.3.4.3. Méthode temporelle nonlinear NLTHA

Bien qu'elle soit l'une des méthodes les plus coûteuses en calcul, la méthode NLTHA (non linear time history analysis) est la méthode la plus fiable pour générer des courbes de fragilité (Shinozuka et al., 2000). Cette méthode a été utilisée par de nombreux chercheurs (; Karim & Yamazaki 2003; Choi et al., 2004; Nielson & DesRoches, 2007a, 2007b; Padgett, 2007; Pan et al., 2010a ; Kwon & Elnashai 2010; Ramanathan et al., 2012 ; Tavares et al., 2012) pour générer des courbes de fragilité qui se sont avérées fournir une estimation fiable de la vulnérabilité sismique des ponts. Cette méthode permet de prendre en compte la non-linéarité géométrique et l'inélasticité du matériau pour prédire avec précision le comportement de déplacement important et la charge d'effondrement des ponts sous chargement dynamique. Bien que



l'application réelle des analyses puisse varier, toutes les applications suivent l'approche de base décrite dans la figure 3.4.



**Figure 3.4.** Représentation schématique de la procédure NLTHA utilisée pour développer des courbes de fragilité, Muntasir Billah (2015).

#### 3.3.4.4. Méthode dynamique incrémentale IDA

Afin de réduire la nécessité d'un grand nombre de mouvements du sol pour l'évaluation de la fragilité à l'aide de la NLTHA, les chercheurs ont eu l'idée d'utiliser l'IDA. L'IDA est un type spécial de NLTHA où les mouvements du sol sont mis à l'échelle de manière incrémentielle et une série d'analyses est effectuée à différents niveaux d'intensité. Les niveaux d'intensité sont sélectionnés pour couvrir toute la gamme de réponse structurelle, du comportement élastique à l'instabilité dynamique (ou jusqu'à ce qu'un état limite se produise). Cette technique a été développée par Luco et Cornell (1998) et a été décrite en détail dans Vamvatsikos et Cornell (2002) et Yun, Hamburger, Cornell et Foutch (2012). Plusieurs chercheurs (Mackie & Stojadinovic, 2005 ; Alam & Bhuiyan, 2012 ; Billah et al., 2013 ; Zhang & Huo, 2009) ont préféré cette technique à la NLTHA pour générer des courbes de fragilité. Cependant, cette mise à l'échelle incrémentielle d'un grand ensemble de mouvements du sol peut conduire à des cas où la demande de calcul est plusieurs fois supérieure à la NLTHA. Bien que cette méthode demande un effort de calcul important, aucune hypothèse préalable n'est requise en termes de

distribution probabiliste de la demande sismique pour la dérivation des fonctions de fragilité (Zhang & Huo, 2009).

### **3.3.5. Courbes de fragilité hybrides**

Différentes méthodes de génération de courbes de fragilité ont leurs avantages et leurs inconvénients. Afin de compenser les inconvénients d'autres méthodes telles que les données de dommages inadéquates des séismes réels, la subjectivité des données de jugement et les incertitudes et les lacunes de modélisation associées aux procédures analytiques, les chercheurs ont proposé l'idée de courbes de fragilité hybrides. L'approche hybride tente de réduire l'effort de calcul de la modélisation analytique et compense le biais subjectif de la méthode du jugement d'expert (Kappos et al. 2006). Bien que les courbes de fragilité hybrides offrent une autre option pour développer des courbes de fragilité fiables, elles souffrent de quelques inconvénients tels que l'extrapolation des données sur les dommages et la relation entre l'intensité du séisme et le niveau des dommages structurels.

## **3.4. Evaluation des courbes de fragilité Analytiques basée sur pushover**

Les principaux inconvénients de la dérivation basée sur l'analyse dynamique des fonctions de fragilité sont la charge de calcul impliquée et la quantité d'efforts à consacrer à la modélisation d'un comportement structurel hautement non linéaire. La combinaison de la complexité du modèle numérique, du nombre d'exécutions requis et du besoin d'un post-traitement des résultats élaboré peut s'ajouter à de telles demandes de ressources humaines et informatiques que les ingénieurs se trouvent fortement motivés à rechercher des alternatives plus simples et approximatives. L'alternative simplificatrice la plus notable, celle qui existe avec le PBEE sous diverses formes depuis ses premières années, consiste à recourir à un système inélastique équivalent à un seul degré de liberté (SDoF). L'un des points clés de cette approximation est l'affectation d'une loi force-déformation régissant la réponse du système SDof à une charge latérale monotone, généralement appelée courbe de squelette. La définition de cette courbe est généralement basée sur la réponse de la structure d'origine à plusieurs degrés de liberté (MDoF) à un profil de force latérale progressivement croissante, connue sous le nom de courbe de statique pushover (SPO). En raison de leur nature approximative, les méthodes basées sur pushover ont des limites qui ont été largement documentées et discutées (Krawinkler et Seneviratna 1998; Fragiadakis et al.2014).

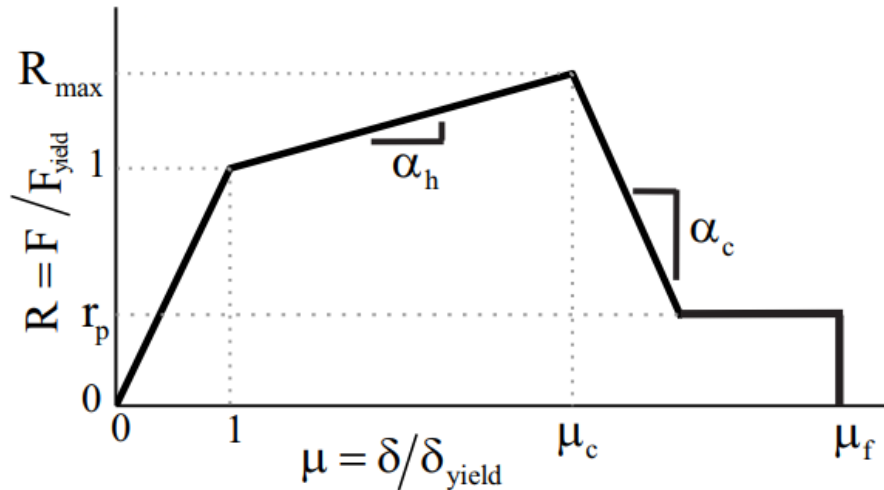
L'autre point clé qui est omniprésent parmi les procédures basées sur l'analyse statique non linéaire est le calcul de la demande sismique du système SDoF équivalent et l'estimation subséquente de la demande sismique de la structure MDoF originale (Fajfar 2000).

### 3.4.1. Analyse statique non linéaire

L'analyse statique non linéaire (Static Push-Over) trouve une application dans le contexte de l'ingénierie sismique dans le cadre de plusieurs procédures approximatives qui relient la réponse sismique inélastique des structures à celle d'un système SDoF équivalent. La popularité de ces méthodes peut être attribuée à leur simplicité inhérente et à leur adoption éventuelle par des documents normatifs et des lignes directrices sur la conception / l'évaluation des structures sismiques. Certains des exemples antérieurs de procédures basées sur Static Push-Over 'SPO' ont fait appel à des oscillateurs équivalents SDoF élastiques-parfaitement plastiques ou bilinéaires et se sont appuyés sur des équations prédictives de rapport de déplacement inélastique ou des relations  $R - \mu - T$  (rapport de résistance - ductilité - période) pour obtenir des estimations de leur réponse inélastique moyenne.

Plus récemment, la tendance s'est déplacée vers la prise en compte de la variabilité de la réponse sismique inélastique autour de sa valeur centrale et vers l'élargissement des limites de l'évaluation structurelle pour inclure l'effondrement global (Vamvatsikos et Cornell 2005). Cette dernière de ces tendances se traduit pratiquement par l'adoption de modèles numériques plus élaborés pour la structure et par conséquent de courbe de pushover qui tracent une réponse monotone au chargement latéral le long de la branche descendante de dégradation de la résistance et le long d'un éventuel plateau de résistance résiduelle. Ceci, à son tour, donne lieu au besoin de modèles analytiques qui prédisent la réponse des systèmes SDoF avec des courbes de squelette plus complexes, telles que le quadrilinéaire représenté sur la figure 3.6.

Dans ce format, la courbe quadrilinéaire (multilinéaire) peut être complètement défini par cinq paramètres représentés sur la figure 3.5: la pente d'écrouissage  $\alpha_h$  (rapport positif de la rigidité post-élasticité à la rigidité élastique), le point limite de ductilité  $\mu_c$  (point où la perte de résistance avec la déformation croissante commence), la pente post-coiffage  $\alpha_c$  (pente négative correspondant au rapport de la rigidité post-coiffage négative divisé par la rigidité élastique initiale), la hauteur du plateau de résistance résiduelle  $r_p$  (rapport de la résistance résiduelle divisée par la limite d'élasticité) et la ductilité de rupture  $\mu_f$  (point correspondant à une perte soudaine et complète de résistance), Baltzopoulos (2017).



**Figure 3.5** Courbe de squelette monotone quadrilinéaire en coordonnées (Résistance, ductilité), Baltzopoulos et al. (2017).

On rappelle que la ductilité est définie comme le rapport de la réponse du déplacement au déplacement élastique [ $\mu = \delta / \delta_y$ ] tandis que le rapport de résistance [ $R = Sa(T) / Sa(T)_y$ ] est défini comme le rapport de l'intensité de l'accélération spectrale à sa valeur causant le rendement, ou, de manière équivalente, le rapport du force sismique élastique sur le cisaillement de base d'élasticité du système (R est parfois rencontré dans la littérature sous le terme facteur de réduction de résistance).

### 3.4.2. Système équivalent à un seul degré de liberté

Le choix d'un système SDoF équivalent (single-degree of freedom) pour une structure donnée (figure 3.5) est au cœur de toutes les méthodes d'analyse basées sur pushover. Ce choix implique la définition de la masse de l'oscillateur SDoF ( $m^*$ ), limite d'élasticité ( $F_y^*$ ) déplacement d'élasticité ( $\delta_y^*$ ) et autant de paramètres du squelette adimensionnel (voir Figure 3.6).

En référence à la figure 3.5, nous supposons qu'un bâtiment générique à ossature de n étages est soumis à un profil de charge latérale

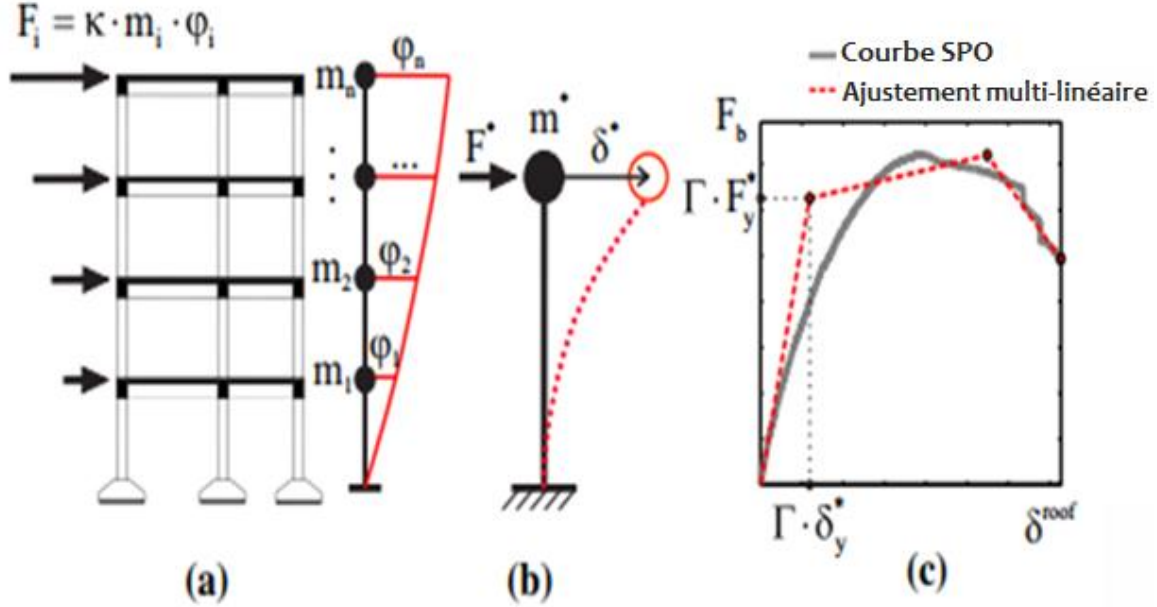
$$F_i = k \cdot m_i \cdot \varphi_i \quad 3.2$$

Où

$F_i$  : La force agissant sur le i-ème étage,

$m_i$  : représente la masse d'étage,

$\varphi_i$  : définit un profil de déplacement sans dimension, qui est supposé constant avec la valeur unitaire au niveau du toit ( $\varphi_i = 1$ ), et  $k$  est un facteur d'échelle avec des dimensions d'accélération.



**Figure 3.6** Système SDoF équivalent : (a) Analyse SPO de la structure, (b) Caractéristiques du système SDoF, (c) courbe du squelette monotone du système SDoF basé sur SPO, Baltzopoulos et al. (2017).

En augmentant progressivement le facteur d'échelle  $k$ , en enregistrant la réponse de déplacement de la structure en déformation au niveau du toit ( $\delta^{roof}$ ) et en traçant ce déplacement en fonction du cisaillement à la base [ $F_b = \sum_{i=1}^n F_i$ ], nous obtenons la courbe SPO (Figure 3.5.c). Cette courbe permet de déterminer le squelette monotone d'un système SDoF dont la masse ( $m^*$ ) est donnée en fonction des masses à l'étage de la structure et dont la force de réaction  $F^*$  et le déplacement  $\delta_y^*$  sont liés au cisaillement de la base de la structure et le déplacement du toit en divisant par le facteur de participation modal ( $\Gamma'$ ), (Fajfar 2000).

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_i \quad 3.3$$

$$F^* = F_b / \Gamma, \text{ et } \delta_y^* = \delta^{roof} / \Gamma \quad 3.4$$

$$\Gamma = m^* / \sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_i^2 \quad 3.5$$

La période de vibration du système SDoF équivalent  $T^*$ , est calculé comme :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \delta_y^*}{F_y^*}} \quad 3.6$$

Où,  $K^*$  définit la rigidité élastique du système équivalent à un seul DDL et est donné par :

$$k^* = \frac{F_y^*}{\delta_y^*} \quad 3.6$$

En ce qui concerne les méthodologies spécifiques pour obtenir cette approximation, la littérature offre une certaine variété mais peu de consensus. Des documents normatifs tels que FEMA-273 (BSSC 1997), l'Eurocode 8 (CEN 2004) et FEMA-356 (ASCE 2000) suggèrent des procédures pour obtenir des approximations élastiques parfaitement plastiques ou bilinéaires pour le squelette du SDoF équivalent sur la base de critères ad-ho tels que l'équilibrage de surface (CEN 2004).

### 3.4.3. Méthodologie d'établissement des courbes de fragilité sismiques

Baltzopoulos et al (2017) ont développé une méthode pour générer les courbes de fragilité analytiques basée sur l'analyse statique non linéaire à l'aide d'un outil codé en MATLAB (SPO2FRAG : Static Pushover to Fragility) orienté vers l'ingénierie sismique introduit pour la première fois par Iervolino et al. (2016a). Le SPO2FRAG évite le besoin de calculs exigeants des analyses dynamiques en simulant les résultats d'une analyse dynamique incrémentale via l'algorithme SPO2IDA (qui agit comme une équation prédictive des courbes IDA fractiles de systèmes SDOF avec des courbes de basculement multi-linéaires). Par la suite, les fonctions de fragilité peuvent être calculées pour plusieurs états limites, en utilisant l'approche analytique basée sur la mesure de l'intensité. Les seuils de dommage peuvent également être des variables aléatoires et l'incertitude dans l'estimation des paramètres de fragilité peut être explicitement prise en compte, (figure 3.8). Les principales étapes de cette méthode sont résumées comme suit :

Etape 1 : Analyse de pushover et formulation SDoF équivalente (multilinéaire);

Etape 2 : Une fois qu'un ajustement multilinéaire a été obtenu pour la courbe SPO et que les caractéristiques dynamiques nécessaires du système ont été fournies, le module [SPO vers IDA] est déterminé :

- Exécuter l'algorithme SPO vers IDA (SPOIDA)
- Transformations SDoF en MDoF (EDP, IM)

Des exemples d'EDP souvent utilisés pour les bâtiments sont le rapport maximal de dérive du toit (RDR) et le rapport maximal de dérive inter-étage sur tous les étages (IDR)

Etape 3 : Définition de l'état-limite (seuils et variabilité) ;

Étape 4 : Création de courbes de fragilité

3.4.4. Conversion SDOF en MDOF des courbes fractiles IDA

L'algorithme SPO2IDA peut fournir (une estimation) les courbes IDA fractiles à 16 %, 50 % et 84 % d'un système SDOF équivalent, en traitant une courbe principale linéaire par morceaux dérivée du SPO d'une structure donnée. Les SDOF IDAs viennent naturellement en termes de facteur de réduction de ductilité et donc, afin de relier ces courbes IDA au système MDOF d'origine, une série d'opérations de conversion est nécessaire (voir Fig. 3.7). Ces conversions impliquent le passage des coordonnées non dimensionnelles  $R - \mu$  au format accélération spectrale - dérive de toit, la possibilité d'ajouter la variabilité de réponse au point d'élasticité nominale que le système MDOF subit en raison de l'effet des modes plus élevés (mais est perdu sur son homologue SDOF, Vamvatsikos et Cornell (2005)) et éventuellement une conversion de dérive de toit en dérive inter-étages, car cette dernière est souvent mieux adaptée à la définition de seuils d'états limites.

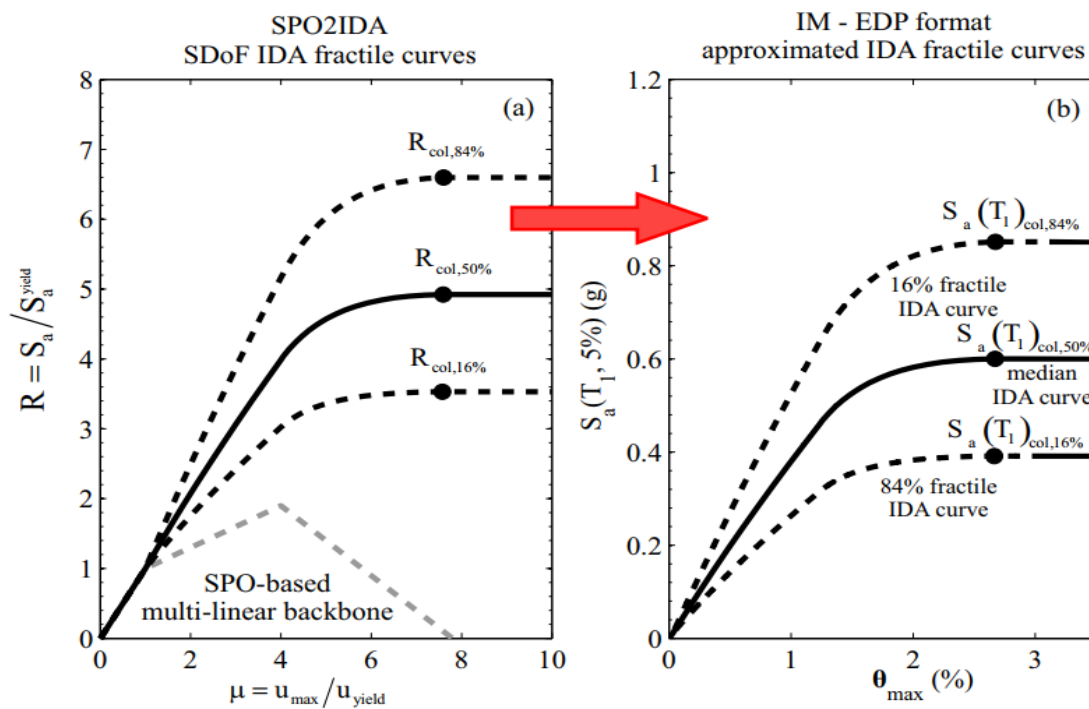
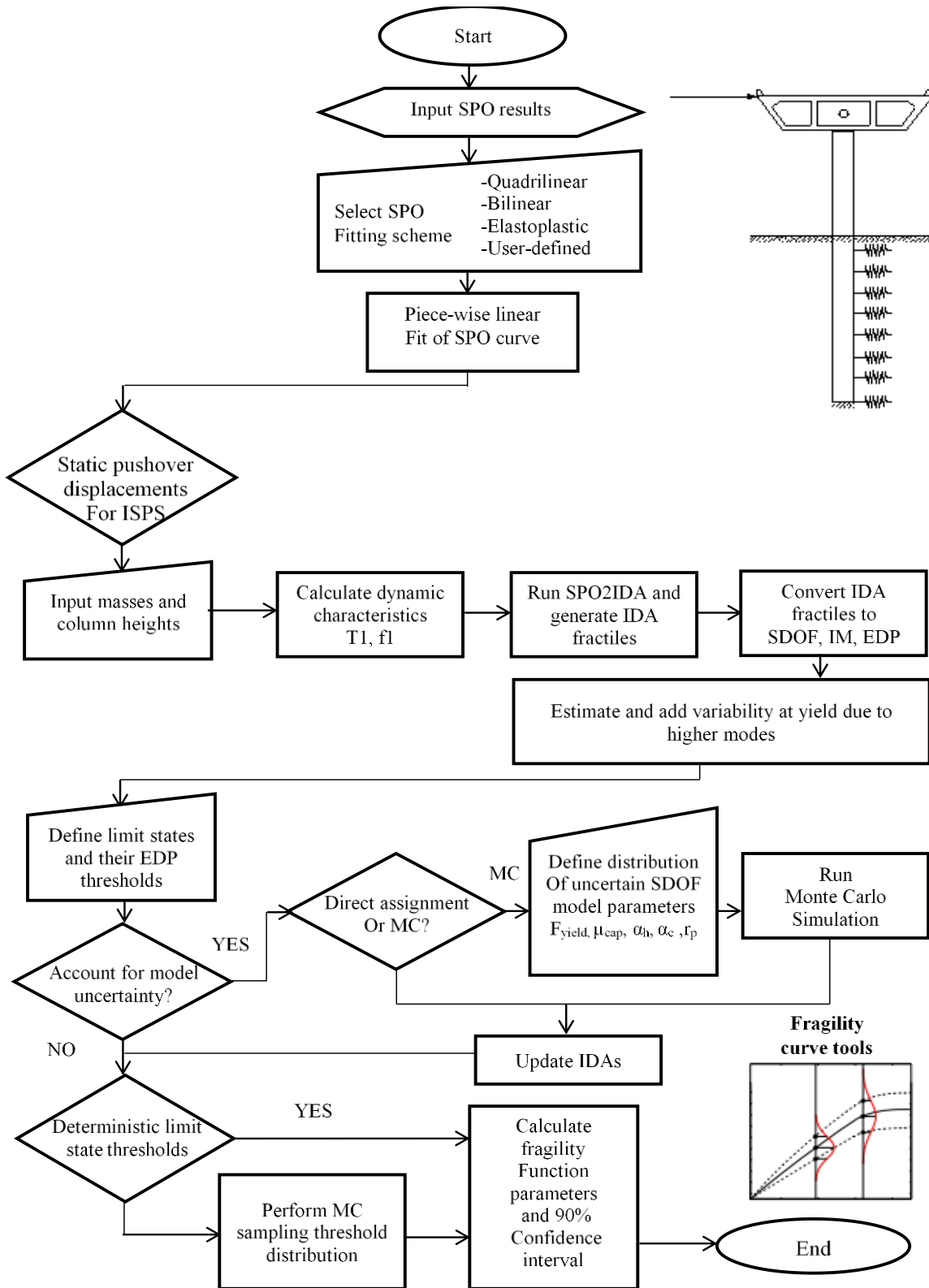


Figure 3.7 : (a) Exemple de courbes SDOF IDA prédites par SPO2IDA à 16 %, 50 % et 84 % en termes de  $R - \mu$ , (b) conversion en accélération spectrale de premier mode - rapport de dérive entre les étages, Baltzopoulos et al (2017).



**Figure 3.8** Organigramme SPO2FRAG, montrant schématiquement le regroupement des sous-modules nécessaires pour construire les courbes de fragilité sismiques. Baltzopoulos et al. (2017)



### 3.4.5. Paramètres de fonction fragilité analytique

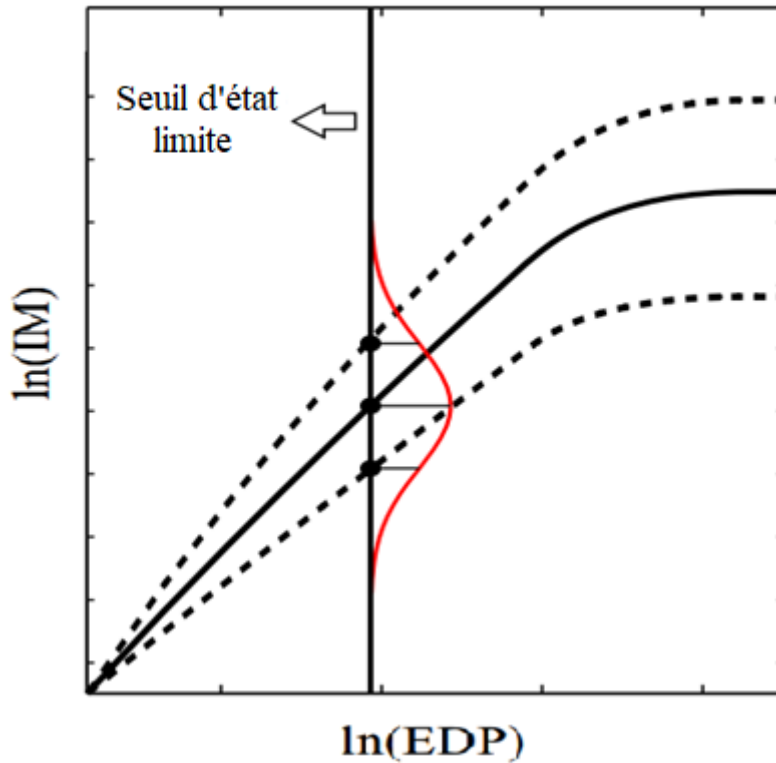
La dérivation analytique des fonctions de fragilité implique généralement l'adaptation d'un modèle de probabilité paramétrique aux résultats de l'analyse dynamique et le modèle choisi est très souvent log-normal. Une façon de définir la fonction de fragilité pour un état limite est de supposer qu'il existe une valeur seuil (maximum admissible) de certains EDP, ( $edpf$ ), dont le dépassement signale également une défaillance, c'est-à-dire un dépassement de l'état limite, selon l'Eq. (3.7).

$$P[f|IM = im] = P[EDP > edpf|IM = im] = P[IM_f^{LS} \leq im] \quad 3.7$$

Une autre façon de regarder cette définition de la fragilité, dans le cadre de l'IDA, peut être stipulée en considérant une variable aléatoire représentant le niveau de IM auquel mettre à l'échelle un enregistrement spécifique afin de faire échouer la structure (c'est-à-dire, provoquant l'événement  $EDP > edpf$ ), notée  $IM_f^{LS}$ . Dans ce cas, la fonction de fragilité peut s'écrire comme la probabilité que cette variable aléatoire soit égale ou inférieure au niveau d'intensité sismique pouvant survenir sur le site, selon l'Eq. (3.7) - voir aussi Jalayer et Cornell (2003). En supposant que  $IM_f^{LS}$  suit une distribution log-normale, la fonction de fragilité sera complètement définie en estimant les deux paramètres de la gaussienne sous-jacente, c'est-à-dire la moyenne des ( $\log \eta$ ) et l'écart type logarithmique ( $\beta$ ). Ces paramètres peuvent être estimés à l'aide de l'échantillon de  $IM_{fi}^{LS}$ , les valeurs indiquées sur la figure 3.9 comme l'intersection des courbes IDA individuelles et de la ligne verticale ( $EDP = edpf$ ). En conséquence, il est possible d'écrire la fonction de fragilité via la fonction gaussienne standard  $\Phi(\cdot)$ :

$$P[IM_f^{LS} \leq im] = \Phi \left[ \frac{\ln(im) - \eta}{\beta} \right] \quad 3.8$$

Cette approche, exprimée par les équations. (3.7; 3.8), est connue sous le nom de dérivation basée sur la IM de la fonction de fragilité. Comme le montre la figure 3.9, l'approche basée sur la IM est particulièrement pratique lorsque l'effondrement global devient l'état limite d'intérêt : toute ligne verticale coupant toutes les lignes plates des enregistrements fournira la distribution empirique de l'intensité d'effondrement à laquelle un modèle tel que le lognormal apparaissant dans l'Eq. (3.8) peuvent être montés.



**Figure 3.9 :** Ajustement des modèles gaussiens aux fractiles IDA transformés selon la procédure basée sur l'IM, Baltzopoulos et al. (2017).

Les paramètres de fragilité peuvent être estimés comme suit :

$$\begin{cases} \eta = \ln IM_{C,LS}^{50\%} \\ \beta = \ln [ IM_{C,LS}^{50\%} / IM_{C,LS}^{16\%} ], & \text{Ou bien} \\ \beta = \frac{1}{2} \ln [ IM_{C,LS}^{84\%} / IM_{C,LS}^{16\%} ] \end{cases} \quad (3.9)$$

L'utilisation Eq. (3.10) pour deux raisons. Si l'on sélectionne, parmi les profils de force latérale SPO alternatifs, celui qui conduit à la première défaillance de la structure (comme recommandé par Vamvatsikos et Cornell 2005), le squelette basé sur SPO correspondra à ce mécanisme d'effondrement unique. D'autre part, l'IDA de la structure MDoF révélera une variété de mécanismes d'effondrement pour différents enregistrements - voir par exemple Haselton et al. (2011). Reconnaisant que les courbes IDA correspondant aux mécanismes d'effondrement les plus favorables devraient avoir plus d'influence sur la forme du fractile d'intensité de rupture de 84%, il faut également s'attendre à ce que les plus défavorables (par exemple, les mécanismes de stockage souple) dominant de manière similaire le fractile à 16%. Par conséquent, on conclut que le choix du profil de charge latérale SPO le plus défavorable pourrait conduire à une

meilleure approximation des courbes fractiles inférieures (50 et 16%) par SPO2IDA que par 84%. La deuxième raison est que Eq. (3.10) peut être considérée comme compatible avec une stratégie d'analyse IDA tronquée (par exemple, Baker 2015), dans laquelle un analyste choisit d'exécuter IDA mais ne met à l'échelle les enregistrements que jusqu'à un certain niveau de IM (par exemple, jusqu'à ce que 50% des enregistrements induisent un effondrement). Ce schéma IDA tronqué peut être dicté par le désir d'éviter tout biais d'échelle qui pourrait se cacher au-dessus de la limite IM considérée (voir par exemple Kwong et al.2015).

$$\begin{cases} \eta = \ln (Sa_{f,50\%}^{LS}) \\ \beta = \ln (Sa_{f,50\%}^{LS} / Sa_{f,16\%}^{LS}) \end{cases} \quad (3.10)$$

Les termes  $Sa_{f,x\%}^{LS}$  représentent le fractile x% de l'intensité structurelle provoquant le dépassement de chaque état limite LS, tel que défini lors de l'introduction de l'Eq. (3.7) et la fragilité basée sur la IM.

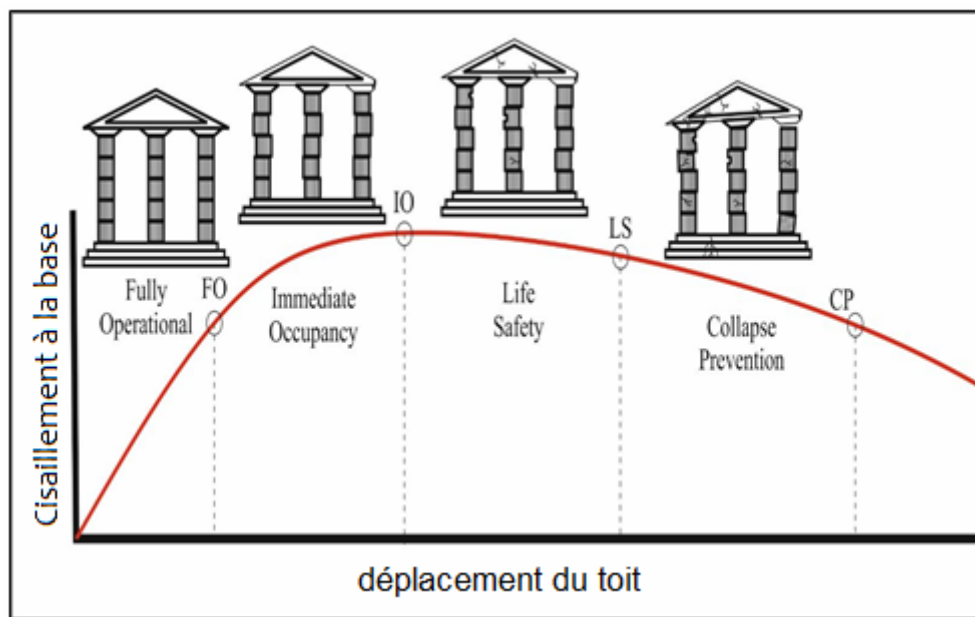
Pour tous les états limites auxquels des seuils de dépassement déterministes ont été attribués, l'estimation des paramètres de la fonction de fragilité log-normale  $\{\eta, \beta\}$  procède comme décrit en Eq (3.10). Dans les cas où certains états limites se sont vus attribuer des seuils de dépassement avec une densité de probabilité lognormale associée, la fonction de fragilité est estimée en évaluant numériquement, via Monte Carlo, l'intégrale résultant de l'application du théorème de probabilité totale :

$$P[IM_f^{LS} \leq im] = \int_{EDP_f} \Phi \left[ \frac{\ln(im) - \eta_{edp_f}}{\beta_{edp_f}} \right] \cdot f_{EDP_f}(edp_f) \cdot d(edp_f) \quad 3.11$$

Dans Eq. (3.11),  $f_{EDP_f}(edp_f)$  est la fonction de densité de probabilité de  $EDP_f$  et  $\eta_{edp_f}, \beta_{edp_f}$  est la moyenne logarithmique et l'écart type de  $IM_f^{LS}$  conditionnel au seuil à l'état limite en supposant chaque valeur spécifique  $EDP = edp_f$ . Un résultat remarquable de la théorie normale applicable dans ce cas est que, lorsque  $f_{EDP_f}(edp_f)$  est une densité log-normale, alors  $P[IM_f^{LS} \leq im]$ , comme donné par Eq. (3.11), suit également le modèle log-normal.

### 3.5. Etats limites de performance

Le niveau de performance structurelle d'une structure doit être sélectionné parmi quatre niveaux de performance structurelle distincts (figure 3.10). Les quatre états limites sont étiquetés entièrement opérationnels (Fully Operational, FO), occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO), sécurité des personnes (Life Safety, LS) et prévention de l'effondrement (Collapse Prevention, CP), Selon SEAOC (1995) et (FEMA-356 (2000) :



**Figure 3.10.** Seuils des états limites à l'aide de la courbe SPO, Baltzopoulos et al. (2017).

- **Entièrement opérationnel (Fully Operational, FO)**

A ce stade, aucun dommage important n'a été causé aux composants structurels et non structurels. Le bâtiment est adapté pour une occupation et une utilisation normale.

- **Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO)**

A ce niveau, aucun dommage significatif n'est survenu à la structure, qui conserve la quasi-totalité de sa résistance et de sa rigidité d'avant le séisme. Les composants non structurels sont sécurisés et la plupart fonctionneraient.

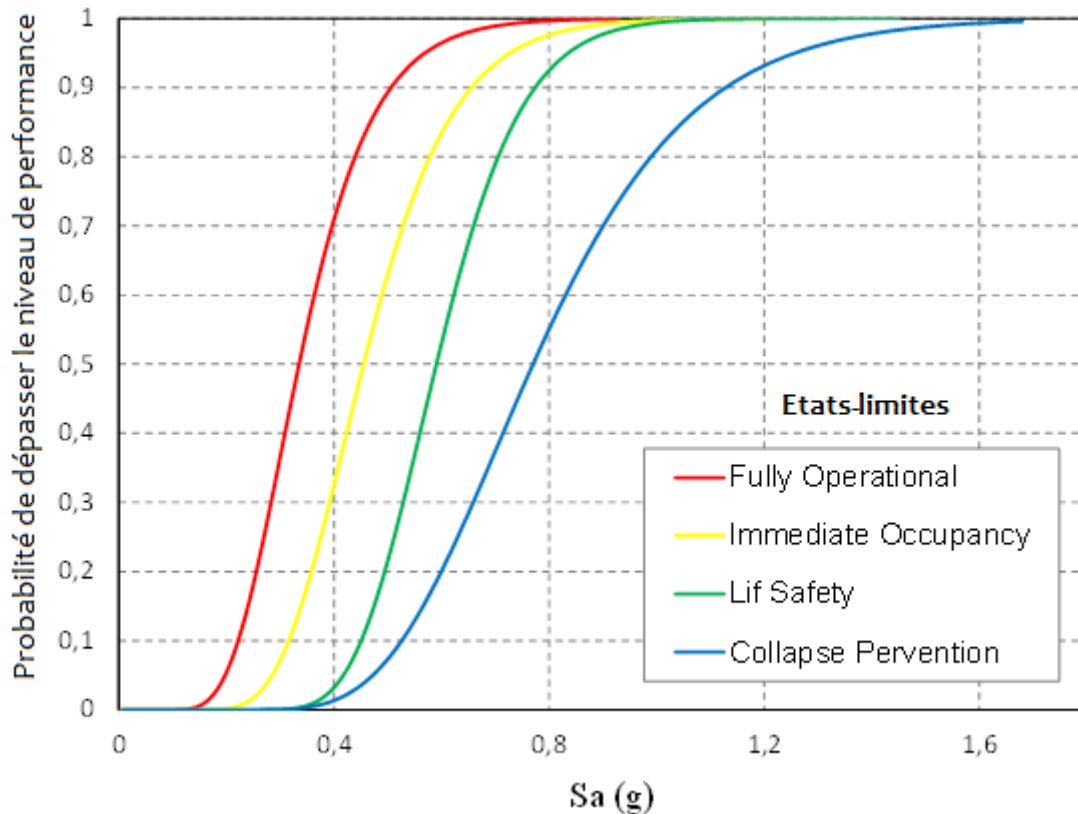
- **Sécurité de la vie (Life Safety, LS)**

A ce stade, les dommages importants aux éléments structurels, avec une réduction substantielle de la rigidité, cependant, une marge reste contre l'effondrement. Les éléments non structurels

sont sécurisés mais peuvent ne pas fonctionner. L'occupation peut être empêchée jusqu'à ce que la réparation puisse être instituée.

- **Prévention de l'effondrement (Collapse Prevention, CP)**

A ce stade, les dommages structurels et non structurels substantiels. Résistance et rigidité structurelles sensiblement dégradées. Peu de marge contre l'effondrement. Certains risques de chute de débris peuvent s'être produits.



**Figure 3.11.** Exemple de courbes de fragilité sismique pour les différents états limites SPOFRAG, Baltzopoulos et al. (2017)

### 3.6. Conclusion

Il existe différentes méthodes pour développer des courbes de fragilité sismique. Ils sont sélectionnés en fonction des objectifs attendus de l'évaluation et d'autre part en fonction des données et des moyens disponibles. L'estimation analytique de la fragilité structurelle sismique peut être obtenue par diverses méthodes faisant appel à une analyse dynamique non, cependant cette approche peut entraîner une charge de calcul importante, ce qui constitue son principal inconvénient. Afin de contourner de telles méthodes d'évaluation structurelle sismique

exigeantes en calcul, tout en conservant certains de leurs avantages, les ingénieurs se tournent souvent vers des méthodes approximatives, telles que les procédures statiques non linéaires. Dans ce chapitre, nous avons présenté une méthodologie simplifiée pour le développement des courbes de fragilité analytiques basée sur l'analyse statique non linéaire, qui permettent d'estimer la demande sismique de la structure en faisant appel à un système équivalent unique oscillateur de degré de liberté (SDOF).

## Chapitre 4 : Modélisation de l'interaction sol pieu

### 4.1. Introduction

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans le comportement de la structure sous chargement statique ou dynamique. Il influence le comportement du sol, ainsi que la réponse du pieu sous chargement. L'analyse non linéaire statique ou dynamique nécessite une modélisation détaillée des régions de la structure où des déformations inélastiques devraient se développer. Le modèle numérique doit intégrer le comportement de la superstructure, de la fondation et du système de sol pour obtenir des résultats fiables, le modèle numérique idéalisé doit représenter correctement la géométrie réelle, les conditions aux limites et les propriétés non linéaires de tous les principaux composants du système globale.

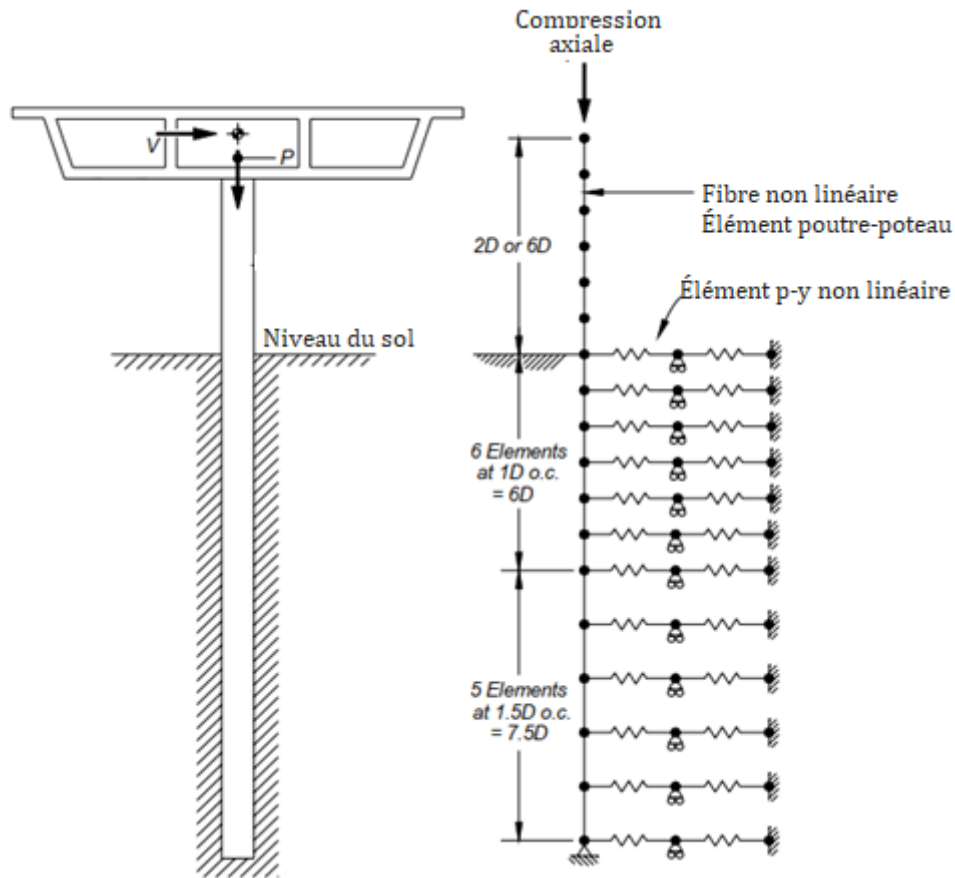
Ce chapitre traite les différentes méthodes de formulation des éléments finis utilisés pour la modélisation bidimensionnelle d'un pieu unique en béton armé dans l'analyse non linéaire. Elles sont principalement divisées en deux catégories, l'inélasticité distribuée et la plasticité concentrée. En outre diverses méthodes ont été développées pour la modélisation des sols entourant un pieu dans la méthode d'analyse 'BNWF'. Parmi ces méthodes de modélisation du sol, dont deux sont brièvement passées en revue ici.

### 4.2. Modèle du pieu

#### 4.2.1. Discrétisation en élément fini

Dans le modèle sol-pieu, le pieu est modélisé à l'aide d'une série d'éléments poutres-poteaux (frame) linéaires ou non linéaires, et le sol est modélisé à l'aide d'une série de ressorts linéaires ou non linéaires et de points d'ancrage fixés à chaque nœud sur la longueur du pieu. Le niveau de raffinement du modèle dépend de la précision requise et des ressources de calcul disponibles. Alors que les modèles EF raffinés pourraient convenir à l'étude détaillée de petites parties de la structure, telles que les joints poutre-poteau, les modèles poutre-poteau sont actuellement les meilleures solutions économiques pour l'analyse sismique non linéaire des structures. En d'autres termes, les modèles EF sont le meilleur compromis entre simplicité et précision, car ils représentent la classe de modèles la plus simple qui parviennent néanmoins à fournir un aperçu

raisonnable à la fois de la réponse sismique des éléments et de la structure dans son ensemble. Pinho (2007).



**Figure 4.1** Schéma général du modèle d'éléments finis (EF) utilisé pour les analyses BNWF en utilisant l'élément poutre-poteau et l'élément p-y non linéaire. Hutchinson et al (2004)

El-Sharnouby et Novak (1985) ont constaté qu'une bonne précision dans la réponse statique et à basse fréquence des pieux pouvait être obtenue en utilisant 12 éléments dans pieu dont la longueur augmente avec la profondeur, les éléments supérieurs représentant  $\frac{1}{4}$  de la longueur moyenne de l'élément. El-Naggar et Novak (1996) ont également constaté que l'utilisation de 20 éléments dans pieu dont la longueur augmente avec la profondeur donne des résultats précis pour l'analyse dynamique. Ces résultats peuvent cependant ne pas être applicables pour des pieux longs ou pour des profils de sol composés de couches de propriétés de sol différentes.

Le nombre d'éléments de pieu à utiliser pour obtenir des résultats précis dépend non seulement de la longueur du pieu, mais aussi de la nature stratifiée des dépôts de sol. Il est bon de noter que dans le cas où le profil de sol se compose de couches de propriétés de sol très distinctes, un grand nombre d'éléments de pieu doit être utilisé pour modéliser avec précision la discontinuité



entre les couches. L'étude de sensibilité est menée ici pour déterminer le nombre d'éléments de pieu à utiliser de manière efficace et précise.

#### **4.2.2. Représentation de l'inélasticité des éléments en BA**

Le comportement inélastique étant prévu dans la plupart des structures soumises à des charges sismiques peu fréquentes, l'utilisation d'analyses non linéaires est essentielle pour capturer le comportement des structures sous effets sismiques. En raison de sa simplicité, la profession d'ingénieur en structure utilise la procédure statique non linéaire (NSP) ou l'analyse pushover (chapitre 3), décrite dans FEMA-356 (2000) et ATC-40 (1996). Il est largement admis que, lorsque l'analyse pushover est utilisée avec prudence, il fournit des informations utiles qui ne peuvent pas être obtenus par statique linéaire ou procédures d'analyse dynamique. Dans la pratique, le plus souvent, les propriétés par défaut fournies dans les documents FEMA-356 (2000) et ATC-40 (1996) sont préférées, pour des raisons de commodité et de simplicité. Ces propriétés par défaut peuvent être implémentées dans des programmes d'analyse statique et dynamique linéaires et non linéaires bien connus tels que DRAIN-2DX, Prakash et al (1994), DRAIN-3DX, Prakash et al (1993) et SAP2000 (CSI, 2008). Certains programmes (par exemple SAP2000) ont déjà implémenté ces propriétés non linéaires par défaut. L'utilisation de cette implémentation est très courante parmi les professionnels et les chercheurs en génie des structures.

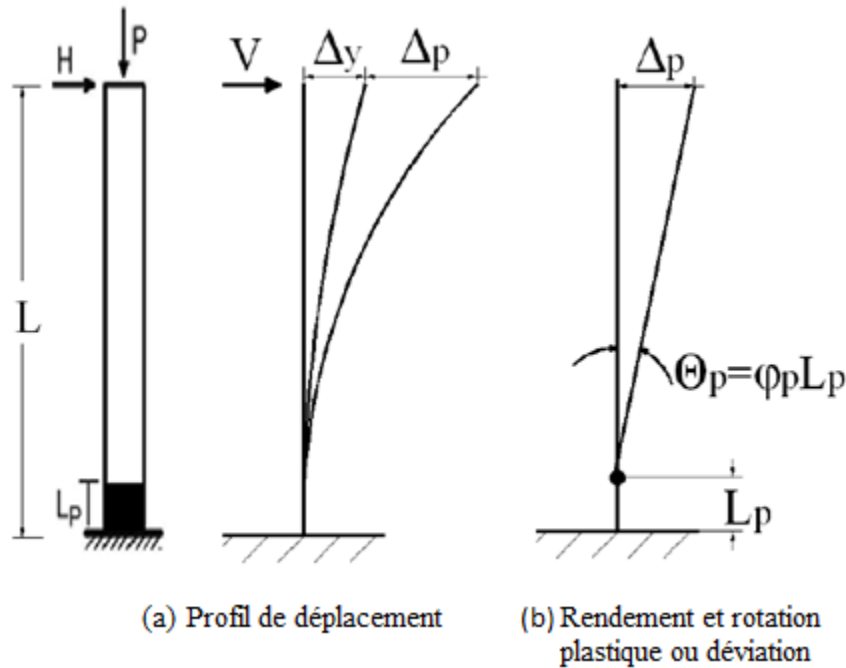
Deux philosophies de modélisation différentes sont couramment utilisées dans la reproduction analytique de la réponse inélastique des structures soumises à l'action sismique ; les approches de modélisation « plasticité concentrée » et « inélasticité distribuée ».

##### **4.2.2.1. Modélisation avec plasticité concentrée "rotules plastiques"**

Le modèle numérique doit prendre en compte le comportement non linéaire de la structure / des éléments. Un tel modèle nécessite la détermination des propriétés non linéaires de chaque composant de la structure qui sont quantifiées par les capacités de résistance et de déformation. L'idéalisation de plasticité localisée d'un poteau en béton armé (Figure 4.2) est une approche couramment utilisée dans les modèles d'estimation de la capacité de déformation.

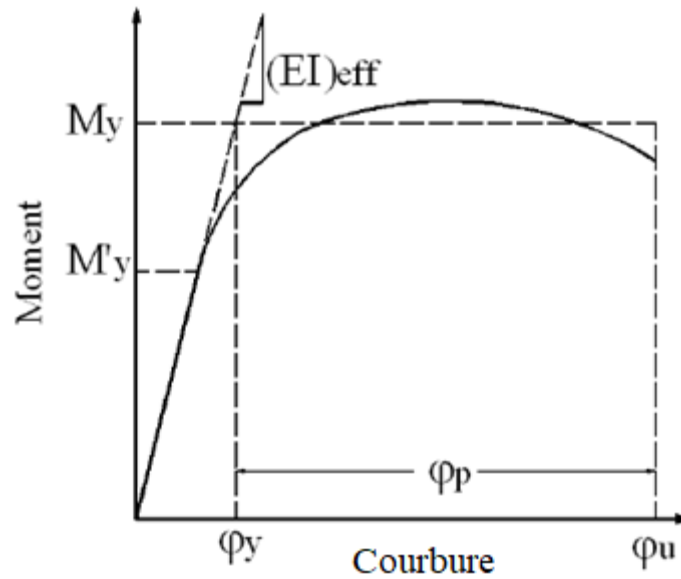
Des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques appelées moments-zones de plastification pour une direction définie de la force horizontale, qui s'accumulent jusqu'à ce qu'un mécanisme soit atteint (la ruine). Les non-linéarités se concentrent au niveau des points de la création des charnières plastiques. Dans le cas général, la longueur de chaque rotule 'Lp'

dépend de la ductilité mise en jeu et donc du niveau de chargement. La plasticité concentrée présente un certain nombre d'avantages, dont le plus important est sa facilité, car il minimise les besoins de stockage, réduit les coûts de fonctionnement de l'ordinateur et améliore la stabilité numérique des calculs.



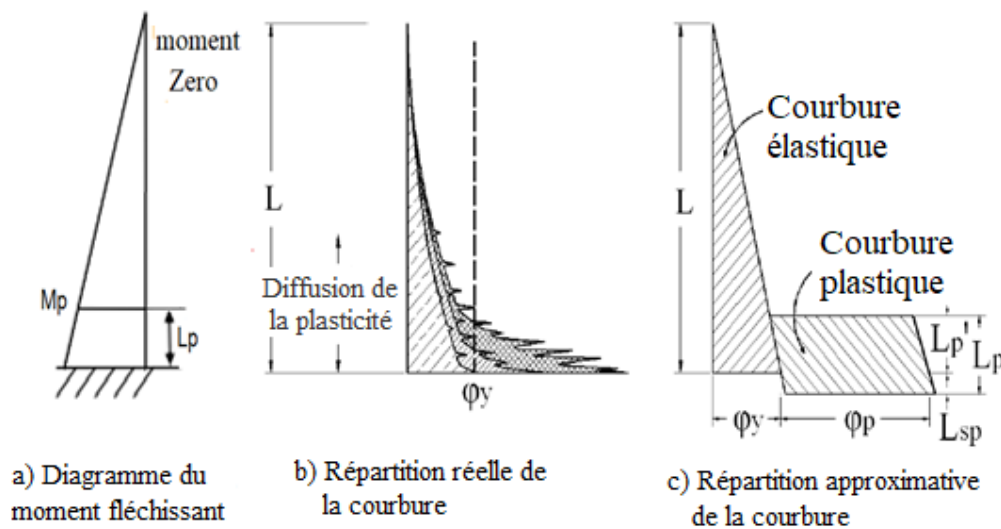
**Figure 4.2.** Plasticité localisée d'un poteau en béton armé, Pokhrel et Bandelt (2019)

Les éléments en béton armé présentent un comportement moment-courbure non linéaire ( $M-\phi$ ) lorsque les exigences de flexion dépassent la limite d'élasticité du béton ou de l'acier d'armature en traction ou en compression. Le plus grand intérêt dans le contexte d'un pieu chargé latéralement est la réduction de la rigidité qui se produit lorsque le béton se fissure en tension, car les exigences de flexion lors de charges extrêmes devraient généralement dépasser le moment de fissuration. Comme illustré à la figure 4.3, la partie initiale de la courbe  $M-\phi$  correspond au comportement linéaire-élastique du matériau sur toute la section. Étant donné que la pente d'une courbe  $M-\phi$  est la rigidité en flexion de la section, la pente de la région élastique correspond à  $E_p I_p$  élastique calculé en utilisant le moment d'inertie brut de la section. La limite supérieure de la zone élastique est définie par la fissuration du béton en traction, qui est typiquement le premier comportement non linéaire du matériau.



**Figure 4.3.** Réponse Moment-Courbure, Aviram et al. (2008)

La capacité de déformation ultime d'un composant dépend de la courbure ultime et de la longueur de la charnière en plastique (figure 4.4). L'utilisation de critères différents pour la courbure ultime et différentes longueurs de charnière en plastique peut entraîner des capacités de déformation différentes. Plusieurs longueurs de charnières en plastique ont été proposées dans la littérature (tableau 4.1).



**Figure 4.4** Capacité de déformation locale de poteau en BA, Pokhrel et Bandelt (2019)

Bien qu'il n'y ait pas de différences significatives dans la modélisation des structures en acier, l'utilisation de lignes directrices nécessite une attention particulière pour les structures en béton armé (RC). Comme mentionné ci-dessus, la capacité de déformation des composants en béton armé dépend des hypothèses de modélisation. Les directives FEMA-356 et ATC-40 sont

préparées sur la base de certaines hypothèses liées à la construction typique en béton armé. Alors que ces documents fournissent les propriétés des rotules plastiques pour plusieurs gammes de détails, le programme SAP2000 par exemple peu implémenter des valeurs moyennes.

**Tableau 4.1** Différentes longueurs de rotules plastique dans la littérature

Park et Paulay (1975)	0.5H
Paulay et Priestley (1992)	$0.08L + 0.022 d_{bl} f_{ye} \geq 0.3 d_{bl} f_{ye}$
Priestley et al (1996)	$0.08L + 0.022 d_{bl} f_{ye} \geq 0.044 d_{bl} f_{ye}$
Panagiotakos and Fardis (2001)	$0.18L + 0.021 a_{s1} \cdot f_y \cdot d_b$
Bae et Bayrak (2008)	$L \left( 0.3 \frac{P}{P_0} + 3 \frac{A_s}{A_g} - 0.1 \right) + 0.25h + L_{SP} \geq 0.25h$ Où $P_0 = 0.85f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$
Berry et al. (2008)	$0.0375L + 0.12 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}$
Ning et Li (2016)	$\left( 0.042 + 0.072 \frac{P}{P_0} \right) L + 0.298H + 6.407d_b$

Où

L : la hauteur du poteau en porte-à-faux,

$f_{ye}$  : la limite élastique de l'armature longitudinale,

$d_{bl}$  : la section de l'armature longitudinale,

$A_s$  : représente la section d'acier,

$A_g$  : la surface transversale brute,

$f'_c$  : la résistance à la compression du béton,

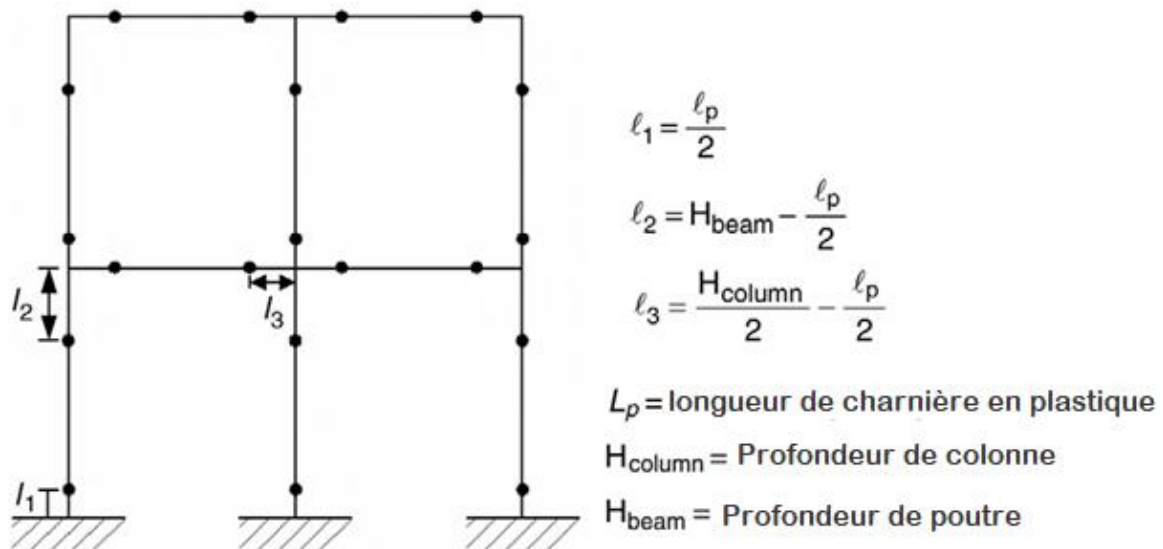
$a_{s1}$  : Coefficient de nuance d'acier ;

$$a_{s1} = \begin{cases} 0,8 & \text{pour les aciers avec } \left( \frac{f_t}{f_s} \right) < 1.15 \\ 1 & \text{pour les aciers avec } \left( \frac{f_t}{f_s} \right) \geq 1.15 \end{cases} \quad 4.1$$

Il existe plusieurs paramètres qui influent sur la longueur de la rotule plastique, avec une importance différente. Ces paramètres comprennent la résistance des matériaux, tels que la résistance à la compression du béton, la limite élastique de l'acier, la charge axiale, la quantité d'armature longitudinale. (Bae et Bayrak, 2008) aborde la majorité de ces paramètres, d'autres

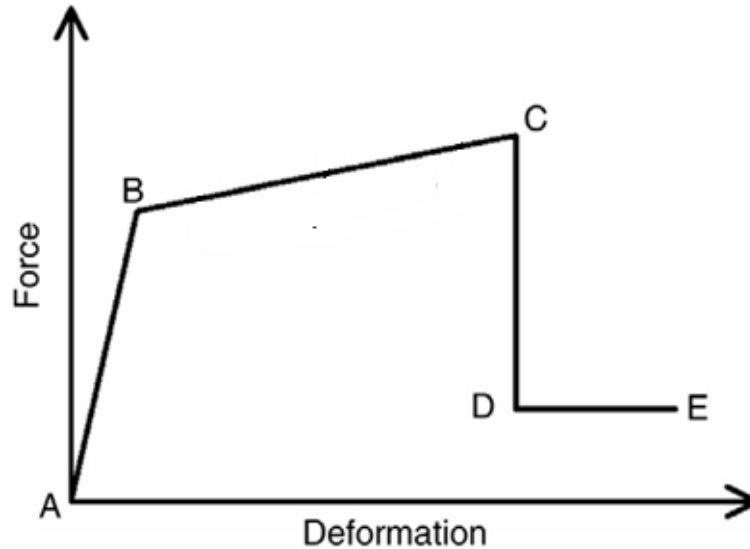
chercheurs comme Berry et al. (2008) ont déterminé que le gradient du moment et l'acier ont un effet remarquable sur la rotule plastique, alors que les paramètres tels que la charge axiale et le rapport des dimensions sont relativement insignifiants. La sensibilité de ces paramètres, ainsi que la complexité du modèle au détriment de la simplicité restent un sujet de discussion.

Pour effectuer une analyse statique non linéaire, les éléments (poutre/poteau) d'un modèle bidimensionnel sont modélisés comme des éléments de cadre 'frame' non linéaires avec une plasticité localisée en définissant des charnières en plastique aux deux extrémités des poutres et des colonnes. Les charnières sont situées comme indiqué sur la figure 4.5.



**Figure 4.5.** Emplacements des charnières sur les colonnes et les poutres, Goud & Kumar (2014)

SAP2000 met en œuvre les propriétés de charnière en plastique décrites dans FEMA-356 (ou ATC-40). Comme le montre la figure 4.6, cinq points étiquetés A, B, C, D et E définissent le comportement force-déformation d'une charnière en plastique. Les valeurs attribuées à chacun de ces points varient en fonction du type d'élément, des propriétés du matériau, de la teneur en acier longitudinale et transversale et du niveau de charge axiale sur l'élément.



**Figure 4.6.** Relation force-déformation d'une charnière en plastique typique, (FEMA 356, 2000)

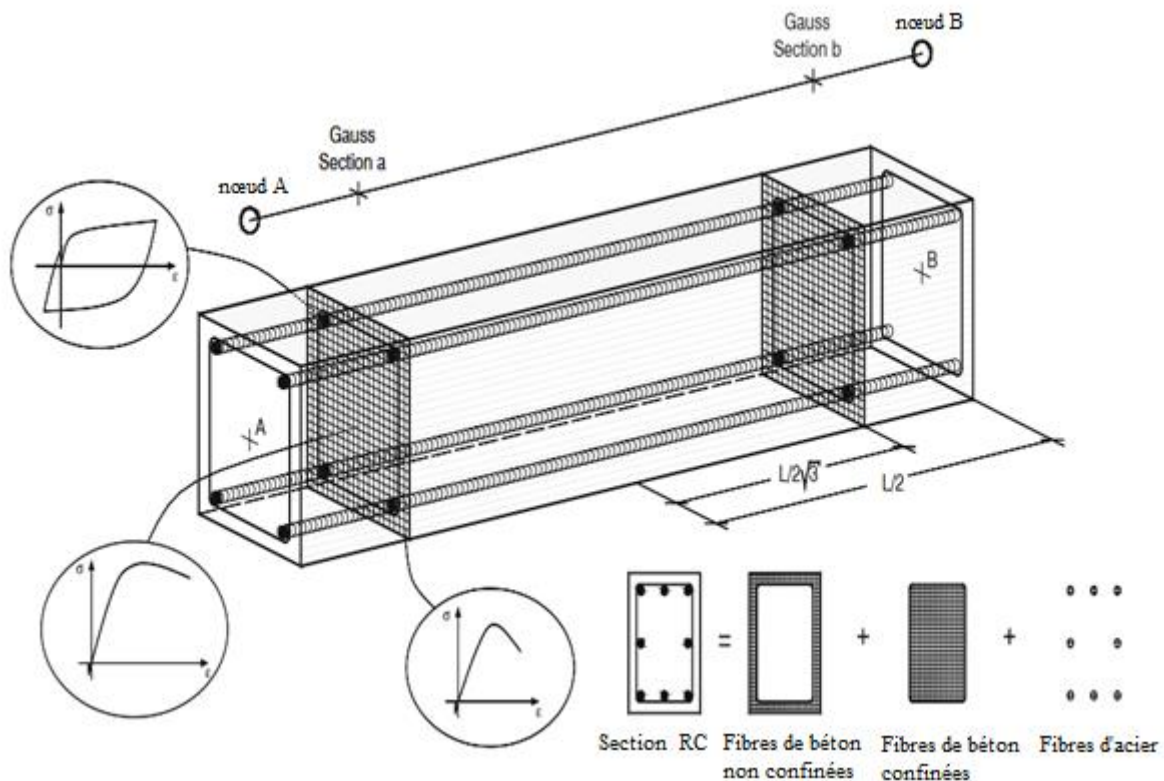
SAP2000 fournit des propriétés de charnière par défaut et recommande les charnières PMM pour les colonnes et les charnières M3 pour les poutres. Une fois la structure modélisée avec les propriétés de section, le contenu en acier et les charges sur celle-ci, les charnières par défaut sont affectées aux éléments (PMM pour les poteaux et M3 pour les poutres). Il n'y a pas de calcul extensif pour chaque membre.

#### 4.2.2.2. Modélisation avec plasticité distribuée

Dans les modèles de plasticité distribuée, le membre entier est modélisé comme un élément non linéaire. La source d'une telle inélasticité est définie au niveau de la section, à travers la création d'un modèle de fibre pour la section. Une section de fibre consiste en la subdivision de la zone en 'n' zones plus petites, chacune d'elles se voit attribuer une relation contrainte-déformation du matériau, c'est-à-dire l'acier d'armature et le béton, confinés et non confinés (Figure 4.7). La non-linéarité globale de la trame est obtenue par intégration de la contribution apportée par chaque section de contrôle.

La figure 4.7 présente la section transversale de l'élément, subdivisée en un certain nombre de fibres, et son comportement est caractérisé par la surveillance des sections transversales le long de l'élément. La distribution réelle des contraintes sur la section transversale est calculée en utilisant la relation contrainte-déformation correspondante pour le matériau du pieu. La relation constitutive pour l'acier est utilisée dans le modèle en tenant compte de la non-linéarité du matériau et de l'écrouissage isotrope. Le modèle de fibre représente la perte de rigidité résultant

par la fissuration du béton, la plastification de l'acier d'armature due à la flexion et à l'écroutissage.



L'un des principaux avantages des modèles de plasticité distribuée est l'inexistence d'une longueur prédéterminée où l'inélasticité peut se produire, contrairement à ce que l'on vient de voir pour les modèles de plasticité concentrée. Cela est dû au fait que toutes les sections peuvent avoir des excursions dans le domaine de réponse non linéaire. Cette approche est une approximation plus proche de la réalité, d'autre part, elle nécessite également plus de capacité de calcul ; c'est-à-dire plus de temps d'analyse, ainsi que de mémoire et d'espace disque.

### 4.3. Modèle de sol

Parmi les méthodes développées pour la modélisation des sols entourant un pieu l'approche de poutre sur une fondation Winkler non linéaire (BNWF), La principale raison de sa popularité est que l'approche est très simple et nécessite moins d'efforts de calcul. L'approche dynamique du BNWF a été étendue et sa capacité à prédire la réponse de la superstructure -Sol-Pieu a été discutée par plusieurs chercheurs tels que El Naggar & Novak (1996), Badoni & Makris (1996), Wang et al. (1998), Taciroglu et al. (2006), Boulanger et al. (1999), Gerolymos et Gazetas

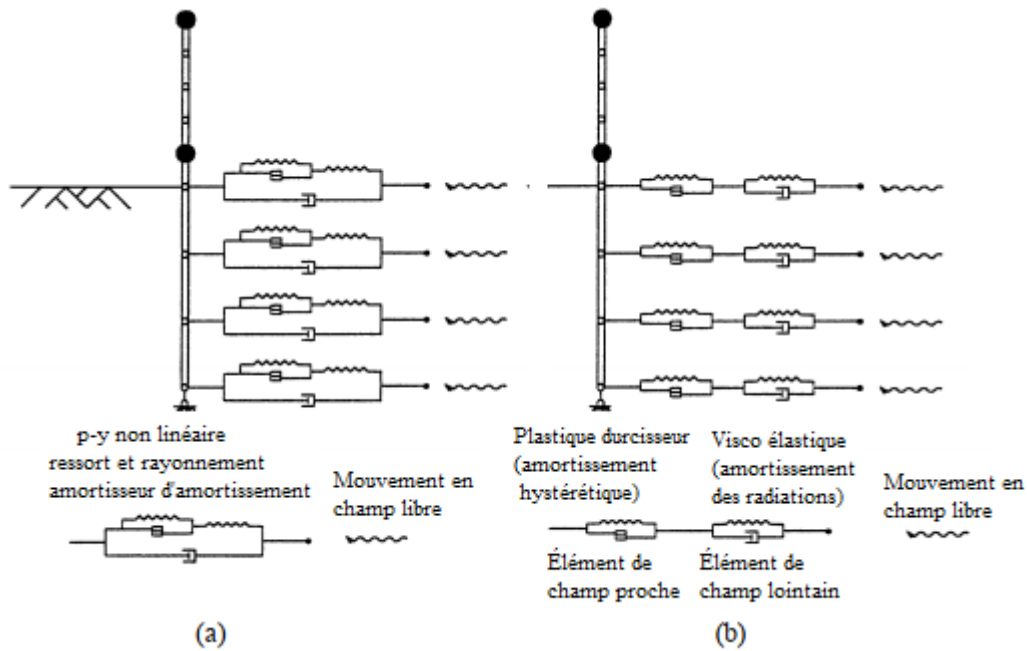
(2005) et Allotey & El Naggar (2008). Parmi ces méthodes de modélisation du sol, dont deux sont brièvement passées en revue ici, (En série et parallèle).

Matlock, Foo et Bryant (1978) ont utilisé le modèle de Winkler pour développer un programme informatique dynamique à colonne de faisceaux, à savoir l'analyse sismique des pieux avec mouvement de soutien, pour l'analyse de la réponse sismique d'un seul pieu. Dans ce programme, une série de ressorts et dashpots linéaires ou non linéaires discrets est utilisée pour modéliser le pieu et ses sols environnants. Kagawa et Kraft (1980a, 1980b) ont encore étendu cette méthode d'analyse en incluant un amortisseur visqueux en parallèle avec un modèle de sol hystérétique pour simuler les effets de l'amortissement des radiations (figure 4.8 (a)). Les composantes hystérétiques et visqueuses de l'amortissement étant parallèles, cette méthode de modélisation de l'amortissement du rayonnement est appelée méthode de modélisation du sol « d'amortissement parallèle du rayonnement ». Cette méthode a été employée dans les travaux récents de Badoni et Makris (1996).

Novak et Sheta (1980) ont proposé une méthode différente de modélisation du sol dans laquelle le sol autour de la pile est divisé en deux zones différentes : une zone de champ proche où une forte non-linéarité du sol est attendue, et une zone de champ lointain où le comportement du sol est élastique principalement linéaire. La réaction du sol en champ proche qui est modélisée par un ressort linéaire ou non linéaire est placée en série avec la réaction du sol en champ lointain qui est modélisée par un ensemble d'un ressort linéaire et d'un dashpot. Étant donné que l'amortisseur visqueux utilisé pour tenir compte des effets d'amortissement du rayonnement est placé en série avec le modèle de sol hystérétique comme le montre la figure 4.8 (b), cette méthode est appelée méthode de modélisation du sol « d'amortissement du rayonnement en série ». Une telle méthode a été adoptée par Nogami et Konagai (1987, 1988) et plus récemment par ElNaggar et Novak (1996).

La capacité de ces deux méthodes de modélisation du sol à prédire la réponse sismique d'un seul pieu a été étudiée par Wang et al. (1998). L'étude comparative a montré que la capacité de la méthode de modélisation du sol « d'amortissement du rayonnement en série » à prédire la réponse du pieu sismique est supérieure à celle de la méthode de modélisation du sol « d'amortissement du rayonnement parallèle ».



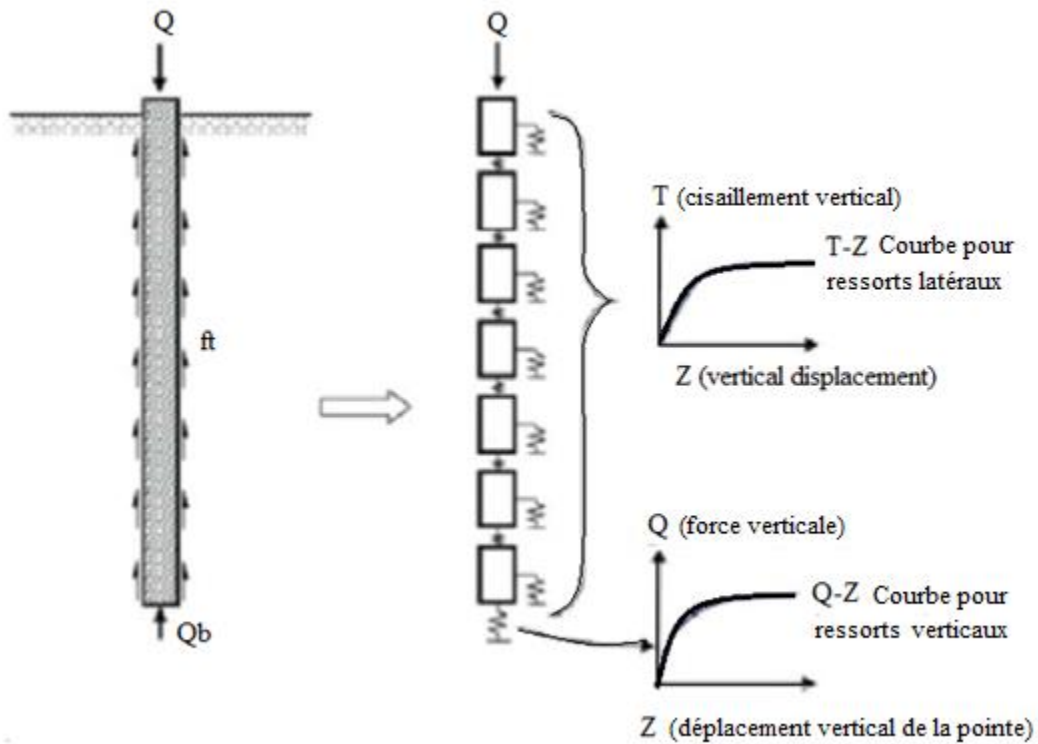


**Figure 4.8.** Méthodes de modélisation du sol pour les pieux simples, Wang et al. (1998).

Le sol entourant le pieu est divisé en plusieurs couches. Dans chaque couche subdivisée, le sol est en outre divisé en deux caractéristiques de résistance du sol ; résistance verticale et horizontale du sol. L'hypothèse de composants résistants non couplés du sol permet l'utilisation de l'hypothèse de Winkler selon laquelle chaque couche de sol subdivisée peut être représentée par une série de sources indépendantes et discrètes dans la direction verticale et latérale.

### 4.3.1. Réactions verticales du sol

Pour modéliser le comportement non linéaire des réactions du sol dans la direction verticale, les caractéristiques de transfert de charge axiale (courbes t-z et q-z) sont utilisées. Les courbes t-z font référence à la relation entre la résistance au frottement latéral du sol le long du côté d'un pieu et sa déflexion du pieu. Les courbes q-z font référence à la relation entre la résistance en appui du sol à l'extrémité du pieu et sa déformation (figure 4.9).



**Figure 4.9.** Schématisation d'un pieu isolé selon la méthode des courbes de transfert  
(Frank et Zhao, 1982)

Le concept d'utilisation des caractéristiques de transfert de charge pour prédire le mouvement axial du sol d'un pieu sous des charges verticales a été lancé par Seed et Reese (1957) et étendu par Coyle et Reese (1966). Ce concept fournit un moyen efficace de simuler le comportement non linéaire et la nature de stratification du dépôt de sol. Néanmoins, la précision de cette méthode de transfert de charge dépend du développement de caractéristiques de transfert de charge réalistes du sol et le succès dans le développement de caractéristiques de déplacement de charge réalistes dépend de la précision dans la détermination des paramètres suivants :

- Capacité de frottements latérale ultime sur toute la longueur du pieu
- Capacité portante ultime à l'extrémité du pieu
- Caractéristique de déplacement du sol lors du transfert de charge (forme des courbes de transfert de charge)

Des procédures empiriques et théoriques sont disponibles pour générer les courbes de transfert de charge. Les procédures empiriques basées sur des données d'essais sur le terrain pour des sols à la fois cohésifs et sans cohésion ont été proposées par plusieurs chercheurs tels que Vijayvergiya (1969), Coyle et Reese (1966), Mosher (1984), Lam & Martin (1986),

Aschenbrener (1984) Reese & O'Neill (1988, 1989) et Heydinger (1989). De plus, la formulation théorique des courbes de transfert de charge suggérée par Randolph et Wroth (1979) et modifiée par Kraft et al. (1981) a été largement utilisée par les chercheurs.

Les relations de transfert de charge adoptées pour le frottement latéral et la résistance du sol des paliers d'extrémité sont données ci-dessous.

Pour les frottements latéraux,

$$f = f_{max} \left( 2\sqrt{\frac{z}{z_{cf}} - \frac{z}{z_{cf}}} \right) \quad 4.2$$

Où

$f$  : frottement unitaire mobilisé le long d'un segment de pieu au déplacement,  $z$ ,

$f_{max}$  : frottement maximum unitaire,

$z_{cf}$  : déplacement critique du segment de pieu auquel  $f_{max}$  est entièrement mobilisé.

Une valeur  $z_{cf}$  de 5 mm (0,2 in) est recommandée pour tous les types de sol.

Pour palier d'extrémité,

$$q = \left( \frac{z}{z_{cq}} \right)^{1/3} q_{max} \quad 4.3$$

Où

$q$  : résistance de pointe mobilisée à toute valeur de  $z < z_{cq}$

$q_{max}$  : résistance maximale de la pointe,

$z_{cq}$  : déplacement critique correspondant à  $q_{max}$ . Une valeur  $z_{cq}$  de 0,05 du diamètre du pieu est recommandée pour tous les types de sol.

Des méthodes ont été proposées pour prédire les capacités ultimes de frottement latéral et de sol porteur à utiliser dans la formation des courbes  $t-z$  et  $q-z$ . Ils peuvent être regroupés comme suit :

1. Méthodes empiriques basées sur la corrélation de la résistance au cisaillement du sol et des données d'essai de charge sur pieux.
2. Méthode d'essai in situ basée sur des données de mesure sur le terrain (par exemple, test de pénétration de cône (CPT) et de pénétration standard (SPT)).
3. Application directe des données d'essai de charge de pieux statiques spécifiques au site.

### 4.3.2. Réactions latérales du sol

Semblable à la modélisation des réactions du sol verticale, les caractéristiques de transfert de charge non linéaires, appelées courbes p-y, sont utilisées pour modéliser les réactions du sol dans la direction latérale. Cependant, dans le modèle de sol latéral, les réactions du sol de chaque côté du pieu sont parfois modélisées séparément pour tenir compte de la discontinuité pieu-sol qui peut se produire pour certains types de sol spécifiques (par exemple, l'argile fissurée rigide). Ces conditions de discontinuité se produisent généralement à l'interface sol-pieu près de la surface lorsque la direction de la charge change. Au-dessous du niveau auquel l'écart disparaît, les réactions latérales du sol peuvent être modélisées en utilisant un seul ensemble du modèle de sol en champ proche et en champ lointain attaché à un côté du pieu. Dans le cas où la discontinuité pieu-sol n'est pas prévue, les éléments d'espacement (GAP) ne sont pas nécessaires et un seul ensemble de modèles de sol latéraux à chaque nœud de pieu est nécessaire.

La technique de gestion du comportement non linéaire du sol en direction latérale à l'aide du ressort non linéaire (courbes p-y) a été proposée pour la première fois par McClelland et Focht (1956). Cette technique a été initialement adoptée par l'American Petroleum Institute (API) pour prédire la réponse statique et cyclique des fondations sur pieux en mer aux charges dues aux vagues et aux tremblements de terre. En raison de sa simplicité, l'approche d'analyse avec des courbes p-y est devenue largement acceptée pour être utilisée pour d'autres types de structures et d'applications de chargement. Il existe de nombreux modèles de courbes p-y qui dépendent du type de sol (chapitre 2). Des exemples de courbes p-y sont pour l'argile molle (Matlock 1970), l'argile rigide sans ou avec eau (Reese, 1975), le sable (API), le sable (Reese, 1974), le sable liquéfiable (Rollins et al., 2005a), la roche faible (Reese, 1997), roche solide (Reese, 1997), sols c-φ cimentés (Reese, 1988), limon de loess (Johnson, et al., 2006). Le modèle de Reese (1974) pour les sables est utilisé pour modéliser le sol dans cette thèse.

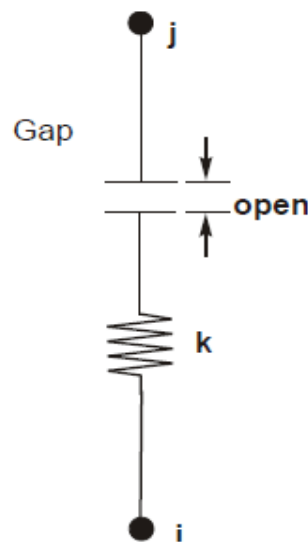
### 4.3.3. Diverses formes de ressort disponibles dans la bibliothèque du logiciel SAP2000

Nous pouvons modéliser l'interaction sol-structure avec différents éléments dans le programme SAP2000, et chaque élément peut représenter le comportement du sol dans le domaine élastique, le domaine plastique, ou les deux, avec ou sans écrouissage. Ils sont : L'élément Gap, l'élément Wen aux qualités plastiques et l'élément multilinéaire à plasticité cinématique.

▪ **Elément GAP**

Pour développer un aperçu de la modélisation des conditions de discontinuité pieu-sol. Les éléments d'espacement (GAP) sont utilisés des deux côtés d'un pieu. L'élément est attaché au pieu dans une direction et sa résistance est activée si la déformation dépasse une caractéristique d'espace spécifiée. L'élément sera détaché au fur et à mesure que le pieu s'éloignera. La résistance de l'élément est à nouveau activée uniquement lorsque la pile revient au point où elle était précédemment sortie. Le montant de la résistance réduite due à l'effet d'espacement est contrôlé par les utilisateurs du programme en spécifiant combien de sous-éléments sont des éléments d'espacement.

La figure 4.10 montre comment spécifier des propriétés indépendantes (juste en compression) pour chaque degré de liberté déformable pour l'élément GAP. Les déformations internes sont toutes autonomes.



**Figure 4.10.** Elément de GAP pour une déformation un axiale, SAP2000 (2002).

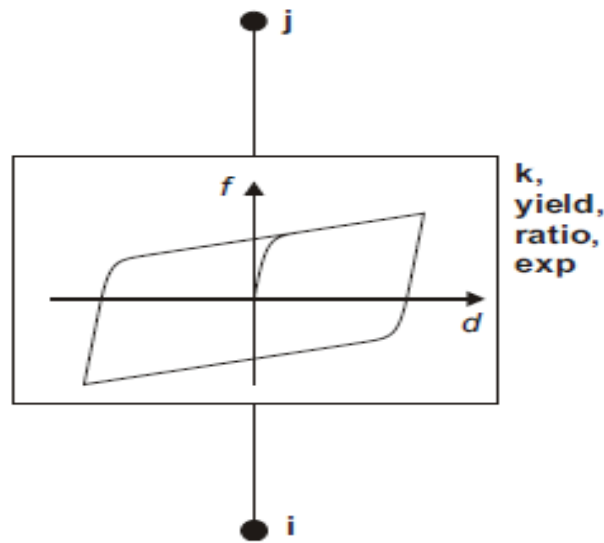
Le comportement des autres déformations n'est pas affecté par l'ouverture ou la fermeture de l'élément GAP pour une déformation donnée. Si des propriétés non linéaires ne sont pas données pour un degré de liberté, le degré de liberté est supposé linéaire avec une rigidité effective possible de zéro. La relation force-déformation non linéaire est définie comme suit :

$$f = \begin{cases} k(d + \text{open}) & \text{si } (d + \text{open}) < 0 \\ 0 & \text{autrement} \end{cases} \quad 4.4$$

Où  $k$  est la constante du ressort et  $open$  est l'ouverture initiale du GAP, qui doit être positive ou nulle.

▪ **Élément de Wen**

Les courbes charge-déformation non linéaires des réactions du sol les directions verticale et latérale doivent être ajustées pour se conformer aux modèles non linéaires disponibles fournis dans le programme SAP2000. Le modèle de plasticité de Wen est basé sur le comportement hystérétique suggéré par Wen (1976). La figure 4.11 illustre cela.



**Figure.4.11.** Modèle de Wen pour une déformation uni axiale, SAP2000 (2002).

La caractéristique de charge-déformation proposée est définie de manière exponentielle. La relation de déformation de charge est :

$$f = (\text{ratio}.k) d + (1 - \text{ratio}) \text{yield} z \quad 4.5$$

Où

$d$  : déformation,

$k$  = constante élastique de ressort

$\text{ratio}$  : le rapport spécifié entre la rigidité après la limite élastique et la rigidité élastique ( $k$ )

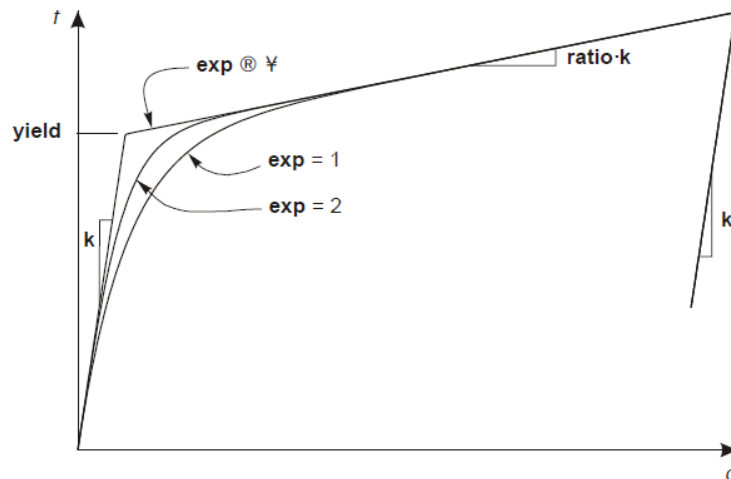
$\text{yield}$  : la force d'élasticité,

$z$  : variable hystérétique interne définie ci-dessous

La valeur de  $z$  commence à zéro et change selon l'équation différentielle :

$$\dot{z} = \frac{k}{\text{yield}} \begin{cases} d(1 - |z|^{\text{exp}}) & \text{si } d \cdot z > 0 \\ d & \text{si } d \cdot z \leq 0 \end{cases} \quad 4.6$$

Où 'exp' est un exposant positif supérieur ou égal à l'unité. Comme illustré à la figure 4.12, des valeurs plus élevées de l'exposant 'exp' augmentent la netteté de la sortie. 'exp' a une limite pratique d'environ 20. Avec  $A = 1$  et  $\beta = 0,5$ , l'équation  $z$  est identique au modèle de Wen.

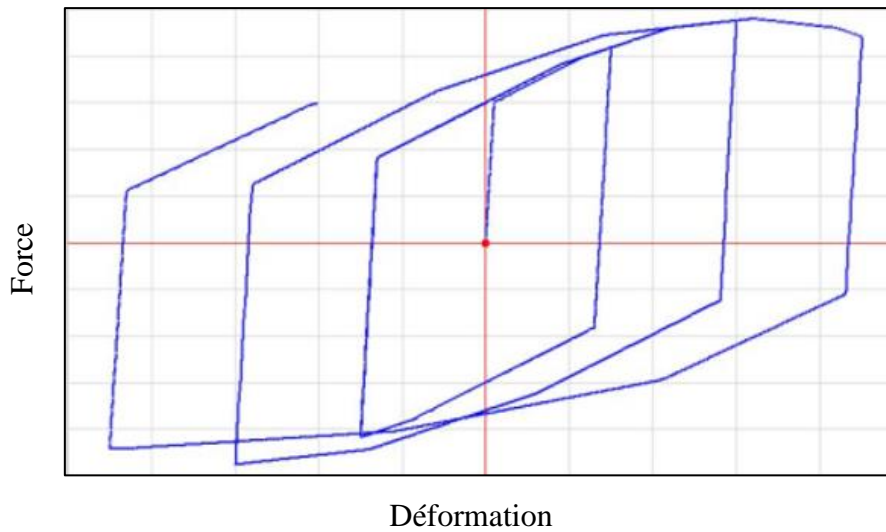


**Figure 4.12.** Modèle charge-déformation non linéaire pour la déformation uniaxiale de l'élément de WEN, SAP2000 (2002).

#### ▪ Élément Multilinéaire avec cinématique plastique

La figure 4.13 montre comment les caractéristiques plastiques cinématiques multilinéaires doivent être fournies pour chaque degré de liberté de déformation. Une courbe multilinéaire doit être spécifiée par une série de points pour représenter la relation force-déformation non linéaire. Avec les limitations suivantes, la courbe peut prendre pratiquement n'importe quelle forme :

- L'origine doit être un point (0,0)
- Il doit y avoir au moins un point de déformation positive et un point de déformation négative.
- Les déformations des points fournis doivent augmenter de façon monotone, sans que deux valeurs soient identiques.
- A un endroit donné, les efforts (moments) doivent avoir le même signe que la déformation (ils peuvent être nuls)



**Figure 4.13** Exemple de comportement de l'élément Multi linéaire avec cinématique plastique, SAP2000 (2002)

La courbe donnée définit le rapport force déformation sous chargement monotone. Les pentes initiales des deux côtés de l'origine sont élastiques, mais les segments restants décrivent une déformation plastique. Si la formation s'inverse, elle suivra d'abord les deux segments élastiques avant de commencer à se déformer en sens inverse, SAP2000 (2002).

#### 4.4. Conclusion

En raison des progrès rapides de l'informatique, les analyses numériques sont devenues une approche puissante dans la conception technique et la recherche en mécanique des sols et en génie géotechnique. Afin de prévoir de manière numérique la réponse inélastique complète de système sol-pieu, le modèle utilisé doit être capable de représenter correctement les différentes non-linéarités présentes. Ce chapitre fournit à l'ingénieur de conception une compréhension claire des concepts de base de la modélisation de l'interaction du sol- pieu pour un pieu unique dans le domaine non linéaire et conforme aux fonctionnalités de modélisation disponibles dans le programme SAP2000.



## **Chapitre 5 : Etude paramétriques de l'effet ISPS à l'aide des courbes de fragilité sismique**

### **5.1.Introduction**

La performance fiable des structures ou des systèmes sol-structure nécessite une estimation précise des dommages lors de forts mouvements du sol (Yi et al. 2013 ; Palanci et Senel 2019; Zampieri et al. 2016; Yazdani et Yazdannejad 2019 ; Li et al. 2009 ; Yue et al. 2019 ;). L'un des principaux objectifs de la conception sismique basée sur les performances est de contrôler la vulnérabilité structurelle lorsqu'elle est soumise à des excitations sismiques. Pendant des années, la déformation non linéaire maximale a été considérée comme le paramètre principal pour quantifier le niveau d'endommagement des structures, Homaei (2021). Avec l'avancement de l'ingénierie sismique basée sur les performances, les critères de conception ont orienté vers les courbes de fragilité comme moyen de décrire les performances et estimer les dommages.

L'analyse numérique développée et décrite dans cette thèse avec différentes sources non linéaires est réalisée à l'aide du programme informatique SAP2000, le logiciel permet l'utilisation d'élément à plasticité condensée (appelée charnière plastique). L'analyse non linéaire de cette étude utilise le modèle de charnière en plastique concentré avec une option de charnière en fibre dans SAP2000. La structure et le pieu sont subdivisés en un nombre suffisant d'éléments poutre-colonne 2D, tandis que le sol est remplacé par des ensembles de ressorts non linéaires placés le long du pieu. Cependant, et après avoir utilisé le même modèle géométrique utilisé par Gasmi et al (2018); Sekhri et al (2020), pour étudier l'effet de la charge axiale, le diamètre du pieu, la longueur du pieu et la section des armatures sur la réponse latérale de système fixe et ISPS. Les résultats obtenus par les auteurs précédents et la présente étude sont en bon accord de points de vue quantitatif. De points de vue pratique, cela ne garantit pas les utilisateurs de les utiliser en toute sécurité donc nous avons jugé utile de consacrer le présent travail sur l'évaluation des courbes de fragilité sismique du système sol-pieu-pont et les performances de l'interaction (ISPS) avec différents paramètres, étaient implantés dans différents types de sable. En fin les résultats obtenus ont conduit à la proposition d'une équation basée sur la résistance latérale et la ductilité du système ISPS et qui rend l'intégration de l'interaction sol pieu structure dans les études des ingénieurs plus facile et plus pratique.

## 5.2. Modèle numérique et paramètres

### 5.2.1. Paramètres d'analyse et géométrie

#### 5.2.1.1. Paramètres

Pour prédire l'effet de ISPS, les propriétés sélectionnées : à savoir le rapport de la charge axiale, le rapport de la section des armatures longitudinales, de la longueur et la section transversale du pieu, type de sable (tableau 5.1 et 5.2) sont des caractéristiques très importantes pour démontrer le niveau de performance du système sol-pieu-structure et d'évaluer le niveau de dommage à l'aide des courbes de fragilité pour aider les ingénieurs à prendre les bonnes décisions de conception.

**Tableau 5.1.** Données de l'étude paramétriques

Paramètres	Rapports de force axiale $F / f'_c A_g$	Diamètre du pieu	Section d'acier $A_s$	Longueur du pieu
Valeurs	0.1~0.3	0.5 m, 0.7 m, 1 m, 1.2 m	22 $\phi$ 20, 18 $\phi$ 25 22 $\phi$ 25, 26 $\phi$ 25	5 m, 8 m, 11 m

#### 5.2.1.2. Géométrie

Un pont en béton armé a été étudié dans cette thèse comme le montre la figure 5.1. Se compose d'une pile unique de 3m de hauteur supportée par un pieu en béton armé de diamètre de 0,5 m implantée dans des sols sableux. Pour modéliser le sol, en utilisant un modèle de ressorts de sol p-y non linéaire à différentes profondeurs, comme le montre la Figure 5.2. Les données utilisées dans cette étude sont présentées dans les tableaux 5.1 et 5.2.

**Tableau 5.2.** Propriétés des sols sableux (look 2007)

Propriétés	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Angle de frottement	Rigidité initiale $K_{py}$ MN/m <sup>3</sup>	
Sable	Lache	17	30°	6.8
	Moyen	17,5	35°	24.4
	Dense	18	40°	61

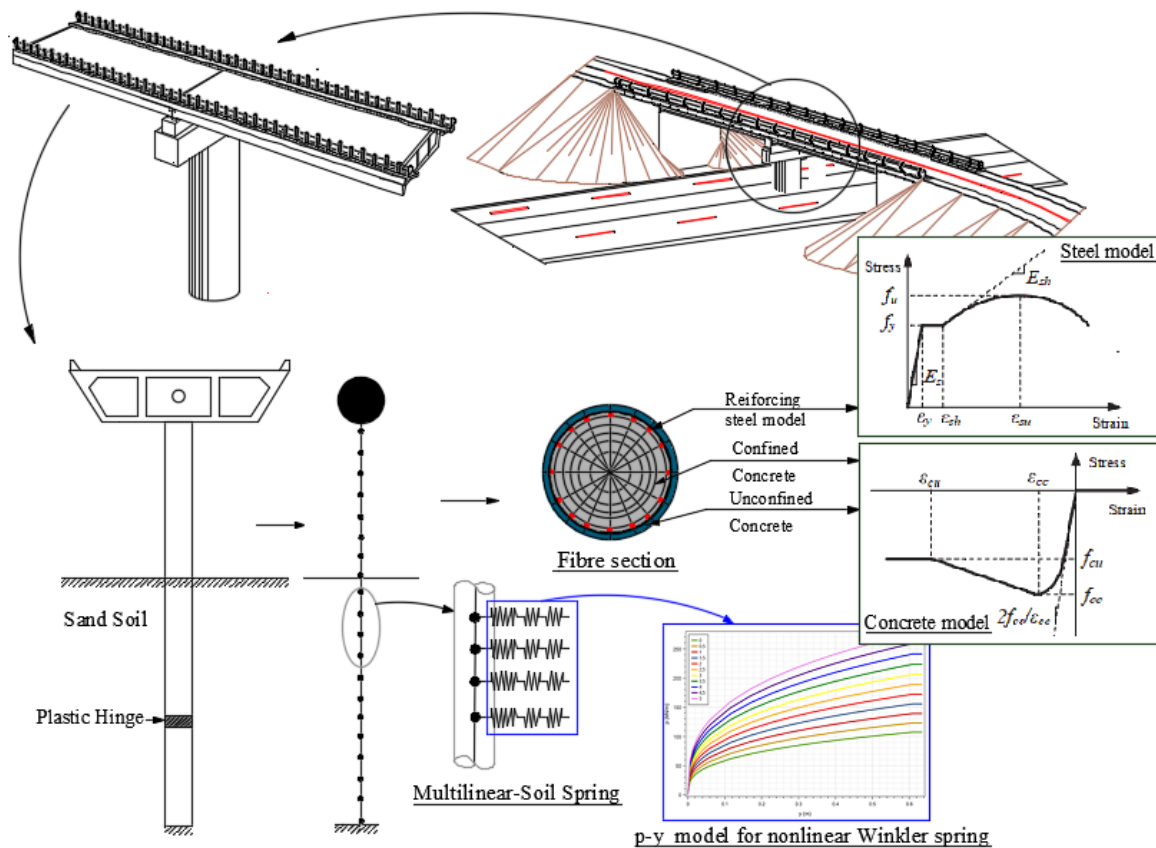


Figure 5.1 Configuration de l'interaction sol-pieu-pont, cas d'étude.

### 5.2.2. Modèle du Sol (Courbes p-y)

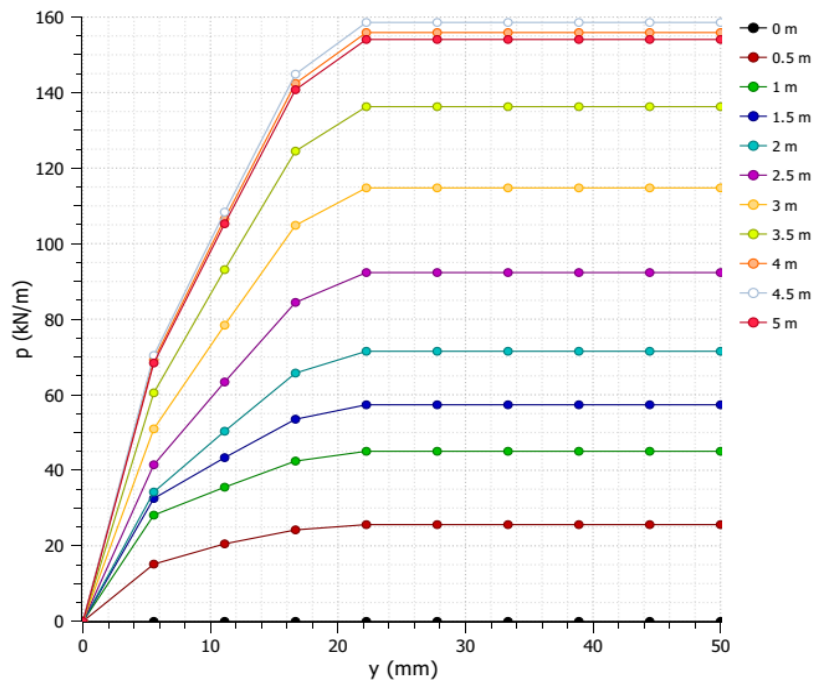
Dans ce travail, l'approche BNWF simple couramment utilisée dans la pratique. Dans les modèles Winkler, le pieu est modélisé comme une poutre et la pression latérale du sol agissant sur le pieu est modélisée à l'aide d'un modèle à ressort discret non linéaire. Des courbes P – y ont été utilisées pour décrire la courbe de charge initiale et des règles d'ajustement ont été utilisées pour modéliser les courbes hystérétiques. Pour décrire les chemins de déchargement et de rechargement du ressort plastique qui définit l'amortissement hystérique du sol, un modèle de plasticité à écrouissage cinématique multilinéaire a été utilisé car les analyses ont été menées par SAP2000 (CSI 2002), qui contient ce modèle cinématique.

Certains comportements non linéaires significatifs supplémentaires se produisent à l'interface de contact entre le sol et le pieu. Cela se produit sous la forme d'un glissement entre le sol et le pieu dans le sens vertical. Ces deux phénomènes conduisent à des discontinuités dans la relation contrainte-déformation et doivent être soigneusement pris en compte. Le glissement est partiellement traité par les courbes t-z grâce à la présence d'un profil de résistance plastique au-

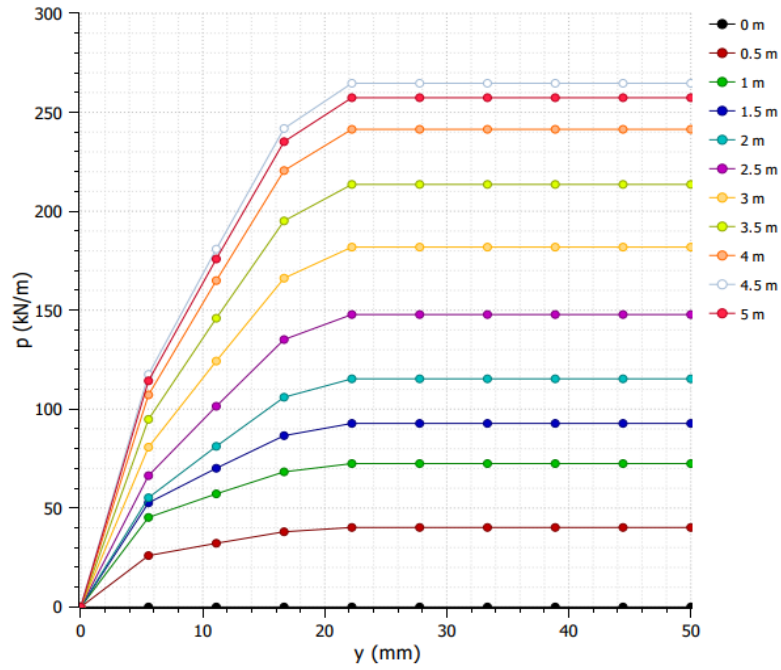
dessus d'un niveau de déformation donné, mais c'est une façon plutôt simple de traiter une interaction complexe et ignore complètement, Manna, B., et Baidya, D. K. (2010).

De même, la résistance d'appui du pieu, qui est représentée par les courbes Q-z, est déterminée à partir de la résistance au cisaillement non drainée dans les sols argileux et à partir d'un facteur de portance sans dimension dans les sables. Dans le modèle numérique de cette étude, le pieu a été encasté à sa base, donc le déplacement vertical est nul ce qui conduit à négliger Q-z.

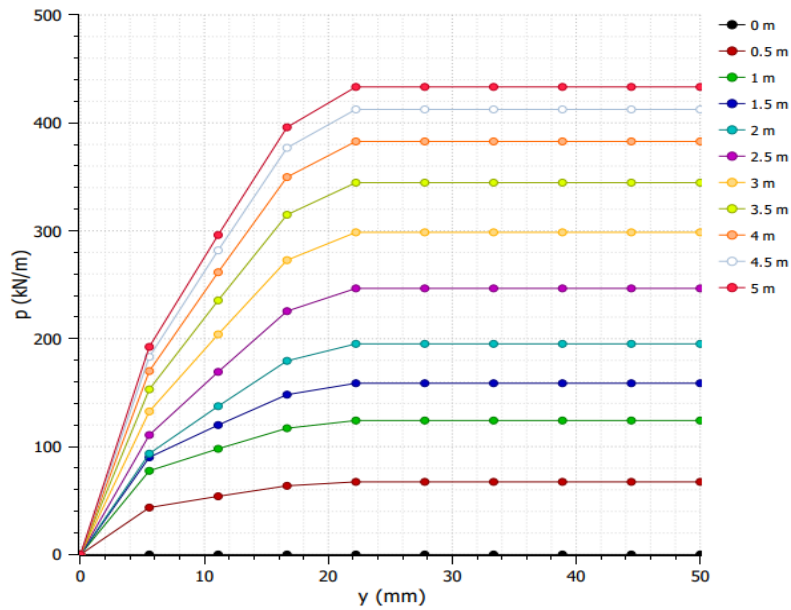
Dans la figure 5.2 des ressorts sont placés tous les 0,5 m sur la longueur d'un pieu de 5m de longueur. Les courbes p - y ont été développées à l'aide du code YPILE à la profondeur donnée.



a) Sable lâche



b) Sable medium



c) Sable dense

Figure 5.2. a, b et c : Courbes p-y d'un pieu de 5m pour les différents types de sable

### 5.2.3. Paramètres de la fonction de fragilité sismique

La dérivation analytique des fonctions de fragilité implique généralement l'adaptation d'un modèle de probabilité paramétrique aux résultats de l'analyse dynamique et le modèle choisi est très souvent log-normal. La fonction de fragilité sera complètement définie en estimant les deux paramètres de la gaussienne sous-jacente et l'écart type logarithmique.

**Tableau 5.3 :** Paramètres de la fonction de fragilité sismique pour chaque cas

		CHARGE AXIAL								
		PGA			RDR (%) Seuils de dérive			Log. Standard deviation ( $\beta$ )		
		IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
<b>Système Fixe</b>	<b>F0.1</b>	0.733	1.072	1.417	1.400	2.330	3.490	0.269	0.383	0.470
	<b>F0.2</b>	0.340	0.520	0.710	1.240	2.070	3.110	0.244	0.311	0.353
	<b>F0.3</b>	0.196	0.307	0.425	1.090	1.820	2.730	0.215	0.315	0.381
<b>ISPS F0.1</b>	<i>Lache</i>	0.827	1.246	1.691	12.670	21.110	31.670	0.330	0.396	0.438
	<i>Moyen</i>	1.020	1.515	2.037	12.570	20.940	31.410	0.342	0.403	0.444
	<i>Dense</i>	0.901	1.351	1.823	8.560	14.260	21.390	0.310	0.375	0.417
<b>ISPS F0.2</b>	<i>Lache</i>	0.438	0.686	0.961	12.670	21.110	31.670	0.326	0.393	0.431
	<i>Moyen</i>	0.537	0.822	1.131	12.640	21.070	31.600	0.346	0.409	0.446
	<i>Dense</i>	0.401	0.622	0.860	7.240	12.070	18.100	0.282	0.362	0.410
<b>ISPS F0.3</b>	<i>Lache</i>	0.238	0.395	0.580	10.460	17.430	26.150	0.299	0.385	0.434
	<i>Moyen</i>	0.321	0.512	0.730	11.450	19.080	28.620	0.336	0.406	0.445
	<i>Dense</i>	0.263	0.418	0.591	7.440	12.400	18.600	0.285	0.365	0.410
		SECTION DU PIEU-SYSTEME ISPS								
<b>D 0.7m</b>	<i>Lache</i>	0.530	0.581	0.773	3.220	3.540	4.820	0.182	0.202	0.257
	<i>Moyen</i>	0.572	0.617	0.885	2.730	2.960	4.440	0.200	0.216	0.279
	<i>Dense</i>	0.564	0.697	0.987	2.210	2.790	4.190	0.199	0.240	0.296
<b>D 1.0m</b>	<i>Lache</i>	0.696	1.004	1.386	1.710	2.620	3.930	0.194	0.261	0.309
	<i>Moyen</i>	0.691	1.057	1.449	1.560	2.580	3.870	0.192	0.269	0.316
	<i>Dense</i>	0.731	1.113	1.511	1.500	2.500	3.740	0.204	0.277	0.322
<b>D 1.2m</b>	<i>Lache</i>	0.911	1.363	1.833	1.470	2.450	3.680	0.224	0.291	0.334
	<i>Moyen</i>	0.935	1.393	1.867	1.470	2.450	3.680	0.214	0.283	0.327
	<i>Dense</i>	0.963	1.422	1.897	1.45	2.410	3.620	0.219	0.287	0.33
		ACIER LONGITUDINAL DU PIEU-ISPS								
<b>A4%</b>	<i>Lache</i>	0.798	1.226	1.682	11.830	19.710	29.570	0.287	0.364	0.411
	<i>Moyen</i>	1.041	1.556	2.098	12.670	21.110	31.670	0.331	0.395	0.436
	<i>Dense</i>	0.426	0.539	0.635	3.640	4.610	5.460	0.150	0.204	0.236
<b>A5%</b>	<i>Lache</i>	0.329	0.511	0.539	4.700	7.040	7.410	0.051	0.169	0.180
	<i>Moyen</i>	0.379	0.544	0.575	4.100	5.820	6.160	0.119	0.204	0.216
	<i>Dense</i>	0.426	0.539	0.635	3.640	4.610	5.460	0.150	0.204	0.236
<b>A6%</b>	<i>Lache</i>	0.329	0.511	0.539	4.700	7.040	7.410	0.051	0.169	0.180
	<i>Moyen</i>	0.379	0.544	0.575	4.100	5.820	6.160	0.119	0.204	0.216

<b>Dense</b>	0.426	0.539	0.635	3.640	4.610	5.460	0.150	0.204	0.236	
<b>LONGUEUR DU PIEU-ISPS</b>										
<b>Lp=8m</b>	<b>Lache</b>	0.695	1.088	1.511	8.830	14.720	22.080	0.258	0.335	0.379
	<b>Moyen</b>	0.582	0.747	1.065	5.830	7.620	11.420	0.201	0.255	0.322
	<b>Dense</b>	0.446	0.562	0.664	3.680	4.640	5.520	0.141	0.197	0.233
<b>Lp=11m</b>	<b>Lache</b>	0.677	1.064	1.483	8.230	13.720	20.580	0.245	0.327	0.374
	<b>Moyen</b>	0.611	0.770	1.100	6.210	7.950	11.930	0.201	0.251	0.319
	<b>Dense</b>	0.467	0.589	0.730	3.680	4.640	5.520	0.141	0.196	0.233
<b>États limites</b>	<b>IO: Immediate Occupancy</b>	<b>LS: Life Safety</b>				<b>CP: Collapse Prevention</b>				

### 5.3. Résultats et discussions

Une série d'analyses statiques non linéaires ont été menées pour deux cas différents, à savoir : (i) système fixe (sans interaction) et (ii) système ISPS (avec interaction) à l'aide le logiciel SAP2000. Pour obtenir les courbes de poussée statique (SPO) de chaque paramètre à la fin pour développer les courbes de fragilité sismique pour les différentes états limites (IO, LS, CP).

#### 5.3.1. Etude de l'effet de la charge verticale

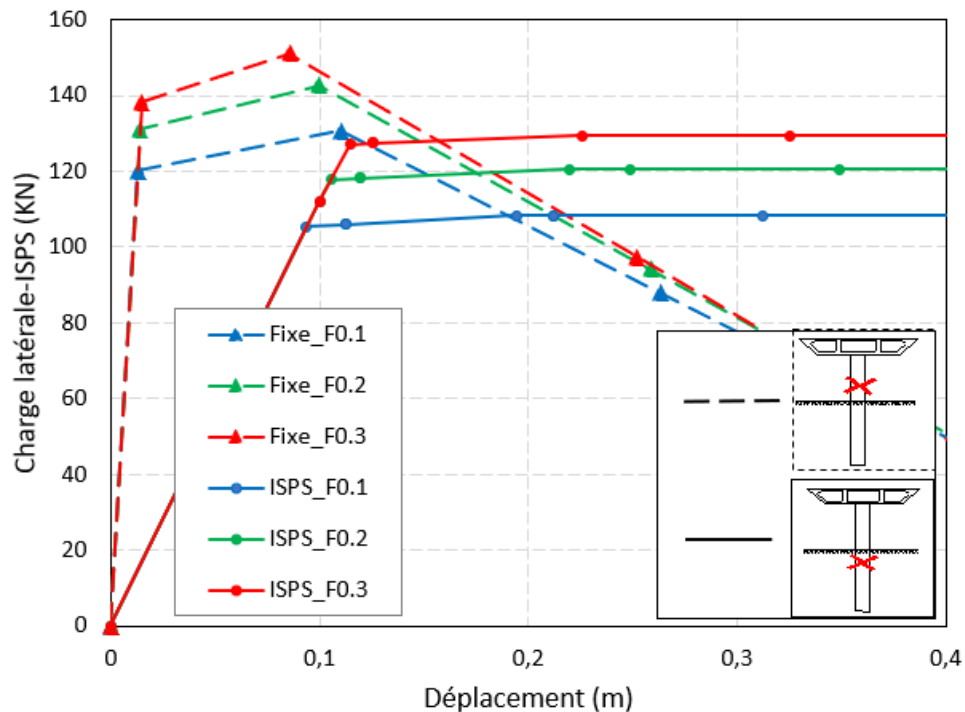
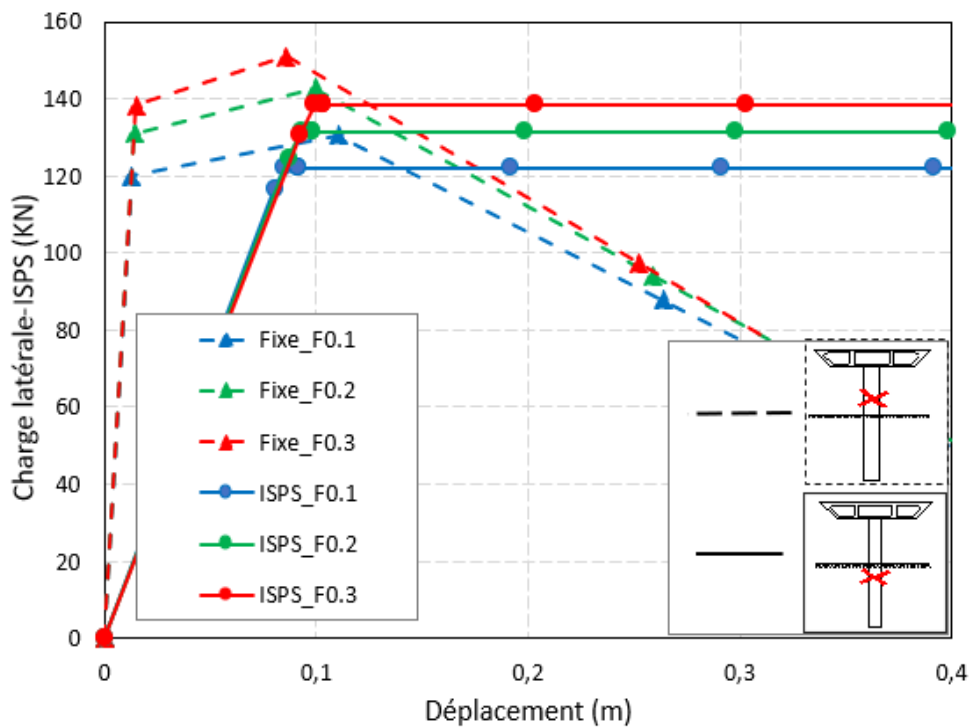


Figure. 5.3 Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Lâche »

Les figures (5.3, 5.4, 5.5) représentent la réponse latérale des systèmes fixe et ISPS avec la variation de la charge axiale (0.1, 0.2, 0.3) respectivement. Les résultats montrent que l'augmentation de la charge axiale dans les systèmes ISPS et les systèmes fixes donne une augmentation de la capacité latérale pour tous les types de sables avec les valeurs (11%, 19%) pour sable lache, (7,8%, 13,14%) moyen et (8,9 %, 13,3%) dense.

La comparaison entre les systèmes fixes et ISPS donne une diminution de la capacité latérale pour tous les types de sables en raison de l'effet de l'interaction sol-pieu-structure, qui présente une ductilité élevée.



**Figure. 5.4** Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Moyen »



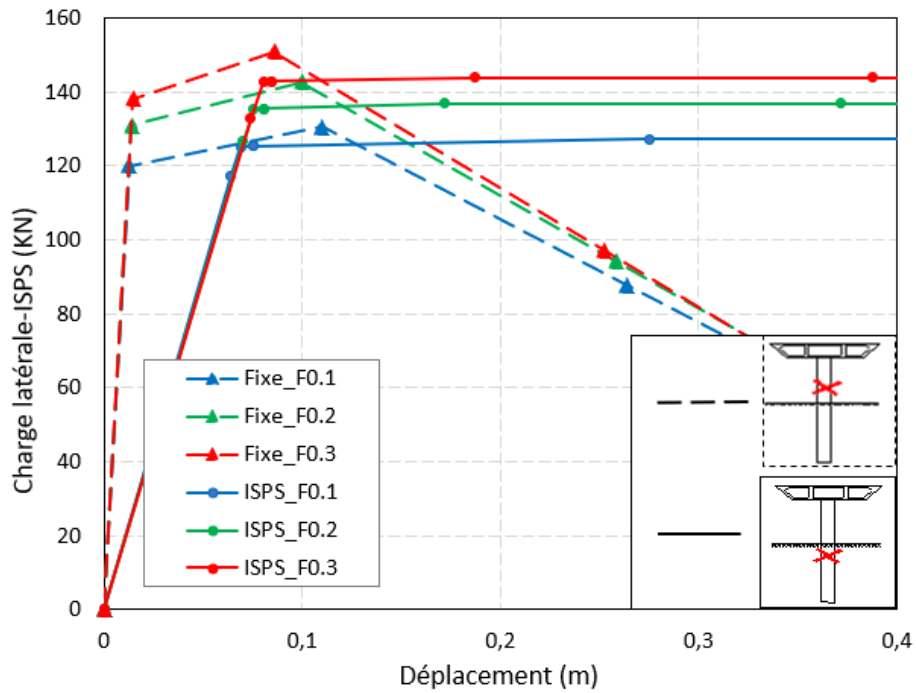
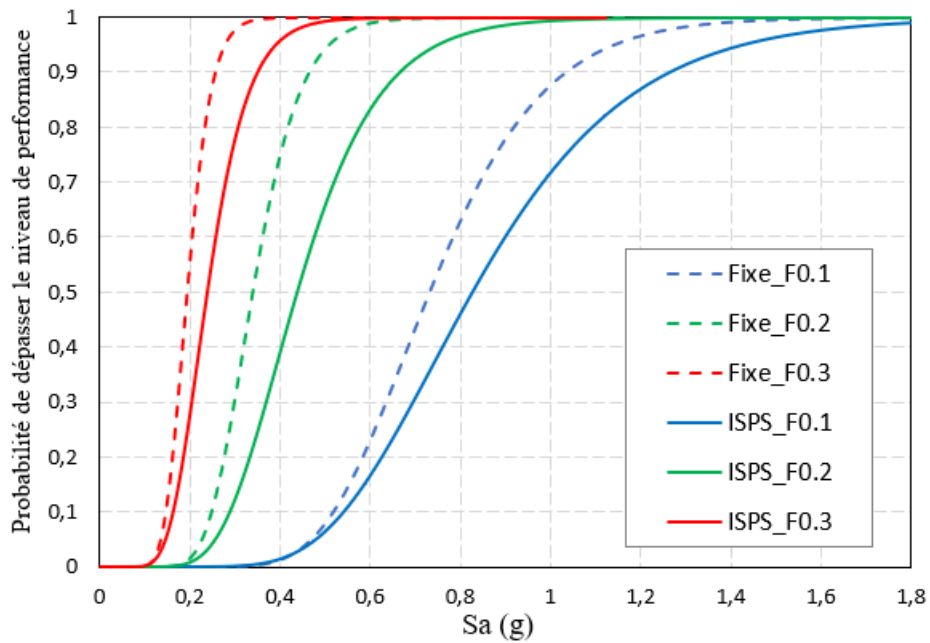
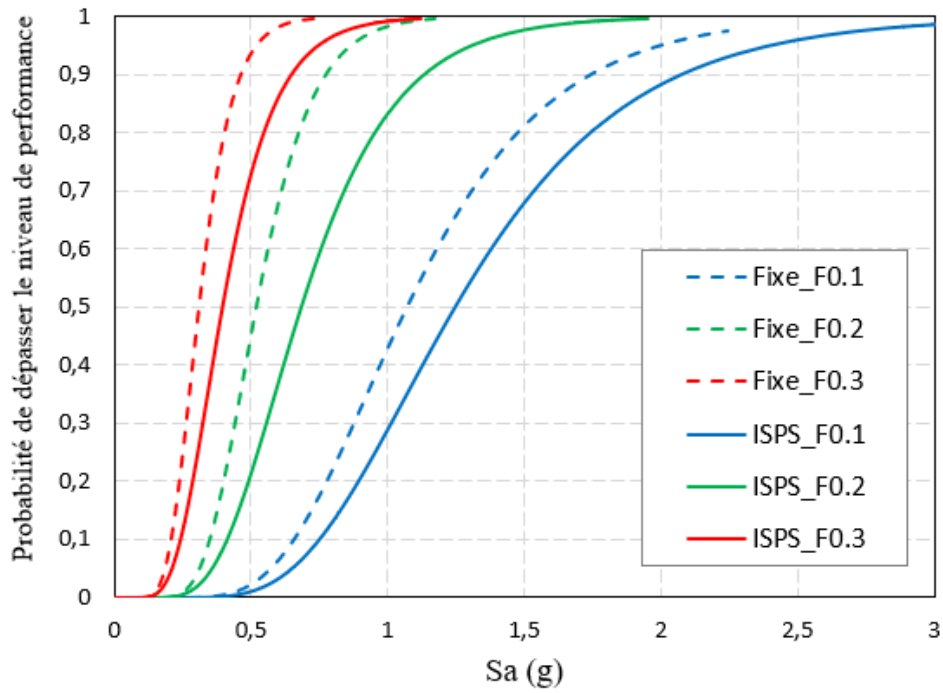


Figure. 5.5 Réponse charge latérale -déplacement du système ISPS avec variation de la charge axiale. « Sable Dense »

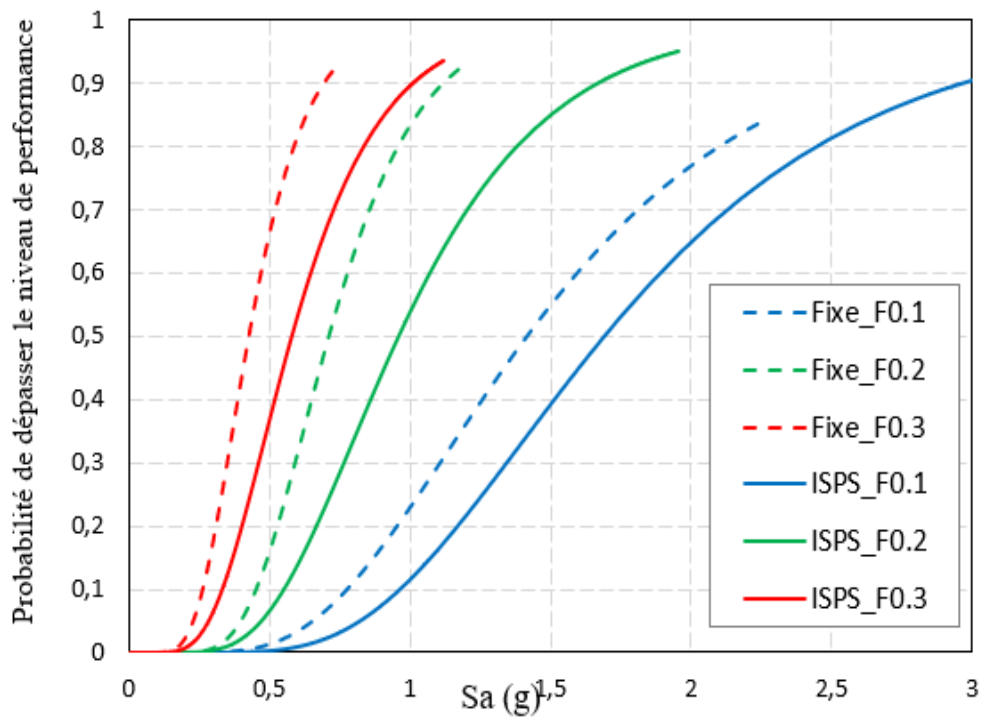
Baltzopoulos et al. (2017) fournissent une méthode rapide, qui utilise les résultats de l'analyse pushover pour déduire les courbes de fragilité sismique en établissant des connexions entre les courbes de pushover et les courbes (IDA) voir (chapitre3). Dans cette étude, nous utilisons cette méthode pour obtenir une estimation de la réponse d'effondrement du système sol-pieu-pont.



a. Etat limite IO

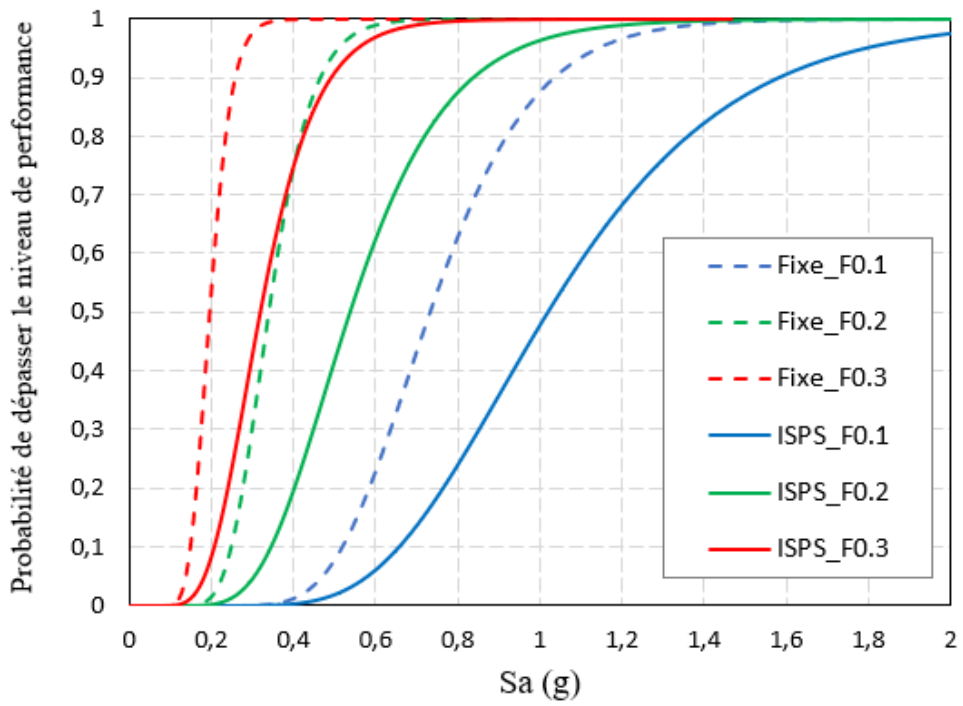


b. Etat limite LS

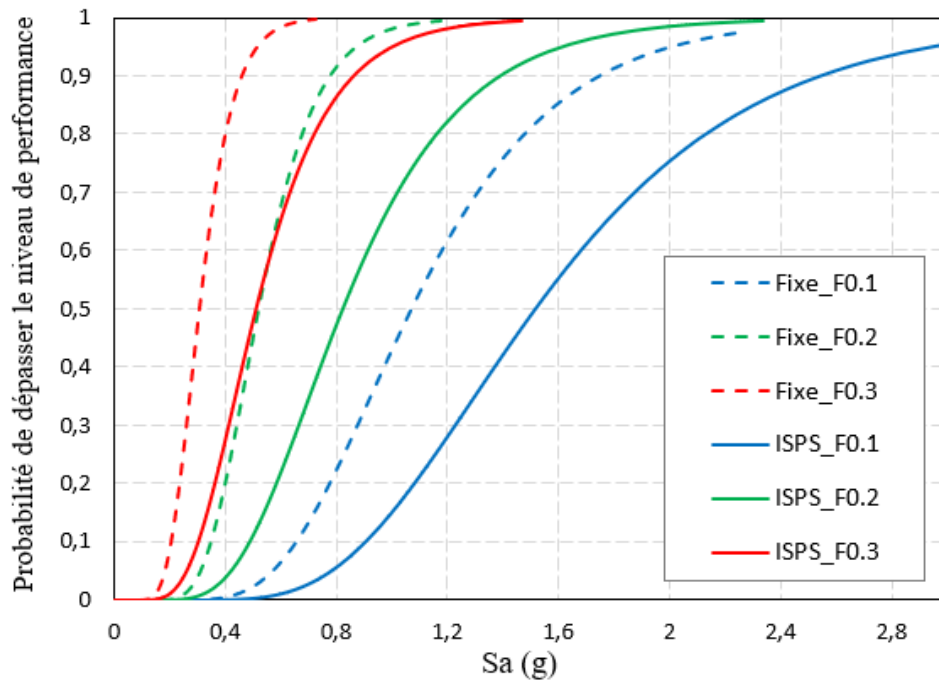


c. Etat limite CO

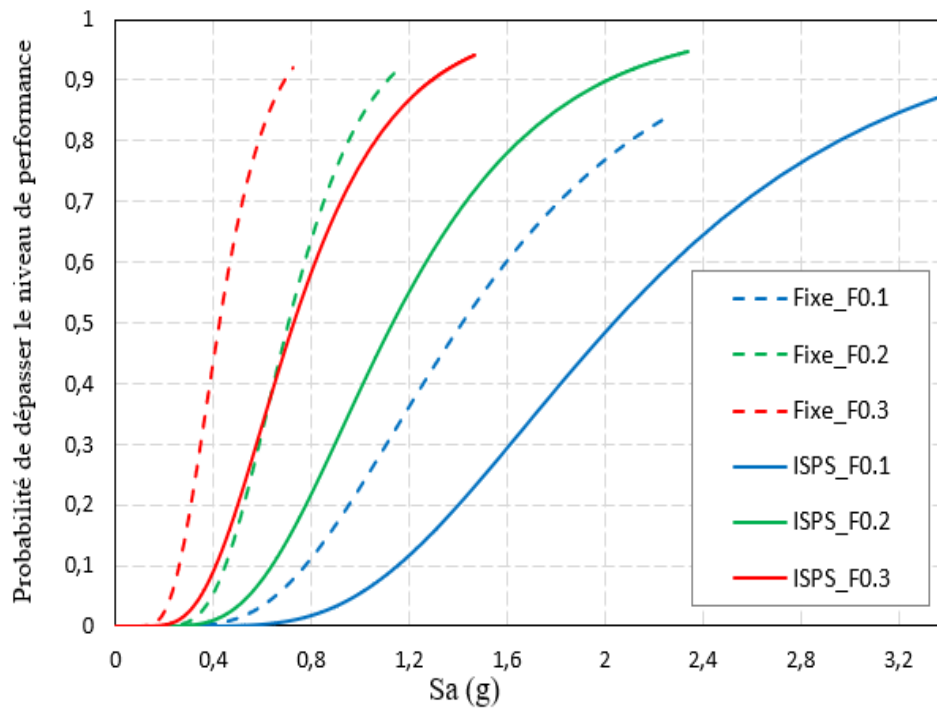
**Figure.5.6. a, b et c** Courbes de fragilité pour sable lâche avec la variation la charge axiale pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO

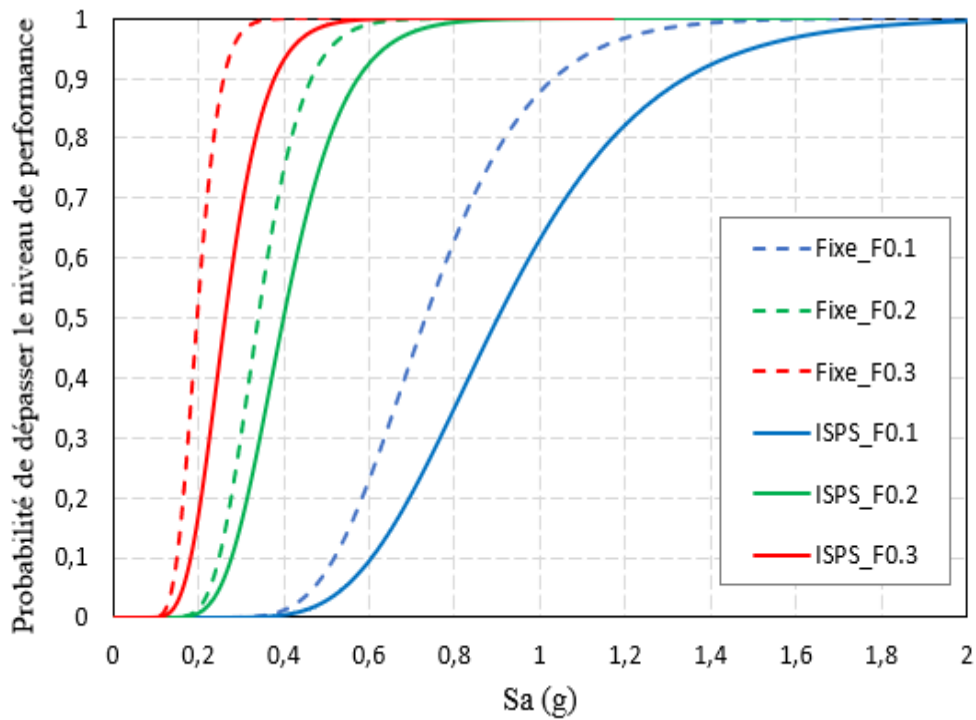


b. Etat limite LS

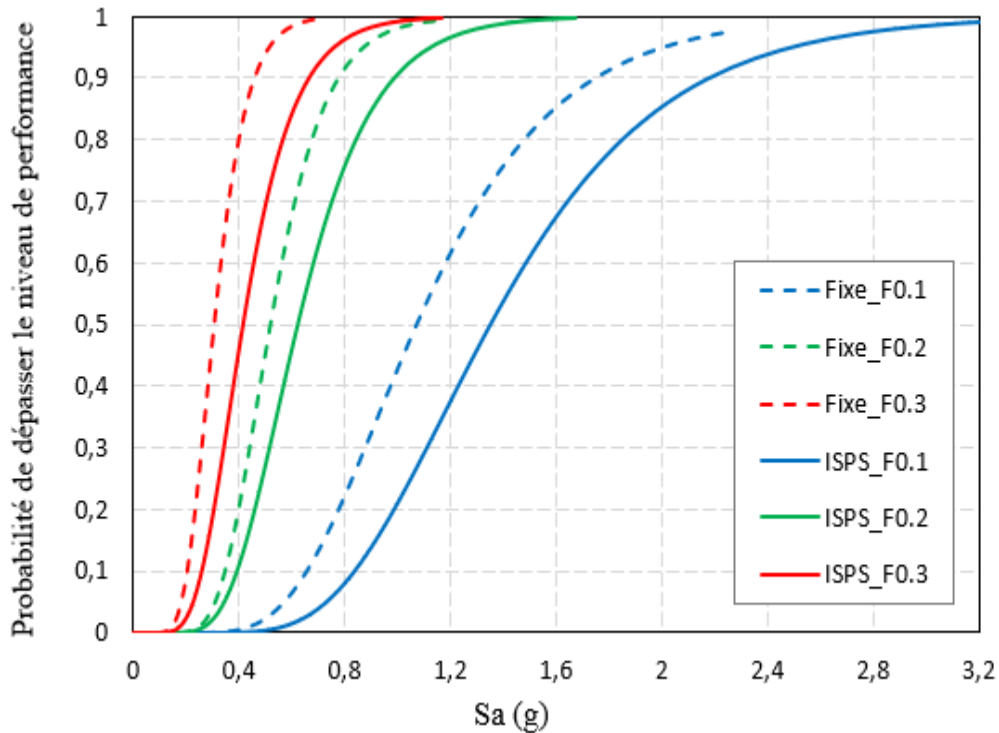


c. Etat limite CP

Figure.5.7. a, b et c Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la charge axiale pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO

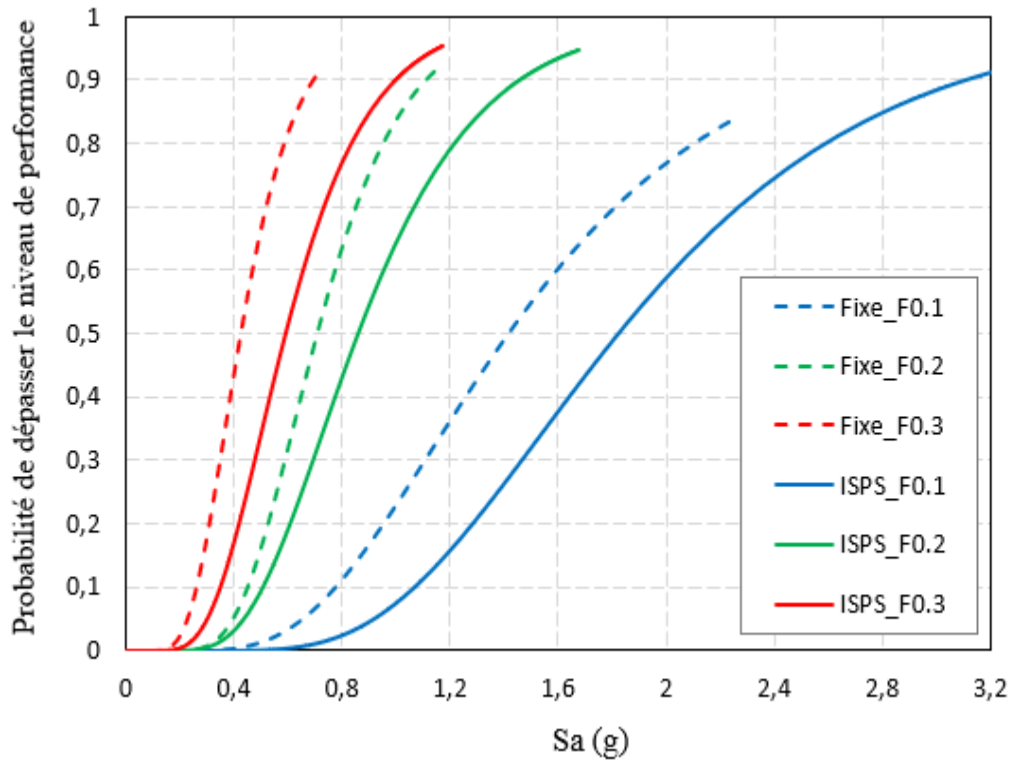


**b.** Etat limite LS

Les figures (5.6, 5.7 et 5.8) représentent les courbes de fragilité des systèmes fixes et ISPS avec la variation de la charge verticale.

L'augmentation de la charge verticale indique une augmentation de la probabilité d'endommagement dans les systèmes fixes et ISPS pour les trois types de sable et dans tous les états limites, cette augmentation est due à l'augmentation de la résistance (figures 5.3, 5.4, 5.5) qui diminue la période du système. Cette diminution entraîne une augmentation de l'accélération du système.

La diminution de la résistance des systèmes ISPS par rapport aux systèmes fixes se traduit par des courbes de fragilité plus positives en raison de la ductilité des systèmes ISPS.



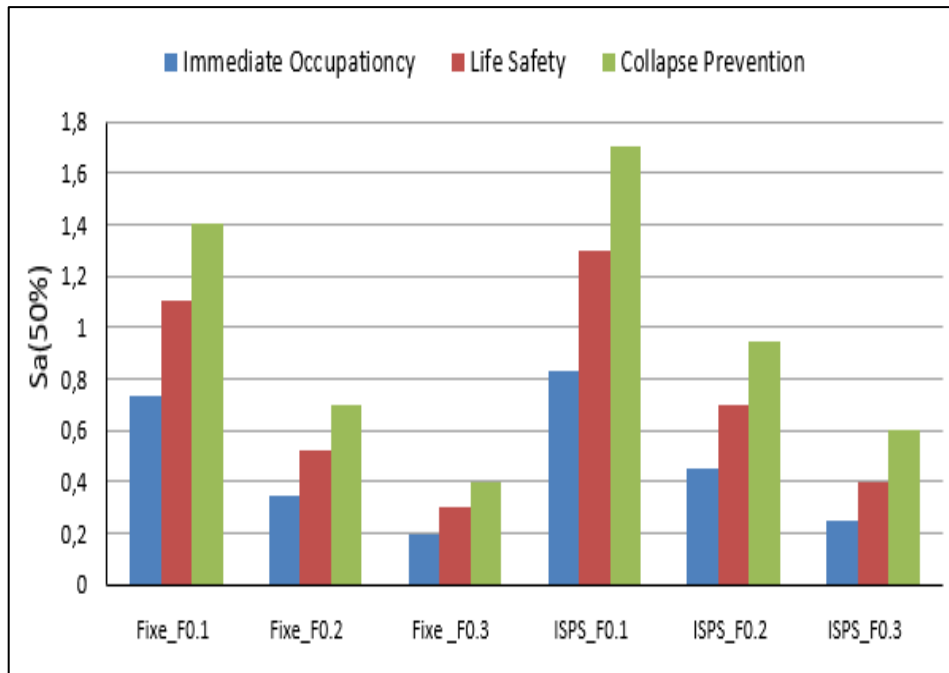
c. Etat limite CP

**Figure.5.8. a, b et c** Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation la charge axiale pour les états limites IO, LS et CP

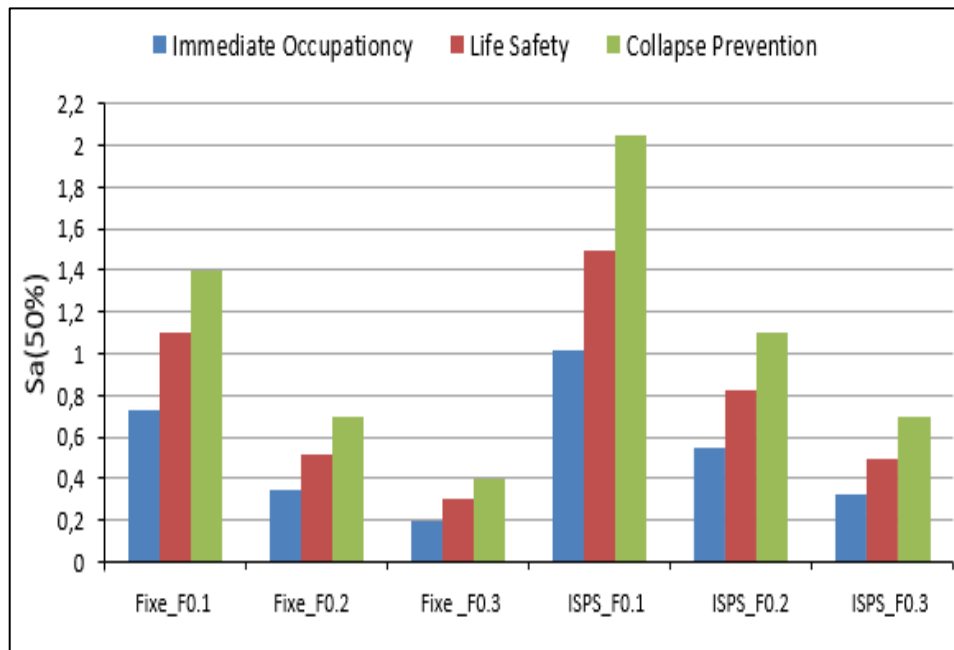
Les figures (5.9, 5. 10 et 5.11) représentent les valeurs de Sa (50%) des courbes de fragilité dans les systèmes fixe et ISPS avec la variation de la charge verticale. Les résultats donnent deux remarques importantes :

La prise en compte de l'effet de l'interaction avec les rapports de charge axiale (0,1, 0,2, 0,3) respectivement, donne une augmentation de Sa (50%) de l'ordre de 17,7%, 33% et 36% pour le sable lache de l'ordre de 41%, 58%, 67% pour sable moyen et 25%, 17%, 37% pour le sable dense dans tous les états limites.

La comparaison des valeurs de Sa (50%) dans les systèmes ISPS avec la prise en compte de l'effet de l'augmentation de la charge donne une diminution de l'ordre de 45,35% et 68% pour le sable lache, 45,7%, 67%, pour sable moyen et 54,63%, 69,5% pour le sable dense, en raison de l'augmentation de masse.



**Figure.5.9.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la charge verticale  
Cas sable lache



**Figure.5.10.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la charge verticale  
Cas sable moyen

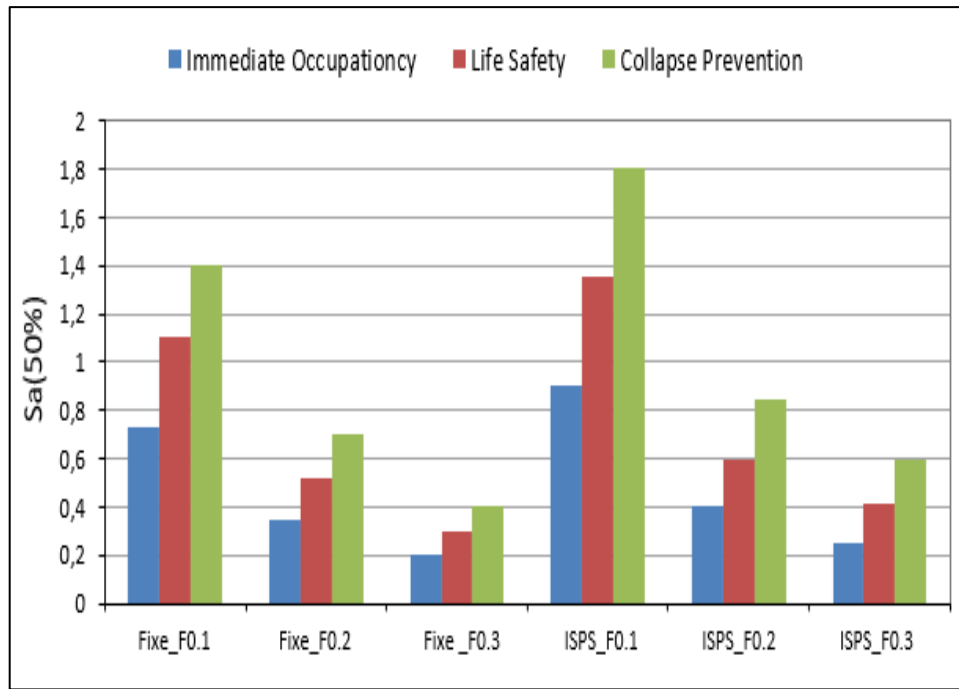


Figure.5.11. Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la charge verticale  
Cas sable dense

### 5.3.2. Etude de l'effet de la section du pieu

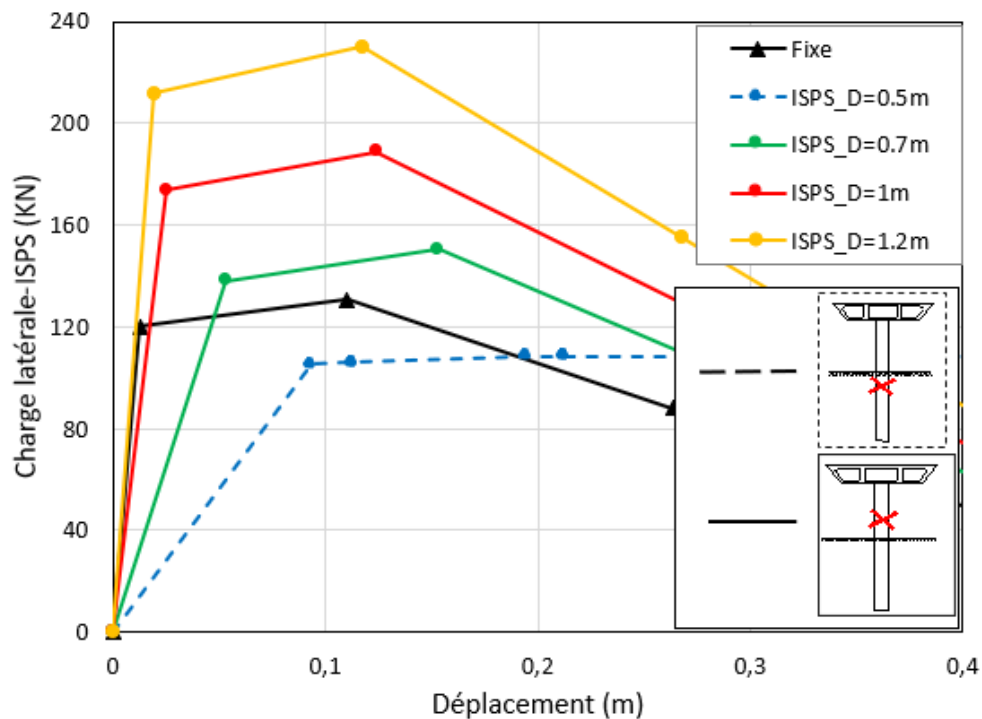
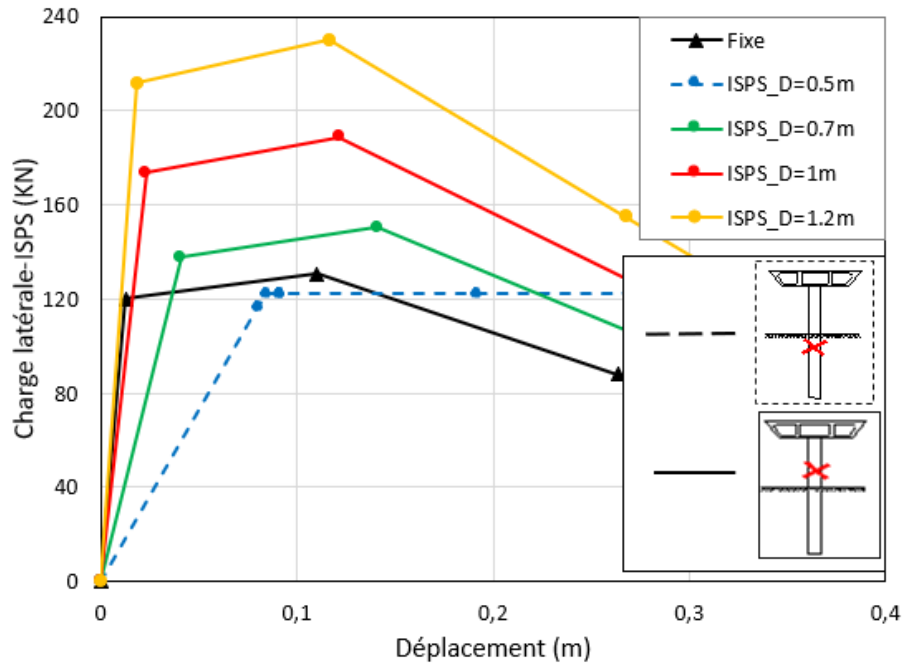
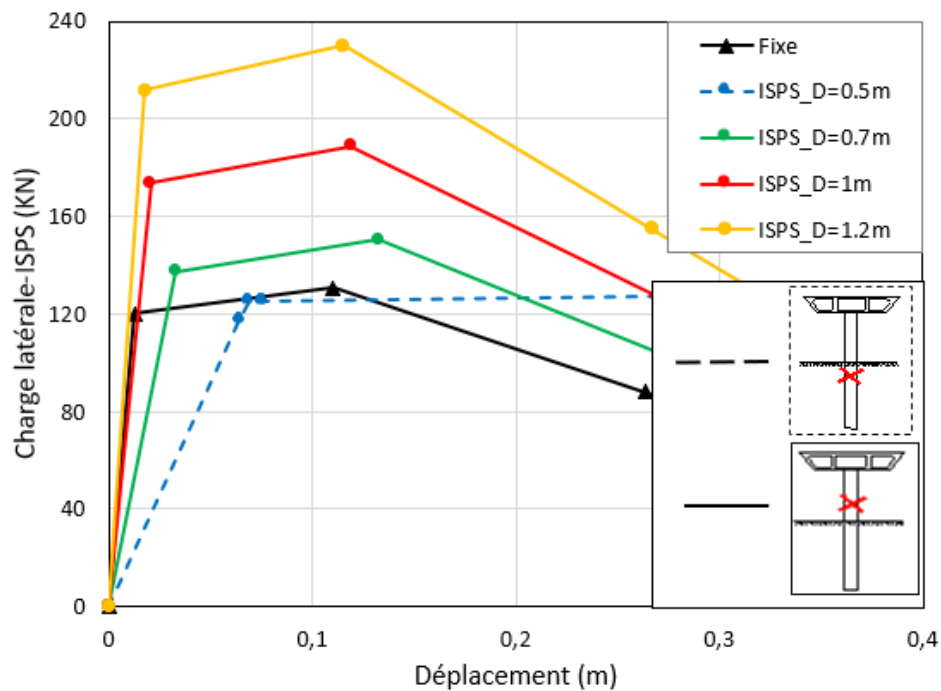


Figure. 5.12 Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS  
avec variation de la section du pieu. « Sable Lache »





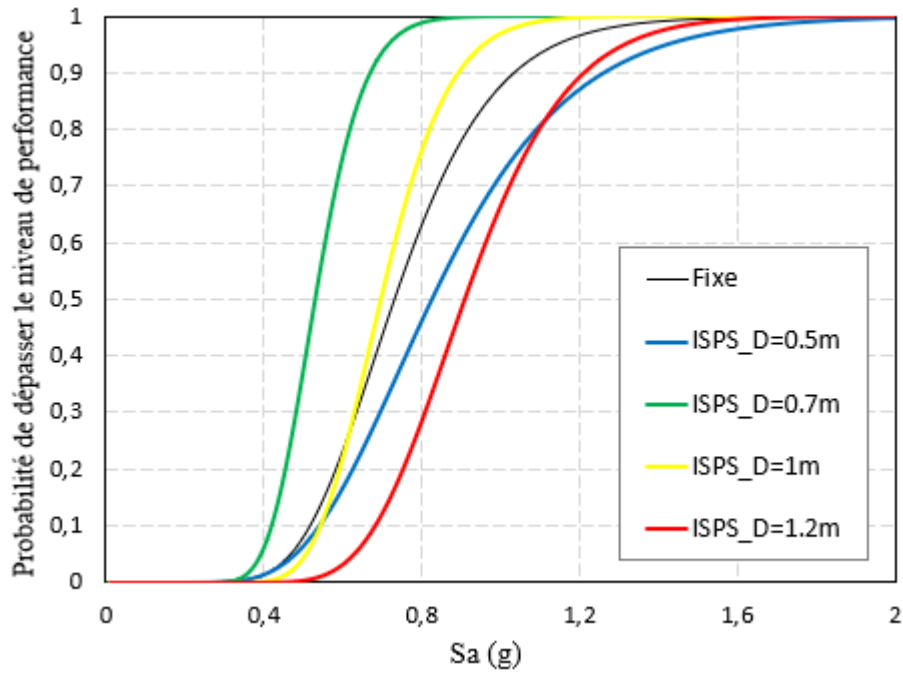
**Figure. 5.13** Réponse charge latéral -déplacement latéral pour le système ISPS avec variation de la section du pieu. « Sable Moyen »



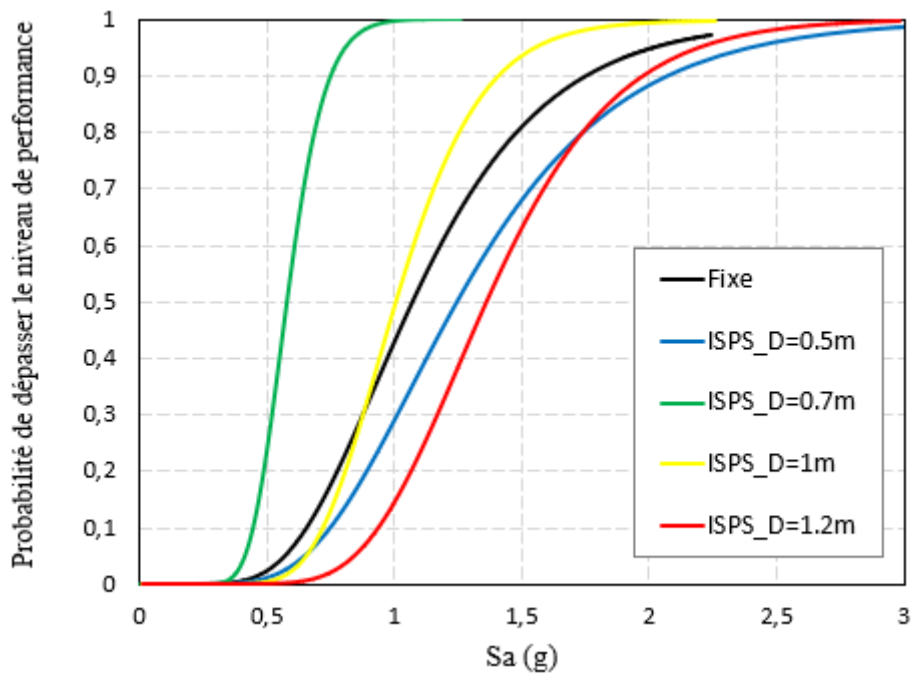
**Figure. 5.14.** Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec variation de la section du pieu. « Sable Dense»

Les figures (5.12, 5.13, 5.14) représentent la réponse latérale du système ISPS avec la variation de diamètre du pieu (0,5, 0,7, 1, 1,2 m) respectivement. Les résultats indiquent que la réponse

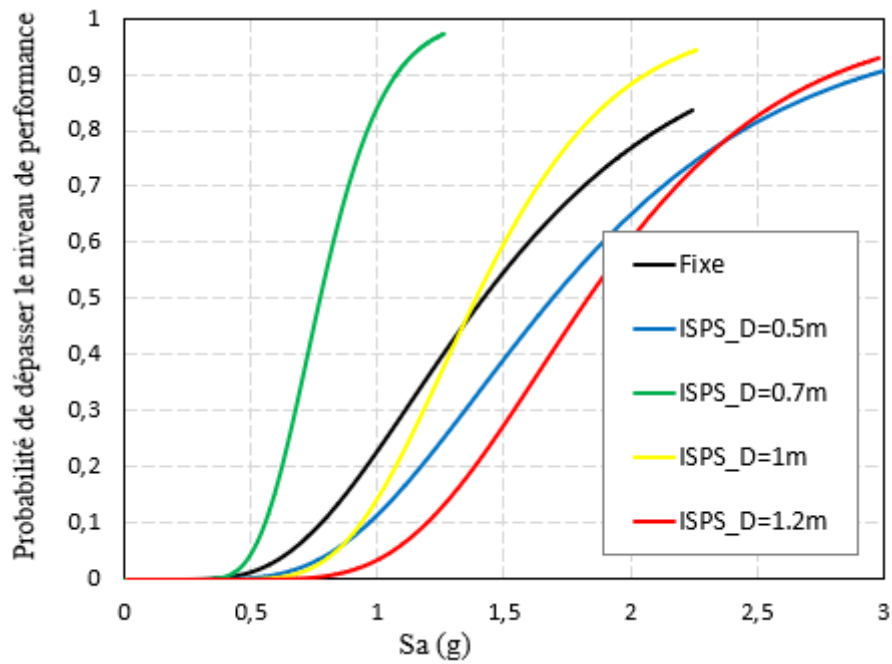
latérale du système ISPS augmente avec l'augmentation du diamètre du pieu quel que soit le type de sable. On tient à signaler que ces résultats se convergent avec ceux de Gasmi et al (2018), cette légère différence des résultats (présent travail, Gasmi et al 2018) est due à l'effet négligeable du sol.



a. Etat limite IO

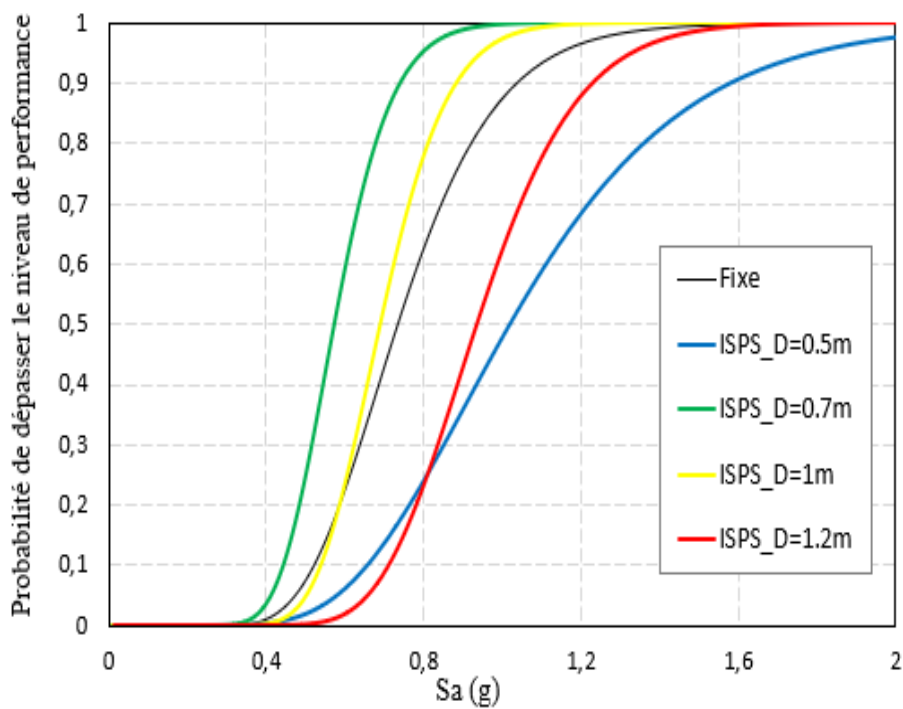


b. Etat limite LS

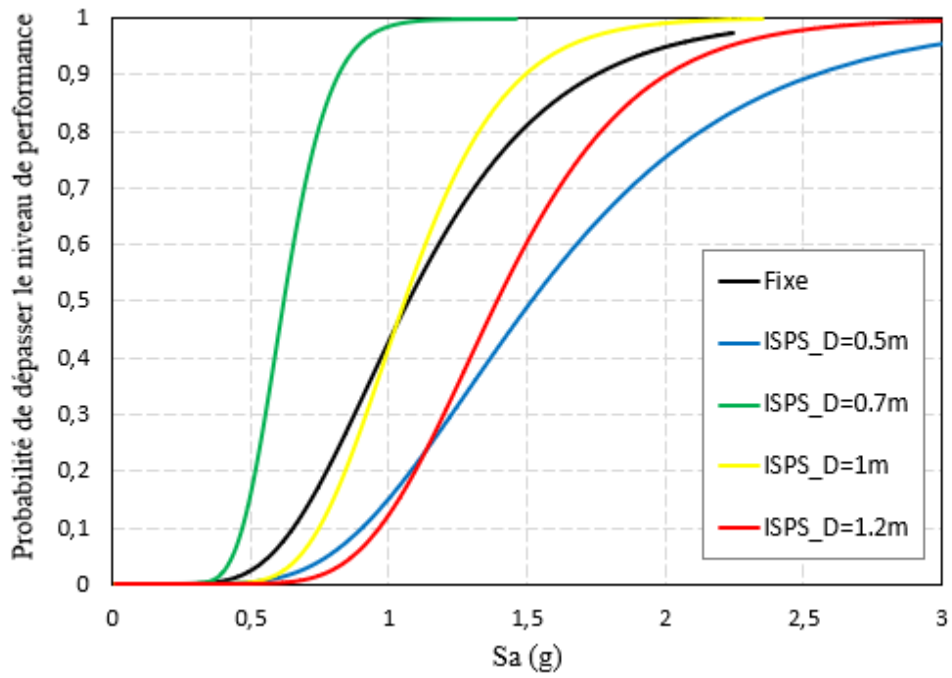


c. Etat limite CP

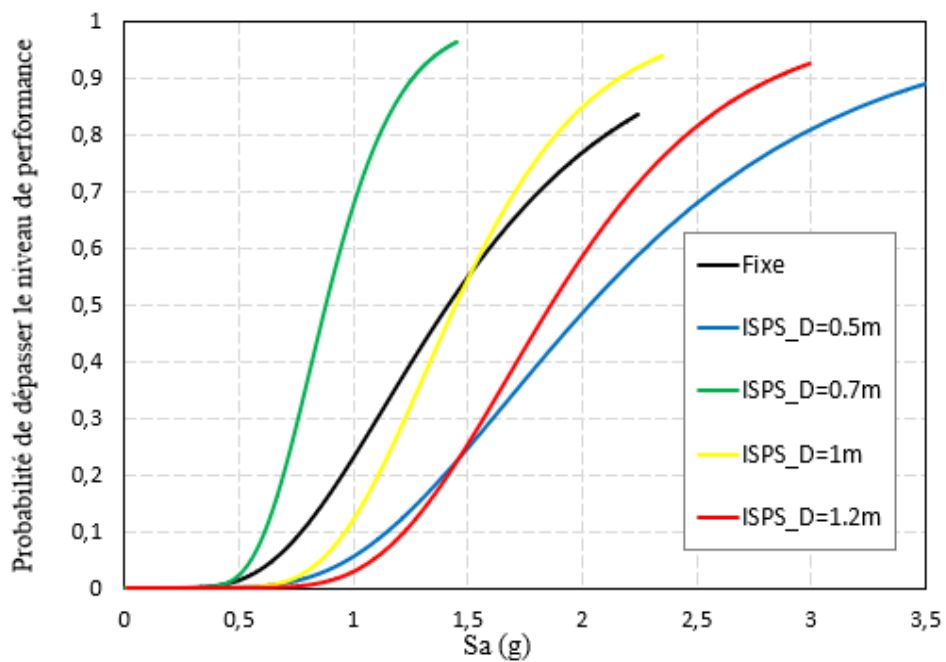
Figure.5.15. a, b et c Courbes de fragilité pour sable lâche avec la variation de la section du pieu pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO

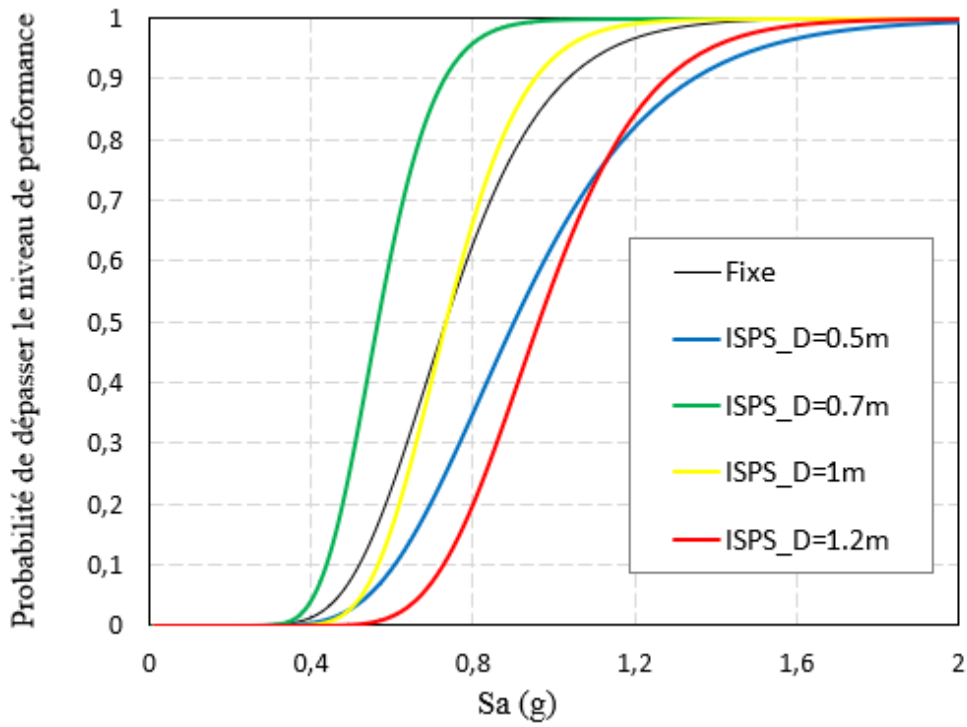


b. Etat limite LS

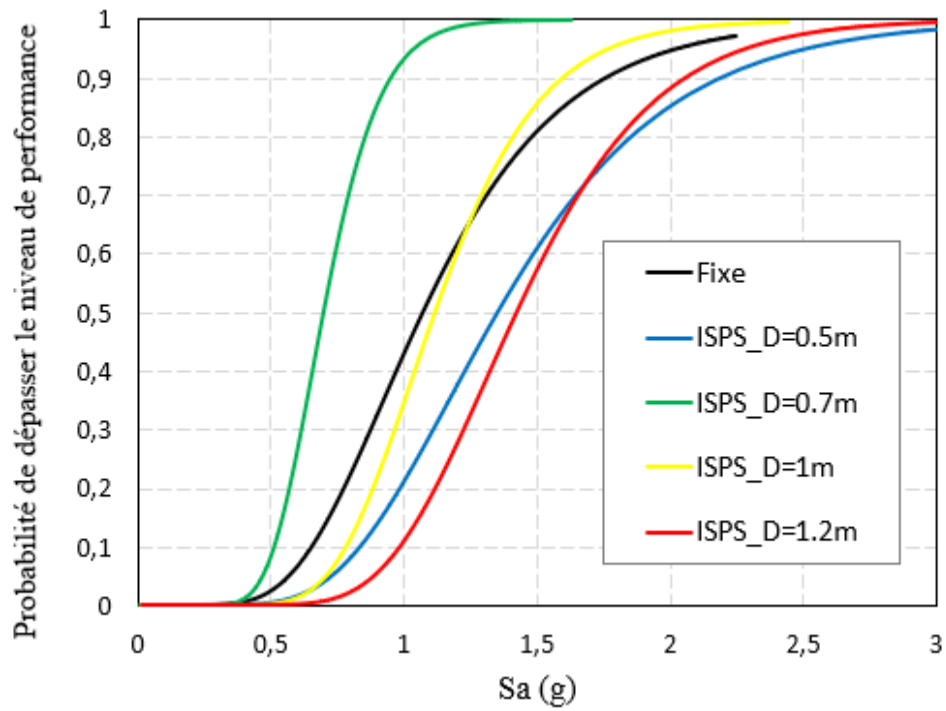


c. Etat limite CP

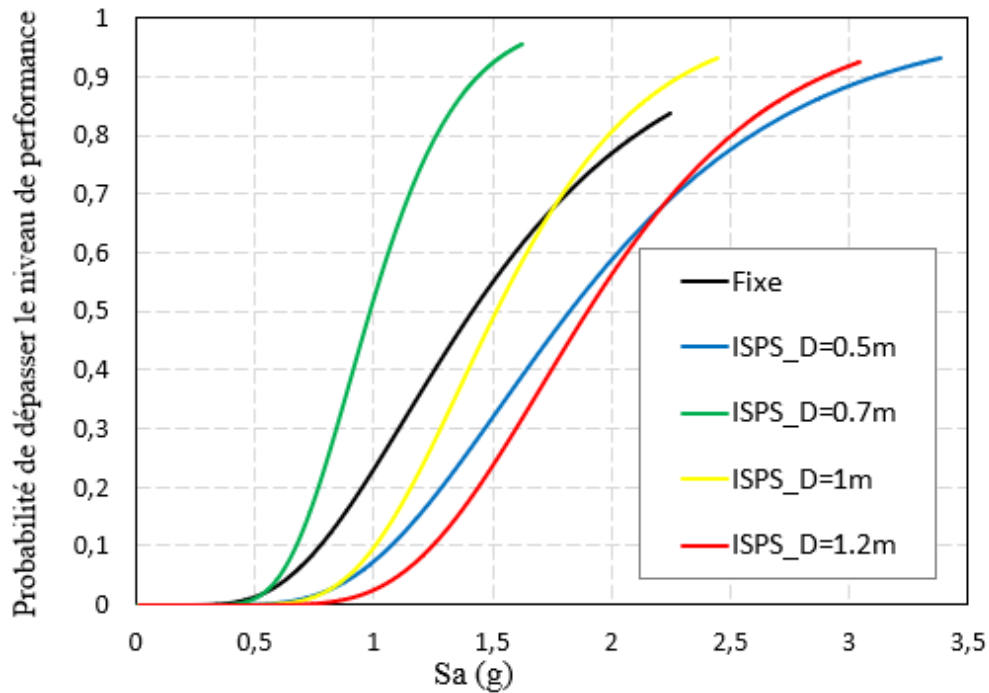
Figure.5.16. a, b et c Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la section du pieu pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO



b. Etat limite LS



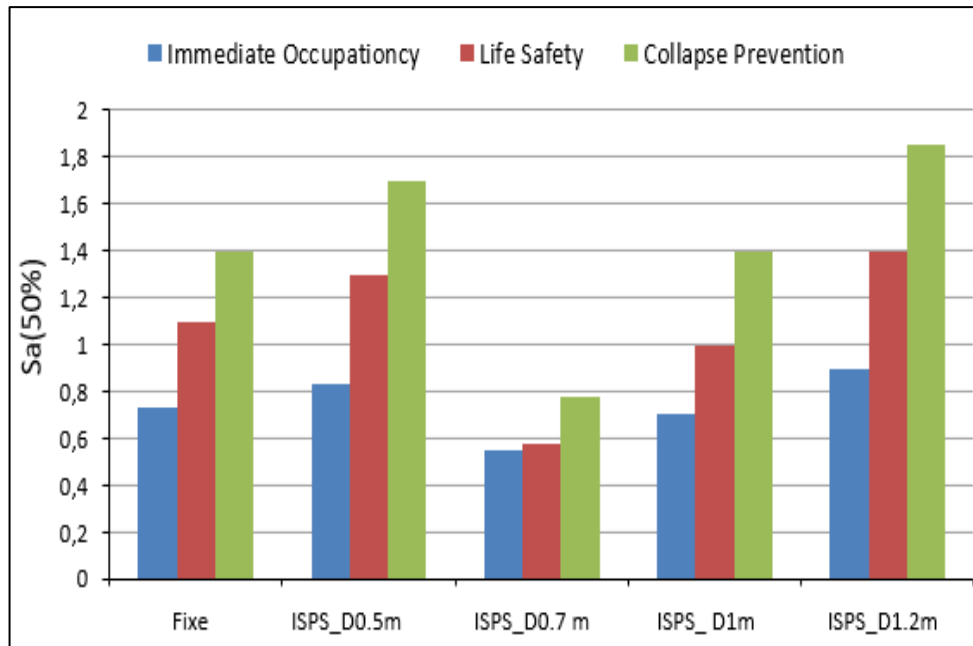
c. Etat limite CP

**Figure.5.17. a, b et c** Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la section du pieu pour les états limites IO, LS et CP

Les figures (5.15, 5.16 et 5.17) représentent les courbes de fragilité sismique avec la variation de la section du pieu dans le sable lache, moyen et dense pour les différents états d'endommagement (IO, LS, CP).

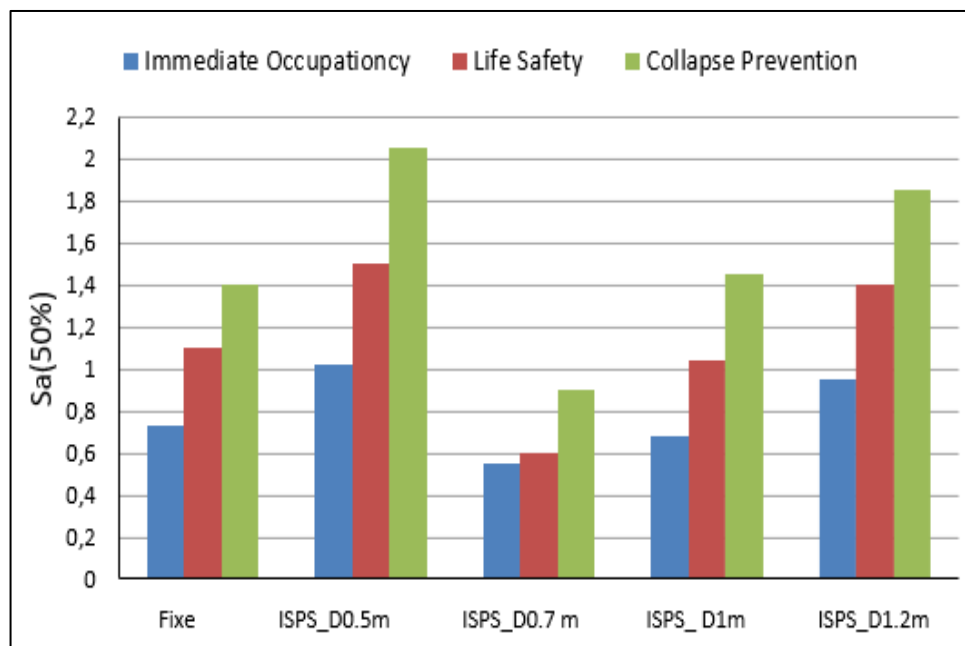
Les courbes de fragilité pour le diamètre  $D = 0,7$  m dans le système ISPS pour tous les types de sable et les états limites (IO, LS, CP) donnent une plus grande probabilité d'endommagement que le système fixe de l'ordre de (39%, 35,3%, 28,5%) pour le sable lache, medium et dense respectivement, car la ductilité diminue de l'ordre (67%). Et pour le diamètre  $D = 1$  m les courbes sont plus proches de celles obtenues à partir du système fixe, bien que leur capacité latérale soit supérieure à celle du système fixe de l'ordre (28,6%), car la ductilité du système ISPS est diminuée de l'ordre (43,5%).

Les courbes de fragilité pour le diamètre  $D = 1,2$  m dans le système ISPS donnent une probabilité d'endommagement positive par rapport le système fixe de l'ordre (27,6%, 30%, 36%) pour le sable lache, moyen et dense respectivement, en raison de l'augmentation de la capacité latérale (64,3 %) et de la ductilité. (29,7%).

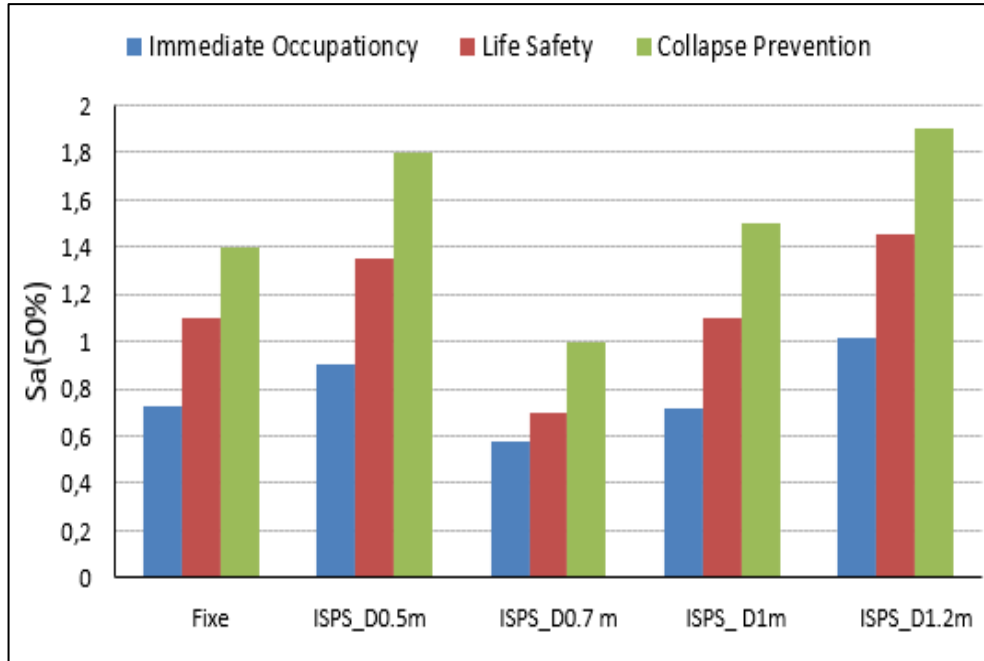


**Figure.5.18.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la section du pieu  
Cas sable lache

Figures 5.18, 5.19 et 5.20, montrent que les valeurs de Sa (50%) pour les diamètres [0,7m; 1m] sont inférieures par rapport au (D = 0,5m) de l'ordre de [(47,8%, 54%, 42,7%); (18,8%, 31%, 18,4%)] dans le sable lache, moyen et dense respectivement. Tandis que, pour le D = 1,2 m une légère augmentation de l'ordre (8,32%, 8,76%) pour le sable lache et dense.

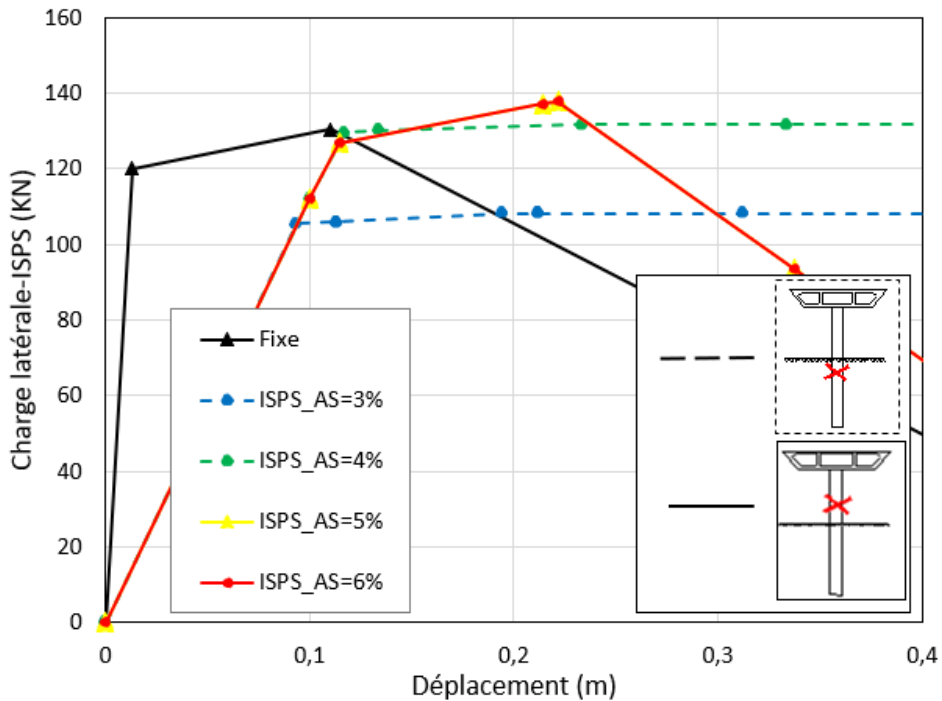


**Figure.5.19.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la section du pieu  
Cas sable moyen



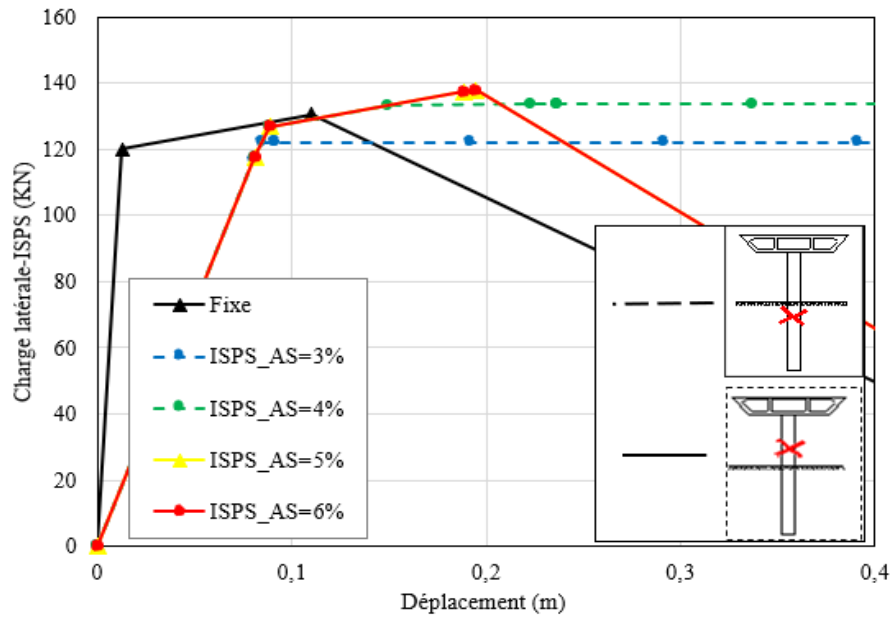
**Figure.5.20.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la section du pieu  
Cas sable dense

### 5.3.3. Etude de l'effet de la section des armatures longitudinales

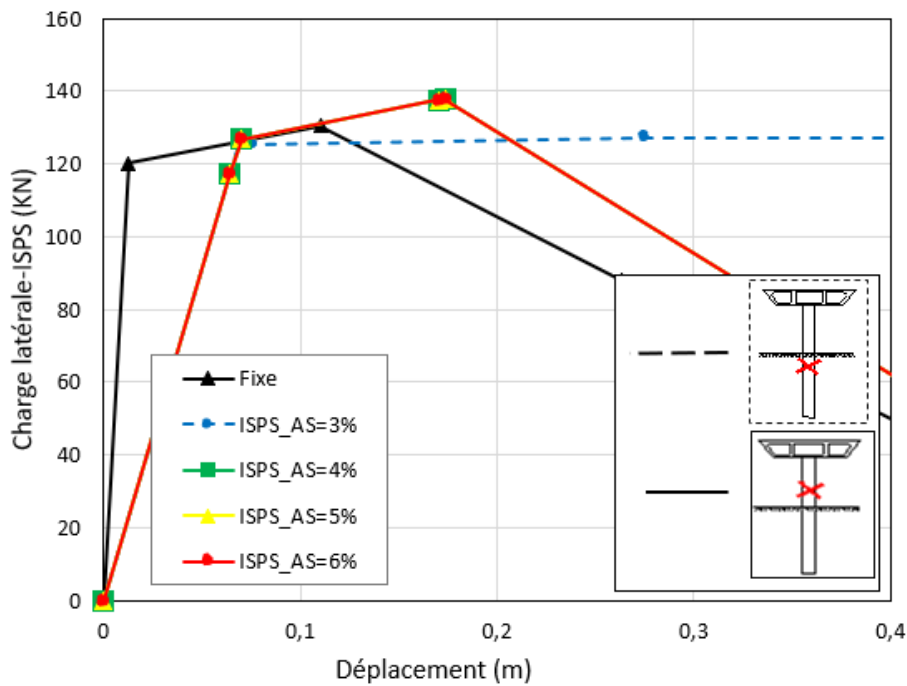


**Figure. 5.21.** Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec la variation de la section des armatures longitudinales. « Sable Lache »





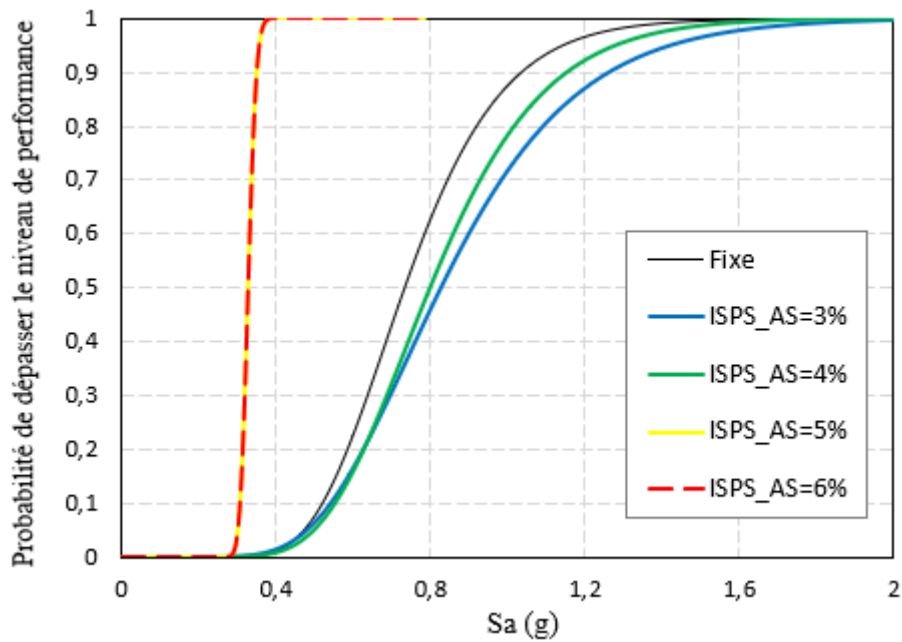
**Figure. 5.22.** Réponse de charge-déplacement latéral pour le système ISPS avec la variation de la section des armatures longitudinales. « Sable Moyen »



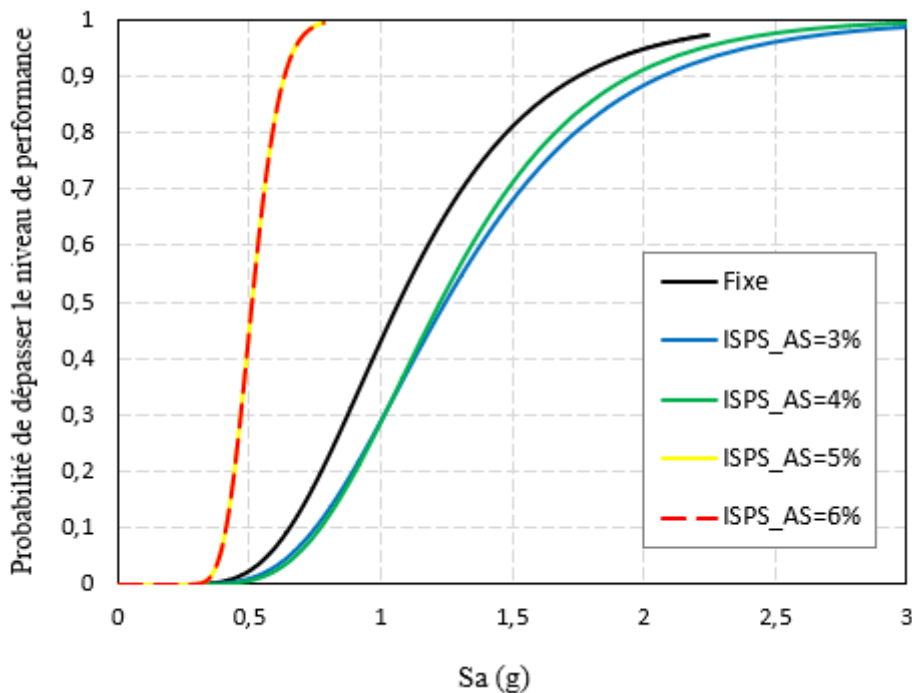
**Figure. 5.23.** Réponse charge latéral -déplacement pour le système ISPS avec la variation de la section des armatures longitudinales. « Sable Dense »

Les figures (5.21, 5.22, 5.23) représentent la réponse latérale du système ISPS en fonction de l'augmentation de pourcentage de la section des aciers longitudinaux (3%, 4%, 5% et A6%) respectivement (voir le tableau 1).

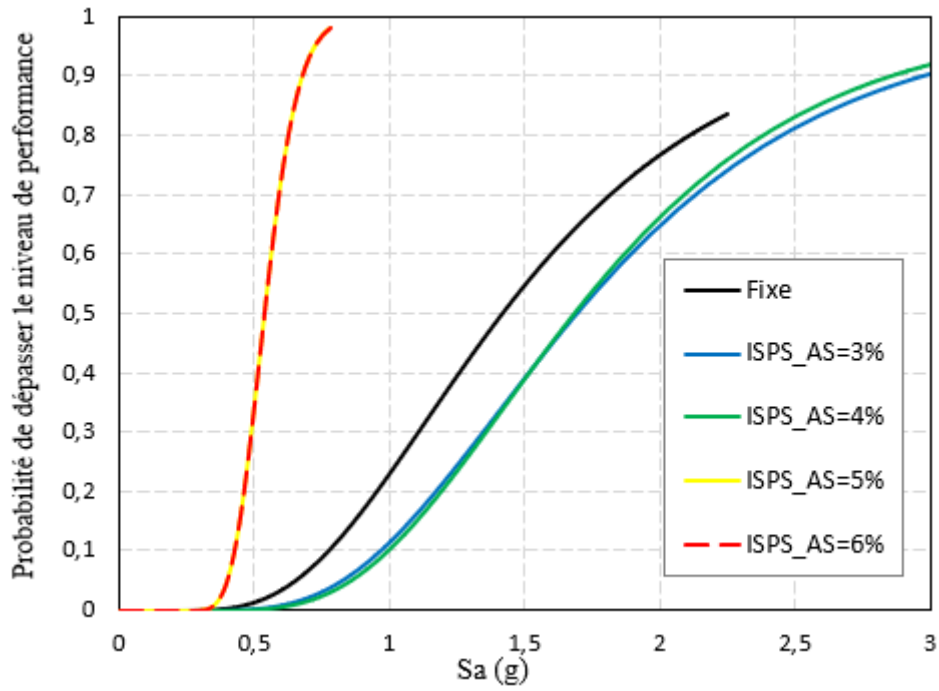
Les résultats indiquent que la capacité latérale du système ISPS augmente avec l'augmentation de la section des armatures longitudinales. On constate que la capacité latérale est atteinte à 137 KN et reste stable, car les charnières en plastique sont apparues au niveau de la colonne. Pour le sable lache et moyen, la capacité latérale est arrêtée dans la section  $A_s5\%$ , et pour le sable dense est arrêtée dans la section  $A_s4\%$ .



a. Etat limite IO

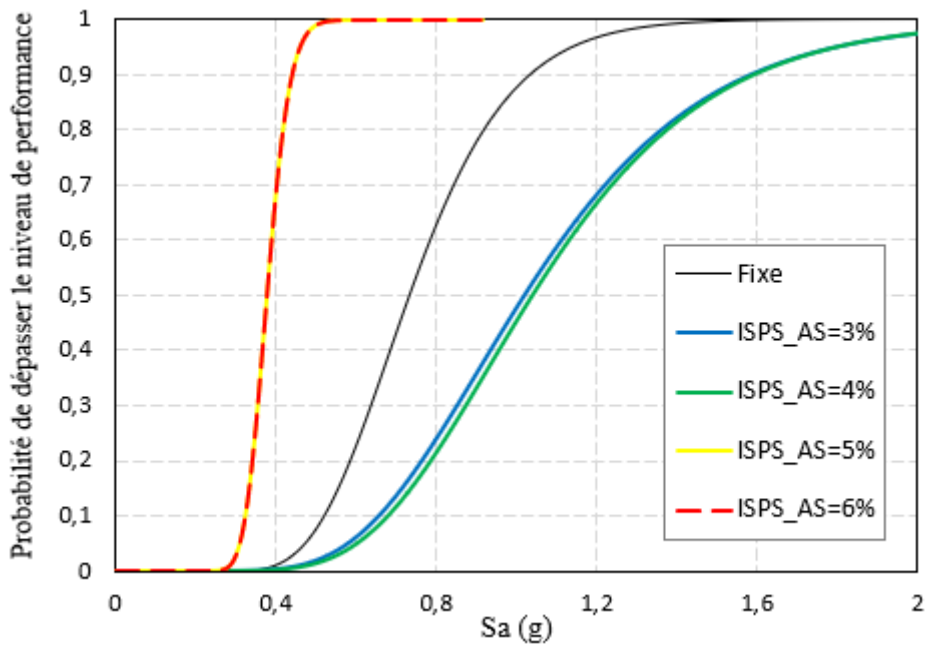


b. Etat limite LS

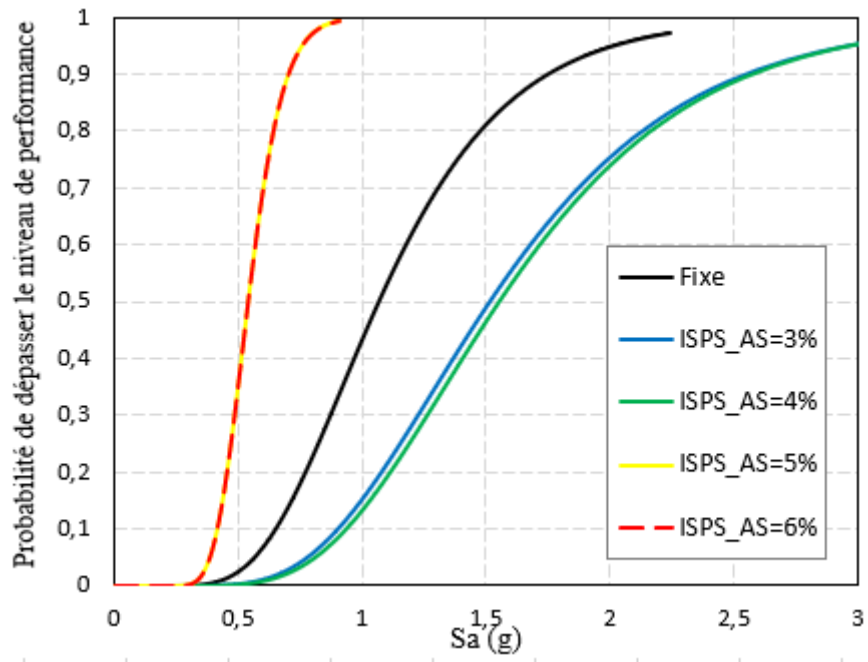


c. Etat limite CP

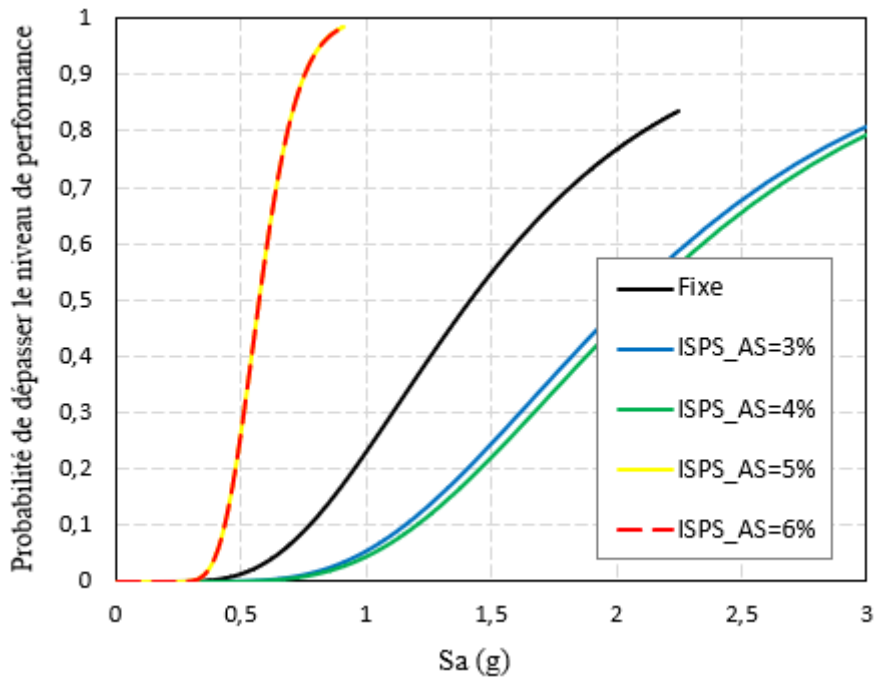
Figure.5.24. a, b et c Courbes de fragilité pour sable lâche avec la variation de la section des armatures pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO

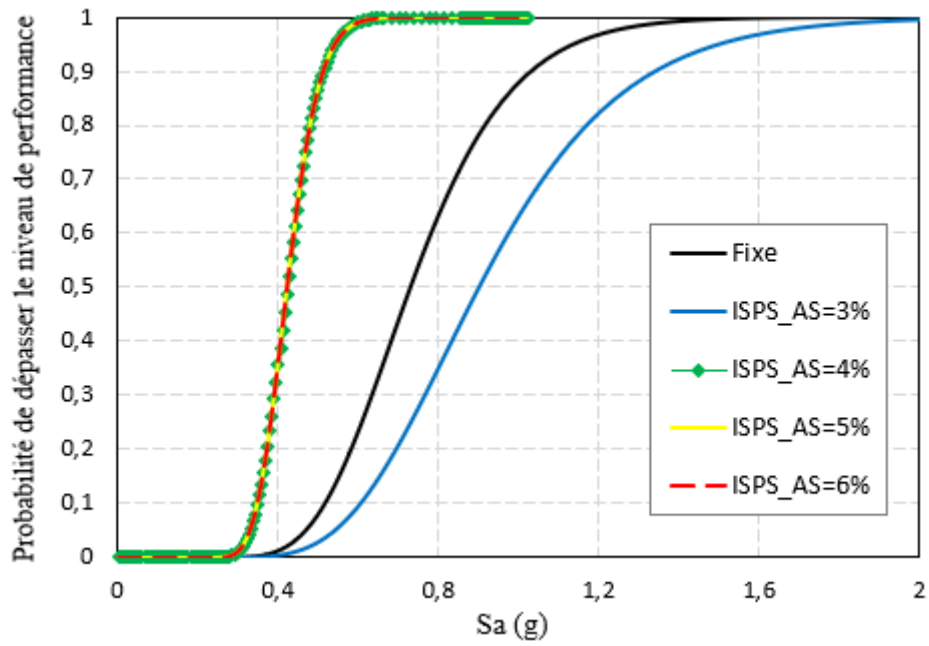


b. Etat limite LS

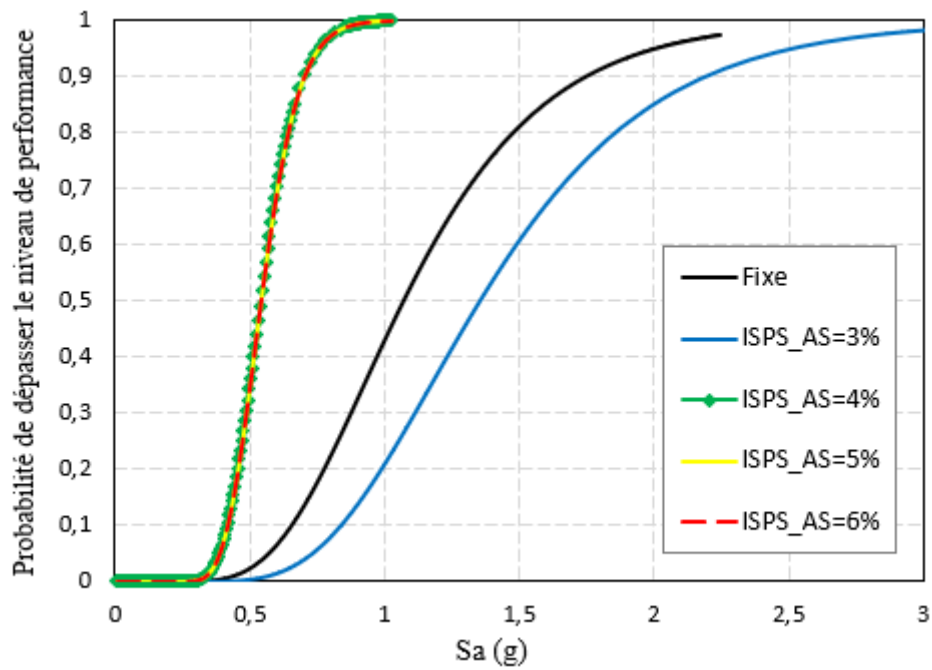


c. Etat limite CP

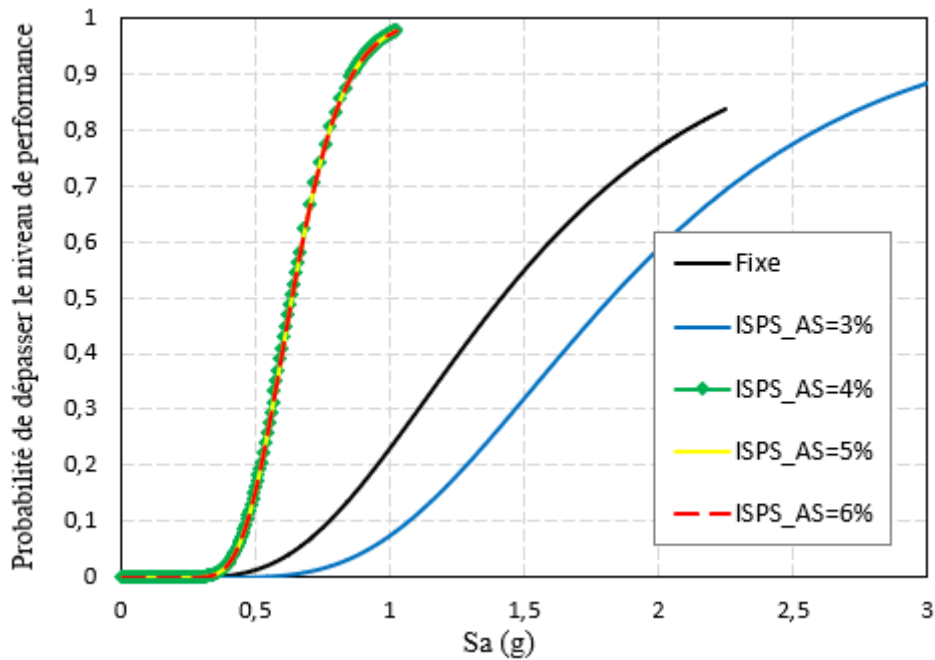
Figure.5.25. a, b et c Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la section des armatures pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO



b. Etat limite LS



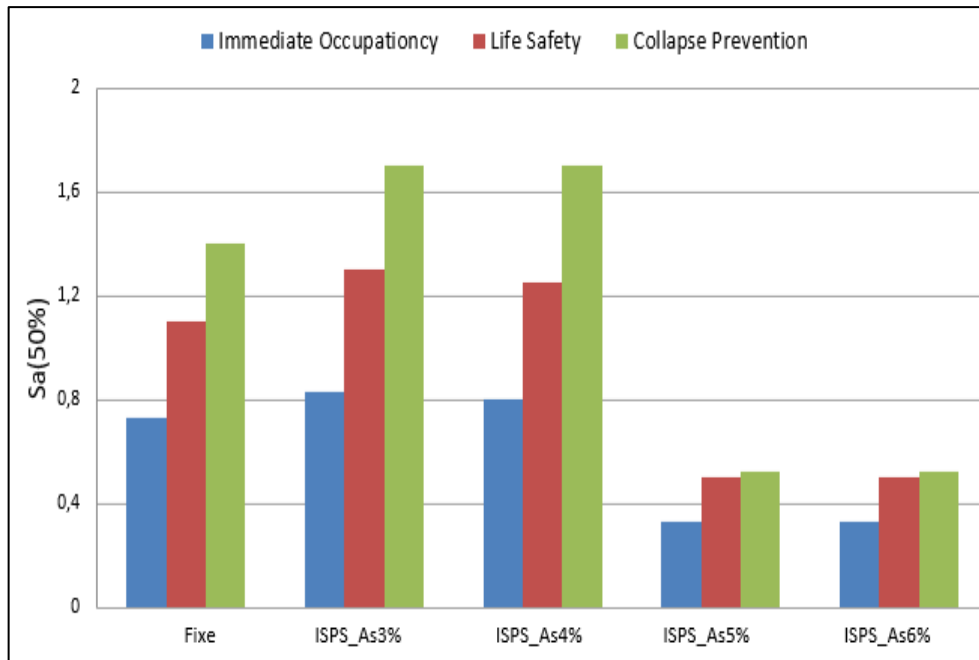
c. Etat limite CP

**Figure.5.26. a, b et c** Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la section des armatures pour les états limites IO, LS et CP

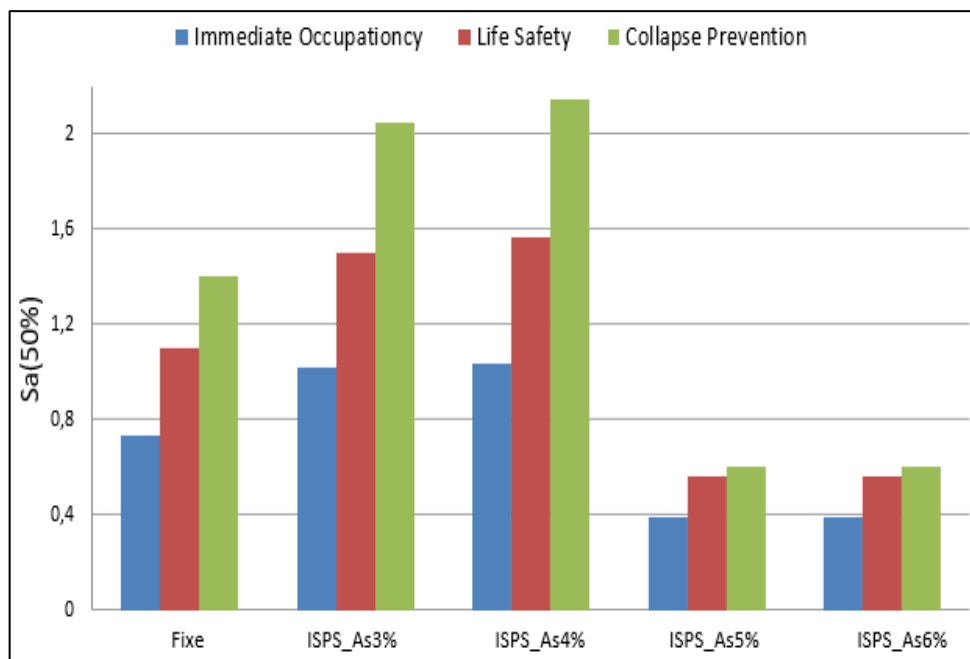
Les figures 5.24, 5.25 et 5.26 représentent les courbes de fragilité sismique avec la variation de la section des armatures longitudinales pour le sable lache, moyen et dense pour les différents états limites d'endommagement (IO, LS, CP).

Les courbes de fragilité pour les sections de ferrailage (A5%, A6%) dans le système ISPS donnent des probabilités d'endommagement plus grandes que le système fixe de l'ordre (57,4%, 51%, 52%) pour le sable lache, moyen et dense respectivement, En raison de la diminution de la ductilité d'environ 75%.

Les courbes de fragilité pour le cas As4%, dans le sable lache et moyen donnent des probabilités d'endommagement inférieures que celles du système fixe de l'ordre de 15%, 46%, mais dans le sable dense, elles sont supérieures d'environ 52%, En raison de la diminution de la ductilité d'environ 71%.



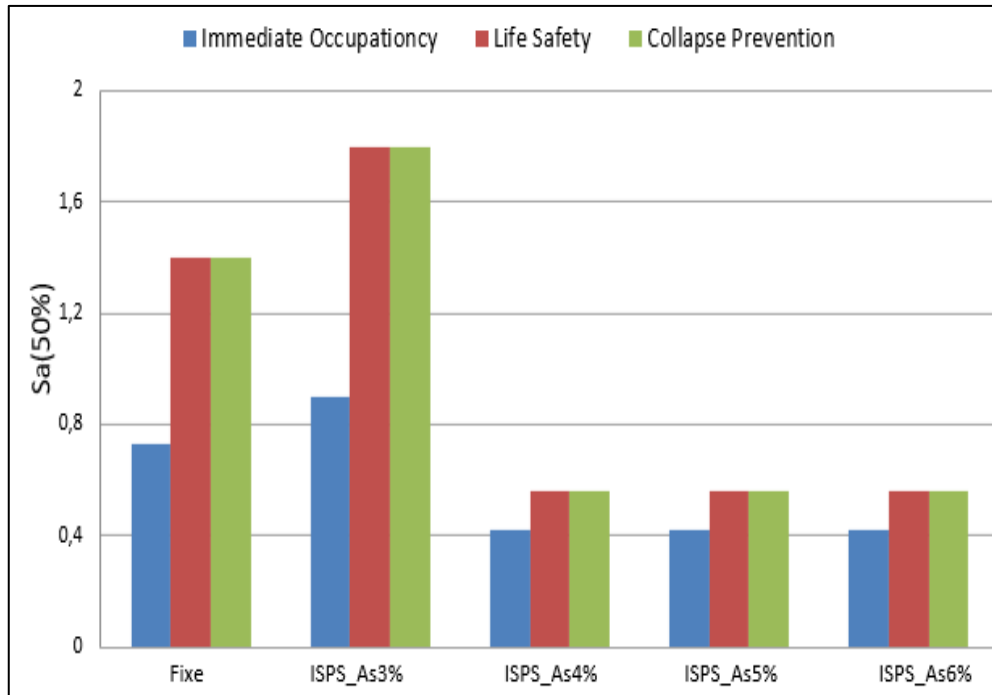
**Figure.5.27** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la section des armatures  
-Cas sable lache-



**Figure.5.28.** Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation la section des armatures  
-Cas sable moyen-

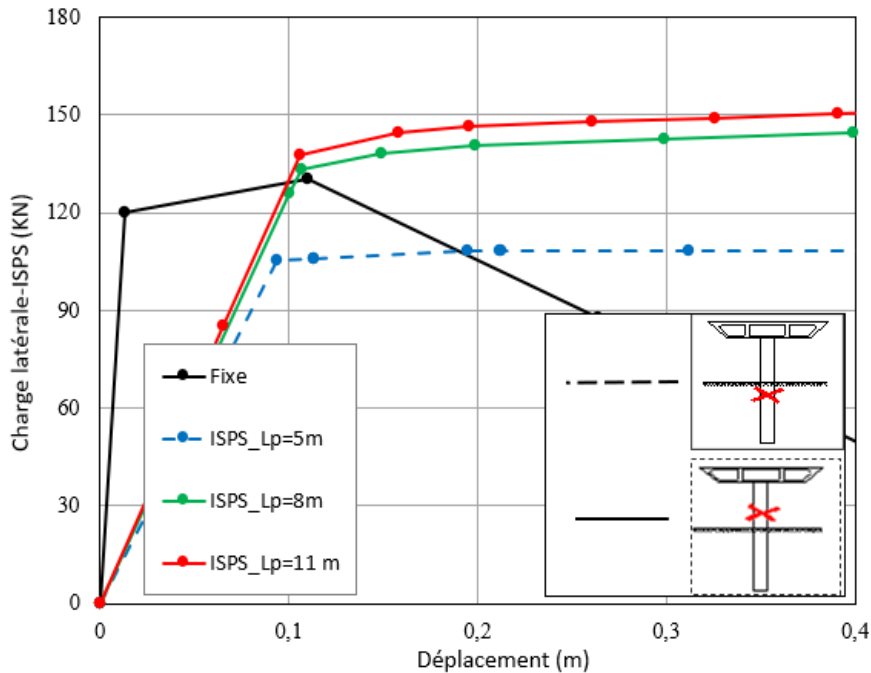
Pour une probabilité d'endommagement égale à 50% figures (5.27, 5.28, 5.29), l'augmentation de la section des armatures dans les systèmes ISPS cas (A5% et A6%) donne une diminution de l'accélération par rapport au système fixe pour les trois types de sable et dans tous les états limites (IO, LS, CP), ce qui conduit à une grande probabilité de dommage. Dans ce cas le type de sable n'est pas affecté. Tandis que dans le cas de A4% pour le sable lache et moyen, les

valeurs d'accélération  $S_a$  (50%) augmentent ce qui donne un effet positif contrairement à celles observées dans le sable dense.



**Figure.5.29.** Variation de l'accélération  $S_a$  (50%) avec l'augmentation la section des armatures -Cas sable dense-

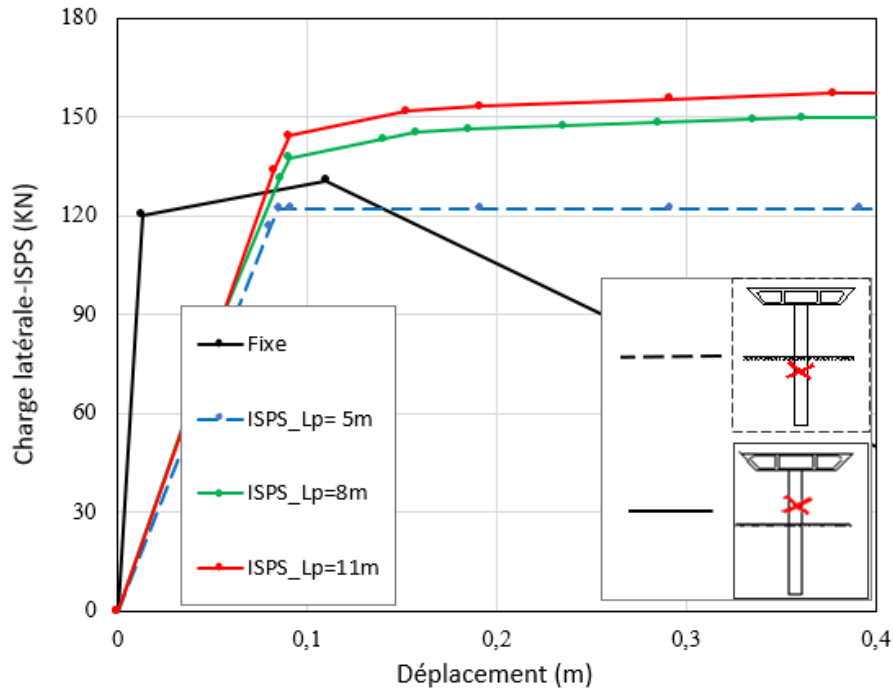
### 5.3.4. Etude de l'effet de la longueur du pieu



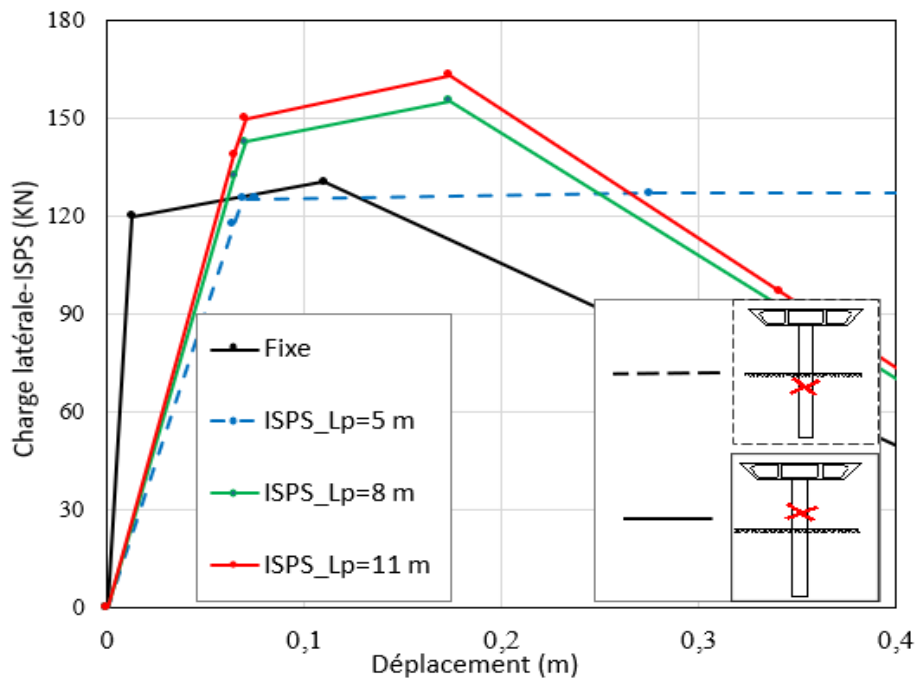
**Figure. 5.30.** Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable lache »



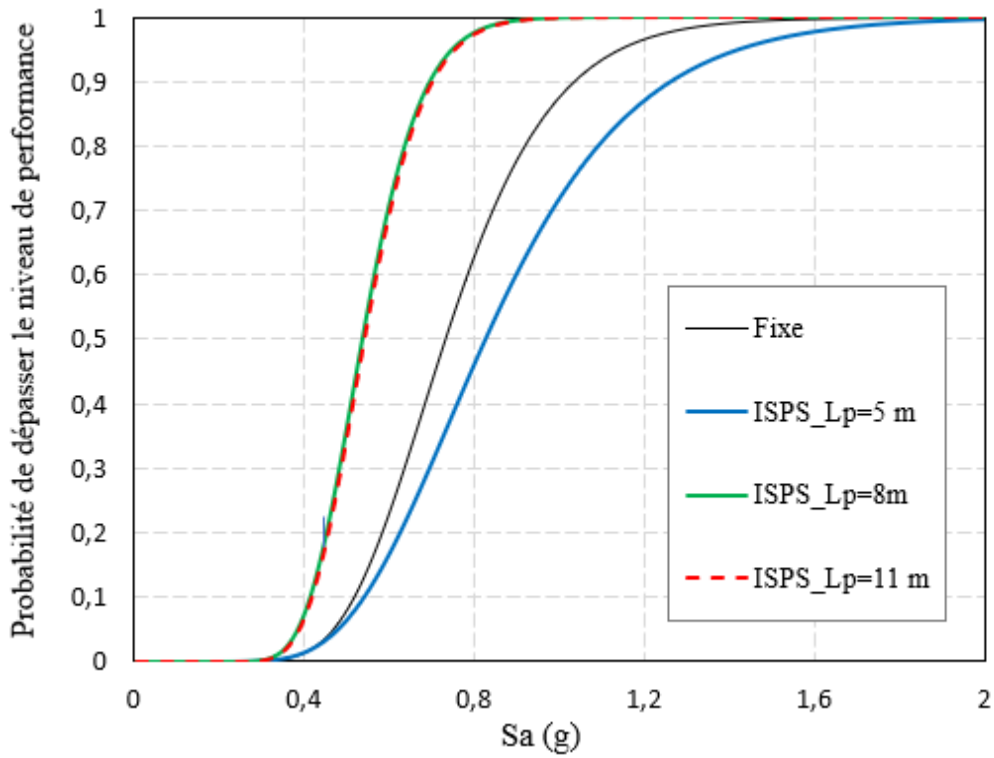
Les figures (5.30, 5.31, 5.32) représentent la réponse latérale du système ISPS avec la variation de la longueur du pieu (5m, 8m, 11m) respectivement, implanter dans les différents types de sable. On constate que la réponse latérale augmente avec l'augmentation de la longueur du pieu pour les trois types de sables (lache moyen dense).



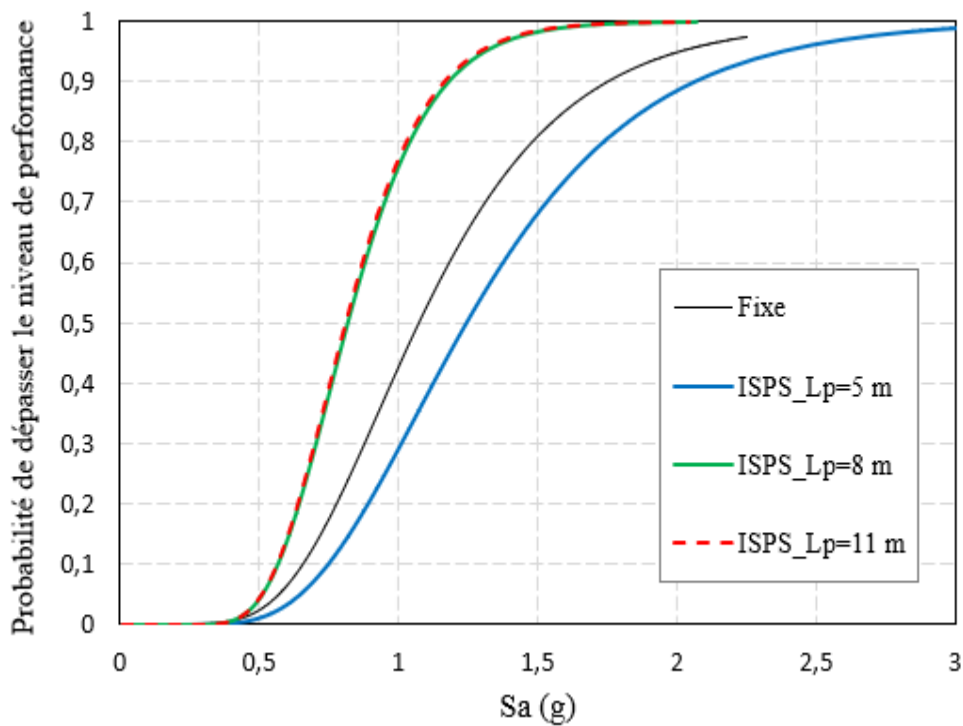
**Figure. 5.31.** Réponse charge latéral -déplacement du le système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable Moyen »



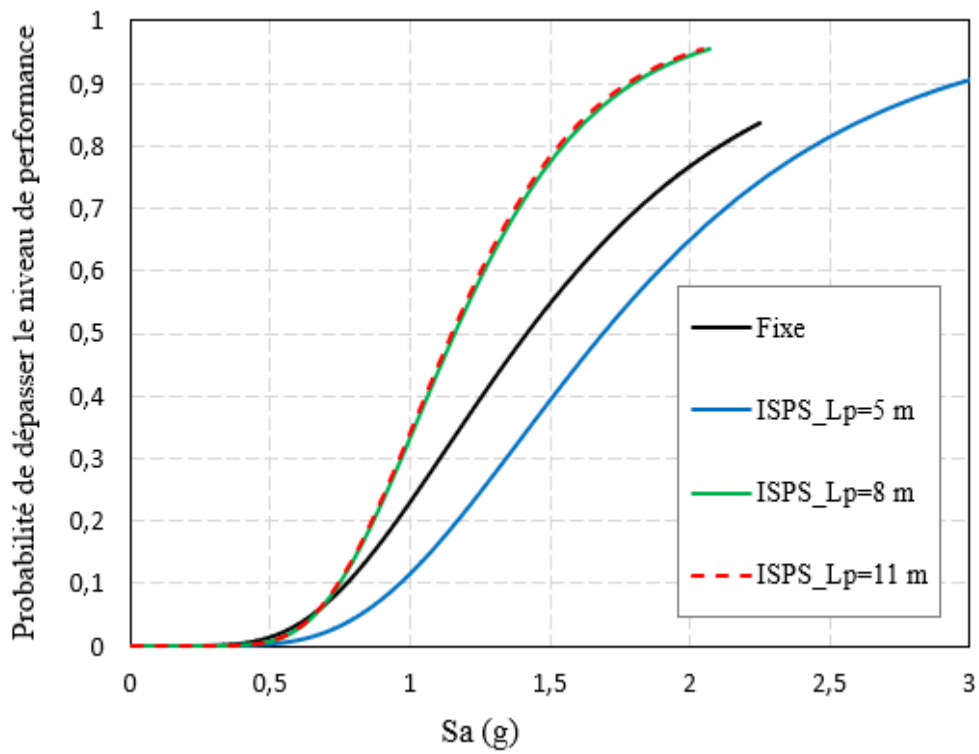
**Figure. 5.32.** Réponse charge latéral -déplacement du système ISPS avec variation de la longueur du pieu. « Sable Dense »



a. Etat limite IO

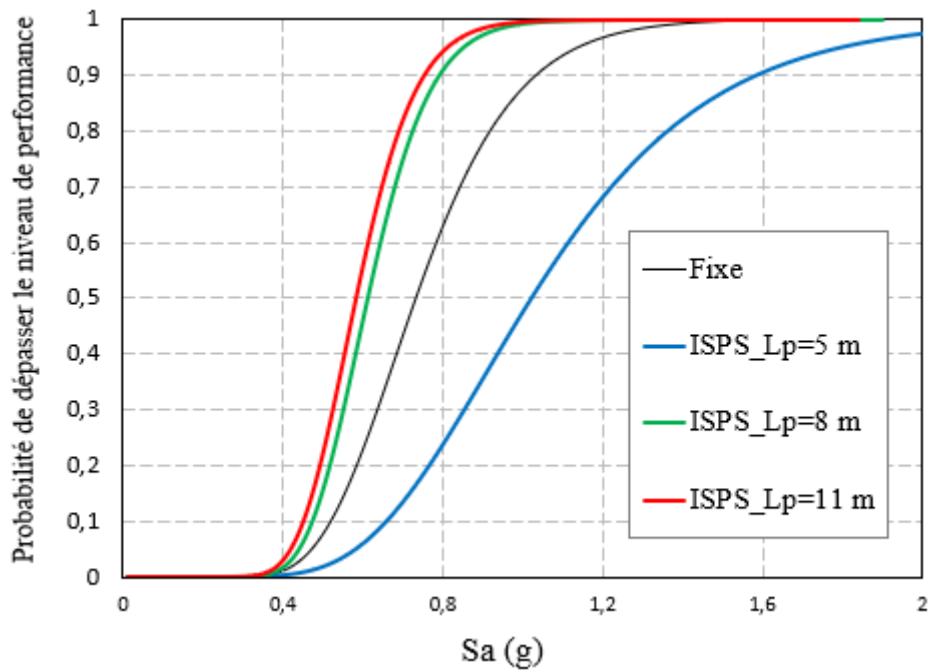


b. Etat limite LS

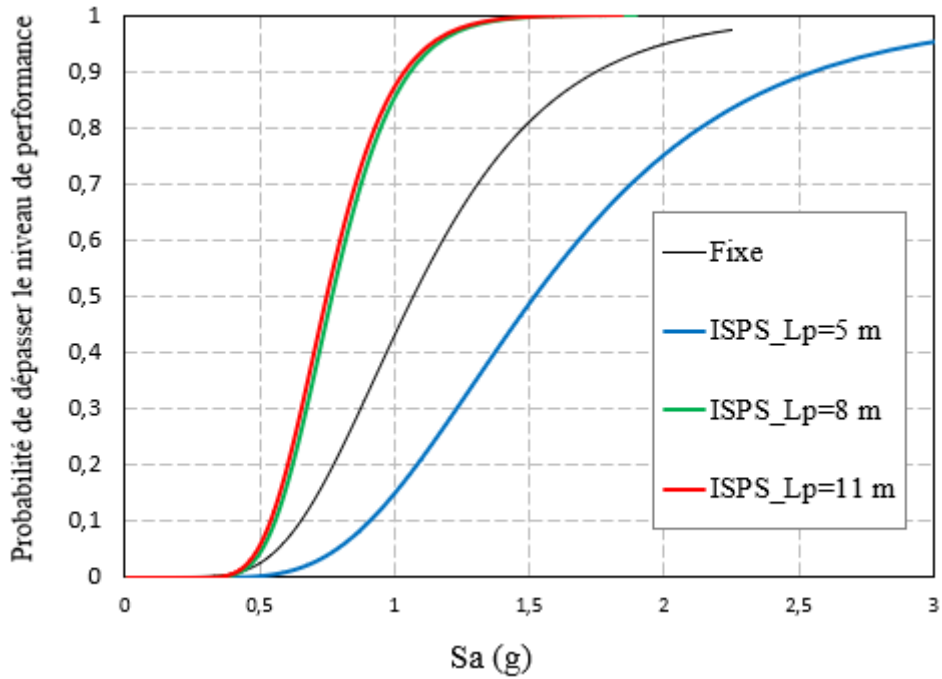


c. Etat limite CP

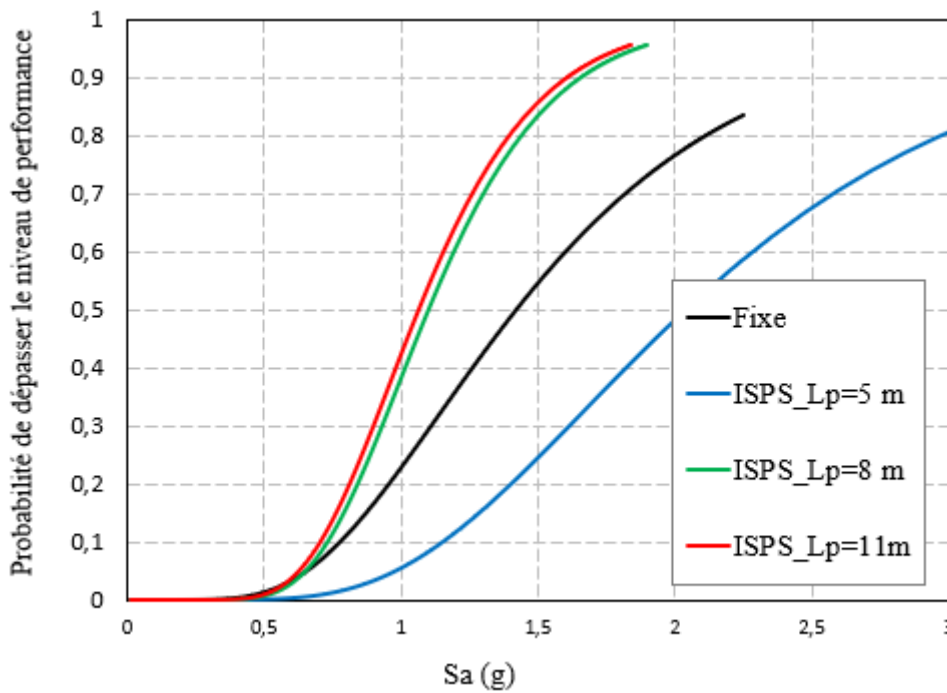
Figure.5. 33. a, b et c Courbes de fragilité pour sable lâche avec la variation de la longueur du pieu pour états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO

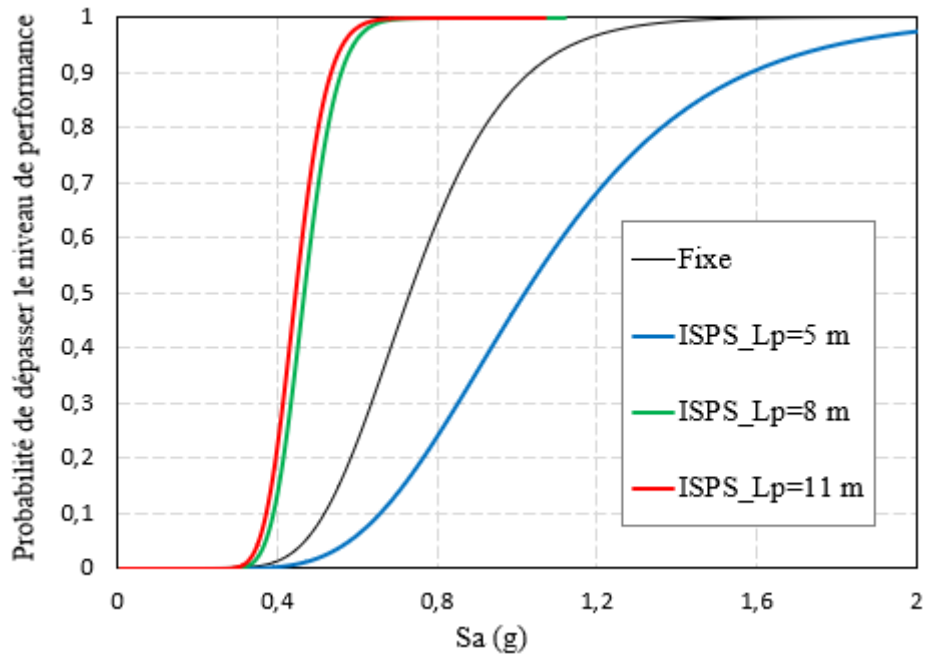


b. Etat limite LS

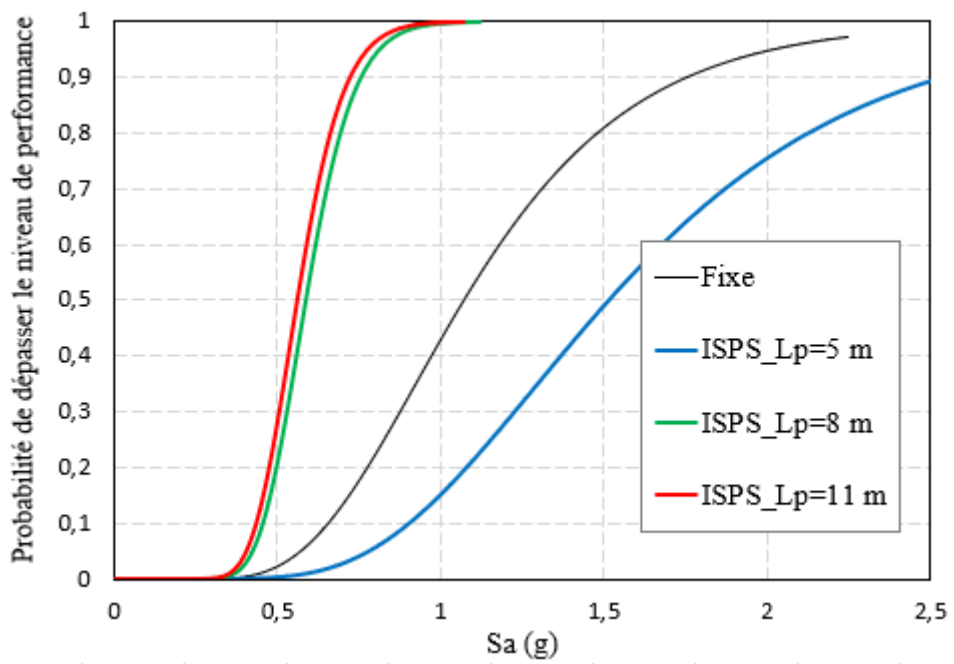


c. Etat limite CP

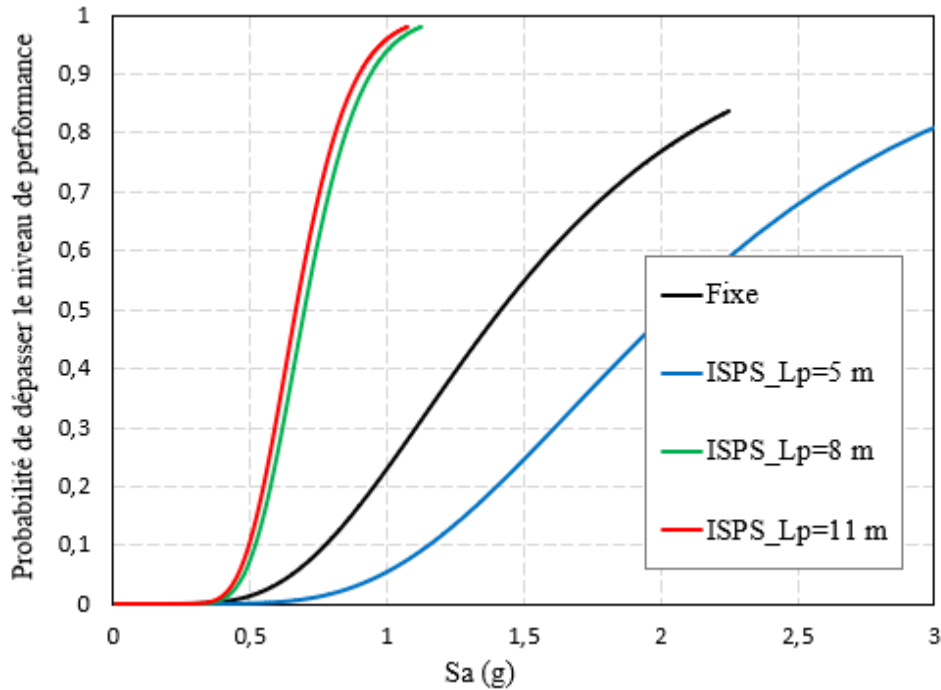
Figure.5.34. a, b et c Courbes de fragilité pour sable moyen avec la variation de la longueur du pieu pour les états limites IO, LS et CP



a. Etat limite IO



b. Etat limite LS



c. Etat limite CP

**Figure.5.35. a, b et c** Courbes de fragilité pour sable dense avec la variation de la longueur du pieu pour les états limites IO, LS et CP

Les figures 5.33, 5.34 et 5.35 présentent les courbes de fragilité sismique avec la variation de la longueur du pieu pour le sable lache, moyen et dense pour les différents états d'endommagement (IO, LS, CP). Les résultats trouvés indiquent que l'effet de l'augmentation de la longueur du pieu sur les courbes de fragilité pour le système ISPS sont négligeable.

La probabilité d'endommagement pour les pieux 8 m et 11m de longueur sont plus grande que le système fixe de l'ordre (23%, 25%, 45%) pour le sable lache, moyen et dense respectivement, et dans tous les états limites, en raison de la diminution de la ductilité du système ISPS de l'ordre (21%, 52 %, 70%). Tandis que la capacité latérale du systèmes ISPS soit supérieure de l'ordre (6%, 9%, 14%) voir les figures (5.31, 5.32, 5.33).

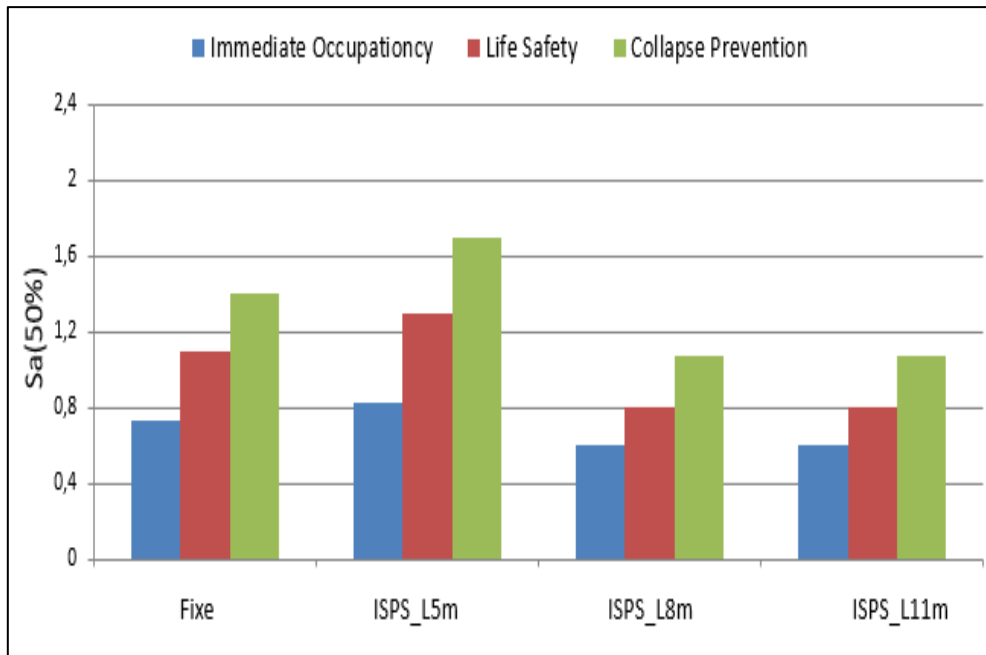


Figure.5.36 Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu  
-Cas sable lache-

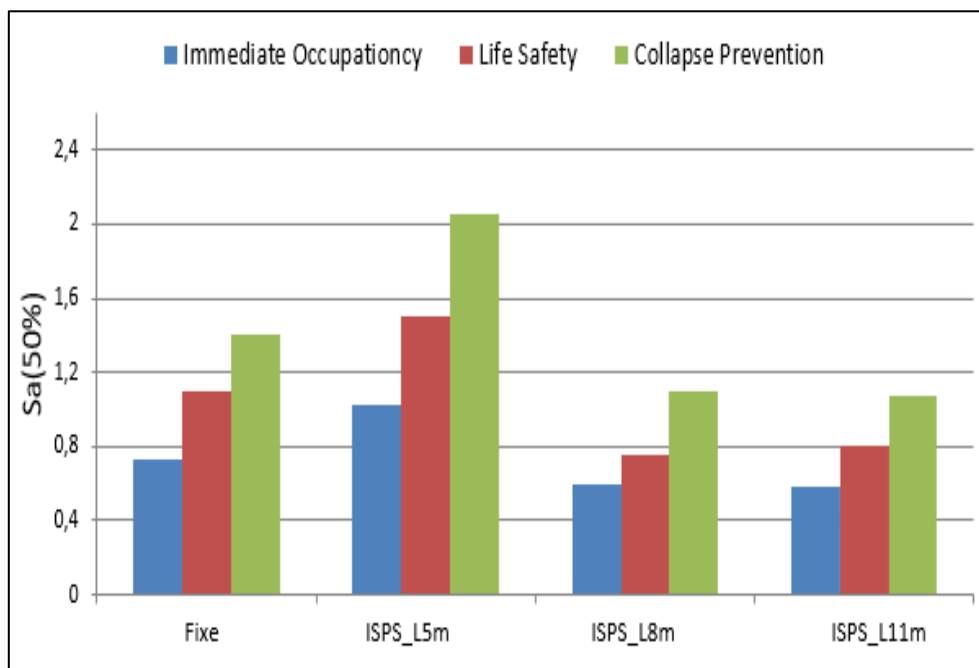
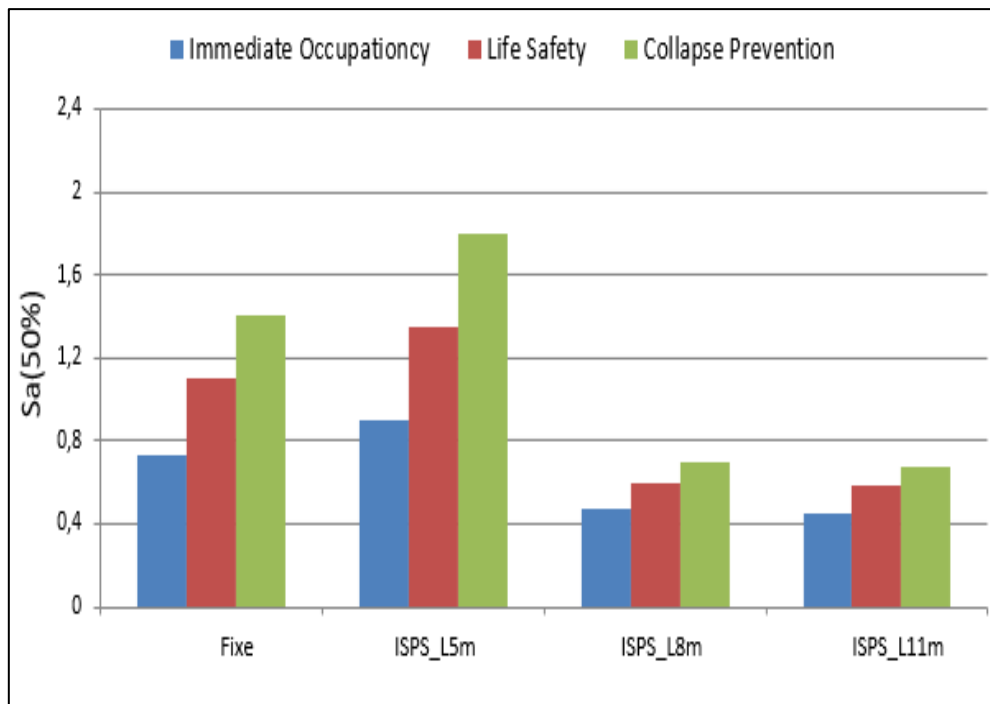


Figure.5.37 Variation de l'accélération Sa (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu  
-Cas sable moyen-



**Figure.5.38** Variation de l'accélération  $S_a$  (50%) avec l'augmentation de la longueur du pieu  
-Cas sable dense-

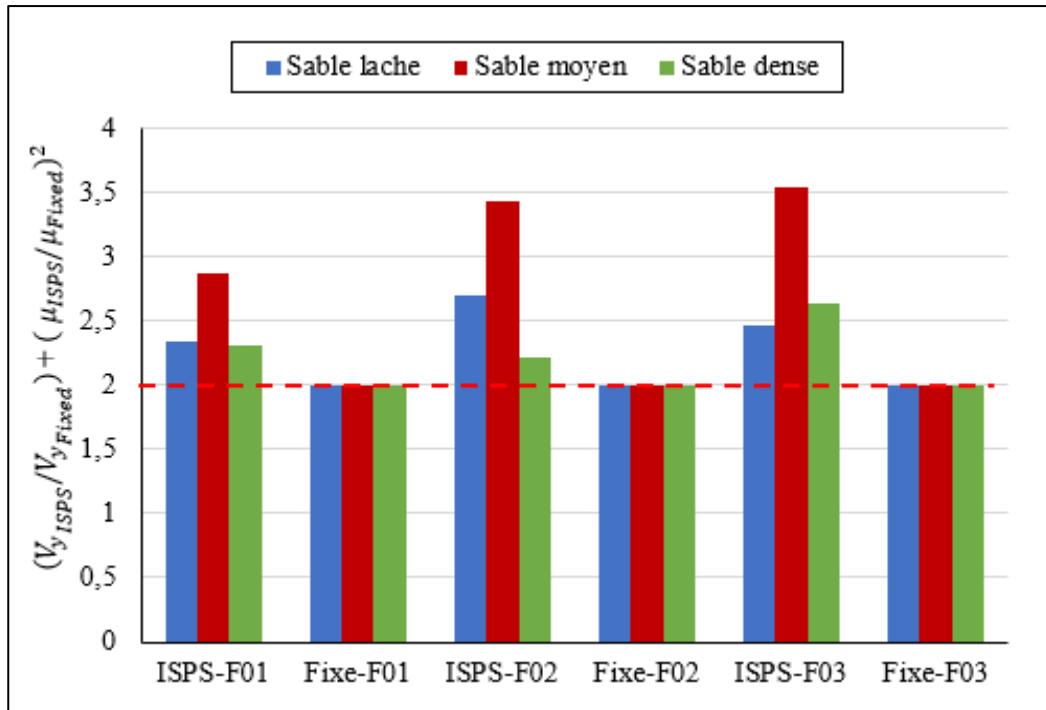
Pour une probabilité d'endommagement égale à 50% figures (5.36, 5.37, 5.38), l'augmentation de la longueur du pieu dans les systèmes ISPS par rapport au système fixe donne une diminution de l'accélération pour les cas ( $L_p=8$  m et  $L_p=11$  m) dans les trois types de sable et pour tous les états limites (IO, LS, CP), ce qui conduit à une grande probabilité de dommages.

### 5.3.5. Corrélation entre la capacité latérale et de la ductilité du système ISPS

Il existe un nombre considérable d'études pour évaluer et estimer la ductilité pour les structures à base encastré (rigide), moins d'attention a été accordée à l'influence de l'interaction et de son effet sur la réponse dans la superstructure. L'interaction de la structure avec le sol (ISS), conduit à d'autres modifications de la réponse sismique du système ( Lou et al. 2011, Homaei et Yazdani 2020; Mashhadi et al .2020 , Homaei 2021). Cependant, il existe un manque de connaissances dans la recherche sur les ISS et la ductilité. Dans cette thèse une équation a été proposée (5.1) pour aider les ingénieurs à réaliser l'interaction sol-pieu-structure en fonction de la capacité latérale-ductilité du système ISPS, Guettafi et al (2021). Les résultats de cette équation donnent une convergence avec les résultats des courbes de fragilité précédentes. On rappelle que la ductilité est définie comme le rapport de la réponse du déplacement au déplacement élastique, voir (chapitre 3).



$$\left(\frac{V_{y_{ISPS}}}{V_{y_{Fixed}}}\right) + \left(\frac{\mu_{ISPS}}{\mu_{Fixed}}\right)^2 \quad 5.1$$



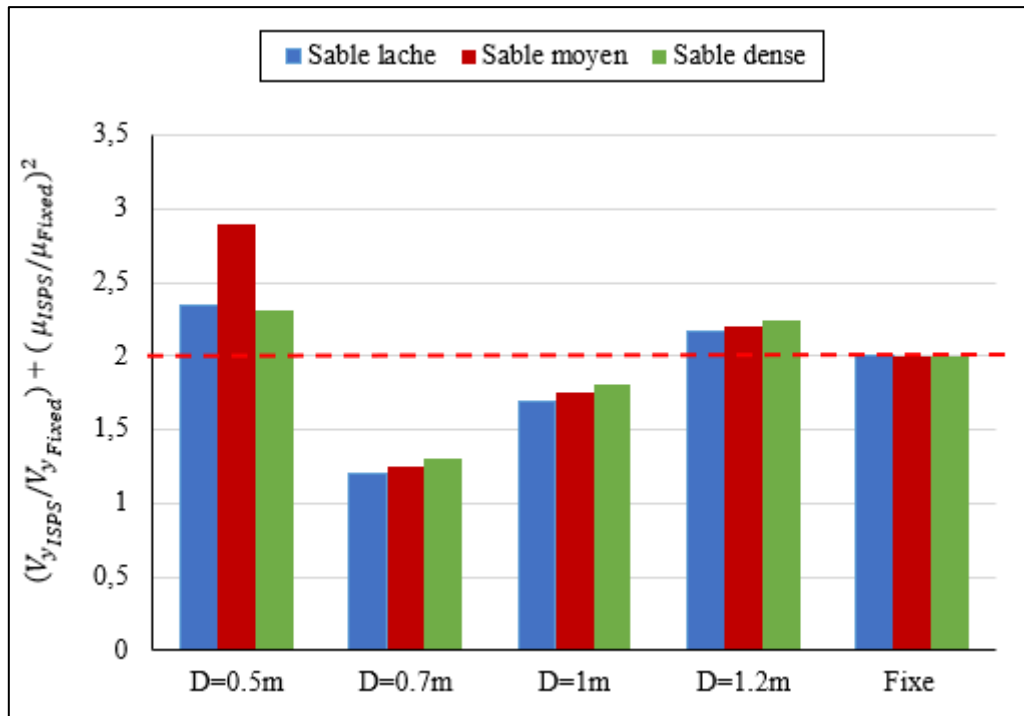
**Figure 5.39.** Corrélation ‘capacité latérale- ductilité’ dans le système ISPS avec la variation de la charge axiale.

La figure 5.39, représente la relation entre la limite d'élasticité et la ductilité du système ISPS et du système fixe avec la variation de niveau de la charge axiale.

Les analyses résultantes (limite d'élasticité et ductilité) au comportement non linéaire du système ISPS sont supérieures ou inférieures au système fixe ( $V_{ISPS}/V_{Fixed} >$  ou  $< 1$ ) et ( $\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed} >$  ou  $< 1$ ).

Si la somme de  $(V_{ISPS}/V_{Fixed}) + (\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed})^2$  est supérieure à 2, cela donne un effet favorable sinon cela donne un effet défavorable sur les courbes de fragilité.

Selon les résultats, la somme de l'équation (1.5) est égale à 2,34, 2,7 et 2,46 dans le sable lache, 2,87, 3,43 et 3,55 dans le sable moyen et 2,30, 2,21 et 2,64 dans le sable dense pour 0,1, 0,2, 0,3 respectivement. Ces derniers résultats donnent un effet favorable, confirmant l'effet positif des courbes de fragilité.



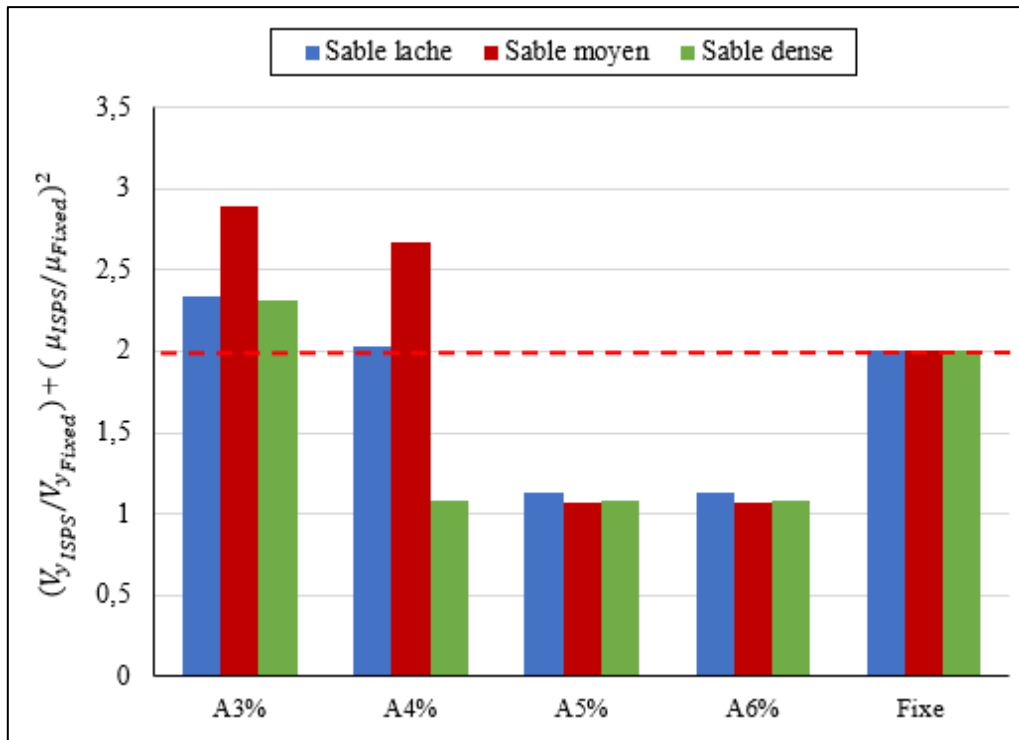
**Figure 5.40.** Corrélation ‘capacité latérale- ductilité’ dans le système ISPS avec la variation de la section du pieu.

La figure 5.40, représente la relation entre la limite d'élasticité et la ductilité du système ISPS et du système fixe avec la variation de la section du pieu pour le sable lache, moyen et dense.

Selon les valeurs de la somme  $(V_{ISPS}/V_{Fixed}) + (\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed})^2$  égale à 2,34, 1,20, 1,69 et 2,16 dans le sable lache, 2,89, 1,25, 1,75 et 2,19 dans le sable moyen et 2,30, 1,30, 1,80 et 2,24 dans du sable dense pour les diamètres (0,5 m, 0,7 m, 1 m et 1,2 m) respectivement.

On observe que les valeurs de la somme  $(V_{ISPS}/V_{Fixed}) + (\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed})^2$  de diamètre 0.7m, 1m sont inférieure à 2 ce qui donne un effet défavorable pour tous les types de sable, confirmant l'effet négatif des courbes de fragilité sismique.

Les résultats pour les diamètres 0,5 m et 1,2 m donnent un effet favorable pour les trois types de sable, confirmant l'effet positif des courbes de fragilité.

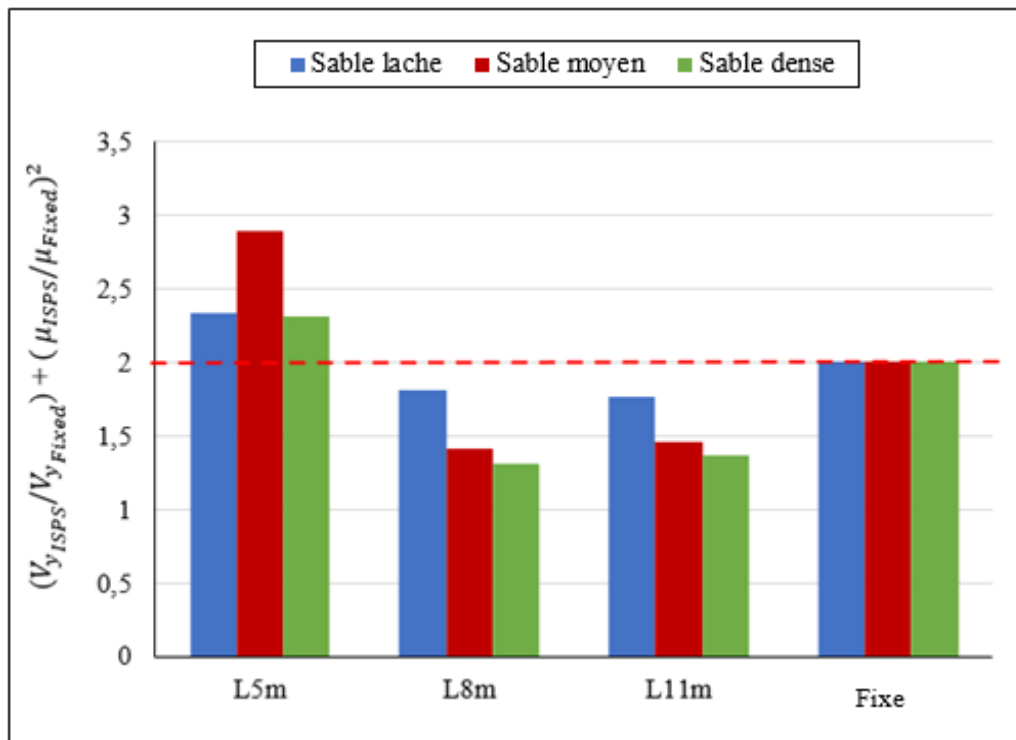


**Figure 5.41.** Corrélation ‘capacité latérale- ductilité’ dans le système ISPS avec la variation de la section des armatures longitudinales.

La figure 5.41, représente la relation entre la limite d'élasticité et la ductilité du système ISPS et du système fixe avec la variation de la section de l'acier pour le sable lache, moyen et dense. Selon les résultats, la somme  $(V_{ISPS}/V_{Fixed}) + (\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed})^2$  est égale à 2,34, 2,03, 1,13 et 1,13 dans le sable lache, 2,89, 2,67, 1,06 et 1,06 dans le sable moyen et 2,30, 1,08, 1,08 et 1,08 dans le sable dense pour A3%, A4%, A5% et A6% respectivement.

Les résultats l'équation (5.1) dans les systèmes ISPS donne un effet favorable pour la section d'acier As3% dans les trois types de sable et dans le sable lache et moyen pour la section d'acier As4%, ce qui confirme l'effet positif des courbes de fragilité.

Dans la section des aciers (As5% et As6%), les résultats donnent un effet défavorable pour les trois types de sable, confirmant l'effet négatif des courbes de fragilité.



**Figure 5.42.** Corrélation ‘capacité latérale- ductilité’ dans le système ISPS avec la variation de la longueur du pieu

La figure 5.42, représente la relation entre la limite d'élasticité et la ductilité du système ISPS et du système fixe avec la variation de la longueur du pieu pour le sable lache, moyen et dense. Selon les résultats, la somme  $(V_{ISPS}/V_{Fixed}) + (\mu_{ISPS}/\mu_{Fixed})^2$  est égale à 2,34, 1,80 et 1,77 dans le sable lache, 2,89, 1,40 et 1,46 dans le sable moyen et 2,30, 1,30 et 1,37 pour le sable dense pour les longueurs (5 m, 8m et 11m) respectivement.

On observe que les résultats de l'équation (5.1) pour les longueurs 8m et 11m sont inférieur à 2 ce qui donne un effet défavorable pour tous les types de sable, ce qui confirme l'effet négatif des courbes de fragilité sismique.

## 5.4. Conclusion

La modélisation numérique nous a permis l'examen de l'effet de l'interaction sol pieu structure à travers une analyse statique non linéaire et les courbes de fragilités sismiques. L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol pieu - structure à savoir l'influence de la charge verticale, le diamètre du pieu et la section des armatures longitudinales et la longueur du pieu pour différents types de sable pour observer la réponse du système (ISPS).

Les résultats montrent que l'effet du système ISPS est avantageux vis-à-vis de la charge axiale et du diamètre du pieu, tandis que le rapport longitudinal du pieu dépend de la ductilité et de la résistance latérale du pieu. L'équation proposée dans ce travail vise à aider les ingénieurs dans la conception et la performance de l'interaction sol-pieu-structure. Les résultats de cette équation ont fourni une convergence avec les résultats des courbes de fragilité sismique.

## CONCLUSION GENERALE

Les courbes de fragilité sismique, qui définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage spécifié compte tenu de différentes mesures d'intensité de mouvement du sol, sont des outils très puissants pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique. L'interaction sol-pieu-structure (ISPS) s'est avérée avoir un impact significatif sur les performances sismiques des pieux-structures. Le système ISPS est un processus complexe impliquant une interaction inertielle et cinématique entre le pieu et le sol, et la non-linéarité du sol et de la structure. Dans cette étude, l'accent est mis sur l'évaluation de la fragilité sismique de l'effet du système interaction sol-pieu-structure sur la vulnérabilité sismique. Plus précisément, la fragilité sismique du système ISPS sous différents effets des paramètres (types de sable, diamètre du pieu, rapport longitudinal d'acier, niveau de la force axiale et la longueur du pieu) sur l'interaction sol-pieu-structure. En effet l'analyse pushover donne un système fiable pour la classification de l'état des dommages. Il n'est pas le plus pratique en mesure de détecter quel pieu du système ISPS est le plus susceptible de tomber en panne sous des actions sismiques, mais aussi efficace pour déduire les états limites des demandes sismiques. Cependant, l'augmentation de la charge axiale donne une augmentation de la capacité latérale pour tous les types des sols sableux pour les systèmes (Fixe-ISPS), ce qui entraîne une probabilité de dommages importants. La prise en compte de l'interaction réduit la capacité latérale et augmente la ductilité ce qui donne un effet positif sur les courbes de fragilité. Par ailleurs, l'augmentation de la section du pieu augmente la capacité latérale du système ISPS et n'est pas affectée par les types de sable. Mais selon les courbes de fragilité, l'effet d'endommagement n'est pas seulement lié au diamètre du pieu, mais également lié aux valeurs de ductilité et de résistance du système. Tandis que l'augmentation du rapport longitudinal de la section des armatures longitudinales ( $A_s$ ) dans les pieux augmente la capacité latérale et la ductilité des systèmes ISPS en fonction du type de sol et de la formation des charnières en plastique. En fin L'augmentation de la longueur du pieu augmente légèrement la réponse latérale et réduit la ductilité des systèmes ISPS ce qui donne un effet négatif sur les courbes de fragilité.

La plupart des relations disponibles pour les performances sismiques dans la littérature concernent un système sans la prise en compte de l'effet de l'ISS. Cependant, à partir des

résultats présentés dans ce travail, la nécessité de proposer une expression afin d'inclure l'effet de ces paramètres sur la réponse du système ISPS et la probabilité d'endommagement. Certaines corrélations améliorées sont proposées dans ce travail.

Après ces conclusions, il apparaît que l'effet du système ISPS est avantageux vis-à-vis de la charge verticale et de la section du pieu, tandis que le rapport longitudinal du pieu dépend de la ductilité et de la résistance latérale du pieu. En fin les résultats obtenus ont conduit à la proposition d'une équation basée sur la résistance latérale et la ductilité du système ISPS et qui rend l'intégration de l'interaction sol pieu structure dans les études des ingénieurs plus facile et plus pratique

### **Perspectives**

- L'étude présentée a été menée en deux dimensions. Il serait intéressant de réaliser une analyse statique et dynamique non linéaire en trois dimensions.
- Il est recommandé de s'appuyer sur le même principe suivi dans notre étude sur un groupe de pieux dans différents types de sol, enfin d'évaluer leurs performances.

## **Références bibliographiques**

1. AASHTO. (2017). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design-8th. Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., USA.
2. Ajamy, A., et al. (2018). Seismic fragility analysis of jacket type offshore platforms considering soil-pile-structure interaction. *Engineering Structures*, 174, 198-211.
3. Allotey, N., & El Naggar, M. H. (2008). Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4), 560-573.
4. Anand, V., & Kumar, S. S. (2018). Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. In *Structures* (Vol. 16, pp. 317-326). Elsevier.
5. API. (2007). Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms. American Petroleum Institute. Section 6.8 Soil Reaction for Laterally Loaded Piles.
6. Argyroudis, S., Mitoulis, S., et al. (2018). Fragility assessment of transportation infrastructure systems subjected to earthquakes. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Numerical Modeling and Soil Structure Interaction* (pp. 174-183). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
7. ATC 3-06. (1978). California: Applied Technology Council. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.
8. Ashour, M., & Norris, G. (2000). "Modeling Lateral Soil-Pile Response Based on Soil-Pile Interaction". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126(5), 420-428.
9. ASCE. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-10. Virginia: American Society of Civil Engineers.
10. ASCE. (2016). Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16. Virginia: American Society of Civil Engineers.
11. ATC. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, volume 1 (ATC-40). Report No. SSC 96-01. Redwood City: Applied Technology Council
12. ATC. (1978) Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. ATC-3 06. Applied Technology Council, Redwood City, California, pp 45-53.



13. Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California. Pacific earthquake engineering research center.
14. Aygün B, et al. (2011). Efficient longitudinal seismic fragility assessment of a multi-span continuous steel bridge on liquefiable soils. *ASCE J Bridge Eng*;16:93–107.
15. Badoni, D., & Makris, N. (1996). Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(1), 29-43.
16. Badry, P., & Satyam, N. (2016). An efficient approach for assessing the seismic soil structure interaction effect for the asymmetrical pile group. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1(1), 8.
17. Badry, P., & Satyam, N. (2017). Seismic soil structure interaction analysis for asymmetrical buildings supported on piled raft for the 2015 Nepal earthquake. *Journal of Asian Earth Sciences*, 133, 102-113.
18. Bae, S., & Bayrak, O. (2008). Plastic hinge length of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 290.
19. Balendra, S., (2005). Numerical Modeling of Dynamic Soil-Pile-Structure Interaction, in Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University.
20. Baltzopoulos, G et al. (2017). SPO2FRAG: software for seismic fragility assessment based on static pushover. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), 4399-4425.
21. Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2007). Nonlinear static procedure for seismic vulnerability assessment of bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22(4), 293-305.
22. BC MoTI. (2016). Volume1-Supplement to CHBDC S6-14, BC Ministry of Transportation and Infrastructure, Vancouver, BC, Canada.
23. Bentz, E. C. (2000). Sectional analysis of reinforced concrete members. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 310 pp.
24. Berry, N. B., Fan, M., & Nephew, K. P. (2008). Estrogen receptor- $\alpha$  hinge-region lysines 302 and 303 regulate receptor degradation by the proteasome. *Molecular endocrinology*, 22(7), 1535-1551.
25. Billah, A. M., Alam, M. S., & Bhuiyan, M. R. (2013). Fragility analysis of retrofitted multicolumn bridge bent subjected to near-fault and far-field ground motion. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 992-1004.
26. Blum, H. (1932). *Wirtschaftliche dalbenformen und deren berechnung*. Verlag nicht ermittelbar.

27. Boulanger, R.W. et al. (1998). Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9): p. 750-759.
28. Boulanger, R. W., et al. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(9), 750-759.
29. Brinch-Hansen, J. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Geoteknisk Instit., Bull.*
30. Broms, B. (1964a). " Lateral resistance of Piles in Cohesive Soils ". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 90(2), 27-63.
31. Broms, B. (1964b). " Lateral resistance of Piles in Cohesionless Soils ". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 90(3), 123-156.
32. Caltrans. (2019a). *Seismic Design Criteria (SDC) V. 2.0*, California Department of Transportation, Sacramento, California.
33. Chau, K. T., Shen, C. Y., & Guo, X. (2009). Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: shaking table tests and FEM analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), 300-310.
34. Chore AS, Ingle RK, Sawant VA (2012). Parametric study of laterally loaded pile groups using simplified FE models. *Coupled Syst Mech* 1(1):1-7
35. Chu, D., & Truman, K. Z. (2004). Effects of pile foundation configurations in seismic soil-pile-structure interaction. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
36. Ciampoli, M., & Pinto, P. E. (1995). Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers. *Journal of structural engineering*, 121(5), 806-814.
37. CSI. SAP2000 (2002). *Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual*. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures Inc; 2002.
38. Clough, R.W., Penzien, J. (1995). *Dynamics of Structures*, Berkeley, Computers & Structures, Inc.USA|
39. Cornell, A. Jalayer F. et Hamburger, R (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4):526-532.
40. Cox, W. R., Reese, L. C., & Grubbs, B. R. (1974). Field testing of laterally loaded piles in sand. In *Offshore Technology Conference*. One Petro.
41. Coyle, H. M., & Reese, L. C. (1966). Load transfer for axially loaded piles in clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(2), 1-26.

42. Davis, E. H., & Booker, J. R. (1971). The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory. In Proc. 1st Australian-New Zealand Conf. on Geomechanics, Melbourne (Vol. 275, p. 282).
43. Di Laora, R. et al., (2015). Importance of seismic site response and soil–structure interaction in dynamic behaviour of a tall building. *Geotechnique*, 65(5), pp.391–400.
44. Durante, M. G et al. (2016). Soil–pile–structure interaction: experimental outcomes from shaking table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(7), 1041-1061.
45. Elnashai, A. S., & McClure, D. C. (1996). Effect of modelling assumptions and input motion characteristics on seismic design parameters of RC bridge piers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 25(5), 435-463.
46. Elgamal, A., Yan, L., Yang, Z., & Conte, J. P. (2008). Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system. *Journal of structural engineering*, 134(7), 1165-1176.
47. El Naggar, M. H., & Novak, M. (1996). Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(4), 233-244.
48. Elsabee, F., Morray, J. P., & Roesset, J. M. (1977). Dynamic behavior of embedded foundations. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Constructed Facilities Division.
49. EN 1998-5. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects. EN 1998-5. Brussels: European Committee for Standardization; 2004.
50. Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, 16(3), 573-592.
51. FEMA-356 (2000). Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC).
52. FEMA. (2003). HAZUS-MH MR4 technical manual, multi-hazard loss estimation methodology earthquake model. FEMA 366, Washington, DC.
53. FEMA. (2015). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures. FEMA P-1050. Washington DC: Federal Emergency Management Agency;
54. Finn, W. L. (2005). A study of piles during earthquakes: issues of design and analysis. *Bulletin of earthquake engineering*, 3(2), 141.
55. Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D., & Aschheim, M. (2014). Application of nonlinear static procedures for the seismic assessment of regular RC moment frame buildings. *Earthquake Spectra*, 30(2), 767-794.

56. Frank R., Zhao S.R., (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins, Bulletin de liaison Labo P. et Ch, N° 154, 17-24, Paris.
57. Hetényi, M., & Hetbenyi, M. I. (1946). Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering (Vol. 16). Ann Arbor, MI: University of Michigan press.
58. Gao, X., Ling, X. Z., Tang, L., & Xu, P. J. (2011). Soil–pile–bridge structure interaction in liquefying ground using shake table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 1009-1017.
59. Gasmi H, et al (2018). Key parameters influencing performance and failure modes for interaction soil–pile–structure system under lateral loading. *Asian Journal of Civil Engineering*, 19(3), 355-373.
60. Gazetas, G., (1984). Seismic response of end-bearing single piles. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 3(2): p. 82-93.
61. Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. In *Foundation engineering handbook* (pp. 553-593). Springer, Boston, MA.
62. Gazetas, G., & Mylonakis, G. (2001). Soil-structure interaction effects on elastic and inelastic structures. In *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Symposium in Honor of Professor WD Liam Finn*. San Diego, California.
63. Ghalibafian, H., Ventura, C. E., & Foschi, R. O. (2008). Effects of nonlinear soil-structure interaction on the inelastic seismic demand of pile-supported bridge piers. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
64. Ghiocel, D. M., et al. (1998). Seismic response and fragility evaluation for an Eastern US NPP including soil–structure interaction effects. *Reliability Engineering & System Safety*, 62(3), 197-214.
65. Ghosh J, Sood P, (2016). Consideration of time-evolving capacity distributions and improved degradation models for seismic fragility assessment of aging highway bridges. *Reliab Eng Syst Saf*.154:197–218.
66. Goud, S. S., & Kumar, R. P. (2014). Seismic Design Provisions for Ductile Detailed Reinforced Concrete Structures. In *15th Symposium on Earthquake Engineering (15SEE)*.
67. Guettafi, N., et al. (2021). Numerical Evaluation of Soil-Pile-Structure Interaction Effects in Nonlinear Analysis of Seismic Fragility Curves. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1-18.

68. Han, Y. C. (2001). Dynamic soil-pile-structure interaction. In 4th Int. Conf. On Recent Advances In Geot. Earthq. Eng. & Soil Dynamics, San Diego, CA, Paper (Vol. 6).
69. Hetényi, M., & Hetbenyi, M. I. (1946). Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering (Vol. 16). Ann Arbor, MI: University of Michigan press.
70. Heydinger, A. G. (1989). Prediction of driven pile behavior using load transfer functions. In Predicted and Observed Axial Behavior of Piles: Results of a Pile Prediction Symposium (pp. 117-128). ASCE.
71. Hokmabadi, A. S., & Fatahi, B. (2016). Influence of foundation type on seismic performance of buildings considering soil–structure interaction. *International Journal of structural stability and dynamics*, 16(08), 1550043.
72. Homaei, F., & Yazdani, M. (2020, December). The probabilistic seismic assessment of aged concrete arch bridges: The role of soil-structure interaction. In *Structures* (Vol. 28, pp. 894-904). Elsevier.
73. Homaei, F. (2021). Estimation of the ductility and hysteretic energy demands for soil–structure systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(3), 1365-1413.
74. Hutchinson, T. C., et al. (2004). Inelastic seismic response of extended pile-shaft-supported bridge structures. *Earthquake Spectra*, 20(4), 1057-1080.
75. Hwang, H., Jernigan, J. B., & Lin, Y. W. (2000). Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems. *Journal of Bridge Engineering*, 5(4), 322-330.
76. Iervolino, I., et al (2016). SPO2FRAG v1. 0: software for PUSHOVER-BASED derivation of seismic fragility curves. In *Proceedings of the VII European congress on computational methods in applied sciences and engineering, ECCOMAS, Crete Island, Greece* (pp. 5-10).
77. Jarernprasert, S., Bazan-Zurita, E., & Bielak, J. (2013). Seismic soil-structure interaction response of inelastic structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, 132-143.
78. Jeremic, B., Kunnath, S., & Xiong, F. (2004). Influence of soil–foundation–structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct. *Engineering Structures*, 26(3), 391-402.
79. Jeremić, B., Jie, G., Preisig, M., & Tafazzoli, N. (2009). Time domain simulation of soil–foundation–structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(5), 699-718.
80. Jimenez, G. A. L. (2019). Static and Dynamic behaviour of pile supported structures in soft soil (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).

81. Kappos, A. J., et al. (2006). A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 391-413.
82. Karamlou A, Bocchini P. Functionality-fragility surfaces. *Earthq Eng Struct Dyn* 2017;46(10):1687–709.
83. Kent, D. C., and Park, R. "Flexural members with confined concrete". *Journal of the Structural Division* (1971).
84. Karapetrou S., Fotopoulou S & Pitilakis K., (2015). Seismic vulnerability assessment of high-rise non-ductile RC buildings considering soil–structure interaction effect, *Soil Dyn. Earth. Eng.*, 73, 42–57.
85. Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2001). Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30(12), 1839-1856.
86. Kausel, E., & Roesset, J. M. (1974). Soil structure interaction problems for nuclear containment structures. In *Electric power and the civil engineer*.
87. Kausel, E. (2010). "Early history of soil–structure interaction." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832.
88. Kavitha, P., Venkatesh, M. M., & Sundaravadivelu, R. (2015). Soil structure interaction analysis of a dry dock. *Aquatic Procedia*, 4, 287-294.
89. Kim, S., & Stewart, J. P. (2003). Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 129(4), 323-335.
90. Kim H, Sim S-H, et al. (2017). Flood fragility analysis for bridges with multiple failure modes. *Adv Mech Eng*;9(3):1–11
91. Kraft, L. M., Kagawa, T., and Ray, R. P. (1981). "Theoretical tz curves." *J. Geotech. Engrg. Div.*, 107(11), 1543–1561.
92. Krawinkler, Helmut, ed. "Van Nuys hotel building testbed report: exercising seismic performance assessment". Pacific Earthquake Engineering Research Center", College of Engineering, University of California, Berkeley, (2005).
93. Kwon, O. S., & Elnashai, A. S. (2008). Seismic analysis of Meloland road overcrossing using multiplatform simulation software including SSI. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 651-660.
94. Kwon, O. and Elnashai, A. S. (2010). "Fragility analysis of a highway over-crossing bridge with consideration of soil-structure interaction", *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1): 159-178

95. Kwong, N. S., Chopra, A. K., & McGuire, R. K. (2015). A framework for the evaluation of ground motion selection and modification procedures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(5), 795-815.
96. Ladhane, K. B., & Sawant, V. A. (2012). Dynamic response of pile groups in series and parallel arrangement. *Structural Engineering and Mechanics*, 41(3), 395-406.
97. Lai CG, Martinelli M, (2013). Soil-structure interaction under earthquake loading: theoretical framework. Aussois: Alert Doctoral School.
98. Lam, I. P., Law, H. K., & Martin, G. R. (2007). Bridge foundations: modeling large pile groups and caissons for seismic design (No. MCEER-07-0018).
99. Liyanapathirana, D. S., & Poulos, H. G. (2005). Seismic lateral response of piles in liquefying soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(12), 1466-1479.
100. Look, B.G. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Taylor & Francis Group, London, UK.
101. Luco, N., & Cornell, C. A. (1998). Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure. In *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering* (Vol. 244, pp. 1-12).
102. Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2005). Comparison of incremental dynamic, cloud, and stripe methods for computing probabilistic seismic demand models. In *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond* (pp. 1-11).
103. Maheshwari, B. K., Truman, K. Z. et al. (2004). Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(4), 343-356.
104. Maheshwari, B. K., Nath, U. K., & Ramasamy, G. (2008). Influence of liquefaction on pile-soil interaction in vertical vibration. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 45(1), 1-13.
105. Maheshwari, B. K., & Emani, P. K. (2015). Three-dimensional nonlinear seismic analysis of pile groups using FE-CIFECM coupling in a hybrid domain and HISS plasticity model. *International Journal of Geomechanics*, 15(3), 04014055.
106. Makris, N., Badoni, D. et al. (1994). Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction. *Journal of Structural Engineering*, 120(10), 2992-3011.
107. Makris, N., et al. (1997). Prediction of the measured response of a scaled soil-pile-superstructure system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16(2), 113-124.

108. Mander, J. B., & Basöz, N. (1999). Seismic fragility curve theory for highway bridges. In *Optimizing post-earthquake lifeline system reliability* (pp. 31-40). ASCE.
109. Manna, B., & Baidya, D. K. (2010). Dynamic nonlinear response of pile foundations under vertical vibration—Theory versus experiment. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(6), 456-469.
110. Mamoon, S.M., Ahmad, (1990). Seismic Response of Piles to Obliquely Incident SH, SV, and P Waves *Journal of Geotechnical Engineering*. 116(2): p. 186-204.
111. Martel, R.R. (1940). Effect of foundation on earthquake motion. *Civil Engineering*, ASCE,10 (1), 7–10.
112. Mashhadi, S. et al. (2020). The performance-based seismic response of special steel MRF: Effects of pulse-like ground motion and foundation safety factor. In *Structures* (Vol. 28, pp. 127-140). Elsevier.
113. Matlock, H., & Reese, L. C. (1960). Generalized solutions for laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and foundations Division*, 86(5), 63-92.
114. Matlock, H. (1970). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. In *Offshore technology conference*. OnePetro.
115. Matlock, H., Foo, S. H., & Bryant, L. M. (1978). Simulation of lateral pile behavior under earthquake loading. In *Proc., Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Specialty Conference (pp. 601-619).
116. McClelland, B., & Focht, J. (1956). Soil modulus for laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(4), 1081-1.
117. Messioud, S., Okyay, U. S., Sbartai, B., & Dias, D. (2016). Dynamic response of pile reinforced soils and piled foundations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(3), 789-805.
118. Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake spectra*, 10(2), 357-379.
119. Mitropoulou, C. C. et al. (2016). “Influence of soil-structure interaction on fragility assessment of building structures”. In: *Structures*. Elsevier. p. 85-98.
120. Muntasir Billah, A. H. M., & Shahria Alam, M. (2015). Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. *Structure and infrastructure engineering*, 11(6), 804-832.
121. Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental. *Journal of earthquake engineering*, 4(3), 277-301.



122. Mylonakis, G., Syngros, C., Gazetas, G., & Tazoh, T. (2006). The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin Expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(5), 547-575.
123. Na, U. J., Chaudhuri, S. R., & Shinozuka, M. (2009). Performance evaluation of pile-supported wharf under seismic loading. In *TCLEE 2009: Lifeline earthquake engineering in a multihazard environment* (pp. 1-10).
124. Nesrine, Guettafi., et al. (2021). Performance Assessment of Interaction Soil Pile Structure Using the Fragility Methodology. *Civil Engineering Journal*, 7(2), 376-398.
125. Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1973). Procedures and criteria for earthquake-resistant design. In *Selected Papers By Nathan M. Newmark: Civil Engineering Classics* (pp. 829-872). ASCE.
126. Nghiem, H., & Chang, N. Y. (2008, August). Soil-structure interaction effects of high rise buildings. In *6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering* (pp. 11-16).
127. Nguyen, Q., Fatahi, B., & Hokmabadi, A. S. (2017). Influence of size and load-bearing mechanism of piles on seismic performance of buildings considering soil–pile–structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 04017007.
128. Nielson, B. G. (2005). Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones. Georgia Institute of Technology.
129. Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2007). Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States. *Earthquake spectra*, 23(3), 615-633.
130. Ning, C. L., & Li, B. (2016). Probabilistic approach for estimating plastic hinge length of reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 04015164.
131. Nogami, T., & Konagai, K. (1988). Time domain flexural response of dynamically loaded single piles. *Journal of Engineering Mechanics*, 114(9), 1512-1525.
132. NZS 1170.5. Structural design actions - part 5: earthquake actions - New Zealand. NZS 1170.5. Wellington: Standards New Zealand; 2004.
133. O'Neill, M.W., Murchison, J. (1983). "An Evaluation of P-Y Relationships in Sands", Report PRAC 82-41-1 to American petroleum Institute, University of Houston.
134. Padgett JE, DesRoches R. Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multispan bridges. *Earthquake Spectra* 2009;25(1):117–41.
135. Palanci, M., & Senel, S. M. (2019). Correlation of earthquake intensity measures and spectral displacement demands in building type structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 306-326.

136. Pan, Y., Agrawal, A. K., Ghosn, M., & Alampalli, S. (2010). Seismic fragility of multispan simply supported steel highway bridges in New York State. II: Fragility analysis, fragility curves, and fragility surfaces. *Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 462-472.
137. Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.
138. Peck, R.B., Hanson, W.E. & Thornburn, T.H., (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed. Wiley, New York, 514 pp.
139. Peduto D, Elia F, & Rosario Montuori R (2018). Probabilistic analysis of settlement-induced damage to bridges in the city of Amsterdam (the Netherlands). *Transp Geotech*;14:169–82.
140. Pinho, R. (2007). Nonlinear dynamic analysis of structures subjected to seismic action. In *Advanced earthquake engineering analysis* (pp. 63-89). Springer, Vienna.
141. Pokhrel, M., & Bandelt, M. J. (2019). Plastic hinge behavior and rotation capacity in reinforced ductile concrete flexural members. *Engineering Structures*, 200, 109699.
142. Porter, K.A. "An overview of PEER's Performance-based earthquake engineering methodology", ICASP9, Civil Engineering Risk and Reliability Association (CERRA), San Francisco, CA, (July 2003).
143. Poulos , H. (1971). "Behavior of Laterally Loaded Piles: I – Single Piles". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 97 (SM5), 711-731.
144. Poulos, H. (1972). "Behavior of Laterally Loaded Piles: III – Socketed Piles". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol 98 (SM4), 733-751.
145. Poulos, H., & Davis, E. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". New York: John Wiley & Sons.
146. Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". Newyork: John Wiley and sons.
147. Prasad GG, & Banerjee S, (2013). The impact of flood-induced scour on seismic fragility characteristics of bridges. *J Earth Eng*;17:803–28
148. Priestley, M. J. N., & Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *Structural Journal*, 84(1), 61-76.
149. Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
150. Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W. L., & Ventura, C. E. (2016). Evaluation of substructuring method for seismic soil-structure interaction analysis of bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 112-127.

151. Ramanathan, K., DesRoches, R., & Padgett, J. E. (2012). A comparison of pre-and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multispan bridge classes. *Engineering Structures*, 45, 559-573.
152. Reder A, et al. (2018). Assessing variations of extreme indices inducing weather-hazards on critical infrastructures over Europe—the INTACT framework. *Clim Change*; 148(1–2):123–38
153. Reese L, Cox W, Koop R (1974). Analysis of laterally load piles in sand. 6th Annual Offshore Technology Conference. Paper No. 2080
154. Reese, L.C., and Welch, R.C. (1975). "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1975, Vol. 101, Issue 7, pp. 633-649
155. Reese, L. C., & Van Impe, W. F. (2000). *Single piles and pile groups under lateral loading*. CRC press.
156. Roesset, J. M. (2013). Soil structure interaction the early stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, 16(1), 1-8.
157. Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering structures*, 25(10), 1241-1263.
158. Rollins KM, Sparks A (2002) Lateral resistance of full-scale pile cap with gravel backfill. *J Geotech Geoenviron Eng* 128(9):711–723.
159. Saha, R., Dutta, S. C., Haldar, S., and Kumar, S. Effect of soil-pile raft-structure interaction on elastic and inelastic seismic behaviour. In: *Structures*. Elsevier, (2020). p. 378-395.
160. SAP2000, Version 20. (2002). "Basic analysis reference". Computers and Structures, Inc., Berkeley.
161. Sarkar, R., & Maheshwari, B. (2012). Effect of soil nonlinearity and liquefaction on dynamic stiffness of pile groups. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(3), 319-330.
162. Schultz, M. T., Gouldby, B. P., & Simm, J. (2010). Beyond the factor of safety developing fragility curves to characterize system reliability.
163. Scott, R. F. (1980). Analysis of centrifuge pile tests; simulation of pile-driving.
164. Seed, H. B., & Reese, L. C. (1957). The action of soft clay along friction piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 122(1), 731-754.

165. Seed, H. B., Whitman, R. V., & Lysmer, J. (1977). Soil-structure interaction effects in the design of nuclear power plants. *Structural and geotechnical mechanics, a volume honouring*, Prentice Hall, Englewood Cliffs.
166. Sekhri, K., et al. (2020). Inelastic response of soil-pile-structure interaction system under lateral loading: a parametric study. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 14(2).
167. Shafieezadeh, A., et al. (2013). Three-dimensional wharf response to far-field and impulsive near-field ground motions in liquefiable soils. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1395-1407.
168. Shamsabadi, A., et al. (2010). Validated simulation models for lateral response of bridge abutments with typical backfills. *Journal of Bridge Engineering*, 15(3), 302-311.
169. Sharnouby, B. E., & Novak, M. (1985). Static and low-frequency response of pile groups. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(1), 79-94.
170. Su, L., Lu, J., Elgamal, A., & Arulmoli, A. K. (2017). Seismic performance of a pile-supported wharf: Three-dimensional finite element simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 95, 167-179.
171. Stefanidou, S. P., Sextos, et al. (2017). Soil-structure interaction effects in analysis of seismic fragility of bridges using an intensity-based ground motion selection procedure. *Engineering Structures*, 151, 366-380.
172. Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 38-48.
173. Syed, N. M., & Maheshwari, B. K. (2015). Verification of numerical modeling for nonlinear seismic analysis of a structure considering liquefaction. In *Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics: Proceedings of the 14th International Conference of International Association for Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, 2014 (IACMAG 2014)* (pp. 679-682). Taylor & Francis Books Ltd.
174. Tabatabaiefar, H. R. et al. (2015). Evaluation of numerical procedures to determine seismic response of structures under influence of soil-structure interaction. *Structural Engineering and Mechanics*, 56(1), 27-47.
175. Tavares, D. H., Padgett, J. E., & Paultre, P. (2012). Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada. *Engineering Structures*, 40, 107-118.
176. Tongaonkar, N. P., & Jangid, R. S. (2003). Seismic response of isolated bridges with soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(4), 287-302.

177. Tokimatsu, K., Suzuki, H., & Sato, M. (2005). Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 753-762.
178. Uzuoka, R., et al. (2007). Three-dimensional numerical simulation of earthquake damage to group-piles in a liquefied ground. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 27(5), 395-413.
179. Vamvatsikos, D. et Cornell, A. C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3):491–514.
180. Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2005). Direct estimation of seismic demand and capacity of multiple-degree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation. *Journal of Structural Engineering*, 131, 589-599.
181. Veletsos, A. S., & Prasad, A. M. (1989). Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach. *Journal of Structural Engineering*, 115(4), 935-956.
182. Wang, S., Kutter, B. L. et al. (1998). Nonlinear seismic soil-pile structure interaction. *Earthquake spectra*, 14(2), 377-396.
183. Wang, X., Ye, A., & Ji, B. (2019). Fragility-based sensitivity analysis on the seismic performance of pile-group-supported bridges in liquefiable ground undergoing scour potentials. *Engineering Structures*, 198, 109427.
184. Wen, Y.-K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems." *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, 102(2), 249–263.
185. Whitman, R.V., *Analysis of Soil-Structure Interaction: State-of -the-Art Review*. Vol. 19. 1972: Massachusetts Institute of Technology, Soils publication.
186. Wolf JP. *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey: Prentice Hall, Inc.; 1985.
187. Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Pearson Education.
188. Wotherspoon, L. M., & Pender, M. J. (2011). Integrated modelling of the seismic response of a multi-storey framed structure supported on pile foundations. In *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, New Zealand* (Vol. 5, No. 088, pp. 1-8).
189. Yao, S., et al. (2004). Interactive behavior of soil–pile–superstructure system in transient state to liquefaction by means of large shake table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(5), 397-409.
190. Yilmaz T, Banerjee S, Johnson PA. (2017). Uncertainty in risk of highway bridges assessed for integrated seismic and flood hazards. *Struct Infrastruct Eng*;14(9).

191. Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. *Engineering Structures*, 31(8), 1648-1660.
192. Zhong, J., Gardoni, P., & Rosowsky, D. (2012). Seismic fragility estimates for corroding reinforced concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(1), 55-69.