

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOSTEFA BEN BOULAIID -BATNA2-  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° D'ordre : ... /2017/...

Série :

*Thèse présentée et soutenue publiquement le 01/02/2017 pour obtenir le grade de Docteur en  
Sciences*

*Spécialité : GENIE CIVIL*

*Option : STRUCTURES ET GEOMATERIAUX*

PAR

**Kamel BEZIH**

Thème

**CONTRIBUTION A L'ETUDE FIABILISTE DES PONTS EN  
BETON ARME EN TENANT COMPTE DE LA VARIABILITE DES  
PROPRIETES MECANQUES DES SOLS**

Devant le jury composé de :

KARECH Toufik	Président	Professeur	Université de Batna 2
KALLA Mahdi	Rapporteur	Professeur	Université de Batna 2
KHALFALLAH Salah	Examineur	Professeur	E.N.P de Constantine
BAHEDDI Mohamed	Examineur	Professeur	Université de Batna 2
MABROUKI Abdelhak	Examineur	Maître de conférences (A)	Université de Biskra
BOUZRIRA Cherif	Examineur	Maître de conférences (A)	Université de Jijel

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

---

Ce travail de recherche à été effectué au sein du département de Génie Civil, de l'Université de Batna (Algérie), sous la direction du Professeur KALLA Mahdi

**Et**

En étroite collaboration avec le Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI) de l'Université Blaise PASCAL, Polytech Clermont-Ferrand, (France), sous la direction du Professeur CHATEAUNEUF Alaa

---

## Remerciements

La réalisation d'un travail de recherche dans le cadre d'une thèse de doctorat en sciences est une aventure. Celle-ci commence par le choix d'un sujet dans lequel chaque mot ou presque est une énigme. Elle se poursuit par une succession de périodes d'enthousiasme ravageur et de doute profonds. Elle se conduit en fin par la rédaction du mémoire, qui constitue sans doute la véritable épreuve. Mais cet exercice est au final passionnant, et il n'aurait pas été possible sans le soutien de quelques personnes à qui je souhaite exprimer ici ma reconnaissance.

Je tiens tout d'abord à remercier et témoigner ensuite ma gratitude envers Monsieur le Professeur Mahdi KALLA, pour m'avoir proposé un sujet de recherche ouvert, encadré mon travail et pour ses encouragements, ses nombreuses idées, et toutes ses remarques constructives..., mais il a su également me laisser une grande liberté de manœuvre pour explorer mes propres idées, ce dont je lui sais particulièrement gré. La clarté de ses raisonnements scientifiques et ses qualités pédagogiques ont été pour moi très riches d'enseignement.

Toute ma gratitude s'adresse à Monsieur le Professeur Alaa Chateaneuf, pour l'accueil au sein de son laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI) de Clermont Ferrand, et pour les multiples aides scientifiques et morales dans le co-encadrement de ma thèse. Sa contribution dans cette thèse dépasse le cadre scientifique et s'étend au niveau humain.

Je tiens à remercier le Professeur Toufik KARECH, de l'Université de Batna 2, qui m'a fait l'honneur d'être le président du jury de thèse. Qu'il trouve ici ma gratitude et ma reconnaissance pour l'intérêt qu'il a manifesté pour ce travail.

Mes remerciements s'étendent tout naturellement à l'ensemble des membres du jury : le Professeur Salah KHALFALLAH, de l'Ecole Nationale Polytechnique de Constantine, Mohamed BAHEDDI, Professeur à l'université de Batna 2, Abdelhak MABROUKI Maître de Conférences à l'université de Biskra et Cherif BOUZRIRA Maître de Conférences à l'université de Jijel, pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à mon travail et aussi d'avoir accepté de lire et juger la présente thèse et ce malgré leurs préoccupations et leur emploi du temps assez chargé.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance au Ministère de l'Enseignement Supérieur Algérien pour son soutien financier.

En fin, un grand merci à mes parents pour leurs encouragements, à mon épouse et mes enfants (Ranim, Malakelhman et AbedelRahim), mes frères et mes sœurs, mes amis et collègues de l'université de Jijel et de l'université de Batna 2 qui m'ont apporté leurs soutient au présent travail le long de ces années.

## المخلص

تؤدي السلوكيات العشوائية والغير خطية للتربة، في تصميمات الجسور الخرسانية المسلحة، إلى مستويات غير كافية الموثوقية. لهذا السبب، يكون من الضروري أخذ في عين الاعتبار تباين خواص التربة التي يمكن أن تؤثر تأثيرا كبيرا على سلوك الجسر بشأن الخدمة. هدف هذه الدراسة هو تطوير مقاربة ميكانيكية-موثوقية لحساب احتمالات القشل في سلوك الجسور المتكونة من الخرسانية المسلحة نتيجة آثار التفاعل بين التربة والهيكل. النمذجة الرقمية للتفاعل بين التربة و الهيكل تنفذ عن طريق نموذج ميكانيكي للروافد الخرسانية المسلحة على حوامل (دعامات) مرنة غير خطية.

تحليل الموثوقية سلط الضوء على أهمية تفاعل بين التربة والهيكل ويدل على أن سلامة الجسور الخرسانية المسلحة هي حساسة جدا للتغيرات في خواص التربة، وخصوصا عندما يأخذ في عين الاعتبار السلوك الغير الخطي للتربة.

**الكلمات الرئيسية:** تفاعل التربة والهيكل، عشوائيه التربة، تحليل الموثوقية، جسور من الخرسانة المسلحة السلوكيات غير الخطية

## Résumé

Dans la conception des ponts en béton armé, le comportement aléatoire et non linéaire du sol peut conduire à des niveaux de fiabilité insuffisante. Pour cette raison, il est nécessaire de prendre en compte de la variabilité des propriétés du sol qui peuvent affecter de manière significative le comportement de ces ouvrages vis-à-vis de l'état limite ultime et de service. Dans cette étude, nous développons une approche mécano-fiabiliste pour calculer la probabilité de défaillance des ponts en béton armé existants sous les effets de l'interaction entre le sol et la structure. La modélisation numérique de l'interaction sol-structure est mise en œuvre par un modèle mécanique de poutre en béton armé sur des appuis élastiques non linéaires. L'analyse de fiabilité mettent en évidence la grande importance de l'interaction sol-structure et montre que la sécurité des ponts en béton armé est très sensible à la variabilité des propriétés du sol, en particulier lorsque le comportement non linéaire du sol est considéré.

**Mots clés:** Interaction sol-structure; incertitudes du sol; analyse de la fiabilité; pont en béton armé; comportement non linéaire.

## Abstract

In the design of reinforced concrete bridges, the random and nonlinear behavior of soil may lead to insufficient reliability levels. For this reason, it is necessary to take into account the variability of soil properties which can significantly affect the bridge behavior regarding ultimate and serviceability limit states. This study investigated the failure probability for existing reinforced concrete bridge due to the effects of interaction between the soil and the structure. In this paper, a coupled reliability-mechanical approach is developed to study the effect of soil-structure interaction for bridges. The modelling of this interaction is incorporated into the mechanical model of reinforced concrete continuous beams, by considering nonlinear elastic soil stiffness. The reliability analysis highlights the large importance of soil-structure interaction and shows that the structural safety is highly sensitive to the variability of soil properties, especially when the nonlinear behavior of soil is considered.

**Key words:** Soil-structure interaction; soil uncertainties; reliability analysis; reinforced concrete bridge; nonlinear behavior.

---

# Table des matières

<b>Remerciements.....</b>	<b>03</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>04</b>
<b>Liste des figures.....</b>	<b>09</b>
<b>Liste des tableaux.....</b>	<b>11</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>12</b>

## Chapitre 1: Revue de littérature

<b>1.1 Introduction.....</b>	<b>14</b>
<b>1.2 Interaction sol-structure.....</b>	<b>15</b>
<b>1.3 Formulation de l'interaction sol-structure.....</b>	<b>15</b>
<b>1.4 Méthode de prise en compte de l'interaction sol-structure.....</b>	<b>18</b>
1.4.1 Méthodes directes.....	18
1.4.2 Méthode indirecte ou méthode des sous-structures.....	20
1.4.3 Méthode hybride.....	20
<b>1.5 Modélisation de l'interaction sol-structure.....</b>	<b>21</b>
<b>1.6 Éléments bibliographique sur l'étude de l'interaction sol-structure.....</b>	<b>24</b>
1.6.1 Calcul déterministe.....	24
1.6.2 Calcul fiabiliste.....	25
<b>1.7 Conclusion.....</b>	<b>26</b>

## Chapitre 2 : Modèles rhéologiques d'élasticité non linéaire et méthodes de résolution numérique

<b>2.1 Introduction.....</b>	<b>28</b>
2.2 Modèles de comportement d'élasticité non linéaire du sol.....	29

2.2.1 Modèles hyperélastiques.....	29
2.2.2 Modèle hypoélastique.....	30
2.2.2.1 Modèle hyperbolique de Duncan.....	31
<b>2.3 Données sur le modèle hyperbolique de Duncan.....</b>	<b>37</b>
<b>2.4 Méthode de résolution numérique en comportement non linéaire.....</b>	<b>40</b>
2.4.1 Méthode des éléments finis en comportement non linéaire.....	41
2.4.1.1 Modèle numérique.....	41
2.4.1.2 Méthode de résolution numérique : Méthode de Newton-Raphson.....	43
<b>2.5 Conclusion.....</b>	<b>44</b>

## **Chapitre 3 : Théorie de la fiabilité et variabilité des sols**

<b>3.1 Introduction.....</b>	<b>46</b>
<b>3.2 Théorie de la fiabilité.....</b>	<b>47</b>
3.2.1 Méthodes de justifications de la sécurité.....	47
3.2.2 Principe de la théorie de la fiabilité pour les ouvrages.....	48
3.2.3 Méthodes de calcul de la fiabilité.....	56
3.2.3.1 La méthode de premier ordre FORM.....	57
3.2.3.1.1 Interprétation physique de l'algorithme.....	59
3.2.3.2 Méthode de simulation de Monte Carlo.....	61
3.2.4 Sensibilité des variables.....	63
3.2.5 Organigramme de l'analyse de la fiabilité.....	62
<b>3.3 Variabilité des sols.....</b>	<b>63</b>
3.3.1 Différents sources de l'incertitude.....	63
3.3.1.1 La variabilité naturelle du sol et l'erreur de mesure.....	63
3.3.1.2 Incertitude des modèles.....	63
3.3.2 Modélisation les incertitudes des paramètres du sol.....	64
3.3.2.1 Approche simplifiée pour la modélisation des paramètres incertains du sol.....	64
3.3.2.2 Coefficients de variation des propriétés des sols.....	65
3.3.2.3 Coefficient de variation des paramètres de cisaillement du sol.....	66
3.3.2.4 Lois de distribution de probabilité des paramètres de cisaillement du sol.....	67
3.3.2.5 Le coefficient de corrélation $\rho$ .....	67
3.3.3 Approche avancée pour la modélisation des paramètres incertains du sol.....	68
3.3.3.1 Variabilité spéciale.....	68
3.3.3.2 Variabilité naturelle.....	68

3.3.3.3 Fonction d'autocorrélation et la fonction d'autocovariance.....	69
3.3.3.4 Détermination de la distance d'autocorrélation.....	71
<b>3.4 Etat actuel des connaissances.....</b>	<b>72</b>
<b>3.5 Conclusion.....</b>	<b>76</b>

## **Chapitre 4 : Analyse déterministe et fiabiliste des ponts en béton armé**

<b>4.1 Introduction.....</b>	<b>77</b>
<b>4.2 Analyse déterministe.....</b>	<b>78</b>
4.2.1 Application aux cas des ponts en béton armé existants.....	78
4.2.2 Descriptif de l'ouvrage.....	78
4.2.3 Reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila.....	81
4.2.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique.....	82
4.2.5 Synthèse sur l'étude des fondations.....	82
4.2.6 Dimensionnement du pont selon l'Eurocode.....	82
4.2.7 Modèle mécanique utilisé.....	82
4.2.8 Hypothèses de modélisation.....	84
4.2.9 Résultats numérique déterministe.....	85
4.2.10 Prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure.....	87
4.2.11 Etude paramétrique.....	87
4.2.11.1 Influence des paramètres du sol.....	87
4.2.11.1.1 Effet de la contrainte de confinement du sol.....	87
4.2.11.1.2 Influence de l'angle de frottement du sol.....	91
4.2.11.2 Etat limite de service (ou de déformation).....	92
4.2.11.2.1 Effet de la variabilité du sol sur le calcul du tassement.....	92
4.2.11.2.2 Étude du tassement sur sols homogène.....	92
4.2.11.2.3 Étude du tassement différentiel sur sols hétérogènes.....	96
<b>4.3 Conclusion de la première partie.....</b>	<b>97</b>
<b>4.4 Analyse fiabiliste.....</b>	<b>98</b>
4.4.1 Modèle probabiliste de comportement du sol.....	98
4.4.2 Optimisation du modèle numérique.....	99
4.4.3 Distribution de probabilité de la contrainte ultime du sol.....	100
4.4.4 Loi de comportement probabiliste des sols <i>in-situ</i> .....	102



---

4.4.5 Modèles déterministes utilisés.....	103
4.4.6 Résultats numériques déterministes.....	104
4.4.7 Analyse fiabiliste de l'effet de l'interaction sol-structure.....	108
4.4.7.1 Mode de défaillance et fonction d'état limite.....	108
4.4.7.2 Analyse des variables et des incertitudes.....	109
4.4.7.3 Simulation des variables.....	110
4.4.8 Résultats numériques fiabilistes.....	111
4.4.8.1 Sensibilité des variables aléatoires.....	111
4.4.8.2 Impact de la variabilité du sol.....	114
4.4.8.3 Évaluation de la fiabilité de pont.....	119
<b>4.5 Conclusion de la deuxième partie.....</b>	<b>121</b>
<b>Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>123</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>126</b>
<b>Annexe.....</b>	<b>133</b>
Annexe A.....	133
Annexe B.....	148
Annexe C.....	150
Annexe D.....	152
Annexe E.....	156

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	17
<b>Figure 1.2</b> Système sol-structure.....	19
<b>Figure 1.3</b> : Modélisation de l'interaction sol-structure : a) Encastrement parfait ; b) Ressorts Eléments finis. Tiré de Davidovici (1999).....	21
<b>Figure 1.4</b> : Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interaction....	22
<b>Figure 1.5</b> : Modèle de Winkler.....	23
<b>Figure 1.6</b> : Modèle Méthode Hybride (Grange, 2008).....	23
<b>Figure 1.7</b> : Elément unitaire isolée d'une poutre.....	23
<b>Figure 1.8</b> : Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler.....	23
<b>Figure 2.1</b> : Représentation de la loi hyperbolique de Kondner.....	31
<b>Figure 2.2</b> : Représentation transformée de la loi hyperbolique de Kondner.....	32
<b>Figure 2.3</b> : Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement – rechargement (b) du modèle hyperbolique.....	33
<b>Figure 2.4</b> : Relation entre le module initial tangent d'Young $E_i$ et la contrainte moyenne initiale....	34
<b>Figure 2.5</b> : Relation entre le coefficient de Poisson $\nu$ et la contrainte moyenne initiale.....	35
<b>Figure 2.6</b> : Schéma de résolution sans et avec itérations d'équilibre, tiré de Chateauneuf (2010)....	42
<b>Figure 3.1</b> : Méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance $P_f$ : méthodes de niveau 2 (à gauche) et méthodes de niveau 3 (à droite).....	48
<b>Figure 3.2</b> : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.....	49
<b>Figure 3.3</b> : Distribution de la densité de probabilité et domaine de défaillance..... dans l'espace physique de deux variables aléatoires, tiré de Chateauneuf (2009).....	49
<b>Figure 3.4</b> : Fonctions de densité des variables de résistance $R$ et sollicitation $S$ , tiré de Melchers (1999).....	50
<b>Figure 3.5</b> : Distribution de la marge de sécurité $M=R-S$ .....	50
<b>Figure 3.6</b> : Fonction de densité conjointe $f_{RS}(r,s)$ , domaine de sécurité et de défaillance, de tiré de Melchers (1999).....	51
<b>Figure 3.7</b> : Courbe de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction de l'indice de fiabilité $\beta$ , tiré d'un rapport d'étude Setra, (2012).....	52
<b>Figure 3.8</b> : Représentation géométrique de l'indice de fiabilité $\beta$ , du point de conception $P^*$ dans l'espace réduit.....	53
<b>Figure 3.9</b> : Indice de fiabilité de Cornell.....	54
<b>Figure 3.10</b> : Indice de fiabilité et transformation de l'espace des variables, tiré de Chateauneuf (2009).....	55
<b>Figure 3.11</b> : Solution du point de conception dans l'espace de base $x$ .....	57
<b>Figure 3.12</b> : Illustration de l'itération de l'algorithme HLRF, tiré de Youssef Abdel Massih, (2008).....	59
<b>Figure 3.13</b> : Illustration de la méthode de Monte Carlo, tiré de Nguyen <i>et al.</i> , (2007).....	60
<b>Figure 3.14</b> : Organigramme de l'analyse de la fiabilité, tiré de Chateauneuf, (2009).....	62
<b>Figure 3.15</b> : Types des incertitudes des propriétés du sol, tiré de Kulhawy (1992).....	63
<b>Figure 3.16</b> : Variabilité spatiale des propriétés du sol, tiré de Phoon et Kulhawy (1999).....	68
<b>Figure 3.17</b> : Estimation de la distance d'autocorrélation verticale, tiré de Youssef,2008).....	72
<b>Figure 4.1</b> : Vue générale du pont d'Oued Medila àTebessa.....	79
<b>Figure 4.2</b> : Vue d'une partie du pont d'accès côté EL Meita.....	79
<b>Figure 4.3</b> : Coupe transversale du tablier sur la pile de pont.....	80
<b>Figure 4.5</b> : Vue d'une partie de pont d'accès côté intermédiaire.....	81
<b>Figure 4.6</b> : Modèle mécanique du pont en béton armé à trois travées.....	83

<b>Figure 4.7</b> : Schéma statique du 1 <sup>er</sup> cas de chargement.....	86
<b>Figure 4.8</b> : Schéma statique du 2 <sup>ème</sup> cas de chargement.....	86
<b>Figure 4.9</b> : Schéma statique du 3 <sup>ème</sup> cas de chargement.....	86
<b>Figure 4.10</b> : Diagramme des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas $\sigma_3 = 135kPa$ ).....	89
<b>Figure 4.11</b> : Diagramme des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont. (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas $\sigma_3 = 260kPa$ ).....	90
<b>Figure 4.12</b> : influence de l'angle de frottement sur le déplacement du pont.....	91
<b>Figure 4.13</b> : Géométrie du problème.....	93
<b>Figure 4.14</b> : Courbes effort-déplacement pour différentes valeurs du module d' Young pour : (a) la pile du pont, (b) la culée du pont. Cas d'un sol homogène.....	94
<b>Figure 4.15</b> : Tassement absolu et le tassement différentiel des éléments du pont pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène.....	95
<b>Figure 4.16</b> : Rotation absolu des appuis du pont pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène.....	95
<b>Figure 4.17</b> : Courbes effort-rotation pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène.....	95
<b>Figure 4.18</b> : Courbes tassement différentiel pour différentes valeurs du module d' Young de l'appui C. Cas d'un sol hétérogène.....	96
<b>Figure 4.19</b> : Courbes contrainte-déformation pour l'échantillonnage aléatoire des paramètres sols.....	99
<b>Figure 4.20</b> : Evolution des paramètres du modèle de Dancan en termes d'angle de frottement du sol.....	100
<b>Figure 4.21</b> : Approximations de la densité de probabilité de la contrainte ultime et la contrainte de confinement du sol par les simulations de Monte Carlo.....	101
<b>Figure 4.22</b> : Les résultats typiques de la simulation de Monte Carlo entre le coefficient de variation de la contrainte ultime et l'angle de frottement interne du sol.....	102
<b>Figure 4.23</b> : Courbe force déplacement dans la poutre du pont (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas $\sigma_3 = 45kPa$ ).....	106
<b>Figure 4.24</b> : Diagramme des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas $\sigma_3 = 45kPa$ ).....	107
<b>Figure 4.25</b> : Organigramme de l'algorithme de la procédure de couplage mécano-fiabiliste en utilisant LIFREL et le modèle élément finis.....	110
<b>Figure 4.26</b> : Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) et le moment résistant de l'appui B...	112
<b>Figure 4.27</b> : Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) et le moment résistant de la travée 1..	113
<b>Figure 4.28</b> : Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol et le moment résistant de la travée 2.....	113
<b>Figure 4.29</b> : Probabilité de défaillance en fonction de COV de l'angle de frottement avec loi de comportement linéaire sol.....	115
<b>Figure 4.30</b> : Probabilité de défaillance en fonction de la dispersion de l'angle de friction pour un comportement linéaire et non linéaire du sol: (a) appui B, (b) travée 1 et (c) travée 2.....	116
<b>Figure 4.31</b> : Facteurs d'importance dans les sections de la poutre du pont : (a) l'appui B, (b) travée 1 et (c) travée 2.....	118

<b>Figure 4.32</b> : Probabilité de défaillance en fonction de la dispersion de l'angle de frottement.....	119
<b>Figure 4.33</b> : Facteurs d'importance des paramètres du modèle: (a) appui B, (b) travée 1 et (c) travée 2.....	120

## Liste des Tableaux

<b>Tableau 2.1</b> : Propriétés de rigidité des sols présenté par Duncan et al. (1980).....	37
<b>Tableau 2.2</b> : Paramètres de modèle de Duncan utilisées par différents chercheurs.....	39
<b>Tableau 3.1</b> : Relation entre indice de fiabilité et probabilité de défaillance (Cremona, 2010).....	53
<b>Tableau 3.2</b> : Coefficient de la variation COV(%) de quelques propriétés géotechnique du sol.....	66
<b>Tableau 3.3</b> : Différents types de la fonction d'autocorrélation unidimensionnel, d'après Baecher and Christian (2003).....	71
<b>Tableau 4.1</b> : Résultats de la reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila.....	81
<b>Tableau 4.2</b> : Les résultats des essais pressiométrique.....	82
<b>Tableau 4.3</b> : Caractéristiques générales du pont en béton armé étudié.....	83
<b>Tableau 4.4</b> : Valeurs des moments maximaux en travées et sur appuis sur la poutre sous la charge permanente G, les surcharges variables {UDL et QT}, et les surcharges concentrées TS..	85
<b>Tableau 4.5</b> : Valeurs de réactions maximales sur les appuis de la poutre sous les surcharges concentrées TS.....	85
<b>Tableau 4.6</b> : Valeurs des moments longitudinaux maximaux en travées et sur appuis B sur la poutre à l'E.LU et à E.L.S.....	86
<b>Tableau 4.7</b> : Valeurs des moments longitudinaux maximaux en travées et sur appuis B sur la poutre à l'E.LU et à E.L.S.....	87
<b>Tableau 4.8</b> : Les paramètres du modèle hyperbolique du sol.....	87
<b>Tableau 4.9</b> : Tableau récapitulatif des moments maximaux totaux en travée 1 et 2 et sur l'appui B, à l'E.L.U.....	88
<b>Tableau 4.10</b> : Influence des paramètres du sol.....	91
<b>Tableau 4.11</b> : Paramètres de module initial pour différents valeurs d'angles de frottement des sols sableux (d'après Selig <i>et al.</i> ,1988) .....	100
<b>Tableau 4.12</b> : Tableau récapitulatif des moments maximaux totaux en travée et sur l'appui à. l'ELU.....	105
<b>Tableau 4.13</b> : Variables aléatoires et lois de probabilité retenues dans l'étude du pont à poutres en béton armé à l'ELU.....	111
<b>Tableau 4.14</b> : Variables aléatoires pour l'analyse de la poutre du pont en béton armé à l'ELU...	114
<b>Tableau 4.15</b> : Résultats de fiabilité des sections de la poutre du pont pour différents COV de l'angle de frottement.....	121

## Introduction générale

Dans les méthodes de conception courantes des ponts en béton armé, le comportement complexe du sol est pris en compte par l'utilisation de bornes d'encadrement, conduisant soit à un surdimensionnement coûteux, soit à une sous-estimation de la fiabilité. Or la performance de ces ouvrages dépend, dans la majorité des cas, de l'interaction entre le sol et la structure. Pour atteindre cet objectif, notamment en termes de fiabilité et de durabilité, la prise en compte des incertitudes sur les propriétés mécaniques du sol, présente un intérêt majeur pour la gestion de la durée de vie des ouvrages en service, où la sécurité, le coût et la performance sont les critères principaux. Pour cette raison, l'analyse des ouvrages en béton armé existants se doit d'être développée sur la théorie de la fiabilité, qui constitue un des outils les mieux adaptés, car elle permet de tenir compte des incertitudes inhérentes aux dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, et aux caractéristiques des matériaux (i.e; béton sol...). La prise en compte des incertitudes peut être effectuée par une modélisation de type : variables aléatoires ou champs stochastiques. Toutefois, ces modèles posent de grandes difficultés, autant sur le plan de l'efficacité numérique de la procédure de calcul, que sur l'interprétation des résultats et leur exploitation pratique. Ce challenge nécessite un travail approfondi et rigoureux pour aboutir à des recommandations utiles pour la construction et l'exploitation des ponts en béton armé.

L'objectif de la thèse consiste en l'étude mécano-fiabiliste des ponts en béton armé, ainsi que le développement d'une démarche probabiliste pour déterminer le dimensionnement de ces ouvrages à l'état limite ultime (l'É.L.U) et à l'état limite de service (l'É.L.S). Cette étude permettra d'identifier les rôles des différentes variables dans la sécurité des ponts en béton armé, afin de pouvoir élaborer des propositions réglementaires.

Le présent travail est composé de quatre chapitres :

Le premier chapitre porte sur la présentation d'un état d'art, qui consiste de prendre connaissance générale de la bibliographie existante sur l'effet de l'interaction sol-structure pour analyser le comportement des structures en béton armé. Tout d'abord, on expose dans un premier temps une description du phénomène de l'interaction sol-structure, ainsi que les méthodes de prise en compte de l'interaction. Ensuite, nous présentons les modèles d'interactions déterministes ou probabilistes utilisées dans la littérature à l'état limite ultime (l'É.L.U) et à l'état limite de service (l'É.L.S).

Dans le deuxième chapitre, des modèles de comportement non linéaire du sol, afin de décrire de manière approchée le comportement réel du sol, suivie de la méthode de résolution itérative de "Newton-Raphson" sont également présentées.

Le troisième chapitre dans cette thèse se divise en deux parties. La première partie présente la théorie de la fiabilité et la deuxième partie présente la variabilité des sols. Concernant la première partie, tout d'abord, on expose les différentes méthodes d'évaluations et les techniques de calculs classiques en fiabilité (FORM, ou Monte-Carlo). En suite, nous présentons d'autres méthodes probabilistes utilisées dans la littérature pour l'analyse du comportement des structures en béton armé. Enfin, nous présentons les outils de la théorie de la fiabilité comme par exemple, la fonction de performance, les indices de fiabilité et la probabilité de défaillance. Pour la deuxième partie de ce chapitre, on expose une analyse et des modélisations par variables aléatoires des paramètres incertains du sol sur la fiabilité des structures en béton armé rencontrés dans la littérature.

Le quatrième chapitre traite d'une part, le dimensionnement des ponts en béton armé selon les règles énoncées dans les Eurocodes applicables aux ponts en béton armé en tenant compte de l'interaction sol-structure. Nous présentons le modèle numérique aux éléments finis utilisant le logiciel Matlab sur un cas du pont en béton armé réel (existant) en Algérie, dont les données géotechniques sont connues (note de calcul standards, sol, géométrie de l'ouvrage,..), et les résultats numériques correspondants. Enfin, une étude paramétrique de la variabilité des propriétés du sol sera présentée, pour objectif d'avoir des propositions des variables déterministes intervenant dans le processus d'évaluation d'un ouvrage capables de fournir aux gestionnaires d'ouvrages les phases de performance. D'autre part, des simulations numériques des variables aléatoires par l'utilisation de logiciel LIFEREL sont présentés afin d'écrire l'équation de la fonction d'état, pour déterminer les contraintes limites et les contraintes résistantes dans le sol et de l'ouvrage, et pour le but aussi de définir des indices de fiabilité et les probabilités de défaillance de façon à explorer par le calcul, les variables aléatoires les plus courantes liées à la perte de la capacité portante, et les différents type de chargements (permanents et variables) sur la structure. La corrélation entre les variables et la sensibilité de celle-ci sera présentée.

Enfin, une conclusion générale permet de faire une synthèse des résultats obtenus et de tirer quelques perspectives sur des suites liées à cette étude.

# Chapitre 1

## Revue de littérature

### 1.1 Introduction

La fiabilité des ponts en béton armé est d'une grande importance pour un bon fonctionnement en conditions réelles, leurs analyses et les mécanismes d'endommagement de ces ouvrages constituent une préoccupation majeure des maitres d'ouvrages et des gestionnaires des réseaux routiers. Compte tenu de la complexité du comportement non linéaire du sol et de la structure, ainsi que du chargement, ces facteurs peuvent accélérer la dégradation et la réduction de la durée de vie de ces ouvrages et même parfois conduire à leurs effondrements. Alors, la perte de la capacité portante est actuellement devenue un mode fondamental de défaillance possible. En fait, cette perte de capacité peut provenir de la variabilité des propriétés du sol qui peut influencer le type de sollicitations: (moments de flexion ou effort tranchant) dans l'ouvrage.

Le terme interaction sol-structure est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'un ouvrage en béton armé (ponts, bâtiment,..) ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de l'ouvrage, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure avec la considération des aspects non-linéaire et aléatoire du sol est de déterminer l'effet de l'action du sol sur l'ouvrage, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure. Pour cette raison, la variabilité des propriétés du sol doit être prise en compte dans l'analyse et la conception du système sol-ouvrage, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement, afin d'assurer une conception fiable et économique.

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à la description du phénomène de l'interaction sol-structure : les formulations, ainsi que les méthodes de prise en compte de l'interaction, sont présentés. Dans un second temps, une synthèse bibliographique sur l'étude de l'interaction : (modèles déterministe ou probabiliste), sont rappelées et enfin, une conclusion de cette étude est présentée en fin de chapitre.

## 1.2 Interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est souvent négligée par les ingénieurs lors de l'analyse des ponts en béton armé, cependant les mécanismes de rupture et les répartitions des efforts peuvent être différents suite à une analyse qui tient compte de l'interaction sol-structure.

De manière générale, les effets de l'interaction varient en fonction du type de l'ouvrage considéré. Dans le cas d'un pont, il est difficile à priori de déterminer si ses effets vont faire augmenter ou diminuer sa réponse, ces derniers semblent être contrôlés par les phénomènes suivants (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006) :

- **l'amortissement du système** : si la période fondamentale du support flexible du pont est significativement inférieure à celle du sol alors la réponse du système diminuera;
- **la résonance entre le sol et la structure** : si l'interaction sol-structure a pour effet le rapprochement de la période naturelle fondamentale vers la période effective du sol alors la réponse augmentera;
- **la double résonance** : si la période naturelle fondamentale du système coïncide avec la période naturelle du sol et la période prédominante du séisme alors la réponse augmentera très fortement;
- **les effets des non linéarités** : elles peuvent faire augmenter la période naturelle effective du sol et de la structure provoquant ainsi des phénomènes de résonance. Ces non linéarités peuvent être de type matériel, comme les effets post élastiques dans la structure ou l'inélasticité du sol, ou géométrique, à savoir la séparation entre le sol et la fondation, le glissement à l'interface sol-fondation, le soulèvement de la fondation et même la perte de la capacité portante du sol conséquence du développement de pressions interstitielles (Gerolymos et Gazetas, 2006a).

## 1.3 Formulation de l'interaction sol-structure

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure, il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène de l'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure (I.1) qui schématise un ensemble sol-structure.

Désignant par  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  les matrices de masse, amortissement et raideur du système, l'équation du mouvement s'écrit :



$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (1.1)$$

ou:

- le vecteur  $\{F\}$  représente le chargement extérieur exercé sur le système sol-structure ;

-  $\{U\}$ ,  $\{\dot{U}\}$ ,  $\{\ddot{U}\}$  désignent respectivement les vecteurs déplacement, vitesse et accélération.

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge  $\{F\}$  n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (1.1); les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$[M]_f \{\ddot{U}\}_f + [C]_f \{\dot{U}\}_f + [K]_f \{U\}_f = \{F\}_f \quad (1.2)$$

avec :

$$\{U\} = \{U\}_i + \{U\}_f \quad (1.3)$$

L'équation (1.3) définit le déplacement d'interaction  $\{U\}_i$  qui satisfait l'équation :

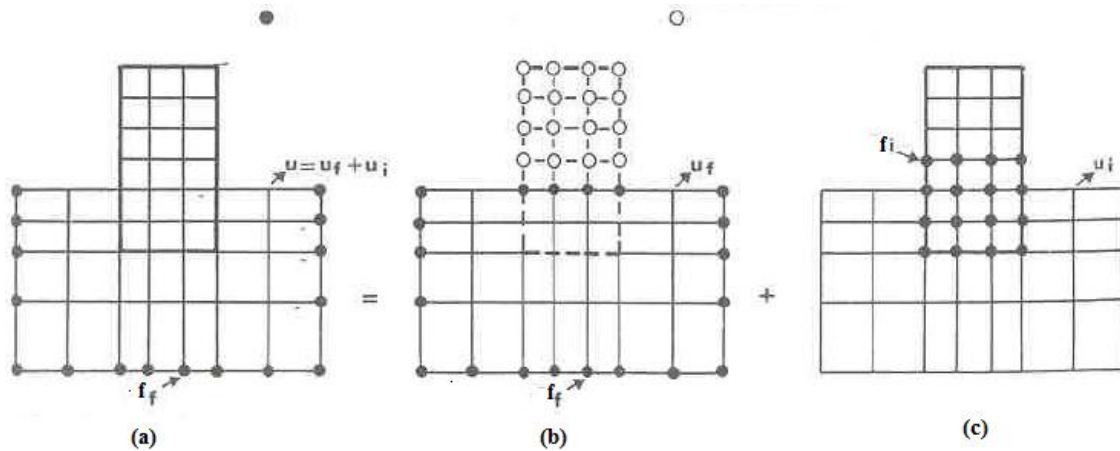
$$[M]\{\ddot{U}\}_i + [C]\{\dot{U}\}_i + [K]\{U\}_i = -\{F\}_i \quad (1.4)$$

avec :

$$\{F\}_i = [[M] - [M]_f]\{\ddot{U}\}_f + [[C] - [C]_f]\{\dot{U}\}_f + [[K] - [K]_f]\{U\}_f \quad (1.5)$$

Le vecteur de charge  $\{F\}_i$  est déterminé à partir des déplacements en champ libre. Pour les systèmes linéaires, on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure (1.1): le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre (éq 1.2) et d'un problème source (éq 1.4) où les forces appliquées  $\{F\}_i$  n'ont de composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et au sol. Ce dernier problème est, par essence, analogue à un problème de vibration de machine. Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation (1.3). L'équation (1.5) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse ou de raideur entre le sol et la structure. Supprimons pour simplifier le terme d'amortissement dans cette équation et restreignons le problème à celui d'une structure posée à

la surface du sol et soumise à la propagation verticale d'ondes de volume (cisaillement ou compression).



**Figure 1.1** : Décomposition du problème d'interaction sol-structure

Dans ces conditions, en champ libre, tous les points de la surface du sol sont animés d'un même mouvement. Si la fondation de l'ouvrage est infiniment rigide, le dernier terme de l'équation (1.5) s'annule; le vecteur de charge  $\{F\}_i$  se réduit à :

$$\{F\}_i = \left[ [M] - [M]_f \right] \left\{ \ddot{U} \right\}_f \quad (1.6)$$

Les forces  $\{F\}_i$  appliquées à la base de la structure engendrent un mouvement du support, équivalent à un champ de forces d'inertie dans la structure. Par suite, l'interaction ne résulte que des forces d'inertie développées dans cette structure. On lui donne le nom d'*interaction inertielle*.

A l'opposé, considérons une structure enterrée dont la masse est nulle hors du sol et égale (en valeur et répartition) à celle du sol pour la partie en terre. Les forces  $\{F\}_i$  ont alors pour expression :

$$\{F\}_i = \left[ [K] - [K]_f \right] \{U\}_f \quad (1.7)$$

Elles ne résultent que de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure. Même sans différence de masse, il y a interaction; on lui donne le nom d'*interaction cinématique*. Elle résulte de la raideur de la fondation qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Dans le cas le plus général, l'interaction résulte d'une interaction inertielle et d'une interaction cinématique (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006).

- ◆ L'interaction cinématique (*kinematic interaction*) correspond aux effets de l'onde incidente sur le système composé de la fondation et du sol, avec une superstructure de masse nulle provoquant ainsi un mouvement de fondation en entrée (*foundation input motion*) différent

de celui du sol en champ libre (*soil free-field*) (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006). Ceci est une conséquence de la propagation de l'onde dans un milieu aux propriétés changeantes, induisant notamment des effets de dispersion (*scattering effect*) dus aux réflexions et réfractions de l'onde incidente (Villaverde, 2009).

- ◆ L'interaction inertielle (*inertial interaction*) correspond à la réponse dynamique couplée du système global, composé du sol, des fondations et de la structure, soumis aux forces résultant de l'accélération de la superstructure due à l'interaction cinématique (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 2006). Ainsi, la flexibilité du milieu supportant la structure permet la dissipation d'une partie de l'énergie vibratoire par radiation des ondes loin de la structure et par déformation hystérétique du sol (Villaverde, 2009).

La figure (1.1) et les raisonnements précédents illustrent les deux grandes méthodes d'approche de l'interaction sol-structure. La figure 1.1a correspond aux méthodes globales dont la solution est obtenue par résolution directe de l'équation (1.1). Elles ne font intervenir aucune notion de superposition et sont donc théoriquement adaptées aux problèmes non linéaires. Alternativement, les méthodes de sous-structures s'appuient sur la décomposition des figures 1.(b)-1.(c), ou sur des décompositions analogues, pour résoudre le problème par étapes. Ces méthodes ne sont bien entendu applicables qu'aux problèmes linéaires, justifiables de superposition.

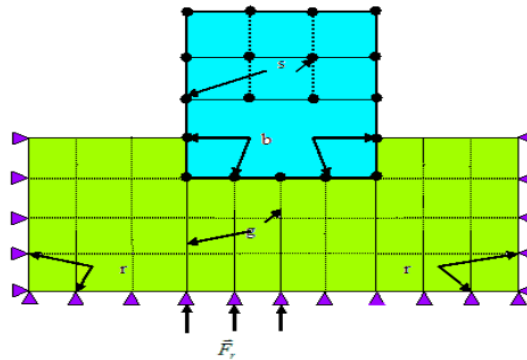
## 1.4 Méthode de prise en compte de l'interaction sol-structure

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème global de la figure 1.(a), et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous systèmes, dans l'esprit de la figure 1.(b)-1.(c); ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure.

### 1.4.1 Méthodes directes

Ces méthodes modélisent et analyse simultanément, l'ensemble formé du sol et de la structure, soumis à un séisme appliqué au champ libre et aboutissent donc à la détermination du mouvement de la structure et du sol en même temps. Elles permettent également de prendre en compte les problèmes de non linéarités liés au comportement des matériaux mais aussi aux interfaces sol-structure (Pecker, 1984).

Les éléments sol, fondation et structure sont considérés avec leur comportement et conditions de contact dans la même analyse, comme il est montré dans la figure 1.2. Le calcul est effectué en une seule étape. Ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure, notamment l'hétérogénéité du sol, la présence de l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géomatériaux et les conditions de contact sol-structure.



**Figure 1.2.** Système sol-structure

#### a) Méthode de la rigidité de la fondation

Le comportement des fondations est représenté par des éléments simples, comme des ressorts et des amortisseurs, dont le comportement peut être non linéaire, ou dépendant de la fréquence. Ils sont alors placés, pour chaque degré de liberté, au niveau de la semelle. Cette méthode est relativement simple à mettre en œuvre dans un logiciel d'éléments finis. De plus, il existe dans la littérature diverses configurations de ressorts-amortisseurs-masses, dont les propriétés sont facilement calculables à l'aide de formules ou d'abaques. Les plus connues sont celles proposées par Gazetas (1991) ou encore celles de Meek et Wolf (1994) et (Jeremic *et al.*, 2009).

#### b) Courbes P-y

À partir de données expérimentales, le comportement du sol est modélisé par des courbes représentant la résistance latérale en fonction de la déformation. Une fois implantées dans un logiciel de structure, elles permettent la prise en compte du comportement non linéaire du sol. Bien que cette méthode soit largement utilisée en statique, elle est peu utilisée dans le cas dynamique (Jeremic, Preisig et Jie, 2009).

#### c) Approche complète (*Full 3D*)

Dans cette méthode, les déplacements ne sont pas seulement obtenus pour la structure, mais également pour le sol. L'utilisation de la méthode de discrétisation (éléments finis, éléments frontières...) nécessite une modélisation bornée d'un milieu infini, et donc l'utilisation des bornes

artificielles. Ces bornes artificielles doivent représenter la radiation d'énergie et les effets du champ lointain sur le champ proche, sans pour autant induire des effets de réflexion des ondes. Les deux types de bornes les plus utilisés sont les bornes visqueuses (*viscous boundary*) et les bornes cohérentes (*consistent boundary*). Dans le premier cas, des amortisseurs visqueux absorbant l'énergie sont placés à la frontière du modèle, tandis que dans le second cas, les forces d'interaction sont appliquées comme conditions aux limites dans l'analyse (Dowrick, 1987; Villaverde, 2009).

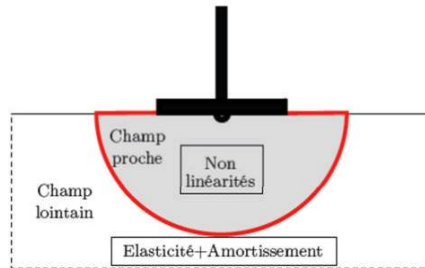
#### **1.4.2 Méthode indirecte ou méthode des sous-structures**

Afin de réduire la complexité, les coûts et le temps liés aux différentes méthodes directes, la méthode des sous-structures décompose le problème en sous problèmes plus maniables. Elle s'appuie sur le théorème de superposition et exige donc la linéarité du comportement de l'ensemble. Ainsi le module de cisaillement ( $G$ ) et le facteur d'amortissement interne ( $\beta$ ) (caractéristiques du sol), doivent être compatibles avec le niveau de déformation moyen induit sous l'ouvrage (Pecker, 1984). La méthode décompose exactement les effets de l'interaction cinématique de ceux de l'interaction inertielle, qui dans le cas d'une approximation fait par un ingénieur, peut être utilisée pour des systèmes modérément non linéaires (Mylonakis, Nikolaou et Gazetas, 1997). Il existe principalement deux familles de méthodes des sous-structures, les méthodes de frontières et les méthodes de volume. Elles se distinguent par la manière dont le système global est décomposé (Pecker, 1984).

#### **1.4.3 Méthode hybride**

Afin de s'affranchir de l'étape de détermination de l'impédance de la fondation qui peut s'avérer longue et dispendieuse lorsqu'il n'existe pas de solution publiée, une méthode hybride a été développée. Le sol est séparé en champ libre et champ lointain, et est modélisé par une matrice d'impédance (figure 1.3). Cependant les problèmes de diffraction à l'interface des deux champs limitent fortement l'intérêt de la méthode (Pecker, 1984). Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques. Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis. Paolucci et Pecker (1997) et ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamiques en 2D pour la fondation filante en prenant compte le décollement de la fondation. Plus

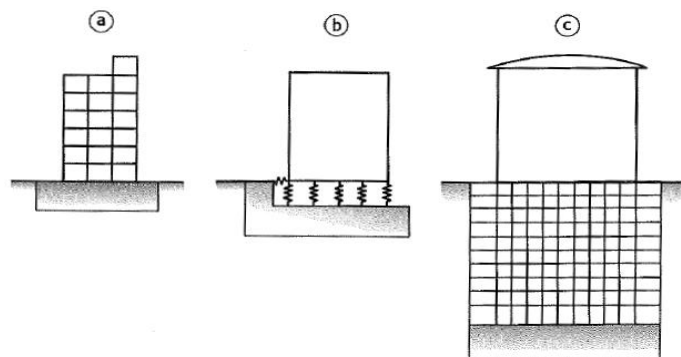
récemment, le modèle a été complété par Grange, (2008), Grange et al (2008). Dans ce modèle, les fondations: filante, rectangulaire et circulaire, sont implantées sous chargements: statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.



**Figure 1.3.** Méthode Hybride (Grange, 2008)

### 1.5 Modélisation de l'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est fréquemment modélisée par une structure fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal dont les propriétés mécaniques sont connues et constantes. La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base (Figure 1.4-a) si de grande déformation du sol son prévisibles. Cela est par exemple le cas des structures très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure. La modélisation est ainsi amenée à être faite en représentant le sol par des ressorts (Figure 1.4-b) ou des éléments finis (Figure 1.4-c).



**Figure 1.4.** Modélisation de l'interaction sol-structure :

a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ; c) Eléments finis. Tiré de Davidovici (1999).

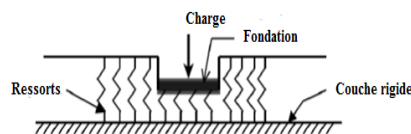
Afin de simplifier les actions de l'ouvrage dans l'analyse de l'interaction sol-structure, il est courant de modéliser la structure par un élément poutre caractérisé par une rigidité ( $EI$ ) et le sol comme un milieu élastique homogène et isotrope (Frantziskonis et Breyse, 2003 ; Franzius *et al.*, 2005 ; Jahangir, 2011 Elachachi *et al.*, 2004, 2012 et 2014). La majorité des solutions traitant la poutre

posée sur la fondation élastique est basée sur le théorème d'Euler-Bernoulli où la déformation due au cisaillement est négligée (Morfidis et Avramidis, 2002).

L'application d'une charge engendre des déformations et une redistribution des contraintes dans le sol au voisinage de la fondation. Cette redistribution des contraintes dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol. La connaissance de l'état de contrainte au contact sol-fondation est nécessaire pour un dimensionnement réaliste qui prend en compte le seuil de la capacité portante du sol. Cette contrainte au contact joue un rôle prépondérant dans l'étude de l'interaction sol-structure (Jahangir, 2011).

Pour calculer les contraintes s'exerçant sous une fondation reposant sur un milieu élastique, Winkler (1867) a supposé que la réaction du sol à chaque point sous la fondation est proportionnelle à la déflexion de la fondation en ce point. La déformation verticale caractéristique de la fondation est donc définie par l'utilisation de ressorts identiques, indépendants, étroitement espacés, discrets et linéairement élastiques. La constante de proportionnalité de ces ressorts est connue comme étant le coefficient de réaction du sol  $K_S$

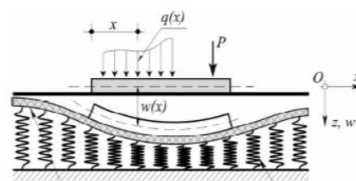
(Figure 1.5).



**Figure 1.5.** Modèle de Winkler.

L'inconvénient de ce modèle est qu'il ne prend pas en compte l'interaction entre les ressorts, ce qui revient à négliger le cisaillement vertical dans le sol. En conséquence, une discontinuité de déplacement se crée entre la zone chargée et la zone non chargée sous la fondation.

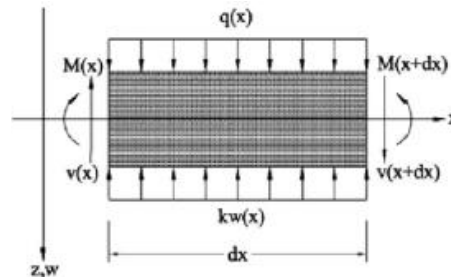
Le modèle de Winkler peut être amélioré en introduisant certaines formes d'interaction entre les ressorts tels que des éléments en flexion, poutres dans une dimension (1D), ou plaques (2D), (Hetényi, 1946), des couches de cisaillement, des membranes sous traction constante (Kerr, 1964). Ces modèles ont un autre paramètre constant qui caractérise l'interaction entre les ressorts (Figure 1.6).



**Figure 1.6.** Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interaction.

Si on modélise la fondation par une poutre reposant sur un modèle de sol de Winkler, alors un élément de longueur  $dx$ , de la poutre peut être isolé tel que présenté sur la Figure 1.7.

La réaction du sol et les sollicitations comme le moment fléchissant et les efforts tranchants sur ses deux côtés sont également représentés.



**Figure 1.7 :** Élément unitaire isolée d'une poutre.

La relation entre la contrainte sous la fondation et le déplacement de cet élément unitaire est donnée par :

$$p(x) = k.w(x) \quad (\text{I.8})$$

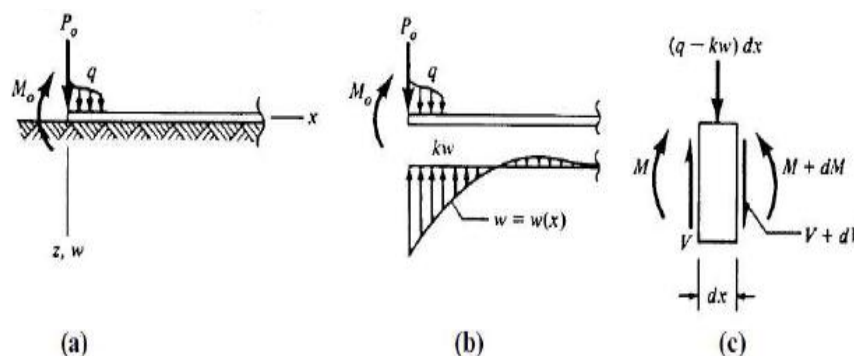
avec :

$p(x)$  : réaction de l'élément unitaire du sol (kN/m),

$w(x)$  : tassement de l'élément unitaire du sol (m),

$k$  : coefficient de réaction du sol (kPa), qui dépend des autres facteurs tels que la charge appliquée, la géométrie de la fondation et sa rigidité (Denis *et al.*, 2007). Ce paramètre est d'autant plus élevé que la fondation est souple et que le sol est rigide.

Sur la Figure 1.8, la partie (a) représente une charge arbitraire sur une poutre supportée élastiquement sur un sol modélisé par des éléments de Winkler, la partie (b) montre la réaction du sol  $p(x)$  sous la poutre associée à la courbe  $w = w(x)$  du tassement et la partie (c) représente un élément unitaire intégrant la réaction du sol et la charge de l'ouvrage  $q$ .



**Figure 1.8.** Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler



Grâce à l'équilibre des forces verticales entre la charge répartie, la réaction du sol et l'effort tranchant dans la poutre (Figure 1.6-c), l'équation suivante peut être appliquée :

$$V + dV + (q - kw)dx - V = 0 \quad (1.9)$$

Nous en déduisons que :

$$\frac{dV}{dx} = -q + kw \quad (1.10)$$

Avec le théorème d'Euler-Bernoulli reliant le moment fléchissant à l'effort tranchant et à la flèche d'une poutre :

$$EI \frac{d^4 M}{dx^4} + q = kw \quad (1.11)$$

Le modèle de Winkler (équation 1.11) est simple et se combine bien avec les méthodes numériques et analytiques (Houlsby *et al.*, 2005).

Le problème fondamental avec l'utilisation de ce modèle est de déterminer  $ks$  (la raideur des ressorts élastiques qui est utilisée pour remplacer le sol sous la fondation). Le problème est double puisque la valeur numérique du coefficient de la réaction du sol dépend non seulement de la nature du sol, mais aussi des dimensions de la zone de chargement (Bowles, 1996).

## 1.6 Éléments bibliographique sur l'étude de l'interaction sol-structure

### 1.6.1 Calcul déterministe

Etant donné que le sol, sur lequel les ponts en béton armé reposent, joue un rôle majeur, l'interaction sol-structure doit être prise en compte, selon les cas de charges appliquées afin d'assurer la stabilité globale du système. Depuis les années 1990, des recherches importantes ont été effectuées sur l'effet de l'interaction sol-structure, en raison de son rôle important dans l'analyse des problèmes réels des structures (Dreier *et al.* 2010). De nombreux cas rapportés dans la littérature (Zolghadr., 2009) démontrent aussi l'influence notable de la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la conception et le dimensionnement des ouvrages de génie civil. À cet égard, les recherches menées par (Roy *et al.*, 2001, Potts *et al.*, 2001, Jahngir *et al.*, 2011, Fenton *et al.* 2002) sur l'analyse des interactions sol-structure, montrent l'effet significatif de l'interaction sol-structure et son importance dans la prédiction globale de la réponse couplée de la structure et du sol. Elachachi *et al.* (2004 et 2012) ont considéré l'effet d'interaction sol-structure sur les réseaux de canalisation chargés. D'autre part, des études sur l'interaction sol-structure en tenant compte des effets de

l'hétérogénéité du sol ont été présentées par Breysse *et al.* (2005), les résultats ont montré l'effet de la variabilité du sol sur les forces induites dans les systèmes mécaniques linéaires. Récemment, Jahngir *et al.* (2013) ont développé un modèle analytique pour étudier les effets du retrait des sols argileux sur les ouvrages grâce à l'analyse de l'interaction sol-structure.

Comme le sol est un matériau non linéaire et non homogène, les effets non linéaires peuvent modifier la rigidité du sol à la base de la structure. Viladkar *et al.*, (2006) et Bourne-Webb *et al.*, (2007), en se concentrant sur la modélisation non linéaire des problèmes d'interaction sol-structure, ont souligné l'importance précise de l'emploi de la modélisation non linéaire des matériaux dans l'analyse interactive de l'interaction sol-structure. En ce qui concerne les ponts en béton armé, des études sur les problèmes de l'interaction sol-structure sous une charge statique ont été effectuées par Fanton *et al.*, (2011). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celles concernant la géométrie et la rigidité de la structure. A cette effet, il est important de tenir compte du comportement non linéaire du sol qui doit être pris en compte pour une meilleure représentativité des phénomènes tels que, le tassement et de la consolidation du sol (*cf.* effet du temps) dans la répartition des efforts internes dans la structure. Donc, l'étude des ponts en interaction avec le sol implique une modélisation correcte de l'interface sol-structure, ainsi que des non-linéarités des sols.

### 1.6.2 Calcul fiabiliste

Les phénomènes de dégradation des ponts en béton armé sont d'une grande importance, les désordres peuvent provoquer la réduction de la durée de vie, et même la ruine prématurée d'un élément de ces ouvrages. Pour bien cerner ce problème, plusieurs études récentes ont été effectuées en se basant sur la théorie de la fiabilité (Sarveswaran *et al.*, 2000, Sun *et al.*, 2002, Yang *et al.*, 2004, Nowak., 2004, Silva., 2004, Higgins *et al.*, 2005, Liang *et al.*, 2005, Akgül *et al.*, 2005a et 2005b, Robert-Nicoud *et al.*, 2005, Mohammadkhani-Shali *et al.*, 2007 Marsh *et al.*, 2008, Plamondon., 2008, Stewart *et al.*, 2009, Bastidas-Arteaga *et al.*, 2009, Langlois., 2010, El hassan *et al.*, 2010 et Jafar *et al.*, 2011 ). Ces études portent sur un certain nombre de mécanismes qui provoquent la dégradation des ponts en béton armé, notamment l'augmentation des efforts due aux charges extérieures, et la corrosion des armatures due à l'exposition de ces ouvrages à un environnement pollué et agressif, qui favorise des dommages d'origine chimique. Ces agents polluants peuvent réagir avec les constituants du béton et corroder les armatures. La plupart de ces études permettent d'obtenir un indice de fiabilité, qui peut servir d'indicateur pour maintenir un certain niveau de sécurité au cours

de la durée de vie de ces ouvrages.

En parallèle, plusieurs auteurs ont introduit la variabilité des propriétés du sol dans l'analyse de la capacité portante des fondations profondes, en tenant compte de l'interaction sol-structure. Lance *et al.* (2009) ont développé une méthodologie de conception basée sur la fiabilité en utilisant le modèle d'interaction sol-structure (*cf.* modèle t-z), afin d'analyser les fondations profondes sous l'état limite de service. L'analyse probabiliste a été effectuée à l'aide de simulations de Monte Carlo pour générer un grand nombre de courbes de charge-déplacement. En conséquence, ils ont obtenu une distribution de déplacement, qui peut être utilisée pour la conception et le fonctionnement des fondations profondes en fonction d'un critère de tassement différentiel admissible.

Denis *et al.* (2011) sont parmi les rares auteurs qui ont développé un modèle d'interaction sol-fondation par éléments finis en tenant compte de l'influence de la variabilité longitudinale des sols argileux sur le calcul de tassement différentiel, la distorsion angulaire et le moment de flexion dans la fondation d'un mur légèrement chargé. Les résultats numériques ont montré que le moment de flexion et la déformation angulaire varient avec la longueur de corrélation, ce qui correspond à environ le quart de la longueur de la fondation

Récemment, Reda Farag (2014) a proposé un modèle probabiliste pseudo-statique simplifiée sous un chargement latérale pour calculer la fiabilité des piles des fondations profondes. Ce modèle prend en compte deux non-linéarités géométriques des sols, ainsi que, la formulation de la surface de réponse dans l'étude fiabiliste prenant en compte l'influence de la géométrie, des charges appliquée, et les incertitudes sur le modèle rhéologique par des variables aléatoire. Il a été observé que les variables aléatoires du déplacement latéral et du rayon du pieu qui ont été introduites dans le modèle probabiliste ont influencées la réponse du système.

Très récemment, Imanzadeh *et al.* (2014) ont utilisé deux approches pour la conception des fondations filantes des bâtiments de faible poids avec des parois relativement peu chargés en utilisant le modèle d'interaction sol-fondation de type Winkler. Ces approches ont été comparées pour deux cas différents: le premier cas, un traitement de données avec la variabilité spatiale du module de Young ( $E_s$ ) du sol et le second cas avec la variabilité spatiale de module de Young ( $E_s$ ) couplée avec la présence d'une anomalie géologique dans un sol argileux de faibles propriétés mécaniques. Les résultats ont montré en générale, que la variabilité spatiale du module du sol avec une anomalie géologique du sol fait augmenter de manière significative, pour les deux conceptions de fondation et de la structure, les valeurs du tassement maximale, le tassement différentiel et les moments de flexion.

## 1.7 Conclusion

La majeure partie de ces études est consacrée à l'évaluation de la probabilité de défaillance du système, où les paramètres sont : les paramètres mécaniques du sol et les charges appliquées sur la fondation. Ils ont montré que la probabilité de défaillance est sensible à la variabilité des propriétés du sol et à la charge appliquée. Par conséquent, cette recherche bibliographique démontre en fait que l'évaluation précise de la variabilité du sol est très importante pour obtenir des résultats probabilistes précis pour la conception et le dimensionnement des ouvrages en béton armé.

Cette liste indicative des résultats démontre d'une part, en fait que le problème fondamental de la portance des ouvrages en béton armé n'est pas encore épuisé et qu'il continuera à offrir de nouveaux sujets de recherche sur tous ses aspects et d'autre part, ces résultats ont motivé notre travail où la réduction de la capacité portante ou la charge ultime due à la variabilité du sol est considérée.

## Chapitre 2

# Modèles rhéologiques d'élasticité non linéaire et méthodes de résolution numérique

### 2.1 Introduction

Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à identifier est important. D'autre part, les modèles les plus couramment utilisés en géotechnique sont le modèle élastique non linéaire ou bien le modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écrouissage, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture).

D'une manière générale, une bonne loi du comportement doit avoir une expression suffisamment simple pour être introduite dans un code de calcul numérique. Aussi, elle doit comporter un nombre restreint de paramètres, facilement identifiables à partir des résultats d'essais classiques en laboratoire.

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires de complexité variable ont été développés : hypoélastiques et hyperélastiques. Lee (1974) a recensé plusieurs modèles hypoélastique disponibles dans la littérature. Parmi ceux-ci le plus connu est la loi de Duncan qui se base sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contraintes-déformations obtenues dans un essai triaxial de compression drainée. On note, qu'une revue bibliographique des principaux modèles élastoplastiques avec élasticité non linéaire existant dans la littérature, pour une description plus complète on pourra se rapporter à Coquillay *et al.* (2005), Thépot (2004), Lee (1994), et Mestat (1993).

Ce chapitre est divisé en deux parties. La première partie présente les modèles de comportement d'élasticité non linéaire, utilisées dans la littérature pour prendre en compte les effets des non-linéarités des sols naturels (*cf.* sol cohérent ou pulvérulent) sur le comportement des structures béton armé. Dans la deuxième partie, est exposée la technique de résolution itérative de "*Newton-Raphson*", utilisée pour le modèle numérique développé dans cette étude.

## 2.2 Modèles de comportement d'élasticité non linéaire du sol

### 2.2.1 Modèles hyperélastiques

Les modèles hyperélastiques constituent la première catégorie des lois élastiques non linéaires. Un modèle est dit hyperbolique si la dissipation intrinsèque est toujours identiquement nulle. On peut alors montrer que la relation de comportement se met sous la forme :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W(\varepsilon_{kl})}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (2.1)$$

Où  $W$  est l'énergie libre du matériau.

De la même façon, on peut définir une énergie complémentaire  $\Omega(\sigma_{ij})$  qui est seulement fonction du tenseur de contrainte  $\sigma_{ij}$ , telle que :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega(\sigma_{kl})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.2)$$

Dans ces conditions, il ne peut y avoir production d'énergie pendant un chargement cyclique fermé.

Un modèle hyperélastique est donc caractérisé à partir de la donnée de l'énergie libre  $W(\varepsilon_{kl})$  ou de l'énergie complémentaire  $\Omega(\sigma_{ij})$ .

Il peut être utile de signaler que les équations 2.1 et 2.2 peuvent être écrites sous forme matricielle :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{ij} = D_{ijkl} \sigma_{kl} \quad (2.4)$$

Le tenseur du quatrième ordre  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  dépendent des états actuels de déformation et de contrainte. Les équations 2.1 et 2.2 donnent par différentiation :

$$d\sigma_{ij} = \frac{\partial^2 W}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} d\varepsilon_{kl} = H_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \quad (2.5)$$

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{\partial^2 \Omega}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} = H'_{ijkl} d\sigma_{kl} \quad (2.6)$$

Où  $d\sigma_{ij}$  et  $d\varepsilon_{ij}$  sont respectivement les tenseurs incrémentaux des contraintes et des déformations.

Les modèles hyperélastiques sont des modèles qui reposent d'abord sur des considérations thermodynamiques (nullité de la dissipation intrinsèque). L'inconvénient majeur de ces modèles réside dans le fait qu'ils sont compliqués à mettre en œuvre dans un code de calcul par élément finis,

cela est d'autant plus vrai si l'architecture du code est complexe, comme celle du logiciel CESAR-LCPC (Coquillay, *et al.* 2005).

### 2.2.2 Modèle hypoélastique

Les modèles de type hypoélastique constituent la seconde classe de modèles élastiques non linéaire. Ils ne dérivent pas, en général, d'une potentielle thermodynamique mais sont plutôt issus de formulations empiriques basées sur l'expérience.

Les modèles hypoélastiques peuvent être utilisés pour décrire les relations incrémentales de comportement élastique non linéaire isotrope. La notion d'hypoélasticité consiste à faire l'hypothèse que l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation, mais également de la contrainte elle-même. L'équation de comportement s'exprime alors sous la forme incrémentale suivante :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{\min}) d\varepsilon_{kl} \quad (2.7)$$

Où  $C_{ijkl}$  représente le tenseur de comportement tangent.

Le comportement décrit par l'équation 2.7 est infinitésimalement réversible. Toutefois, le comportement d'un matériau hypoélastique dépend du chemin de chargement.

Bon nombre de modèles basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols, des roches et des bétons, ces modèles ont été développés en se basant sur deux approches hypoélastiques :

- La plus courante consiste à formuler les relations de comportement du modèle élastique linéaire en introduisant une dépendance des modules sécant vis-à-vis des invariants de contrainte ou de déformations,
- La deuxième approche est basée sur une linéarisation par morceau des courbes contraintes-déformations. Ces lois sont dites quasi linéaires (Desci et Siriwardane, 1984). La loi de Hooke est appliquée sur chaque plage de contraintes avec des coefficients tangents  $K_t$ , et  $G_t$ , ou  $E_t$  et  $\nu_t$  différents. D'une manière générale, les coefficients sont exprimés par des fonctions continues de l'état des contraintes. L'expression de ces lois est alors la suivante :

$$d\sigma_{ij} = \frac{E_t}{1+\nu_t} d\varepsilon_{ij} + \frac{\nu_t E_t}{(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.8)$$

$$d\sigma_{ij} = 2G_t d\varepsilon_{ij} + \left( K_t - \frac{2}{3} G_t \right) d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.9)$$

Deux familles de modèles hypoélastiques sont souvent utilisées dans le cadre de la mécanique des

sols et des roches :

(a) les modèles hyperboliques (Duncan *et al.*, 1970, 1972, 1978 et 1980 ; Kondner, 1963 ; Kulhawy *et al.*, 1969 ; Wong et Duncan 1974 ; Domaschuk et Wade, 1969 ; Hardin et Dervich, 1972 ; Domaschuk et VaUiappan, 1975 ; Yogendrakumar *et al.* 1992, etc.).

(b) les modèles des modules variables (Nelson, 1970 ; Baron et al. 1971 ; Nelson et Baron, 1971 ; Naylor, 1975 ; etc.). Pour l'analyse du comportement non-linéaire des sols, certains modèles sont mathématiquement basés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique ou parabolique (Kondner, 1963 ; Hansen, 1963). On examine, dans cette étude, le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970), basé sur une formulation utilisant le module d'Young tangent  $E_t$  et le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$

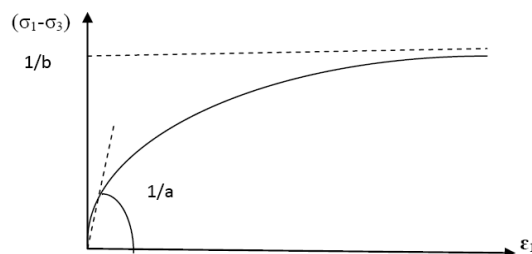
### 2.2.2.1 Modèle hyperbolique de Duncan

Le modèle de Duncan est basé sur les lois incrémentales qui sont faciles à implanter dans un code de calcul utilisant une approche incrémentale. L'idée est de suivre pas à pas le chargement, découpé en incréments, en évitant les décharges importantes, autrement dit, le modèle hyperbolique de Duncan correspond aux sols contractants, il est conduit à une meilleure modélisation de la déformation du sol.

L'origine des modèles hyperboliques se trouve dans les travaux de Kondner (1963), il a proposé une loi de comportement fondée sur une approximation des courbes de comportement contraintes-déformation obtenues dans un essai triaxial de compression drainée. La relation hyperbolique proposée par Kondner (1963) est :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (2.10)$$

Où  $\varepsilon_1$  est la déformation axiale et a et b deux paramètres dépendant de l'essai triaxial. Elle se détermine aisément :  $(1/a)$  est la pente initiale du graphique et  $(1/b)$  la valeur asymptotique de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$



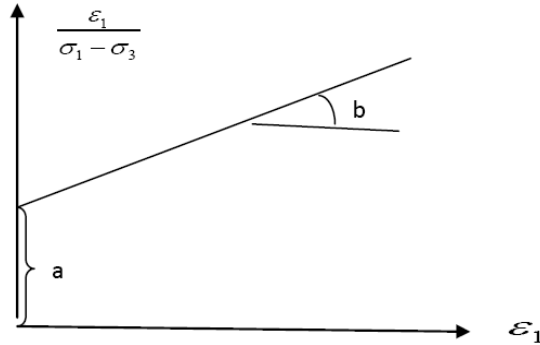
**Figure 2.1** : Représentation de la loi hyperbolique de Kondner



Kondner (1963) a remarqué que les paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être déterminés très facilement à partir de l'équation 2.10 par la transformation suivante :

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \quad (2.11)$$

Le graphique résultant est linéaire (fig 2.2)



**Figure 2.2 :** Représentation transformée de la loi hyperbolique de Kondner

L'expression du module d'Young tangent déduit par la dérivation de la relation 2.10 est :

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (2.12)$$

En particulier le module initial est donné par :

$$E_i = \frac{1}{a} \quad (2.13)$$

Cependant, l'expérience montre que la rigidité du sol dépend de l'état de contraintes. Alors, afin de prendre en compte ce phénomène, Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique de Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

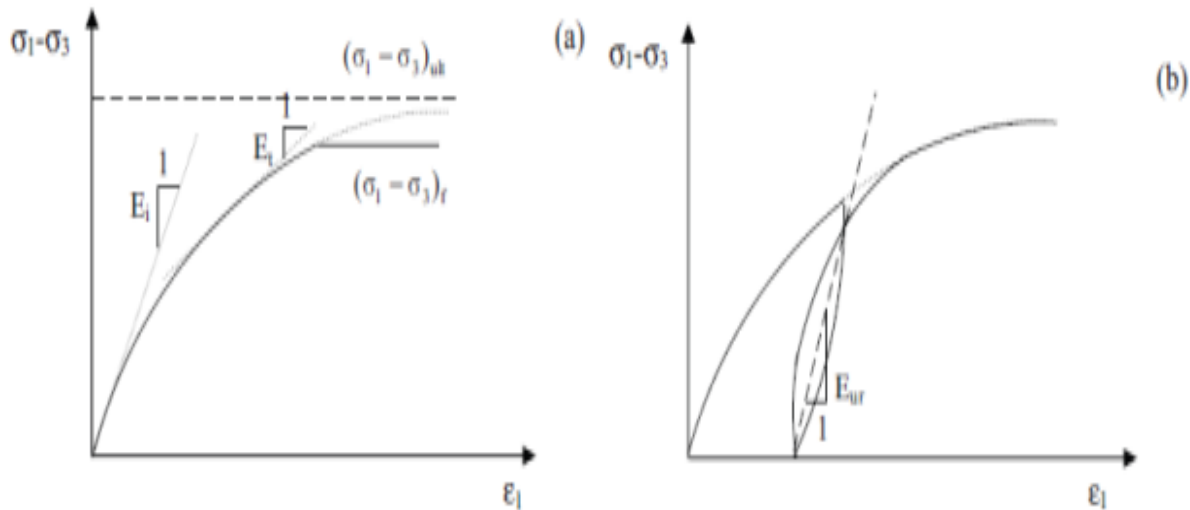
$$E_i = K.P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (2.14)$$

Où  $P_a$  est la pression atmosphérique,  $K$  et  $n$  sont des paramètres obtenus à partir des résultats d'essais de compression triaxiale drainée, réalisés à différentes pressions de confinement  $\sigma_3$ .

$n$  : représente une valeur décrivant le taux de variation de la rigidité du sol en fonction de la contrainte de confinement  $\sigma_3$ ,  $n$  est compris entre  $(1/3)$  et  $(1/2)$ , sa valeur dépend du caractère anguleux et de la taille des particules. Une valeur courante pour les sables est de 0.4 et pour les argiles normalement consolidées elle est de 0.5 (Mestat, 1993).

Le modèle de Duncan et Chang (1970) est basé sur une loi d'élasticité non linéaire de type

hyperbolique entre le déviateur des contraintes et la déformation axiale, avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Il est défini en tout point matériel par un module d'Young tangent  $E_t$  pour la phase de chargement (Figure 2.3a) et un module d'Young  $E_{ur}$  pour la phase de déchargement- rechargement (Figure 2.3b)



**Figure 2.3 :** Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement – rechargement (b) du modèle hyperbolique.

Janbu (1963) à montré que les valeurs de l'exposant  $n$  se situent entre 0.35 et 0.55 pour des sables de porosité 35 à 50% et que le coefficient  $K_h$  varie entre 50 et 500.

D'une façon séminaire, Kulhawy et Duncan (1972) ont exprimé le coefficient de poisson tangent  $\nu_t$  par une approximation hyperbolique dans le diagramme  $(\varepsilon_1, \varepsilon_3)$ . L'hyperbole est définie ainsi :

$$\varepsilon_1 = \frac{-\varepsilon_3}{c - d\varepsilon_3} \quad (2.15)$$

Ou  $\varepsilon_3$  est la déformation radiale et (c) et (d) sont des constantes dépendant de l'essai triaxial.

L'expression du coefficient de Poisson tangent se déduit par la dérivation :

$$\nu_t = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} = \frac{c}{(1 - d\varepsilon_1)^2} \quad (2.16)$$

Duncan et Chang (1970) ont fait évoluer ce modèle en faisant apparaître les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  par l'intermédiaire de l'équation 2.10 dans l'expression du module tangente  $E_t$ , ils ont également remplacé le paramètre (a) par son expression (2.13) et (b) par  $\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$ ,

L'équation 2.11 devient alors :

$$E_t = E_i \left( 1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right)^2 \quad (2.17)$$

Duncan et Chang (1970) ont introduit le paramètre  $R_f$  comme étant le rapport entre la contrainte de rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  et la contrainte maximale asymptotique  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  :

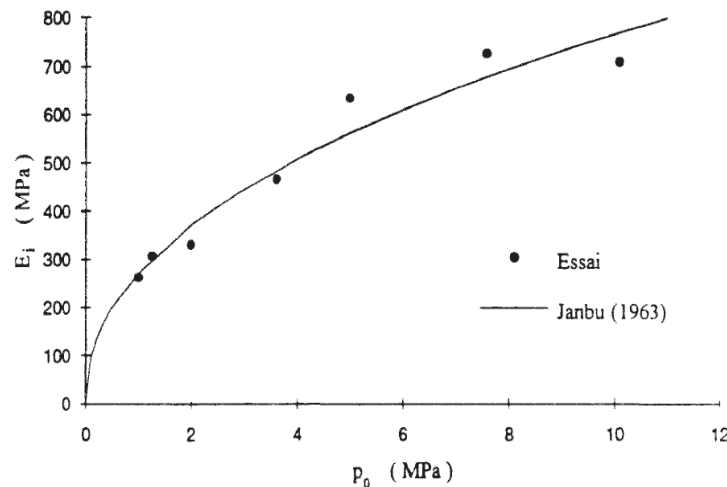
$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.18)$$

Comme la rupture arrive avant que l'asymptote ne soit atteinte, ce paramètre est inférieur à 1 ( $R_f \leq 1$ ), ce rapport compris entre 0.75 et 1 pour la majorité des sables (Krahn, 2004). L'état de contraintes à la rupture est également supposé vérifier le critère de Mohr-Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi} \quad (2.19)$$

Où  $c$  et  $\varphi$  représentent la cohésion et l'angle de frottement du matériau. Par suite, l'expression finale du module d'Young vaut :

$$E_t = K_h P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 \quad (2.20)$$



**Figure 2.4 :** Relation entre le module initial tangent d'Young  $E_i$  et la contrainte moyenne initiale. De même que pour l'expression du module d'Young tangent, on peut faire apparaître les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  par l'intermédiaire de l'équation (2.10). En posant  $c=v_i$  (coefficient de Poisson tangent initial), l'équation (2.16) devient :

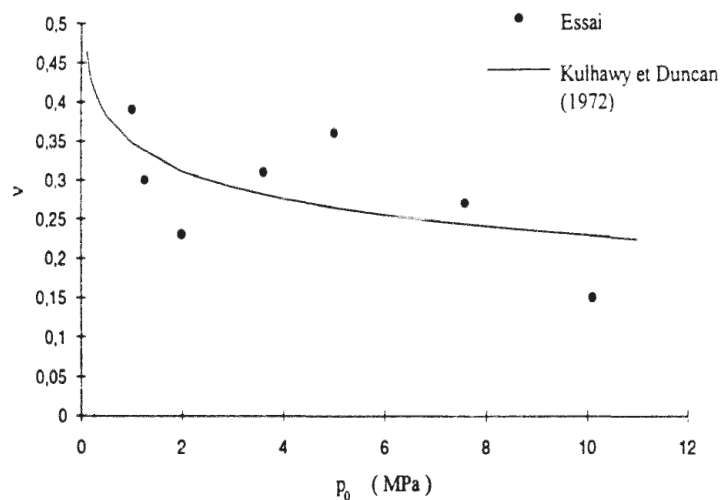
$$v_t = \frac{v_i}{\left[ 1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left( 1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right)} \right]^2} \quad (2.21)$$

Le coefficient de Poisson tangent initial peut être exprimé en fonction de la pression de confinement tel que :

$$v_i = G^* - F^* \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (2.22)$$

Où  $G^*$  et  $F^*$  sont des paramètres du modèle de Duncan déterminés à partir d'essais de compression triaxiale drainée, réalisés à différentes pressions de confinement  $\sigma_3$ . Par la suite, l'expression finale du coefficient de Poisson tangent vaut :

$$v_t = \frac{E_t^2 \left[ G^* - F^* \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \right]}{\left[ E_t - d(\sigma_1 - \sigma_3) \right]^2} \quad (2.23)$$



**Figure 2.5** : Relation entre le coefficient de Poisson  $v$  et la contrainte moyenne initiale

Duncan et Chang (1970) ont ajouté un paramètre de déchargement  $E_{ur}$ , afin de faire apparaître des déformations irréversibles. Le module au déchargement –rechargement est alors pris sous la forme suivante :

$$E_t = E_{ur} P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (2.24)$$

Où :  $E_{ur}$  et  $m$  sont des paramètres de la loi de Duncan.

$m$  représente une valeur décrivant le taux de variation du module de compressibilité en fonction de la contrainte de confinement  $\sigma_3$ .

Wong et Duncan (1974) ont montré que le coefficient  $E_{ur}$  est de un à trois fois plus élevé que le coefficient  $K_h$ , tandis que l'exposant  $m$  ( $0 < m < 1$ ) a une valeur très proche de celle de  $n$ .

Une autre version du modèle (Duncan et al, 1980), dans laquelle le module de compressibilité volumique tangent  $K_t$  est donné par la relation suivante :

$$K_t = K_b P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (2.25)$$

où  $K_b$  est désigne le paramètre expérimentale, où le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$  s'exprime par la relation suivante :

$$\nu_t = \frac{3K_t - E_t}{6K_t} \quad (2.26)$$

Avec,  $E_t / 3 < K_t < 17 E_t$ . En effet, si  $K_t = E_t / 3$ , la valeur du coefficient de Poisson, devient nulle, ce qui est à éviter numériquement et physiquement. De même pour ne pas avoir  $\nu_t > 0.5$  on limite  $K_t$  à  $17 E_t$ .

$$\nu_t = 0.5 - \left( \frac{E_t}{6K_t} \right) \quad (2.27)$$

La loi de Duncan intègre aussi le fait que l'angle  $\varphi$  dépend de la pression de confinement  $\sigma_3$  lorsque celle-ci varie de façon importante, ce qui est le cas pour un barrage. Il écrit :

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (2.28)$$

où :  $\varphi_0$  est l'angle de frottement interne du sol.  $\Delta\varphi$  est réduction supplémentaire de l'angle de frottement à chaque fois que  $\sigma_3$  augmente 10 fois.

La relation incrémentale contrainte-déformation correspondant à ce modèle est donnée par l'expression matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E_t}{(1+v_t)(1-2v_t)} \begin{pmatrix} 1-v_t & v_t & 0 \\ v_t & 1-v_t & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-v_t}{2} \end{pmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Le modèle hyperbolique de Duncan dans sa totalité nécessite la détermination de Onze paramètres :  $\mathbf{K}_h$ ,  $\mathbf{Pa}$ ,  $\mathbf{n}$ ,  $\mathbf{R}_f$ ,  $\mathbf{C}$ ,  $\phi$ ,  $\mathbf{G}^*$ ,  $\mathbf{F}^*$ ,  $\mathbf{d}$ ,  $\mathbf{E}_{ur}$  et  $\mathbf{m}$ . Ce modèle est principalement caractérisé par son non linéarité et plus particulièrement par la dépendance par rapport à la contrainte principale mineure. La détermination de ces paramètres nécessite l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement drainé.

### 2.3 Données sur le modèle hyperbolique de Duncan

Dans les années 1970, et dans le cadre du développement d'un modèle hyperbolique de sol à l'Université de Californie (U.S.A), plusieurs essais triaxiaux ont été réalisés pour mesurer les valeurs des paramètres expérimentaux du modèle hyperbolique sur différents types des sols. Les résultats ont été présentés dans un document interne par Duncan et al. (1980) à l'université de Californie, malheureusement ce document est épuisé (Krahn, 2009). Ces valeurs ont été utilisées comme un guide pour développer une série d'exemple pour la simulation dans un programme (i.e, programme SIGMA/W de Krahn, 2004), et l'utilisation dans une analyse basé sur ce modèle.

**Tableau 2.1 :** Propriétés de rigidité des sols présenté par Duncan et al. (1980)

Unified Classification	RC Stand. AASHTO	$\gamma_m$ k/ft <sup>3</sup>	$\phi_0$ deg	$\Delta\phi$ deg	C k/ft <sup>2</sup>	k	n	$R_f$	$K_b$	m
GW, GP SW, SP	105	0.150	42	9	0	600	0.4	0.7	175	0.2
	100	0.145	39	7	0	450	0.4	0.7	125	0.2
	95	0.140	36	5	0	300	0.4	0.7	75	0.2
	90	0.135	33	3	0	200	0.4	0.7	50	0.2
SM	100	0.135	36	8	0	600	0.25	0.7	450	0.0
	95	0.130	34	6	0	450	0.25	0.7	350	0.0
	90	0.125	32	4	0	300	0.25	0.7	250	0.0
	85	0.120	30	2	0	150	0.25	0.7	150	0.0
SM-SC	100	0.135	33	0	0.5	400	0.6	0.7	200	0.5
	95	0.130	33	0	0.4	200	0.6	0.7	100	0.5
	90	0.125	33	0	0.3	150	0.6	0.7	75	0.5
	85	0.120	33	0	0.2	100	0.6	0.7	50	0.5
CL	100	0.135	30	0	0.4	150	0.45	0.7	140	0.2
	95	0.130	30	0	0.3	120	0.45	0.7	110	0.2
	90	0.125	30	0	0.2	90	0.45	0.7	80	0.2
	85	0.120	30	0	0.1	60	0.45	0.7	50	0.2

Plusieurs auteurs ont proposé dans leurs calculs avec éléments finis des modèles d'élasticité non-linéaire du sol du type hyperbolique a celui de (Duncan et Chang, 1970, Duncan *et al*, 1980), On peut citer les travaux de (i) Byrne *et al*. (1987), Saboya et Byrne (1993), Krahn . (2004, 2009) et

Ghasemzadelh *et al.* (2006) dans les problèmes du comportement des barrages, et (ii) Ling *et al.* (2009), et Abedlouab *et al.* (2010), dans le comportement des murs en sol renforcé, et Huang Xiao-Ming *et al.* (2009) dans les problèmes des remblais géosynthétiques renforcés ou non renforcés, (iii) Yu-Lin LEE *et al.* (1994) dans les problèmes de la modélisation du creusement d'un tunnel, (vi) Arafati, 1996 dans les problèmes de la modélisation des ouvrages de soutènement.

L'utilisation du modèle hyperbolique du Duncan a aussi été étudié par un certain nombre d'auteurs dans les géomatériaux, A ce sujet, on peut citer les travaux de Ghasemzadeh *et al.*(2006), et Gatmiri (1997) qui a proposé un modèle intégrant les équations de transfert et la conservation des différentes composantes d'un milieu poreux non saturé dans des conditions non isothermes en utilisant une loi de comportement non linéaire hyperbolique de Kondner-Duncan.

Récemment, Navezadeh *et al.* (2011), ont étudiés la stabilité d'un barrage en remblai du Ghavoshan (situé dans la partie Ouest de l'Iran), pour l'évaluation du problème de la fracturation hydraulique, ce phénomène est l'un des sujets les plus importants dans les barrages en remblai, c'est un phénomène primordial qui produit dans le corps intérieur de la digue ( voir See Ng et Small 1999, Sherard 1991; Narita 2000 pour plus de détails) et aussi à fin d'indiquer l'effet de la forme du noyau d'une argile imperméable sur la stabilité de ces barrages, pour ce faire une modélisation du barrage par la méthode de déformation plane en élément finis (Krahn, 2008) à été effectuée. Ils ont utilisée un modèle du sol hyperbolique de Duncan, certains paramètres géotechniques de l'utilisation du ce modèle pour l'analyse en contrainte effective et totale sont présentées dans cette recherche pour trois types des matériaux ( argile noyau, remblai et un zone transitoire du filtrage du barrage).

Afin de mettre en évidence l'influence du modèle de comportement dans le sol renforcé, le modèle de Duncan et Chang est aussi utilisé par Abedlouab *et al.*(2010), avec d'autre loi comportement ; Mohr Couloumb et le modèle (CJS2), ce modèle est une version simplifiée du modèle (CJS) développé par Cambou et Jafari (1987) pour les sols pulvérulents. Abedlouhab *et al.*(2010) ont ainsi confirmé la nécessité de prendre en compte au moins un modèle de comportement non-linéaire des sols (comme Duncan et Chang) afin de mieux modéliser la déformation du mur ainsi que les efforts de traction sur les armatures dans les zones les plus importantes du mur.

Des calculs numériques par la méthode des éléments finis ont été effectués par Ling *et al.*, (2009) pour simuler le comportement d'un mur en sol renforcé par des géogrilles synthétiques, lors de la construction. Les simulations numériques de la construction du mur ont été effectuées en utilisant un modèle élastique non-linéaire du type hyperbolique de Duncan *et*

*al.*(1970) et un modèle de plasticité généralisée plus complexe (Generalized plasticity soil model). Ce dernier modèle permet de simuler le comportement contrainte-déformation et la dilatance du sol de manière satisfaisante. Les déplacements horizontaux de la façade du mur au cours de la construction sont bien simulés par les deux modèles de comportement. Les auteurs ont conclu que, les deux modèles conduisent généralement à des résultats similaires. Cependant, quelques petites différences sont observées dans les résultats et la modélisation est limitée à une structure unique avec un seul type de renforcement.

Des différents essais menés aussi par (Serratrice, 2001; Serratrice, 2005b) ont montré aussi que l'approche de Duncan et Chang donne une très bonne approximation des non-linéarités observées en laboratoire, mais devient très difficile à utiliser pour le calcul d'ouvrage, (la contrainte moyenne non-constante, chemin de contraintes complexe, etc.)

Le tableau suivante présente quelques valeurs publiées dans la littérature des paramètres du modèle hyperbolique de Duncan, qui sont très diverses.

Concernant les valeurs du  $G^*$ ,  $F^*$ ,  $d$  du ce modèle, il n'existe pas des informations suffisantes sur ces paramètres, qu'il sont liée à la détermination du coefficient de Poisson tangente  $\nu_t$  de ce modèle.

**Tableau 2.2 :** Paramètres de modèle de Duncan utilisées par différents chercheurs

Référence	Type du sol	Paramètres de modèle de Duncan											$\sigma_3$ (kPa)
		C	$\phi$	Pa	$K_h$	n	$d^*$	$F^*$	$G^*$	$E_{ur}$	Rf	m	
Pingye Guo <i>et al.</i> , (2012)	Remblai	110	48,5	100	704	0,38				844,8	0,79	0,18	300,600 et 900
Nayebzadeh <i>et al.</i> (2011)	Argile	39	7	100	40	0.36				136	0.93	0.2	
Abedelouhab <i>et al.</i> (2010)	Sable			100	500	0.55				600	0.7	0.5	30, 60 et 90
Huang, <i>et al.</i> (2009)	Argile molle	20	24	100	100	0.82					0.7		140
	Remblai	30	28	100	150	0.40					0.8		
Shangguan Zichang <i>et al.</i> , 2009		0,6	35	100	82	0,65	0,03	0,04	0,33		0,71		100,200 et 300
Meddah, <i>et al.</i> (2008)	Sable moyennement dense	0	38	100.4	625	0.97	22.3	0.26		625	1	1.37	35,50,75, 100 et 150



	Sable très dense	0	39	100.4	614	0.86	28.7	0.26		614	1	1.35	35,50,75, 100et 150
Ghasemzadel h, <i>etal.</i> (2006)	Mélange de sable, argile et graphite				399	0.6				519	0.75	0.4	
Ladjal, <i>et al.</i> (2004)	Argile molle	15.5	11.8	101.4	295	0.5					0.95		20,40,60, 80,100et 200
	sable	0	32	101.4	2161	0.5					0.7	0.2	50,100,1 50,200 et 300
Krahn,2004	Argile	0.1	0	100	47	0					0.9	0	200
Massiera, <i>et al.</i> (2006)	sable fin à grossier	0	32	100	800	0.5				400	0.7	0.2	
	sable moyen à grossier graveleux	0	32	100	1000	0.5				500	0.7	0.2	
	sable grossier graveleux avec présence de blocs	0	32	100	1000	0.5				600	0.7	0.2	
Abu-Hejleh <i>et al.</i> , 2000	Remblai compacté	70	40	100	1070	0,7				700	0,82	0	
Arafati, <i>et al.</i> ( 1996)	Sable	2.35	41.6	100	237.2	0.88	6.83	0.01	0.01		0.78	0.88	198.25
Yu-LinLEE <i>et al.</i> ( 1994)	Marne	1.84	26,6	100	1646	0.3	11.2	0.43	0.82		0.69		<2.5MPa
		0.67	24,7	100	2314	0.2	2,02	- 0.03	0.28		0.73		>2.5MPa
Byrne ,1987	Sable				entre 850 et 1500	0.5				entre 450 et 900	0.70	0.25	

## 2.4 Méthode de résolution numérique en comportement non linéaire

Parmi les méthodes numériques existant pour le calcul de la stabilité et le dimensionnement des ponts en béton armé, la méthode des éléments finis a connu un développement considérable depuis une trentaine d'années. Cette évolution est due pour une part à l'accroissement des moyens

informatiques, mais également à la possibilité offerte par cette méthode de prendre en compte, de manière relativement simple, des lois complexes développées pour décrire le comportement d'échantillons de sol observé au cours d'essai de laboratoire ( Mestat, 1993). Les principes et les techniques des méthodes par éléments finis sont largement décrits dans les ouvrages de Imbert J.F (2002), G. Dhatt et G.Thouzot (2005), A. Chateauneuf (2010). Aujourd'hui, en calcul de structures, la méthode des déplacements est généralement appliquée aux problèmes statiques.

La nécessité de calculer les déformations des structures et des sols sous diverses sollicitations impose le recours à des méthodes numériques et à des lois de comportement des matériaux relativement compliquées. L'utilisation des résultats d'un calcul par élément finis en conditions de projet dépend de la représentation du modèle et de la validité des hypothèses, mais aussi du bon déroulement du processus de résolution incrémental et itératif (Mestat, 2001).

On procède ci-après la méthode de résolution numérique par élément finis en comportement non linéaire pour la prévision du comportement des ponts en béton armé tenant compte de la variabilité du sol.

## **2.4.1 Méthode des éléments finis en comportement non linéaire**

### **2.4.1.1 Modèle numérique**

Pour analyser les effets des non-linéarités des sols naturels (*cf.* sol cohérent ou pulvérulent), sur leur comportement des ponts en béton armé hyperstatique, un modèle numérique aux éléments finis utilisant le logiciel MATLAB est développé, dans cette étude pour calculer le moment de flexion et le déplacement des appuis d'une poutre en béton armé. Le système "sol-structure" est discrétisé en sous-domaine de formes géométriques simples, reliés à des "nœuds". Des fonctions de forme permettent d'interpoler les grandeurs physiques à l'intérieur des sous domaines en fonction de leurs valeurs aux nœuds. Les problèmes de milieux continus se ramènent alors à des problèmes discrets avec un nombre fini de paramètres inconnus évalués aux nœuds, appelés degrés de libertés (DDL). Selon la méthode employée, ces paramètres sont, soit les forces et les contraintes résultantes dans les éléments (méthode des forces), soit les déplacements et éventuellement leurs dérivés aux nœuds du modèle (méthode des déplacements). Des éléments d'interface entre le sol et les fondations de l'ouvrage sont modélisés avec un modèle ressort, qui constitue un appui unidirectionnel indépendant. L'ensemble constitue un système linéaire, de  $n$  équations à  $n$  inconnues suivant le cas étudié et les degrés de liberté du système. Les  $n$  équations régissant l'équilibre statique d'un système "sol-structure" se mettent sous la forme :

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (2.30)$$

ou :

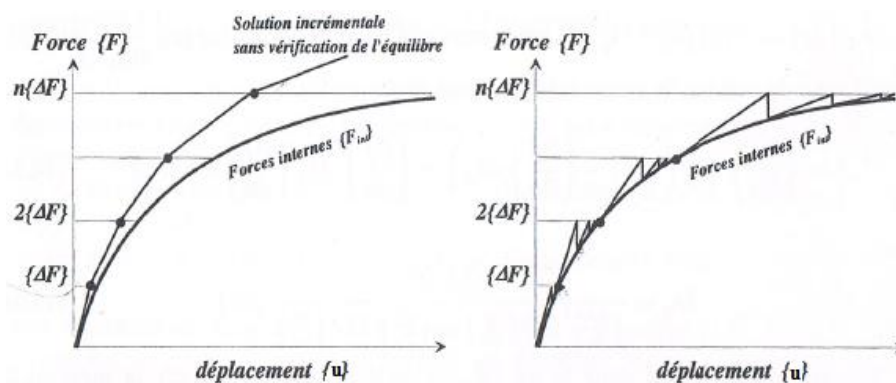
- $[K]$  est la matrice de rigidité, symétrique, de dimension  $(n \times n)$  caractérisant la rigidité du système. Elle est formée par l'assemblage des matrices de rigidité élémentaire associées à chaque sous domaine. La dimension  $n$  est égale au produit du nombre de nœuds par le nombre de déplacements élémentaires associés à chacun.
- $\{u\}$  est le vecteur, de  $n$  dimension, des déplacements des nœuds de la structure.
- $\{F\}$  est le vecteur, de  $n$  dimension, des efforts ponctuels généralisés appliqués sur les nœuds de la structure.

Les déplacements en tous points du milieu continu sont alors déduits du vecteur  $\{u\}$  est des fonctions de forme. Les tenseurs de déformations et de contraintes en tous points en découlent également grâce aux lois de comportement du matériau (*i.e.*, modèle hyperbolique de Duncan).

La résolution directe de l'équation (2.30) est le plus souvent impossible à cause de la non-linéarité de la loi de comportement du sol utilisée. Les matrices de rigidité des éléments non linéaires dépendant des déplacements des nœuds de connexion sont assemblées aux matrices issues de la méthode des éléments finis pour donner un système caractérisant le comportement statique du pont en béton armé hyperstatique complet du type :

$$[K(\{u\})]\{u\} = \{F\} \quad (2.31)$$

La technique de résolution, nous permet d'obtenir la courbe "effort-déplacement" pour différents cas de chargement appliqués en un certain nombre d'incrément  $\{\Delta F\}$ , suffisamment petits pour assurer la convergence (figure 2.6). Toutefois, ces incréments ne garantissent pas le suivi du comportement réel, car il existe un cumul des erreurs au cours des incréments successifs.



**Figure 2.6 :** Schéma de résolution sans et avec itérations d'équilibre, tiré de Chateaufeuf. (2010)

La matrice de rigidité tangente conduit à la linéarisation du comportement à l'intérieur de chaque incrément, cette linéarisation par morceaux s'écarte progressivement de la courbe du comportement réel (dans ce cas, on observe une divergence monotone au cours des incréments). Pour ce faire, un processus de résolution itératif incrémental est alors nécessaire. Il est indispensable, d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes du système "Sol-Structure" à la fin de chaque incrément. Pour cela, on utilise la méthode de résolution itérative de "Newton-Raphson" dans le modèle numérique développé pour cette étude. Pour une description plus complète de cette méthode on pourra se rapporter à William H.P et *al.*,(1992).

#### 2.4.1.2 Méthode de résolution numérique : Méthode de Newton-Raphson

Le système sol-structure interaction non linéaire est donné sous sa forme incrémentale :

$$[K(\{u\})]\{du\} = \{dF\} \quad (2.32)$$

La procédure de résolution consiste à appliquer la force  $\{F\}$  par petits incréments  $\{\Delta F\}$ .

A chaque pas de temps :

$$\{F\} = \lambda \{\Delta F\} \quad (2.33)$$

ou :  $\lambda$  est un multiplicateur adimensionnel appelé "Facteur de charge" (en général, on prend  $\lambda$  égal au nombre d'incrément; *i.e*;  $\lambda = n$ ). Pour chaque incrément de charge, le bilan des efforts est considéré.

A l'incrément  $n$ , on définit le résidu d'équilibre  $\{R^{(n)}\}$  par la différence entre les efforts appliqués et ceux développés par l'état de déformation de la structure. (*i.e*; forces interne) :

$$\{R^{(n)}\} = \{F^{(n)}\} - \{F_{int}^{(n)}\} \quad (2.34)$$

Ou  $\{F^{(n)}\}$  sont les forces appliquées à l'incrément  $n$  et  $\{F_{int}^{(n)}\}$  sont les forces internes dans la

Equilibre en "n-1"	$(n-1)\{\Delta F\} = \{F_{int}^{(n-1)}\}$
Incrément en "n"	$1 \times \{\Delta F\} = [K]\{du\}$
La somme donne	$n \times \{\Delta F\} = [K]\{du\} + \{F_{int}^{(n-1)}\}$
Résidu d'équilibre	$\{R^{(n)}\} = n\{\Delta F\} - \{F_{int}^{(n)}\}$

##### a. Equilibre incrémental

Pour avoir l'équilibre en "n", il faut que  $\{R^{(n)}\} = \{0\}$ . Avant de commencer les itérations, l'incrément de déplacement est obtenu par la résolution du système :

$$[K_e^{(n-1)}] \{\Delta u^{(n)}\}^{(0)} = n \times \{\Delta F\} \quad (2.35)$$

ou l'exposant (n) indique le numéro de l'incrément et (0) indique le numéro de l'itération

(pour l'instant, on est à l'itération zéro). A l'itération  $i \geq 1$ , le développement de  $\{R^{(n)}\}^{(i)}$  en série de Taylor au premier ordre s'écrit :

$$\{R^{(n)}\}^{(i)} = \{R^{(n)}\}^{(i-1)} + \left[ \frac{\partial \{R^{(n)}\}^{(i-1)}}{\partial \{du\}} \right]^t \{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i)} \quad (2.36)$$

avec  $\{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i)}$  l'accroissement de l'incrément de déplacement. La dérivation du résidu d'équilibre correspond à la matrice de rigidité tangente calculée à l'état de déplacement  $\{u^{(n)}\}^{(i-1)}$  :

$$\left[ \frac{\partial \{R^{(n)}\}^{(i-1)}}{\partial \{du\}} \right] = - \left[ \frac{\partial \{F_{\text{int}}^{(n)}\}(\{u^{(n)}\}^{(i-1)})}{\partial \{du\}} \right] = - [K_e(\{u^{(n)}\}^{(i-1)})] \quad (2.37)$$

Notre objectif étant d'éliminer le déséquilibre du système (*i.e.*  $\{R^{(n)}\}^{(i)} = 0$ ), les accroissements des déplacements sont obtenus par la résolution itérative du système :

$$[K_e(\{u^{(n)}\}^{(i-1)})] \{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i)} = \{R^{(n)}\}^{(i-1)} \quad (2.38)$$

Le déplacement final est calculé par :

$$\{u^{(n)}\} = \{u^{(n-1)}\} + \{\Delta u^{(n)}\}^{(0)} + \sum_{i \geq 1} \{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i)} \quad (2.39)$$

L'algorithme de la méthode de Newton-Raphson est le suivant :

1. évaluer  $\{\Delta u\}^0 = [K]^{-1} \{\Delta F\}$
2. en déduire  $\{F_{\text{int}}^{(n)}\}^0$
3. calculer  $\{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i+1)} = -[K_t]^{-1} \{R\}^{(i+1)}$
4. nouveau vecteur :  $\{\Delta u^{(n)}\}^{(i+1)} = \{\Delta u^{(n)}\}^{(i)} + \{\Delta(\Delta u^{(n)})\}^{(i+1)}$
5. répéter 3 et 4 jusqu'à la convergence  $\{R^{(n)}\} = \{0\}$

## 2.5 Conclusion

L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est difficile car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. C'est pour cette raison que l'utilisation d'une loi de comportement incrémentale est appliquée que dans le cas de petites déformations, pour lesquelles les problèmes de la définition des

vitesses ne se pose plus dans les mêmes termes. Les modèles basés sur les lois incrémentales comme le modèle du Duncan, sont faciles à implanter dans un code de calcul basé sur une approche incrémentale. Ce modèle conduit à une meilleure modélisation de la déformation du sol. Il est développé pour le calcul des barrages en remblai, le renforcement du sol, calcul le tassement des fondations,... Il est capable de reproduire les caractéristiques importantes de la non-linéarité du sol, en utilisant un critère simple pour distinguer le chargement et le déchargement des contraintes dans le sol (Collins.1989).

Différents variantes des méthodes de résolution numériques de la non-linéarité des sols ont été utilisées, par exemple : Newton-Raphson initiale, modifiée ou actualisée, mais aussi contrôle en déplacement ou en longueur d'arc. Cette dernière méthode est aujourd'hui reconnue comme la meilleure méthode de contrôle (Chateauneuf. 2010). Le lecteur peut consulter les ouvrages spécialisés pour plus de détails sur ces méthodes de résolution, on pourra se rapporter à William *et al.* (1992).

## Chapitre 3

# Théorie de la fiabilité et variabilité des sols

### 3.1 Introduction

Les ponts en béton armé sont constamment sollicités mécaniquement et attaqués par des phénomènes corrosifs dans le temps, le concepteur doit garantir l'intégrité de ces ouvrages pendant toute leur durée de vie. Or, les variabilités des propriétés du système "sol-structure" et leurs fluctuations au cours du temps rendent difficile, voire impossible, la prévision de la performance et de la sécurité de ces ouvrages. Pour résoudre cette problématique, la conception et l'exploitation de ces ouvrages doivent envelopper des indicateurs fiabilistes et probabilistes. Pour cette raison, l'analyse de la fiabilité des structures et des composants est indispensable pour étudier les ouvrages en service, surtout lorsque la très grande variabilité du sol intervient dans le comportement mécanique de la superstructure. Cette variabilité est largement traitée en tenant compte des incertitudes dans les propriétés du sol [Phoon *et al.* (1999), Baecher *et al.* (2003)] qui affecte le comportement de ces ouvrages (portance de fondation des structures hyperstatiques) et aux pressions de contact entre le sol et l'ouvrage.

La prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres du sol conduit à des dispersions de la charge ultime dix à cent fois plus faibles que celle trouvées par le calcul classique de fiabilité appliqué à l'équation de portance [Favre et Genevois (1982)]. Donc, il est indispensable de faire appel à la variabilité des propriétés du sol, étant l'une des principales causes de détérioration des ponts en béton armé. Cette variabilité, que l'on peut quantifier via différentes méthodes de reconnaissance géophysique ou géotechnique, gouverne en effet le comportement de l'ouvrage en termes de déplacement et de contrainte. Ce chapitre est consacré dans un premier temps à la description des outils de la théorie de la fiabilité : on y développe en particulier les notions de fonction de performance, des indices de fiabilité, de probabilité de ruine, ainsi que les méthodes pour l'analyse de la fiabilité des structures en béton armé. Dans un second temps, on expose les différentes sources des incertitudes des paramètres du sol ainsi que leur modélisation mathématique et les méthodes d'identification de ces incertitudes. Ensuite, on donne les valeurs des paramètres statistiques des propriétés du sol préconisées dans la littérature. Enfin, nous présentons un état actuel des connaissances sur les méthodes probabilistes pour l'analyse du comportement des structures.

## 3.2 Théorie de la fiabilité

L'analyse de la sécurité des ponts en béton armé se mène traditionnellement de façon déterministe à l'aide d'un paramètre unique, le facteur de sécurité. Celui-ci prend en compte un grand nombre d'incertitudes et d'aléas sur les actions, les propriétés mécaniques, les modèles de loi de comportement et calcul, l'exécution, l'évolution de la structure avec le temps, etc., sans pouvoir les séparer et les quantifier Favre, (1982). Meyerhof (1977) a proposé des coefficients de sécurité partiels pour pallier à cet inconvénient, mais leur usage est peu répandu. Les méthodes probabiliste ont connu un développement des travaux de recherche depuis les années 70, celle-ci se fondent sur la théorie de la fiabilité développée dans le domaine de la structure pour dimensionner des ponts en béton armé en contexte aléatoire. La fiabilité de ces ouvrages est un indicateur de sa sûreté de fonctionnement. Deux grandeurs sont communément employées dans la littérature pour l'évaluation de la fiabilité d'un ouvrage : l'indice de fiabilité et la probabilité de ruine. De façon générale, on définit la fiabilité comme étant l'aptitude d'un système à assurer la fonction pour laquelle il est destiné, pendant une durée donnée. Elle repose sur les données du modèle probabiliste des variables intervenant dans la modélisation mécanique du problème étudié, et sur la définition d'un ou de plusieurs scénarios de défaillance. Elle vise à évaluer le risque lié au choix d'un dimensionnement en calculant la probabilité de défaillance relative au scénario considéré

Chateaufort, (2009). Cette deuxième partie de ce chapitre aborde les notions de base de la théorie de la fiabilité et présente l'algorithme de calcul de la probabilité de défaillance et de l'indice de fiabilité.

### 3.2.1 Méthodes de justifications de la sécurité

Les méthodes existantes de justification de la fiabilité sont généralement regroupées en quatre niveaux [Madsen et al, 1986] :

- **Niveau 0** : Approche déterministe. Il correspond aux approches purement déterministes, c'est-à-dire que les sollicitations et les résistances ont des valeurs strictement fixées. La sécurité et les incertitudes sont couvertes par un facteur de sécurité global.

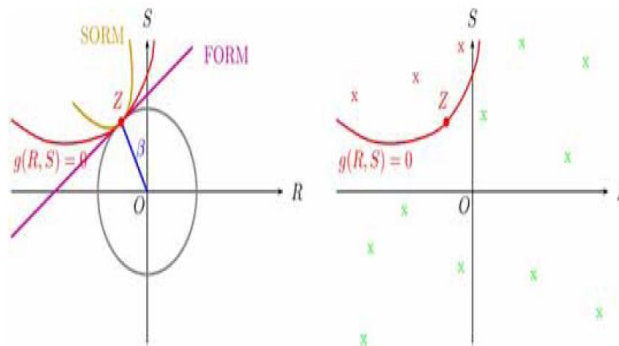
- **Niveau 1** : Approche semi-probabiliste. La sécurité est introduite par l'intermédiaire de coefficients partiels de sécurité et de valeurs représentatives judicieusement choisies. Les valeurs représentatives (ou caractéristiques) tiennent compte de la dispersion statistique observée par un fractile de la loi de distribution. Les coefficients de sécurité sont déterminés en fonction du choix des valeurs



représentatives et des modèles structuraux employés, a partir de méthodes plus complètes décrites dans les niveaux suivants.

- **Niveau 2** : Analyse probabiliste simplifiée. Le niveau correspond aux analyses probabilistes pour lesquelles la fiabilité est quantifiée par un indice de fiabilité. Des hypothèses simplificatrices permettent de calculer une probabilité de défaillance approchée (linéarisation de la surface d'état limite). Elles sont souvent Notées FOSM (First Order Second Moment) ou FORM (First Order Reliability Moment).

- **Niveau 3** : Méthodes probabilistes. Il est fondé sur des méthodes purement probabilistes pour lesquelles les variables aléatoires sont caractérisées par leur loi conjointe. La probabilité de défaillance est alors déterminée de façon mathématiquement exacte en calculant une intégrale multiple sur le domaine de défaillance. Dans bien des cas, les distributions conjointes ne sont pas connues ou l'intégrale n'est pas calculable sauf dans le cas de fonctions d'état limite linéaires. On a alors recours à des méthodes d'intégration numériques de type Monte-Carlo.



**Figure 3.1** : Méthodes d'estimation de la probabilité de défaillance  $P_f$  : méthodes de niveau 2 (à gauche) et méthodes de niveau 3 (à droite).

Il est à noter que les méthodes de niveau 1 sont utilisées dans les codes de calcul réglementaires comme les Eurocodes (béton, acier. . .), et que les coefficients partiels de sécurité peuvent être évalués à partir des méthodes de niveau 2 [AFNOR, 2003]. Ainsi, afin de développer une méthodologie à caractère réglementaire, les approches de niveau 2 vont être détaillées dans la partie suivante.

### 3.2.2 Principe de la théorie de la fiabilité pour les ouvrages

#### a. Surface d'état limite et mode de défaillance

En fiabilité, la surface d'état limite d'un ouvrage de Génie Civil (ou d'une composante d'un système mécanique) est définie comme étant l'ensemble des valeurs du vecteur aléatoire  $X$  pour lesquelles l'ouvrage se trouve juste à l'état limite de ruine. En termes mathématiques, la surface d'état limite

séparant le domaine de défaillance du domaine de sûreté dans l'espace des variables aléatoires, est caractérisé par une fonction de performance  $G$ , nulle (Figure 3.2). Le mode de défaillance permet ainsi de définir la *marge de sécurité* ou *fonction d'état limite* à respecter. Cette fonction d'état limite, notée  $G$ , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié.

Notons :

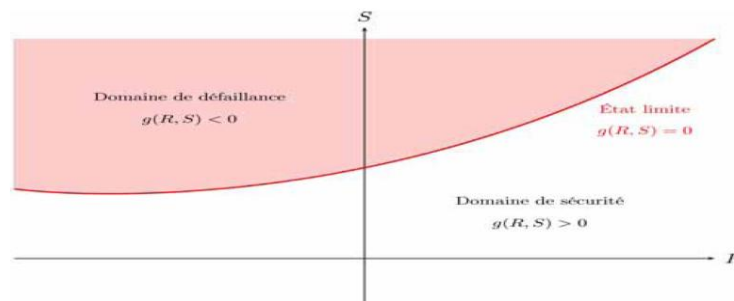
- $R$  la résistance du matériau constitutif de la structure ;
- $S$  les sollicitations imposées à la structure.

On peut écrire la marge de sécurité  $M$  et la fonction d'état limite  $G$  sous la forme générale :

$$M = G(R, S) \quad (3.1)$$

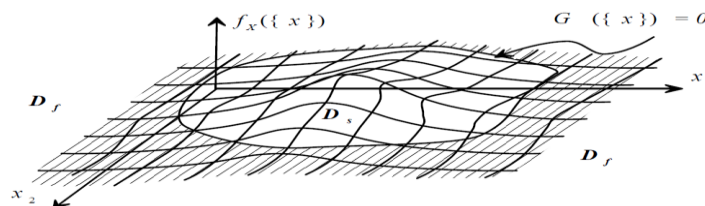
En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par  $R$  et  $S$ , on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en 3 domaines (Figure 3.2) :

- $G(R, S) < 0$  : domaine de défaillance ;
- $G(R, S) = 0$  : état limite
- \*  $G(R, S) > 0$  : domaine de sécurité.



**Figure 3.2 :** Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité

Par exemple, dans le cas de l'analyse de la fiabilité d'une fondation vis-à-vis de la rupture par poinçonnement du sol, et pour deux variables aléatoires  $c$  et  $\varphi$ , la surface d'état limite dans ce cas est constituée de l'ensemble des couples  $(c, \varphi)$  pour lesquels on est juste à l'état limite de rupture en poinçonnement. Cette surface est représentée dans la figure (3.3) où les axes  $x_1$  et  $x_2$  peuvent par exemple représenter la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol.



**Figure 3.3:** Distribution de la densité de probabilité et domaine de défaillance dans l'espace physique de deux variables aléatoires, tiré de Chateauneuf (2009).

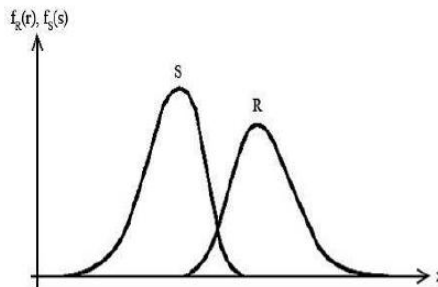
## b. Probabilité de défaillance et indice de fiabilité

### b.1 Probabilité de défaillance

La théorie de la fiabilité permet d'évaluer une probabilité de défaillance et de considérer les incertitudes associées aux différentes variables. L'approche probabiliste consiste à comparer, pour un élément de structure, la sollicitation appliquée  $S$  avec la variable de résistance  $R$ . Le critère lié à l'état limite se traduit par l'inégalité suivante, Melchers, (1999):

$$R \leq S \quad (3.2)$$

Ces deux variables sont considérées aléatoires et peuvent être décrites par une fonction de densité de probabilité  $f_R(r)$  et  $f_S(s)$  comme le montre la figure (3.4).

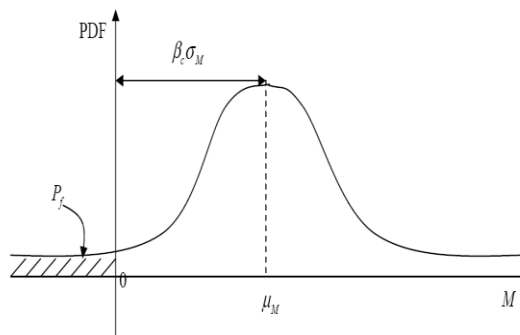


**Figure 3.4 :** Fonctions de densité des variables de résistance  $R$  et sollicitation  $S$ , tiré de Melchers (1999)

Pour déterminer la probabilité de rupture d'une structure, nous supposons connaître la densité de probabilité (PDF) de  $M$  ou celles de  $S$  et  $R$ . La probabilité de rupture s'écrit comme suit :

$$P_f = P[M \leq 0] \quad (3.3)$$

Elle correspond à la surface hachurée de la figure (3.5).



**Figure 3.5 :** Distribution de la marge de sécurité  $M=R-S$

La probabilité de dépassement de cette limite est appelée la probabilité de défaillance  $P_f$  et s'exprime comme suit :

$$P_f = P(R < S) \quad (3.4)$$

Si les variables  $S$  et  $R$  sont indépendantes, la fonction de densité conjointe  $f_{RS}(r,s)$  s'exprime par :

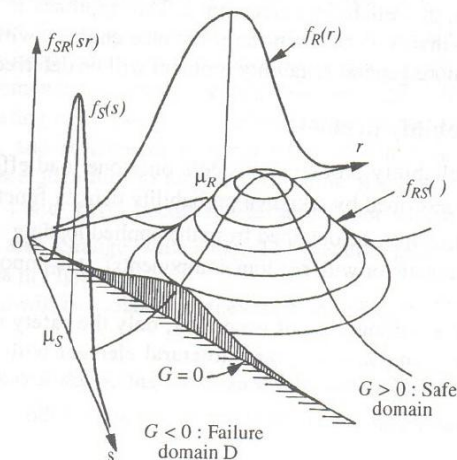
$$f_{RS}(r,s) = f_R(r)f_S(s) \quad (3.5)$$

La probabilité de défaillance devient :

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r,s) dr ds \quad (3.6)$$

Où  $D$  est le domaine de défaillance où l'ensemble des couples  $(r,s)$  sont tel que  $r < s$ .

La figure (3.6) illustre la fonction de densité conjointe des variables  $R$  et  $S$  ainsi que les domaines de sécurité et de défaillance. Ainsi, le domaine de sécurité est défini par  $G = R - S > 0$  et le domaine de défaillance par  $G = R - S < 0$ . La limite entre ces deux domaines est définie par  $G = R - S = 0$ .



**Figure 3.6 :** Fonction de densité conjointe  $f_{RS}(r,s)$ , domaine de sécurité et de défaillance, tiré de Melchers (1999)

## b.2 Indice de fiabilité

L'indice de fiabilité d'un ouvrage est une mesure de sa sûreté qui prend en compte les incertitudes inhérentes aux différentes variables d'entrée. La marge de sécurité sera définie par :  $G=R-S$ . Si les variables  $R$  et  $S$  sont des paramètres incertains, ces variables seront représentées par deux variables aléatoires de moyennes respectives  $\mu_R$  et  $\mu_S$  et d'écart-types respectifs :  $\sigma_R$  et  $\sigma_S$ . Une corrélation peut exister entre  $R$  et  $S$ . Elle est représentée par le coefficient de corrélation  $\rho_{RS}$ .

La moyenne et l'écart-type de la marge de sécurité seront donnés par :

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (3.7)$$

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S \quad (3.8)$$

Si R et S sont indépendantes, l'écart-type de la marge de sécurité sera donné par :

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.9)$$

La théorie de la fiabilité permet donc, à partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées à ces variables aléatoires, de connaître la probabilité  $P_f$  se trouver dans le domaine de défaillance :

$$P_f = P(R - S \leq 0)$$

$$P_f = P(G \leq 0)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right)$$

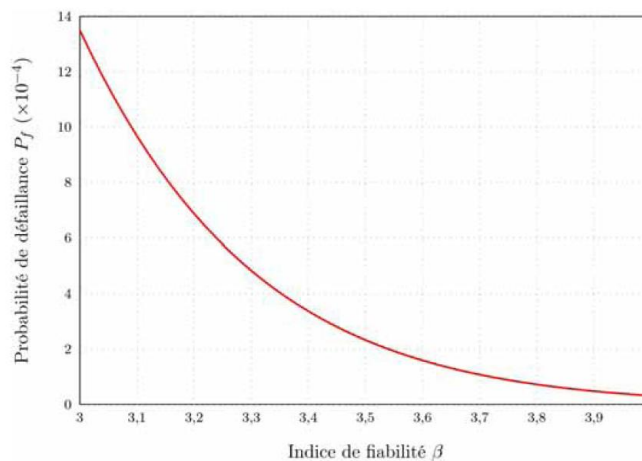
$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.10)$$

L'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance étant très faible, on traduit généralement cette valeur en terme d'*indice de fiabilité*  $\beta$ , que l'on calcule à partir de la probabilité de défaillance selon :

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.11)$$

Le terme  $\Phi(\cdot)$  est une fonction de répartition de variable normale centrée réduite (moyenne nulle et écart-type unitaire).

On représente en figure (3.7) la relation entre la probabilité de défaillance  $P_f$  et l'indice de fiabilité  $\beta$ .



**Figure 3.7:** Courbe de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction de l'indice de fiabilité  $\beta$ , tiré d'un rapport d'étude Setra, (2012).

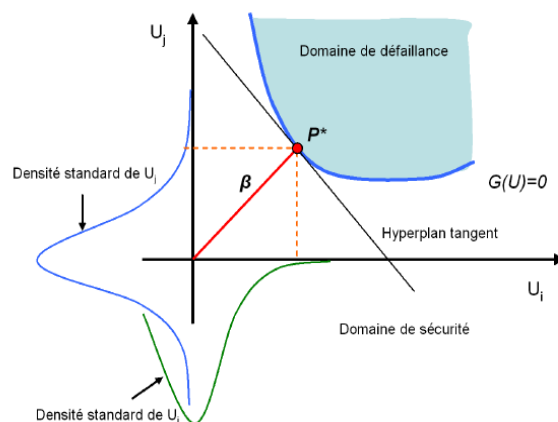
La relation entre la probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité est illustrée aussi dans le tableau (3.1). Ce tableau montre l'importance de prendre en compte au moins deux chiffres significatifs pour donner une valeur d'indice de fiabilité. En effet, un écart de 0,5 point sur l'indice de fiabilité peut conduire jusqu'à diviser (ou multiplier) par dix la probabilité de défaillance, Cremona (2010).

**Tableau 3.1** : Relation entre indice de fiabilité et probabilité de défaillance (Cremona, 2010)

$\beta$	0,0	1,28	2,33	3,09	3,72	4,26	4,75	5,20	6,61	6,00	6,36
$P_f$	$5 \cdot 10^{-1}$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$

### c. Interprétation géométrique de l'indice de fiabilité

On peut donner une interprétation géométrique de l'indice de fiabilité  $\beta$  en se plaçant dans un espace des variables physiques à l'espace des variables normales centrées réduites et indépendantes (appelé espace standard non corrélé), c'est-à-dire en considérant que les variables aléatoires suivent une loi normale de moyenne nulle et d'écart-type unitaire. Cette étape consiste à utiliser des transformations isoprobabilistes, [Lemaire (2005)] telles que la transformation de Rosenblatt, de Nataf et l'approximation selon une loi normale. Cependant, le problème devient compliqué lorsque les variables sont corrélées : la transformation de l'espace physique corrélé à l'espace non corrélé nécessite une diagonalisation de la matrice de corrélation. On peut alors représenter géométriquement l'indice de fiabilité  $\beta$  comme la distance minimale de l'origine du repère à la surface d'état limite dans l'espace standard non corrélé. Le point de l'état limite ainsi identifié est appelé *point de conception*  $P^*$  (Figure 3.8).



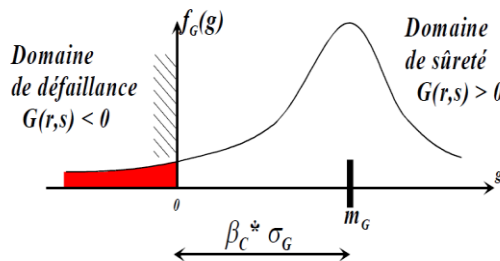
**Figure 3.8** : Représentation géométrique de l'indice de fiabilité  $\beta$ , du point de conception  $P^*$  dans l'espace réduit.

Deux indices de fiabilité existent dans la littérature : L'indice de Cornell (1969) et l'indice de Hasofer-Lind (1974).

#### d. Indice de Cornell

Le principe de l'indice de fiabilité de Cornell (ou simplement : indice de Cornell) consiste à mesurer la distance entre le point moyen de la marge  $G(x_i)$  et le point où la marge devient nulle (point de défaillance), cette distance est mesurée en nombre d'écart-types. En d'autres termes, pour évaluer la fiabilité, on détermine combien d'écart-types séparent l'état moyen de fonctionnement de celui de défaillance [Chateaufeuf 2009].

Si  $\mu_G$  et  $\sigma_G$  représentent respectivement la moyenne et l'écart-type de la marge  $G$ , cet indice s'exprime comme étant le rapport entre la moyenne de la fonction de performance  $G$  et son écart-type (i.e  $\beta_c = \frac{\mu_G}{\sigma_G}$ ).



**Figure 3.9** : Indice de fiabilité de Cornell

L'inconvénient majeur de l'indice de Cornell est que sa valeur dépend de la forme de la fonction de performance (état limite) dans le cas des états limites non linéaires ou des variables aléatoires non gaussiennes. Si la même fonction de performance est définie de deux manières différentes (par exemple:  $G=R-S$  ou  $G = \frac{R}{S} - 1$ ), deux valeurs de l'indice de fiabilité sont obtenues. La loi de  $G$  n'est plus normale et la relation  $P_f \approx \Phi(-\beta_c)$  devient plus ou moins approximative. Dans ce cas, l'indice de Cornell donne seulement une mesure de la sécurité, qui n'est pas directement liée à la probabilité de défaillance du système.

#### e. Indice de Hasofer-Lind

Pour palier la non invariance de l'indice de Cornell et donner une mesure représentative et invariante de la fiabilité, Hasofer-Lind (1974) ont proposé un autre indice qui est actuellement

l'indice le plus utilisé pour la mesure de la fiabilité. Ils ont proposé de ne pas se placer dans l'espace des variables physiques mais d'effectuer un changement de variables et de se placer ainsi dans l'espace des variables gaussiennes centrées réduites (*cf.* de moyennes nulles, d'écart-types unitaires) et statistiquement indépendantes. Cet indice est aussi l'indice utilisé dans toute la suite de cette thèse. Il est défini comme étant la distance minimale de l'origine du repère à la surface d'état limite dans l'espace des variables aléatoires normales centrées réduites non corrélées. La transformation des variables  $x_i$  en variables normées  $u_i$  est écrite par Chateaneuf (2009) :

$$u_i = T_i(x_j) \quad (3.12)$$

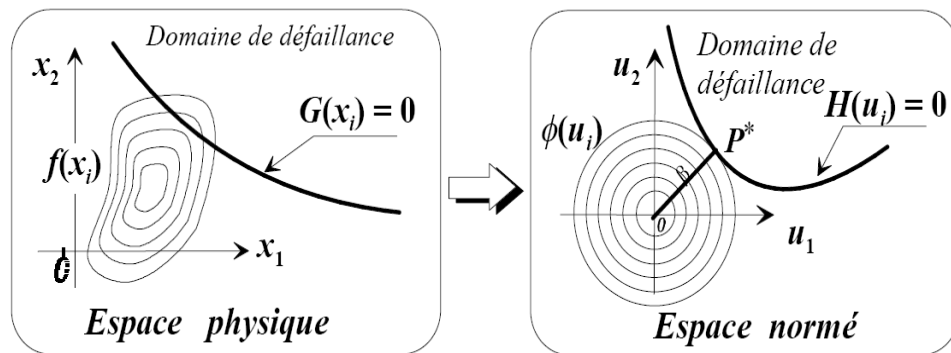
Cette transformation est nommée transformation isoprobabiliste, elle est illustrée sur la figure ci-dessous. Dans ce nouvel espace, la fonction d'état limite prend la forme :

$$G(x_i) = G(T_i^{-1}(u_j)) \equiv H(u_j) = 0 \quad (3.13)$$

La probabilité de défaillance s'écrit :

$$P_f = \int_{H(U)=0} \phi_n(u) du_1 \dots du_n \quad (3.14)$$

où  $\phi_n(u)$  est la fonction de densité de la loi normale centrée réduite à  $n$  dimensions.



**Figure 3.10** : Indice de fiabilité et transformation de l'espace des variables, tiré de Chateaneuf (2009)

Selon la définition de Hasofer et Lind, l'indice de fiabilité  $\beta$  est la distance minimale entre l'origine et le domaine de défaillance  $H(u_i) \leq 0$  dans l'espace normé. Cette distance définit un hyperplan tangent à la fonction d'état limite et un point  $P^*$ , dit *point de conception* ou *point de défaillance le plus probable*. Le calcul de cet indice est ramené donc à la résolution du problème d'optimisation suivant :

$$\beta = \min d(\{u\}) = \sqrt{\{u\}^t \{u\}} \quad (3.15)$$



Sous la contrainte  $H(\{u\}) \leq 0$ , où  $\{u\}$  est le vecteur des variables aléatoires dans l'espace des variables aléatoires normales centrées réduites non corrélées.

Pour déterminer l'importance des variables, nous devons évaluer les cosinus directeurs du vecteur unitaire normal à la fonction de performance dans l'espace normé. Le poids de chacune des variables aléatoires normées dans l'évaluation de l'indice de fiabilité s'écrit :

$$\alpha_i = - \left. \frac{\partial \beta}{\partial u_i} \right|_{P^*} = - \frac{u_i^*}{\beta} \quad (3.16)$$

Où  $\alpha_i$  est le cosinus directeur de la variable  $u_i$  et  $P^*$  est le point de conception. Le cosinus directeur est une valeur entre -1 et 1 qui indique l'opposée de la direction de l'origine à partir du point de conception. Le vecteur  $\vec{\alpha}$  représente donc une mesure de l'influence de chacune des variables aléatoires : 0 indique une influence nulle, 1 indique une forte influence positive et -1 indique une forte influence négative sur  $\beta$ . La condition suivante doit être vérifiée :

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (3.17)$$

### 3.2.3 Méthodes de calcul de la fiabilité

Le calcul de la probabilité de défaillance par la résolution de l'équation 3.4 est généralement très complexe. Pour un seul élément de structure évalué, plusieurs modes de défaillance peuvent être définis tel que l'atteinte des états limites ultimes de flexion ou des états limites de service. Ces modes de défaillance sont caractérisés par plusieurs variables et paramètres décrivant la résistance de la structure et les sollicitations appliquées. La géométrie de la structure, le type de matériaux (béton et acier), le type de charges, les endommagements dus à la variabilité des propriétés mécanique des sols peuvent être inclus dans ces variables. Celles-ci sont regroupées dans un vecteur  $X$  contenant  $n$  variables différentes décrivant le ou les modes de défaillance étudiés :  $X = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}$

La marge de sécurité  $M$  est plus souvent exprimée par une fonction  $G(.)$  décrivant un mode de défaillance à partir des variables de  $X$ . La défaillance survient lorsque:  $G(X) \leq 0$

La probabilité de défaillance s'obtient alors par :

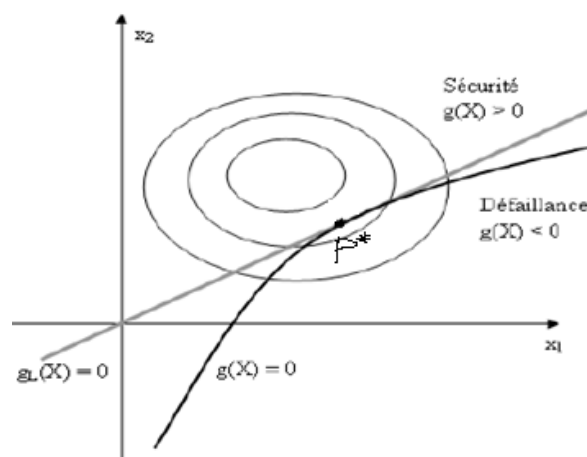
$$P_f = P(G(X) \leq 0) = \int_D f_G(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) dx_1 dx_2 dx_3 \dots dx_n \quad (3.18)$$

Chaque variable  $x_i$  est décrite par une fonction de densité de probabilité (normale, lognormale, uniforme, etc.) et par les paramètres appropriés (moyenne, écart-type, etc.). Les variables peuvent aussi être corrélées entre elles. L'intégrale 3.18 est difficile à calculer directement et diverses méthodes de calcul peuvent être utilisées, les plus courantes étant les méthodes d'approximation de premier ordre de type « First Order Reliability Method » (FORM) qui sera utilisée dans ce travail, et la méthode SORM (Second Order Reliability Method) fournissent des solutions approchées. Cependant, les méthodes de simulation telles que la méthode de simulation de Monte Carlo (MC) ou la méthode du tirage d'importance (Importance Sampling IS) donnent une bonne estimation de la probabilité de ruine. Toutefois, ces méthodes sont numériquement très consommatrices en temps d'exécution (qui sont très lourdes lorsque les probabilités de défaillance sont petites).

Dans le paragraphe suivant, on trouvera une brève description des méthodes utilisées dans cette thèse.

### 3.2.3.1 La méthode de premier ordre FORM

La méthode de premier ordre « First Order Reliability Method » (FORM) permet de déterminer l'indice de fiabilité d'une fonction d'état limite en approximant l'équation d'état limite  $g(X) = 0$ , par une série de Taylor du premier ordre au point le plus près de la moyenne des variables aléatoires appelé : point de conception et noté  $P^*$ . Ce point représente le point le plus probable de rupture. L'équation d'état limite approximée est notée  $g_L(X)$ . La figure (I.14) est un exemple de solution schématique pour localiser  $P^*$  dans le cas d'une fonction d'état limite à deux variables,  $x_1$  et  $x_2$ .



**Figure 3.11:** Solution du point de conception dans l'espace de base  $x$

Souvent, les variables  $x_i$  sont représentées par des fonctions de probabilité différentes et certaines variables peuvent être corrélées entre elles. Dans ce cas, il devient difficile de travailler dans

l'espace de base, et il est plus pratique de travailler dans un espace normal standard non-corrélé. Cet espace, appelé  $u$ , permet de déterminer les probabilités conjointes plus facilement. La fonction  $G(x)$ , qui est exprimée dans l'espace de base, devient la fonction  $G(u)$  exprimée dans l'espace normal standard non-corrélé. La probabilité de défaillance reste invariante lors de cette transformation. Dans cet espace, l'indice de fiabilité correspond à la plus courte distance entre la fonction d'état limite  $G(u) = 0$  et l'origine.

Plusieurs algorithmes de recherche de l'indice de fiabilité existent tels que l'algorithme de premier ordre de Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler, les algorithmes de second ordre (Méthode de Newton et méthode hybride). Ces algorithmes sont basés sur des processus itératifs nécessitant le calcul des dérivées partielles de la fonction de performance. Nous présentons dans la suivante, l'algorithme de Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler le plus fréquemment utilisé dans la littérature dans les études de fiabilité, nous seulement à cause de sa très simple expression, mais aussi pour ses assez bons résultats en pratique, Cremona, (2010).

Le calcul itératif de cet algorithme comporte les étapes suivantes, Lemaire (2005) :

1. Poser le point de départ à l'origine dans l'espace normal standard décorrélé  $u$  :

$$u = \{u_1, u_2, u_3, \dots, u_n\} = \{0, 0, 0, \dots, 0\}$$

2. Évaluer la fonction d'états limites  $G(u_i^{(k)})$

3. Calculer le gradient de l'état limite  $\{\nabla G(u_i)\}^{(k)}$  et sa norme  $\|\nabla G(u_i)\|^{(k)}$ .

4. Déduire les cosinus directeurs  $\{\alpha\}^{(k)}$

$$\{\alpha\}^{(k)} = \frac{\{\nabla G(u_i)\}^{(k)}}{\|\nabla G(u_i)\|^{(k)}}$$

5. Évaluer l'indice de fiabilité  $\beta_{HL}^{(k)}$

$$\beta_{HL}^{(k)} = -\left(\langle u \rangle^{(k)} \{\alpha\}^{(k)}\right) + \frac{G(u_i^{(k)})}{\|\nabla G(u_i)\|_{u_i^{(k)}}$$

6. Évaluer le nouveau vecteur  $\{\alpha\}^{(k+1)}$  qui sera le point de conception si les critères de convergences sont respectés :

$$\{\alpha\}^{(k+1)} = -\beta_{HL}^{(k)} \{\alpha\}^{(k)}$$

## 7. Vérifier le critère de convergence

$$\|\{\alpha\}^{(k+1)} - \{\alpha\}^{(k)}\| \leq \varepsilon$$

Sinon mettre  $k = k+1$  et revenir à l'étape 2.

La dernière valeur de  $\beta_{HL}^{(k)}$  correspond à la valeur recherchée de l'indice de fiabilité.

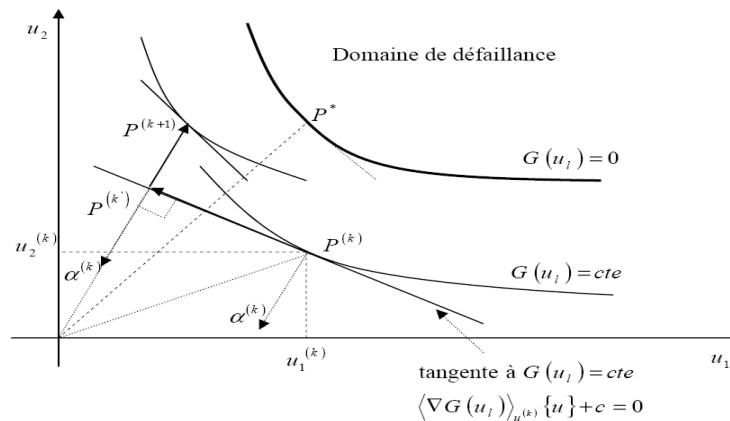
## 3.2.3.1.1 Interprétation physique de l'algorithme

L'itération de l'algorithme s'écrit :

$$\{\alpha\}^{(k+1)} = \left( \langle u \rangle^{(k)} \{\alpha\}^{(k)} \right) \{\alpha\}^{(k)} - \frac{G(u_l^{(k)})}{\|\nabla G(u_l)\|_{u^{(k)}}} \{\alpha\}^{(k)}$$

Elle contient deux termes :

- Le premier projette  $P^{(k)}$  en  $P^{(k')}$  (Figure I.15) sur la direction normale  $\alpha^{(k)}$  passant par l'origine.
- Le deuxième transforme  $P^{(k')}$  en  $P^{(k+1)}$  : c'est une correction selon le gradient. Cette partie peut être complétée en effectuant une projection de  $\{\alpha\}^{(k+1)}$  sur  $G(u_l) = 0$ . Ceci a été introduit dans la version améliorée de l'algorithme.

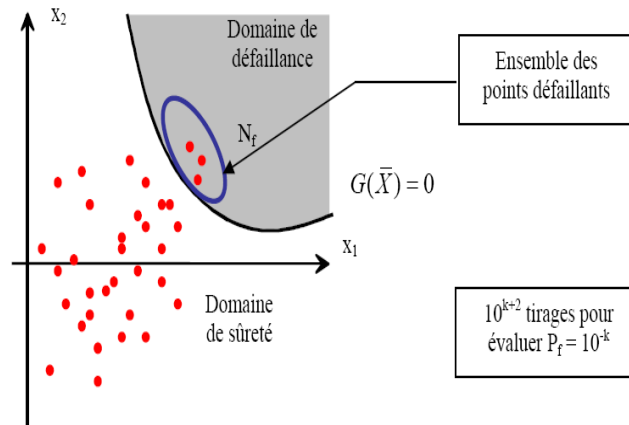


**Figure 3.12:** Illustration de l'itération de l'algorithme HLRF, tiré de Youssef Abdel Massih, (2008).

## 3.2.3.2 Méthode de simulation de Monte Carlo

Les méthodes de simulations de Monte Carlo font appel à de nombreux tirages des variables aléatoires, et pour chaque tirage, la valeur de la fonction performance indique si l'on se trouve dans le domaine de défaillance (figure III.13). La probabilité de défaillance s'exprime alors simplement comme le rapport entre le nombre de tirages pour lesquels la défaillance est atteinte et le nombre total de tirages. Cette méthode reste toutefois utilisée, notamment comme méthode de référence pour

l'évaluation précise de  $P_f$ . Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis.



**Figure 3.13** : Illustration de la méthode de Monte Carlo, tiré de Nguyen *et al.*, (2007)

Pour obtenir la probabilité de défaillance, nous devons calculer l'intégrale multi-normale suivante, Chateaneuf (2009):

$$P_f = \int_{D_f} \phi_n(u) du \quad (3.19)$$

Où  $P_f$  est la probabilité de défaillance,  $\phi_n(u)$  est la fonction de densité multi-normale à  $n$  dimensions et  $D_f$  est le domaine de défaillance défini par :  $H(u) \leq 0$  (ou  $G(x) \leq 0$ ).

En introduisant un indicateur de défaillance, cette intégrale peut être écrite sous la forme :

$$P_f = \int_{R^n} I_{D_f} \phi_n(u) du = E[I_{D_f}] \quad (3.20)$$

Où  $E[\cdot]$  est l'espérance mathématique et  $I_{D_f}$  est l'indicateur de défaillance donné par :

$$I_{D_f} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (3.21)$$

Pour  $N$  tirages aléatoires, la moyenne empirique de  $I_{D_f}$  est une estimation non biaisée de  $P_f$  :

$$P_f \approx \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{D_f}^r \quad (3.22)$$

$$\text{La variance est : } \sigma_{I_{Df}}^2 \approx \frac{1}{N^2} \left[ \sum_{r=1}^N (I_{Df}^r)^2 - \left( \sum_{r=1}^N I_{Df}^r \right)^2 \right] \quad (3.23)$$

L'erreur commise dans l'évaluation de  $P_f$  est donnée par :

$$e\% = 200 \sqrt{\frac{1-P_f}{NP_f}} \quad (3.24)$$

Cette méthode est efficace et ne pose pas de contrainte particulière sur la fonction à évaluer ou les variables aléatoires (type de loi). Cependant, elle converge lentement : pour des probabilités de défaillance de  $10^{-4}$ , on a besoin d'environ un million de tirages pour une erreur tolérée de 10% sur le résultat (pour  $P_f=10^{-k}$ , environ  $10^{k+2}$  tirages). Les temps de calcul peuvent devenir extrêmement longs. Il est évident que cette méthode est impossible à utiliser pour les grands systèmes à faible probabilité de défaillance, Chateauneuf (2009).

### 3.2.4 Sensibilité des variables

L'étude de la sensibilité des variables aléatoires d'un état limite quelconque est essentielle. Cela se justifie par le fait que le changement du biais (ou moyenne), ainsi que du coefficient de variation (ou écart type) d'une variable donnée peut éventuellement induire des modifications importantes dans les valeurs des indices de fiabilité. Deux types de calcul de sensibilité peuvent être effectués, Lemaire (2005) :

1- **Sensibilité mécanique** : elle concerne l'étude de l'influence d'une variable sur la fonction de performance. Cette étude est purement déterministe.

2- **Sensibilité fiabiliste** : elle concerne l'étude de l'influence d'une variable sur l'indice de fiabilité. Elle peut concerner aussi l'influence des paramètres de la distribution.

Le coefficient d'omission pour une variable aléatoire est exprimé par :

$$\gamma_i = \frac{\beta_{X_i=\chi_i}}{\beta} \quad (3.25)$$

$\beta_{X_i=\chi_i}$  correspond au calcul de l'indice de fiabilité où toutes les variables sont aléatoires, sauf  $X_i$  qui est déterministe d'une valeur  $\chi_i$ .  $\beta$  est l'indice de fiabilité lorsque toutes les variables sont probabilistes. Les calculs sont effectués en fixant les moyennes ou biais et en faisant varier le coefficient de variation (ou l'écart type) pour chaque variable. Dans la vérification de l'influence de la moyenne, les écarts types sont fixés.

Lorsqu'une variable aléatoire est remplacée par une valeur déterministe, le calcul du coefficient d'omission permet de vérifier l'effet de ce changement sur les indices de fiabilité. Une valeur proche de l'unité de ce coefficient indique que la probabilisation de la variable est sans effet sur le calcul en fiabilité. Étant donné que les études en fiabilité peuvent conduire à de lourds calculs, cette vérification envisage la possibilité de ne pas probabiliser l'ensemble des variables, et de garantir pour des applications consécutives une simplification des calculs. L'interprétation des résultats indique que si la valeur du facteur d'omission est supérieure à l'unité de façon importante, cela met en évidence un niveau de sécurité surestimé. En revanche, un résultat inférieur à l'unité, indique un niveau de sécurité sous estimé. Dans ces deux situations, la variable doit être probabilisée.

### 3.2.5 Organigramme de l'analyse de la fiabilité

L'organigramme ci-dessous illustre la démarche du calcul fiabiliste. La première étape consiste à définir les modèles mécanique et probabiliste à utiliser dans l'analyse. Ces deux modèles sont complétés par la définition des scénarios de défaillance potentiels, pour former ce que nous appelons *le modèle mécano-fiabiliste*. A défaut d'intégration directe de la probabilité de défaillance (ce qui est très rare), des techniques de simulations de Monte Carlo peuvent être utilisées pourvu que le coût du calcul mécanique reste faible Chateaufeuf, (2009).

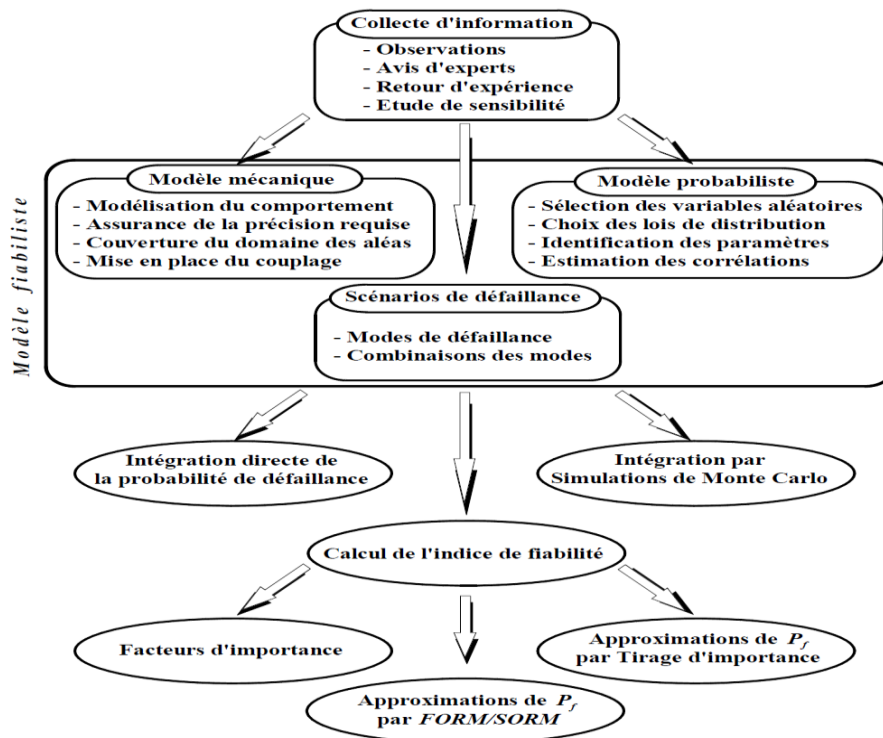
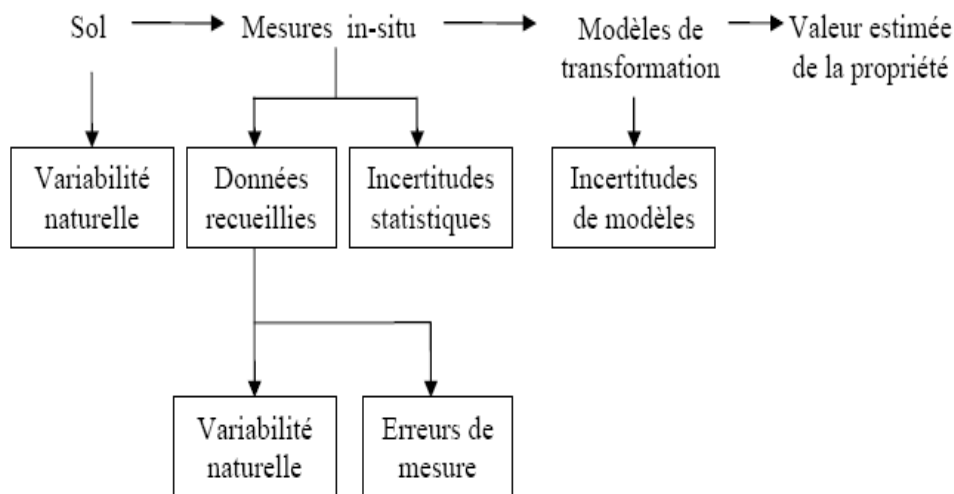


Figure 3.14 : Organigramme de l'analyse de la fiabilité, tiré de Chateaufeuf, (2009).

### 3.3 Variabilité des sols

#### 3.3.1 Différents sources de l'incertitude

La variabilité du sol en géotechnique est une propriété complexe qui résulte de plusieurs sources d'incertitudes. Selon Phoon et Kulhawy (1995), les principales sources des incertitudes en géotechniques sont la variabilité intrinsèque, les erreurs de mesure, et les incertitudes de transformation (corrélation entre propriétés, modèle rhéologique,..). L'identification de ces incertitudes consiste à modéliser trois types d'incertitude (Figure 3.15, Kulhawy (1992)) : la variabilité naturelle du sol, l'erreur de mesure et l'incertitude des modèles.



**Figure 3.15** : Types des incertitudes des propriétés du sol, tiré de Kulhawy (1992)

##### 3.3.1.1 La variabilité naturelle du sol et l'erreur de mesure

Le premier type de l'incertitude est lié au phénomène physique incertain, quand il se réalise de façon certaine; il présente une valeur sur, déterministe mais nous ne pouvons pas la connaître parfaitement à cause de l'imprécision et de l'imperfection de nos appareils de mesure. Nous commettons une erreur, distance entre une valeur vraie mais inconnue et une valeur donnée par l'appareil de mesure. Cette incertitude est appelé active et la seconde est lié à la mesure est appelé épistémique ou passive, Favre (2004).

##### 3.3.1.2 Incertitude des modèles

Le troisième type d'incertitude est lié à l'utilisation de modèles de comportement. Les propriétés des sols rentrent dans des lois rhéologiques qui représentent plus ou moins bien la réalité de la relation contraintes-déformation. Ainsi on utilise essentiellement le modèle élastique linéaire isotrope-



plastique parfait ou fragile alors que le sol est mieux représenté par un modèle visco-élastoplastique. Quand au comportement réel du sol, personne ne le connaîtra; on fait que l'approcher. On fait donc une erreur de modèle indépendamment de l'erreur que l'on fait sur la mesure des paramètres du modèle choisi, Favre (2004).

### 3.3.2 Modélisation les incertitudes des paramètres du sol

Les incertitudes sur les paramètres du sol décrits dans la section précédente doivent être prises en compte dans toute analyse probabiliste en géotechnique, avec des approches probabilistes simplifiés et avancés. Dans les approches probabilistes simplifiées, les paramètres des sols incertains sont modélisés comme des variables aléatoires caractérisés par leurs fonctions de densité de probabilité (PDFs) ou leurs moments statistiques (c'est à dire la valeur moyenne et l'écart type). La variabilité d'un paramètre incertain du sol est mesurée par le coefficient de variation (COV) de ce paramètre. Dans les modélisations des incertitudes des paramètres du sol par des approches avancées, la variabilité spatiale d'un paramètre du sol donnée est prise en compte par l'examen d'un paramètre incertain comme un champ aléatoire. Les caractéristiques statistiques de cette incertitude reposent non seulement sur la loi de probabilité de la propriété du sol mais aussi sur la fonction d'autocorrélation décrite succinctement par l'échelle de fluctuation (*i.e.* distance d'autocorrélation). Cette fonction représente le degré de dépendance de deux valeurs de la propriété en deux points distincts du sol. Afin de quantifier avec précision la variabilité spatiale du sol, un grand nombre d'observations *in situ* sont obligatoires noté qu'un état des connaissances sur la modélisation des incertitudes par variables aléatoire et des champs aléatoire des ouvrages en géotechnique, peut être trouvé dans la littérature Youssef Abdel Massih *et al.* (2008), et Soubra *et al.* (2009). La modélisation des paramètres incertains du sol par les approches simplifié et les approches les plus avancés sont présentés respectivement dans les deux paragraphes suivants.

#### 3.3.2.1 Approche simplifiée pour la modélisation des paramètres incertains du sol

Dans le cadre de l'approche simplifiée de la modélisation des paramètres incertains de sol, la variabilité incertaine d'un paramètre est mesurée par le coefficient de variation COV.

Le coefficient de variation d'un paramètre incertain de sol est défini comme le rapport entre l'écart-type et sa valeur moyenne. Plusieurs études statistiques basées sur des tests *in-situ* et en laboratoire ont été rapportés dans la littérature pour définir la variabilité des différents paramètres du sol. Phoon

et Kulhawy (1996) ont présenté un certain nombre d'études sur la base de plusieurs essais *in situ* [Standard Test pénétration (SPT), Cone Test de Pénétration (CPT), Essai pratique Vane (FVT), Dilatomètre Test (DMT), Pressiomètre Test (PMT)] et d'autres tests de laboratoire. Il a été montré que la variabilité calculé à partir d'essais de laboratoire est inférieure à celle calculée à partir de tests *in-situ*. Cela est dû à :

- 1- Le bon contrôle de mesures réalisées en laboratoire.
- 2- La qualité des équipements de laboratoire par rapport à celle des essais *in-situ*.

Afin d'identifier le caractère aléatoire d'une série d'observations successives d'une propriété dont le profil est présenté dans la figure (3.15), les caractéristiques statistiques suivantes sont déterminées :

### 3.3.2.2 Coefficients de variation des propriétés des sols

Le coefficient de variation (COV) d'un paramètre incertain de sol est défini comme le rapport entre l'écart-type et sa valeur moyenne et qui donne aussi une idée du degré d'incertitude associé à une variable aléatoire. L'écart-type de la propriété du sol est évalué par [Phoon et Kulhawy (1999)] ;

$$SD_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad (3.26)$$

ou  $n$  est le nombre des points de mesures et  $w(z_i)$  est la valeur de la fonction de fluctuation à la profondeur  $z_i$ . Une représentation plus rigoureuse peut être obtenue en normalisant  $SD_w$  par la fonction de tendance  $t$ . On obtient le coefficient de variation défini comme suit :

$$COV_w = \frac{SD_w}{t} \quad (3.27)$$

On a rassemblé les valeurs des coefficients de variation (COV) de trois groupes de propriétés de sols (*i.e.*; paramètres d'identifications, paramètres de compressibilité et paramètre de résistance au cisaillement) obtenus par différents chercheurs dans le tableau (3.2) suivant.

**Tableau 3.2:** Coefficient de la variation COV(%) de quelques propriétés géotechnique du sol

Propriétés	Coefficient de variation	Source
Poids volumique ( $\gamma_d$ )	3-7%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
La cohésion non drainé ( $C_u$ )	10-55%	Phoon et Kulhawy (1999)
L'angle de frottement effectif ( $\phi'$ )	5-20%	Phoon et Kulhawy, (1995)
Module d'Young (E)	2-50%	Nour et al (2002), Baecher et Christian, (2003)
Indice de compression ( $C_c$ )	10-37%	Harr (1984), Phoon et Kulhawy, (1992), Duncan, (2000)
Pression de preconsolidation ( $p_p$ )	10-35%	Harr (1984), Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Coefficient de perméabilité ( $k$ ) d'une argile saturée	68-90%	Harr (1984), Duncan (2000)
Indice des vides initial ( $e_0$ )	17-47%	Azzouz et Krizek (1975), Baghery (1980).
Coefficient de consolidation ( $C_v$ )	33-68%	Duncan (2000)

### 3.3.2.3 Coefficient de variation des paramètres de cisaillement du sol

Cette section vise à présenter les valeurs du (COV) des paramètres de résistance au cisaillement et les propriétés élastiques de sol proposé dans la littérature.

Plusieurs études statistiques [ Phoon et Kulhawy (1995), Magnan (1982), Harr (1987), Cherubini *et al.* (1993), et Duncan (2000)] sur la base des essais *in-situ* et en laboratoire ont proposé des intervalles pour les coefficients de variation (COV) des paramètres du sol.

En ce qui concerne la cohésion non drainée ( $c_u$ ), un intervalle de coefficient de variation entre 10% et 55% a été proposée par la plupart des auteurs. En ce qui concerne l'angle de frottement interne ( $\phi$ ), le coefficient de variation proposé dans la littérature est comprise entre 7% et 20%. Le coefficient de variation du module de Young (E) est estimé entre 2% et 50% [Nour *et al.* (2002), et Baecher *et al.* (2003)]. En ce qui concerne le coefficient de variation du coefficient de Poisson ( $\nu$ ), il n'y a pas suffisamment d'informations au sujet de son intervalle de variation, ce qui conduit certains auteurs à suggèrent que la variabilité de ce paramètre dans le tassement du sol élastique peut être négligée,

Bien que d'autres ont proposé une gamme très limitée de la variabilité, Youssef Abdel Massih (2008).

### 3.3.2.4 Lois de distribution de probabilité des paramètres de cisaillement du sol

Le choix de la forme de la distribution des valeurs de réalisation d'une propriété physique ou mécanique dans un sol est un des premiers objectifs de l'étude statistique, puisqu'il est indispensable de connaître la distribution probabiliste des propriétés des sols si l'on veut traiter des applications (calcul des ouvrages, calcul de stabilité, organisation des reconnaissances, etc....), Magnan (1982). Nottrodt *et al.* (1990) ont montré que les paramètres ( $\varphi$  et  $c$ ) de plusieurs types de sols suivent généralement une distribution log-normale. Des autres études faites par Harrop-Williams et Failmezger (2001) recommandent une distribution Bêta pour les propriétés de cisaillement du sol ( $c$  et  $\varphi$ ). Lacasse et Nadim (1996) ont suggéré une distribution Log-normale pour la cohésion dans les argiles et une loi Normale pour les limons argileux. Fenton et Griffiths (2003) ont utilisé une loi Log-normale pour la cohésion et une loi Bêta pour l'angle de frottement interne. Enfin, notons qu'un nombre limité de formes de distributions non exponentielles est utilisé en géotechnique. La distribution la plus utilisée parmi celles-ci est la distribution Bêta. Cette distribution est recommandée due à sa flexibilité et à ses bornes inférieure et supérieure. Elle est surtout utilisée pour modéliser des variables bornées telles que l'angle de frottement interne du sol [Harr (1987), Fenton et Griffiths (2003)].

### 3.3.2.5 Le coefficient de corrélation $\rho$

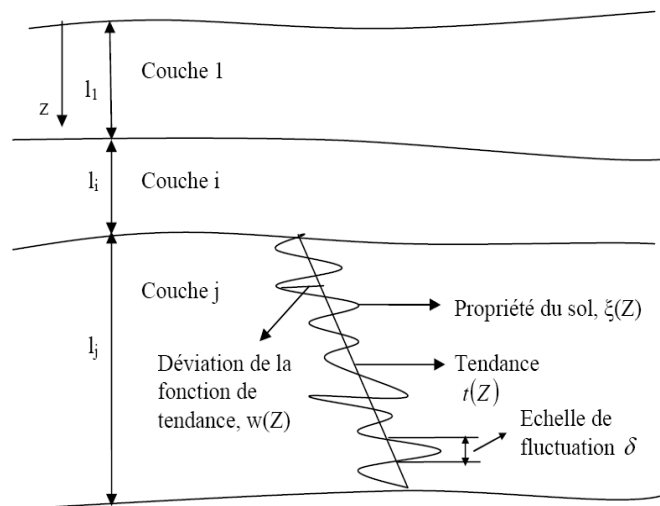
Le coefficient de corrélation entre deux paramètres du sol représente le degré de dépendance entre ces paramètres. Pour la résistance au cisaillement paramètres ( $\varphi$  et  $c$ ), Lumb (1970) a noté que le coefficient de corrélation,  $\rho_{c,\varphi}$  varie de -0,7 à -0,37. Yucemen *et al.* (1973) les valeurs proposées dans une fourchette comprise entre -0,49 et -0,24, tandis que Wolff (1985) a signalé que  $\rho_{c,\varphi} = -0,47$ . Enfin, Cherubini (2000) a proposé que  $\rho_{c,\varphi} = -0,61$ . En ce qui concerne le coefficient de corrélation entre les propriétés élastiques du sol  $E$  et  $\nu$ , ce coefficient a reçu peu d'attention dans la littérature. Bauer et Pula (2000) ont rapporté qu'il ya une corrélation négative entre ces paramètres.

### 3.3.3 Approche avancée pour la modélisation des paramètres incertains du sol

#### 3.3.3.1 Variabilité spéciale

Dans l'approche avancée pour modéliser les paramètres incertains du sol, la variabilité spatiale d'un paramètre donnée du sol est prise en compte par la modélisation de ce paramètre par un champ aléatoire [Bauer and Pula (2000), Cherubini (2000), Phoon *et al* (2002), Fenton and Griffiths (2002, 2003), Popescu *et al.* (2005), Breysse *et al.* (2005), Houy *et al.* (2005), Niandou *et al.* (2007), Youssef Abdel Massih *et al.* (2008, 2009 et 2010), Srivastava and Sivakumar (2009), Denis *et al.* (2011), Ahmed *et al.* (2012), Imanzadeh *et al.* (2014)].

Afin de quantifier avec précision la variabilité spatiale du sol, un grand nombre d'observations *in-situ* est nécessaire. En général, ce n'est pas disponible en raison du coût élevé des essais *in-situ*. Comme le montre la figure (3.16), la variation spatiale d'une propriété du sol peut être facilement décomposé en fonction des tendances variant régulièrement (tout simplement estimée par ajustement des données en utilisant une analyse de régression) combinée avec une composante fluctuante (des résidus) autour de la tendance que suit [ Jaksa (1995), et Phoon Kulhawy (1999) et Beecher et Christian (2003)]:



**Figure 3.16 :** Variabilité spatiale des propriétés du sol, tiré de Phoon et Kulhawy (1999)

#### 3.3.3.2 Variabilité naturelle

La variabilité naturelle des propriétés du sol provient de la nature géologique du sol. Elle peut être représentée par le profil d'un sondage pénétrométrique comme suit [ Phoon et Kulhawy (1999) ] (Figure 3.16) :

$$\zeta(Z) = t(Z) + w(Z) \quad (3.28)$$

où  $\zeta(Z)$  est la valeur de la propriété du sol,  $t(Z)$  est une fonction de tendance déterministe et  $w(Z)$  est la fonction de fluctuation. Cette dernière représente la variation aléatoire de la propriété autour de la fonction de tendance.

La plupart des propriétés du sol sont fortement influencées par la valeur de la contrainte effective de confinement. Puisque cette contrainte augmente avec la profondeur, ces propriétés sont supposées avoir une moyenne croissante avec la profondeur. La fonction de tendance  $t(Z)$  prend en compte l'évolution moyenne de la propriété avec la profondeur. Elle peut être déterminée à partir des valeurs obtenues à l'aide des essais (de type CPT ou SPT), soit par un simple lissage afin de l'ajuster suivant une fonction déterministe, soit par une procédure de faire la moyenne. La fonction  $w(Z)$  représente la dispersion de la propriété du sol autour de sa fonction moyenne (*i.e.* fonction de tendance) et la corrélation entre deux points à deux endroits différents. Elle est considérée homogène si :

- Sa moyenne et sa variance ne changent pas avec la profondeur.
- La corrélation entre deux valeurs à deux profondeurs différentes est fonction seulement de la distance qui les sépare.

Il convient de mentionner ici que les résidus ne sont pas indépendants. La distance pour laquelle les résidus changent de positif à négatif ou de négatif à positif est appelé l'échelle de fluctuation (la distance  $\delta$  à la figure 3.16). La dépendance entre résidus est mesurée par une fonction d'autocorrélation ou autocovariance. Les prochains paragraphes présentent une brève explication sur la fonction d'autocorrélation, fonction d'autocovariance, et de la longueur d'autocorrélation.

### 3.3.3.3 Fonction d'autocorrélation et la fonction d'autocovariance

La corrélation est la propriété qui permet de vérifier si deux variables aléatoires sont linéairement associés. La corrélation entre deux variables aléatoires différentes  $x_1$  et  $x_2$  est mesurée par un coefficient de corrélation  $\rho$  défini comme suit:

$$\rho = \frac{COV(x_1, x_2)}{\sqrt{Var(x_1)Var(x_2)}} = \frac{1}{\sigma_{x_1}\sigma_{x_2}} E[(x_1 - \mu_{x_1})(x_2 - \mu_{x_2})] \quad (3.29)$$

dans laquelle  $x_1$  et  $x_2$  peuvent être les valeurs des deux propriétés différentes ou des valeurs de la même propriété à deux endroits différents,  $COV(x_1, x_2)$  est la covariance de deux variables

$x_1$  et  $x_2$ ,  $\text{Var}(x_i)$ ,  $\sigma(x_i)$  and  $\mu(x_i)$  sont respectivement la variance, l'écart type et la valeur moyenne de la variable  $x_i$  ( $i = 1,2$ ).

Dans le cas où  $x_1$  et  $x_2$  sont deux propriétés différentes, le coefficient de corrélation  $\rho = \pm 1$  signifie que ces deux propriétés varient proportionnellement. Le signe positif signifie que les deux variables augmentent ou diminuent ensemble; Toutefois, le signe négatif signifie que lorsqu'une variable augmente, l'autre diminue. Un coefficient de corrélation  $\rho = 0$  signifie que les deux propriétés ne sont pas corrélées.

On peut calculer les valeurs des corrélations de la même propriété (entre les différents sites) en utilisant la fonction d'autocorrélation définie comme suit:

$$\rho_z(\Delta) = \frac{1}{\text{Var}[w(Z)]} E[w(Z_i)w(Z_{i+1})] \quad (3.30)$$

Une autre alternative de la fonction d'autocorrélation est la fonction d'autocovariance définis comme suit:

$$C_z(\Delta) = E[w(Z_i)w(Z_{i+1})] \quad (3.31)$$

Dans les deux équations (I.5) et (I.6),  $w(Z_i)$  et  $w(Z_{i+1})$  sont les résidus à deux endroits séparés par une distance  $\Delta$  et  $\text{Var}[w(Z)]$  est la variance des résidus à travers le site.

L'autocorrélation ou la fonction d'autocovariance d'un sol donné peuvent être estimées à partir des propriétés d'un échantillon mesurées à différents endroits.

Considérons un échantillon de  $n$  observations ( $x_1, \dots, x_i, \dots, x_n$ ), mesurée à des emplacements espacés de façon égale ( $z_1, \dots, z_i, \dots, z_n$ ) séparés par une distance  $\Delta_j$ . L'autocorrélation  $\rho_z^*(\Delta_j)$  et autocovariance  $C_z^*(\Delta_j)$  pour une distance de séparation ( $j$ ) d'un échantillon sont respectivement données comme suit [Jaksa (1995) et Baecher et Christian (2003)]:

$$\rho_z^*(\Delta_j) = \frac{1}{(n-1)\sigma_x^2} \sum_{i=1}^{n-1} [\{x(Z_i) - t(Z_i)\}\{x(Z_{i+1}) - t(Z_{i+1})\}] \quad (3.32)$$

$$C_z^*(\Delta_j) = \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^{n-1} [\{x(Z_i) - t(Z_i)\}\{x(Z_{i+1}) - t(Z_{i+1})\}] \quad (3.33)$$

où  $\sigma_x$  est l'écart type de l'échantillon à travers le site. La fonction d'autocorrélation  $\rho_z^*(\Delta)$  et la fonction d'autocovariance  $C_z^*(\Delta)$  sont obtenus respectivement par le calcul de  $\rho_{z_j}^*(\Delta)$  et  $C_{z_j}^*(\Delta)$  pour différentes valeurs de  $\Delta_j$ . Les fonctions d'autocorrélation les plus couramment utilisés ont été signalées par Baecher et Christian (2003). Ils sont présentés dans le tableau (3.3). Dans ce tableau,  $(l)$  représente la longueur d'autocorrélation.

**Tableau 3.3 :** Différents types de la fonction d'autocorrélation unidimensionnel, d'après Baecher and Christian (2003).

Modèle	Equation
Bruit blanc	$\rho(\Delta) = \begin{cases} 1 \text{ si } \Delta = 0 \\ 0 \text{ si non} \end{cases}$
linéaire	$\rho(\Delta) = \begin{cases} 1 + \left(\frac{ \Delta }{l}\right) \text{ si } \Delta \leq 0 \\ 0 \text{ si non} \end{cases}$
Exponentiel	$\rho(\Delta) = \exp\left(\frac{-\Delta}{l}\right)$
Exponentiel carré	$\rho(\Delta) = \exp^2\left(\frac{-\Delta}{l}\right)$
Puissance	$\rho(\Delta) = 1 + \left(\frac{ \Delta ^2}{l^2}\right)^{-\beta}$

La précision de la fonction d'autocovariance et autocorrélation dépend du nombre  $n$  d'observations. Box et Jenkins (1970), Anderson (1976), et Davis (1986) a recommandé au moins 50 observations. Lumb (1975) a suggéré que, pour une analyse complète en trois dimensions, le nombre minimum d'observations est d'ordre 104.

#### 3.3.3.4 Détermination de la distance d'autocorrélation

Un autre paramètre statistique est nécessaire pour représenter la variabilité naturelle de la propriété du sol : l'échelle de fluctuation appelée aussi distance d'autocorrélation. En effet, dire qu'il y a une autocorrélation signifie que les valeurs de la propriété à des emplacements proches ne sont pas indépendantes. Plus leur distance de séparation descend en-dessous de la distance d'autocorrélation, plus la corrélation est forte. Une propriété du sol ayant une petite distance d'autocorrélation change

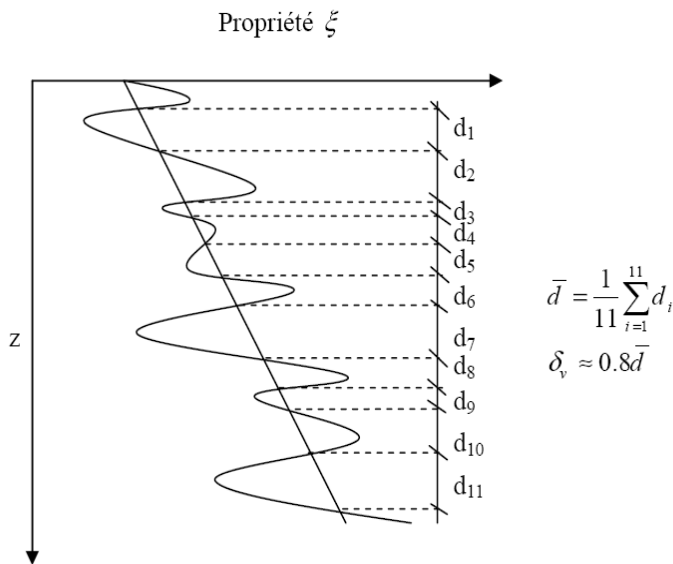


rapidement avec la distance ; celle possédant une grande distance d'autocorrélation change de valeur de manière plus lente [Youssef Abdel Massih (2008)].

Une méthode simple mais approximative pour le calcul de la distance d'autocorrélation verticale est donnée par Vanmarcke (1977) comme suit :

$$\delta_v \approx 0.8\bar{d} \quad (3.34)$$

Où  $\delta_v$  est la distance d'autocorrélation verticale et  $d$  est la valeur moyenne des distances limitées par les intersections de la fonction de tendance avec la fonction  $\xi(Z)$  de la propriété du sol (Figure 3.17).



**Figure 3.17** : Estimation de la distance d'autocorrélation verticale, tiré de Youssef Abdel Massih, (2008)

### 3.4 Etat actuel des connaissances

Comme une présentation exhaustive de la bibliographie sur le sujet est pratiquement impossible à cause de son volume énorme, il est présenté dans cette section un nombre de publications très récentes, qui indiquent que les résultats obtenus servent encore aux besoins de la recherche concernant l'effet de la variabilité des propriétés du sol sur le dimensionnement des ouvrages en béton armé.

Plusieurs auteurs ont examiné les effets des incertitudes des paramètres mécaniques du sol sur le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Youssef Abdel Massih *et al.* (2008) ont étudié le comportement mécano-fiabiliste des fondations superficielles filantes. Des modèles déterministes basés sur des mécanismes de ruine en analyse limite proposés par Soubra (1999) et des simulations numériques sous FLAC3D sont utilisées. La variabilité des propriétés du sol est

modélisée soit par des variables aléatoires soit par des champs aléatoires. Les charges appliquées à la fondation sont considérées comme des variables aléatoires. Le calcul de la fiabilité de la fondation est effectué à l'aide de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind. Un algorithme itératif basé sur la méthode des surfaces de réponse est mis en œuvre pour le calcul de l'indice de fiabilité. Ceci a nécessité un lien entre les deux logiciels Matlab et Flac3D, la convergence de l'indice de fiabilité a nécessité 4 à 5 itérations. Il a été constaté que l'indice de fiabilité déterminé en cherchant la ligne de glissement probabiliste est plus critique que celui calculé pour la ligne de glissement déterministe et que la corrélation négative entre les propriétés du sol fait augmenter la fiabilité de la fondation. D'autre part, un dimensionnement probabiliste a été effectué pour déterminer la largeur de la fondation pour un indice de fiabilité cible. Il a été montré que pour un sol hétérogène, la valeur de la moyenne de la charge ultime calculée par des simulations de Monte Carlo est inférieure à la valeur déterministe obtenue pour un sol homogène.

Benchikh *et al.* (2010) ont effectué une étude semi-probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles par l'application de la méthode cinématique des solides rigides de rupture dans l'étude de la stabilité des fondations superficielles vis-à-vis du risque de poinçonnement. Des études comparatives minutieuses ont été menées entre l'approche probabiliste dans le format proposé par le nouveau Eurocode 7 et l'approche déterministe dans le format proposé par deux normes Européennes Allemande (DIN 1054) et Française (DTU 13.12), dans le but de distinguer les acquis que porte la nouvelle approche probabiliste vis-à-vis de l'approche déterministe classique. Ils ont montré que l'approche Française (DTU13.12) donne toujours des largeurs de semelles remarquablement plus grandes que toutes les autres approches; c'est-à-dire que le DTU 13.12 sous-estime beaucoup la capacité portante de la fondation par rapport aux autres approches, et cela à cause de l'utilisation d'un facteur de sécurité globale plus grand  $F_s = 3$ , ce qui conduit à des structures surdimensionnées. Alors que l'approche de l'Eurocode 7 donne les plus grandes largeurs des semelles, et cela à cause de l'application des facteurs partiels de sécurité sur les forces et sur les paramètres du sol en même temps.

Nut Mao *et al.* (2012) ont développé une approche probabiliste pour le calcul de la capacité portante ultime des fondations superficielles sous chargement incliné, où la modélisation du polynôme (*chaos*) est couplée avec un mécanisme de rupture par une analyse limite. Les résultats ont montré que l'augmentation de la charge inclinée a un effet significatif sur la forme de la fonction de densité de probabilité pour le calcul de la capacité portante limite.

D'autres études ont été réalisées pour la compréhension de l'effet de la variabilité du sol sur le comportement des fondations profondes, en particulier Cherubini *et al.* (2007), ont effectué une analyse expérimentale et une étude fiabilité pour le calcul de la résistance latérale des fondations profondes pour différentes valeurs de longueurs et de diamètres des piles, en tenant compte la variabilité spécial du sol. Les auteurs ont pris en considération les variations des valeurs de la résistance latérale de pieux forés dans les sols argileux. Les valeurs de l'indice de fiabilité sont calculées au moyen de la méthode de fiabilité du premier ordre (FORM). Les résultats obtenus montrent qu'il y a une différence importante entre les valeurs obtenues pour l'estimation de la résistance latérale des pieux par le moyen de la méthode fiabiliste et celles que donne l'analyse expérimentaux. Par conséquent, il serait nécessaire d'après les auteurs de créer une base de données expérimentaux pour évaluer la résistance latérale de pieux, et effectuer des analyses statistiques sur différents types du sol.

Soubra *et al.* (2008), ont présenté l'effet de la variabilité spatiale du sol sur la capacité portante ultime d'une fondation peu profonde chargée verticalement. Le modèle déterministe utilisé est basé sur des simulations numériques utilisant le code de différence finies (FLAC 3D). La cohésion et l'angle de frottement interne du sol sont modélisés comme des champs aléatoires. La loi de distribution de la cohésion du sol est considérée comme une distribution lognormale tandis que l'angle de frottement interne du sol suit une distribution Bêta. Une fonction d'autocorrélation est utilisée pour les deux processus aléatoires. Plusieurs réalisations du champ aléatoires sont générées par les simulations de Monte Carlo. Les résultats ont montré que la variabilité spatiale des paramètres de résistance au cisaillement du sol peut modifier totalement la forme des mécanismes de la rupture. Il a été constaté que les paramètres statistiques de la capacité portante sont plus sensibles à la variation de l'angle de frottement interne et à la cohésion. L'indice de fiabilité Lind-Hasofer a été calculé pour l'évaluation de la fiabilité de cette fondation. Les résultats ont montré que la variabilité spatiale des propriétés du sol donne un indice de fiabilité plus élevé de la fondation que celle obtenue pour un sol homogène.

En outre, plusieurs études ont été menées pour comprendre l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol [Fenton et Griffiths. (2002), Breyse *et al.* (2005), Houy *et al.* (2005) et Niandou *et al.* (2007)], ces auteurs ont modélisé les paramètres incertains du sol par des processus aléatoires, ils ont montré que la variation spatiale des propriétés des sols induit des valeurs de tassement et des moments de flexion qui varient en fonction de la longueur de corrélation. Cependant, la plupart de ces études ne considèrent que la variabilité dans la direction transversale de la fondation.

Denis *et al.* (2011) sont parmi les rares auteurs qui ont développé un modèle d'éléments finis pour l'interaction sol-fondation en tenant compte de l'influence de la variabilité longitudinale de sol argileux sur le calcul de tassement différentiel, la distorsion angulaire et le moment de flexion dans la fondation d'un mur légèrement chargé. Les résultats numériques ont montré que le moment de flexion et la déformation angulaire de la base varient avec la longueur de corrélation, ce qui correspond à environ le quart de la longueur de la fondation.

Cependant, Huang *et al.* (2010) sont parmi les auteurs qui effectués une étude approfondie sur les problèmes de la consolidation couplé et non couplé du sol en deux dimension (2D), tenant compte la variabilité spatiale du coefficient de compressibilité volumique ( $m_v$ ) et de la perméabilité ( $k$ ) du sol en utilisant (RFEM, Fenton *et al.* 2008). Le modèle probabiliste utilisé dans cette étude est basé sur la théorie de la consolidation couplé de Biot [Biot., 1941], les deux coefficients de compressibilité volumique et de perméabilité du sol sont statiquement caractérisés par une densité de probabilité Lognormal. La distribution Lognormal est l'un des nombreux choix possible qui offre l'avantage de simplicité dans la transformation non linéaire de la distribution normale classique et de garantir une valeur positive de la variable aléatoire [Fenton *et al.*, 2008]. Les champs aléatoire représentant ( $m_v$ ) et ( $k$ ) sont considérées soit : indépendant, négativement corrélés et positivement corrélés. Le calcul de l'effet d'incertitude de ( $m_v$ ) et ( $k$ ) sur le degré moyen de consolidation, tient en compte la corrélation spatiale des variables aléatoires. Les résultats montrent que les coefficients de compressibilité volumique et de la perméabilité du sol jouent un rôle important dans la consolidation du sol hétérogène, et qu' ne peut être considéré comme un seul coefficient de consolidation pour le calcul du tassement du sol hétérogène, et que la longueur de la corrélation spatiale à peu d'influence sur la variance du coefficient équivalent moyen de la consolidation du sol. Ils ont constaté que une corrélation positive entre ( $m_v$ ) et ( $k$ ) conduit à faire baisser les valeurs du coefficient équivalent moyen de la consolidation du sol.

Certains auteurs comme Houmadi et Bekkouche, (2011) ont effectués une analyse probabiliste de consolidation couplée (2D) d'un sol hétérogène, dont le module de Young ( $E$ ) à été modélisé par des champs aléatoires de densité de probabilité Lognormal d'un coefficient de variation entre 0.15 à 0.30. L'approche de simulation par Subset [Au et Beck, 2001] dont l'algorithme de Metropolis-Hasting modifié par Santoso *et al.* (2011) a été appliquée dans cette étude. Les résultats probabilistes ont montré que la probabilité de défaillance calculée par la simulation de Subset est très proche à celle calculée à partir de la méthode de simulation de Monte Carlo, mais avec une réduction importante du nombre de simulation ( $10^3$  simulation au lieu de  $10^5$ ). De plus, ils ont constaté d'après

une étude paramétrique de l'effet de la variabilité de module de Young sur la probabilité de défaillance, montre une augmentation de la distance d'autocorrélation horizontale et verticale de  $(E)$  avec la probabilité de défaillance  $(P_f)$  pour les deux cas isotrope et anisotrope du comportement du sol, et que le coefficient de variation  $COV(E)$  est plus sensible à la probabilité de défaillance  $(P_f)$ .

Très récemment, Houmadi *et al.*, (2012) ont présenté une analyse probabiliste d'un problème unidimensionnel de la consolidation du sol en utilisant la méthode de la surface de réponse stochastique (CSRSSM). Le module d'Young  $(E)$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la conductivité hydraulique  $(k_h)$  et une surcharge uniforme supplémentaire  $(q)$  appliquée à la surface du sol ont été considérés comme des variables aléatoires. Les réponses du modèle probabiliste pris en compte dans cette analyse sont : le tassement et le temps de la consolidation du sol. Des simulations numériques basées sur la théorie de Biot ont été utilisées pour le calcul de la réponse du modèle. Une analyse de sensibilité globale basée sur les indices de Sobol a été réalisée afin d'identifier les variables aléatoires qui ont une contribution plus importante dans la variabilité de la réponse du modèle.

### 3.5 Conclusion

Les études dans la littérature sont souvent consacrées à l'effet nominal de l'interaction entre le sol et la structure, et quelques travaux de recherche considèrent l'effet de la variabilité des propriétés du sol. Cette variabilité a un caractère complexe d'une part, car elle résulte de nombreuses sources d'incertitude, et d'autre part elle varie en fonction de l'espace et du temps. La modélisation des incertitudes dans les propriétés du sol nécessite une analyse statistique des données provenant soit des tests de laboratoire ou de mesures in-situ. L'identification de ces incertitudes consiste à modéliser trois types d'incertitude: (i) la variabilité naturelle du sol (variabilités spatiale et du temps), (ii) les erreurs de mesure, (iii) l'incertitude du modèle (Kulhawy.,1992, Favre., 2004). Ces incertitudes peuvent être modélisées par des champs aléatoires, qui peuvent être décrits succinctement par un coefficient de variation (COV) et d'une fonction d'auto-corrélation, dans l'hypothèse de stationnarité.

## Chapitre 4

# Analyse déterministe et fiabiliste des ponts en béton armé

### 4.1 Introduction

Pour l'analyse déterministe et fiabiliste des ponts en béton armé selon l'Eurocode, deux états limites doivent être étudiés: l'état limite ultime (E.L.U) et l'état limite de service (E.L.S). Ce chapitre débute par une première partie dans laquelle nous présentons le dimensionnement des ponts en béton armé selon les règles énoncées dans les Eurocodes (EC1 et EC2) applicables aux ponts existants (*cf.* pont d'Oued Medila situé dans la willaya de Tebessa) et les résultats numériques correspondants. Seule le cas de chargement du pont sous les actions verticales (permanentes et variables) sera étudié par l'approche déterministe ; les autres cas de chargement dynamique, incliné et excentré feront l'objet des perspectives de ce travail. De ce fait, la méthode générale de calcul d'une section de poutre en béton armé soumise à des sollicitations de flexion simple est présentée. Tous les calculs de vérification ainsi que les caractéristiques des matériaux ont été basés sur les indications propres du règlement. Les résultats numérique déterministes sont présentés sous forme de diagrammes des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont pour les deux cas de configurations envisagées: l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte (cas base encastree), l'interaction sol structure est prise en compte par des non linéarités se développant a l'interface sol-fondation.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous présentons une approche mécano-fiabiliste pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure. La modélisation mécanique du système d'interaction sol-structure est mise en œuvre sur le cas réel d'une poutre du pont en béton armé à plusieurs travées. La méthode des éléments finis utilisée pour le comportement non linéaire du sol. Le couplage entre le modèle mécanique et les algorithmes de fiabilité est effectué par la méthode de fiabilité du premier ordre (FORM) qui est largement expliquée dans les manuels de fiabilité tels que Ditlevsen *et al.* (1996), il fournit une estimation de la probabilité de défaillance sur la base de calcul de l'indice de fiabilité. Cette méthode est mise en œuvre dans le logiciel de calcul LIFEREL (*cf.* un logiciel d'analyse basé sur la fiabilité) développé par Chateauneuf.

## 4.2 Analyse déterministe

Nous présentons dans cette partie le dimensionnement des ponts hyperstatique en béton armé tenant compte de l'interaction sol-structure, en appliquant la méthodologie détaillée sur un ouvrage courant en béton armé : pont à vingt sept travées d'Oued Mdila. Ce cas d'étude suit le même plan de présentation identique à celui repris dans l'exemple d'un modèle numérique du pont en béton armé à deux travées exposées en (cf. Annexe A).

### 4.2.1 Application aux cas des ponts en béton armé existants

Avec la participation du maître de l'œuvre de la Société d'Etude de la Réalisation d'Ouvrage d'Art de l'Est "S.E.R.O -EST" en Algérie, un pont en béton armé sur Oued Medila dans la région de Tebessa, qui relie la commune de Fercane sur la rive droite à la commune de El Meita sur la rive gauche, été choisi pour être étudié. La conception et la réalisation des travaux ont été confiées à cette société, assistée du laboratoire des travaux publics (L.T.P.E) de l'EST pour les études du sol. Cette application apporte dans un premier temps, une analyse déterministe qui aide à la compréhension des effets statiques complexes de l'interaction sol-structure aux ponts en béton armé, et met en évidence dans un deuxième temps, l'influence des paramètres géométriques et mécaniques de la structure et du sol. Cette application permet aussi, de tirer des enseignements utiles à la conception ainsi qu'au dimensionnement des ponts en béton armé, en particulier vis-à-vis de l'importance de la prise en compte de l'interaction sol-structure dès la phase de conception.

### 4.2.2 Descriptif de l'ouvrage

Le pont étudié est de 407 m de longueur et d'environ 9 m de largeur. La superstructure du pont repose sur une série d'appuis de hauteur constante : deux culées et vingt-six piles. Les fondations de la culée rive gauche (C1) ainsi que la culée rive droit (C2), sont des fondations superficielles filantes de dimensions  $5.00 \times 9.80 \text{ m}^2$ . Les autres piles reposent aussi sur des fondations superficielles filantes de dimensions  $4.00 \times 9.80 \text{ m}^2$ . Il s'agit d'un ouvrage de type dalle sur poutres en béton armé et constitué par plusieurs travée, la géométrie de la dalle ainsi que la hauteur et la largeur des poutres sont constantes sur toute la longueur de la travée. La figure (4.1) présente une vue générale de ce pont.



**Figure 4.1 :** Vue générale du pont d'Oued Medila à Tebessa

Ce pont est constitué de 27 travées en béton armé, dont :

\* Pont d'accès côté EL Meita de 180.85 m de longueur, à 11 travées de 15.10 m de portée chacune, et une travée de 14.75m de portée à l'extrémité, la figure (4.2) montre une partie d'une coupe longitudinale de pont d'accès coté EL Meita.



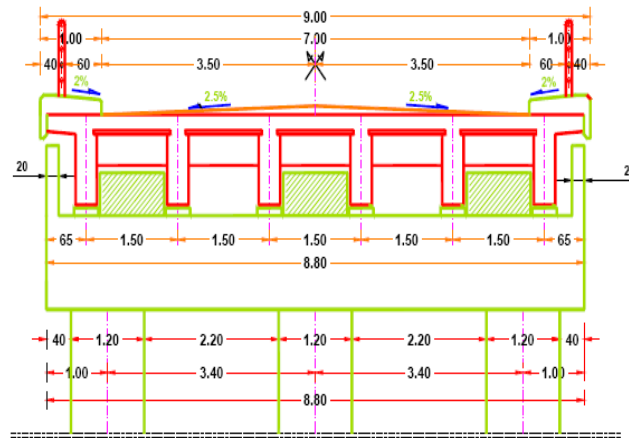
**Figure 4.2 :** Vue d'une partie du pont d'accès côté EL Meita

Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur  $e=25$  cm, coulée sur un coffrage perdu, reposant sur 6 poutres principales en béton armé, d'entre-axe de 1,50m, d'une longueur de 15.10m, de hauteur total  $ht= 90$ cm et de largeur  $b=35$ cm, et reliées par des entretoises aux abouts de sections 25.00x40.00 cm. La pente transversale de 2.5% sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la variation des hauteurs du béton bitumineux (Figure 4.3).

Le tablier repose sur trois piles de type "*pile colonne*", aux niveaux des extrémités, il repose sur une culée. Tous les fûts des piles 1 à 26 ont la forme circulaire en béton armé de diamètre  $\phi = 1.20m$

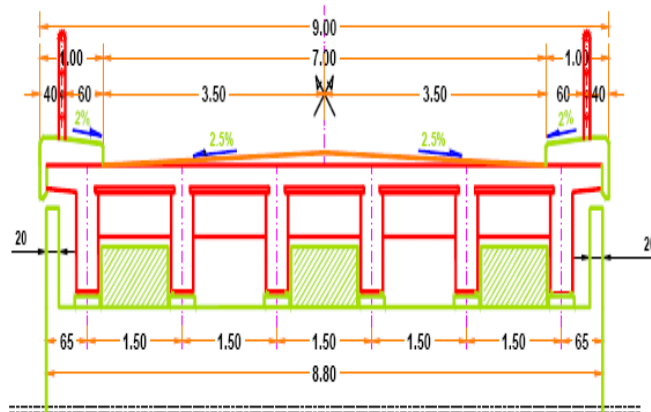


d'une hauteur approximative  $H=6.00\text{m}$ , fondé sur une semelle superficielle de dimensions  $4.00 \times 1.00 \times 9.80\text{ m}$ .



**Figure 4.3:** Coupe transversale du tablier sur la pile de pont

Les culées sont de type "*culée mur*" exécutés sur place a béton armé dosé à  $350\text{ kg/m}^3$ . Le mur frontal de hauteur de 6 m dans les deux côtés, est fondé sur une semelle rectangulaire de dimensions  $5.00 \times 9.8. \times 1.00\text{ m}$ .



**Figure 4.4 :** Coupe transversale du tablier sur la culée du pont.

Les remblais derrière les culées sont exécutés avec un matériau convenable d'angle de frottement interne  $\varphi = 35^\circ$  (grave graduée), en couches de 30 à 35 cm bien compacté.

La stabilité des remblais d'accès de chaque coté de l'ouvrage est assurée par des murs en retour et éventuellement un mur en aile en guise, de protection des remblais contre la crue. Les appareils d'appuis sont en néoprène de dimensions  $300 \times 350 \times 50\text{ mm}$ .

\* Pont intermédiaire de 45.30 m de longueur, de trois travées identiques de 15.10m de longueur, avec un tablier qui repose sur 06 poutres en béton armé de type "isostatique".



**Figure 4.5 :** Vue d'une partie de pont d'accès côté intermédiaire

Le pont d'accès coté (Fercane), à les mêmes caractéristiques structurales; géométriques et les sections transversales identique à celles du pont d'accès coté EL Meita, sauf que le tablier repose sur des piles d'une hauteur de 7 m

#### 4.2.3 Reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila

La reconnaissance géotechnique comporte plusieurs étapes successives, pour pouvoir déterminer la portance du sol sous les fondations. L'exemple à traiter porte sur une étude géotechnique qui a été menée par le laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P.E), direction régionale d'Annaba, antenne de Tébessa qui a procédé à la reconnaissance géotechnique des sols des fondations du terrain, pour la réalisation de l'ouvrage d'art sur Oued Mdila. Quatre essais ont été effectués in situ, qui consistent à en l'exécution de trois puits de reconnaissance, et un sondage au pressiomètre Ménard. Ces sondages ont recoupé les formations suivantes :

**Tableau 4.1 :** Résultats de la reconnaissance géotechnique du pont d'Oued Medila

Puits	Profondeur (m)	Nature du terrain
1	0,00-5.50	TVO sableux jaunâtres
	5,50-6,00	TVO sableux rougeâtres
2	0.00-6,00	TVO sableux jaunâtres
3	0,00-0,40	Sable roulée jaunâtres
	0,40-6,00	TVO sableux jaunâtres

Ces puits sont effectués jusqu'à 6m, et l'observation visuelle des matériaux récupérés des forages, montrent la présence d'une couche TVO sableux jaunâtre. La remarque que l'on puisse faire, est qu'on a retrouvé les mêmes couches du sol pour chaque sondage, ce qui facilitera l'étude pour déterminer la portance du sol de la fondation à partir de l'essai in-situ.

#### 4.2.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

La capacité portante admissible du sol est calculée à partir de l'essai pressiométrique, selon le Fascicule 62 Titre V. Les résultats des essais pressiométriques, sont montrés dans le tableau (4.26) suivant qui donnent les caractéristiques mécaniques mesurées dans les forages.

**Tableau 4.2** : les résultats des essais pressiométrique

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite $P_1$ (bar)	$E/p_1$	Niveau d'eau
1.00	245	32	7	/
2.00	407	31	13	
3.00	358	30	11	
4.00	168	23	7	
5.00	152	26	5	

#### 4.2.5 Synthèse sur l'étude des fondations

Le terrain d'étude réservé pour la réalisation d'un ouvrage d'art sur Oued Medila est formé généralement par des TVO sableux remaniés (pulvérulent). D'après l'étude géotechnique, la contrainte admissible calculée par l'essai pressiométrique donné une contrainte de 2.60 bars. Ces sols possèdent des caractéristiques pressiométriques moyennes. Pour cette raison, le laboratoire des travaux publics de l'EST, a recommandé des fondations superficielles ancrées à 5 m de profondeur. Vu l'agressivité modérée du sous-sol, l'utilisation d'un ciment spécial est nécessaire.

#### 4.2.6 Dimensionnement du pont selon l'Eurocode

Comme la longueur totale de cet ouvrage est importante, et vu sa symétrie géométrique on a effectué le dimensionnement selon l'Eurocode 1 et 2, d'une partie de ce pont. On a choisi d'étudier seulement une partie concernant le pont d'accès côté EL Meita, d'une poutre à trois travées de 45,30 m de longueur. Le pont est composé d'une dalle en béton armé à inertie constante portant sur trois travées de longueurs identiques de 15.10m chacune. La légère pente du tablier a été négligée. La section de la poutre hyperstatique a une forme rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes : (bxh)= (0.35x0.90) m<sup>2</sup>. Le dimensionnement du ce pont selon l'Eurocode est présenté dans l'Annexe B.

#### 4.2.7 Modèle mécanique utilisé

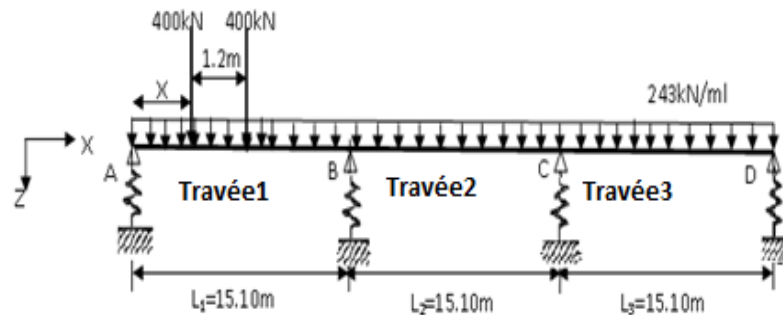
On se propose de présenter dans ce paragraphe, le modèle mécanique du pont en béton armé d'Oued Medila, soumis à un chargement statique. Le tableau 4.3 illustre les caractéristiques structurales, géométriques et celles des sections transversales du pont étudié.

**Tableau 4.3** : Caractéristiques générales du pont en béton armé étudié

Caractéristiques structurales			Caractéristiques géométriques			Dimension de la section transversale en « T »		
Nombre de poutres	Nombre d'entretoises	Nombre de travées	Nombre de voies	Largeur du pont (m)	Longueur du pont (m)	Hauteur (m)	Largeur d'âme (m)	Largeur de la table (m)
6	03	03	02	8.80	45,30	1,15	0,35	1,50

La circulation des voitures et camions sur le pont est défini par le modèle de charge (LM1) dans Eurocode1, qui prend en compte simultanément les charges uniformément réparties G, UDL et les charges concentrées TS sur chaque voie conventionnelle et les charges de trottoirs QT. Ce modèle couvre la plupart des effets de la circulation des voitures et des camions. L'application des charges sur les voies est conforme aux recommandations de l'Eurocode pour la répartition des voies de circulation. Dans le cas de ce pont, la largeur de la chaussée est égale à 7m, ce qui implique deux voies conventionnelles d'une largeur de 3m, et une aire résiduelle de 1 m de large.

Pour calculer les moments de flexion dans les poutres de pont, il est nécessaire de définir le modèle mécanique du pont, comme indiqué sur la figure (4.6), où X étant l'abscisse du dernier essieu par rapport à l'origine de l'appui A. Les calculs des sollicitations ont été effectués toujours avec la combinaison fondamentale la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS.

**Figure 4.6** : Modèle mécanique du pont en béton armé à trois travées.

Après avoir défini les sollicitations, nous allons dimensionner la poutre en béton armé à l'ELU (aciers longitudinaux) et effectuer les vérifications à l'ELS selon les règles de l'EC2 (*cf.* Annexe B). Pour analyser les effets des non-linéarités des sols naturels, sur leur comportement des ponts en béton armé, un modèle numérique aux éléments finis utilisant le logiciel Matlab développé, dans cette étude pour calculer le moment de flexion et le déplacement des appuis d'une poutre en béton armé (*cf.* Annexe C). Un modèle hyperbolique élastique non linéaire du sol [Kondner et al. 1963, Duncan et al, 1970] a été utilisé dans le modèle numérique, afin de modéliser au mieux le comportement non linéaire du sol avant la rupture.

La relation hyperbolique pour la fondation du pont s'écrit :

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K_0} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (4.1)$$

où  $\sigma$  est la contrainte vertical appliquée,  $\sigma_3$  est la contrainte de confinement au centre de la zone d'influence de la contrainte sous la semelle,  $\varepsilon$  la déformation du sol sous la semelle,  $K_0$  est la rigidité initiale du sol, et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  la capacité ultime déviatorique du sol. La rigidité initiale du modèle de ressort est calculée en fonction du module d'élasticité initial du sol sous la semelle dans la zone d'influence, sur une profondeur de 1,5 fois la largeur de la semelle (B).

#### 4.2.8 Hypothèses de modélisation

Des éléments d'interface entre le sol et les fondations de l'ouvrage sont modélisés avec un modèle ressort, qui constitue un appui unidirectionnel indépendant. L'ensemble constitue un système linéaire ou non, de  $n$  équations à  $n$  inconnues suivant le cas étudié et les degrés de liberté du système. Ces inconnues sont les déplacements de l'ouvrage qui représentent, le tassement du sol sous la fondation de l'ouvrage. Les efforts et les déplacements sont calculées à plusieurs intervalles de chargement jusqu'à ce qu'un état d'équilibre ou d'écoulement plastique libre soit atteint. Le critère de convergence pour contrôler la fin des itérations de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre des forces internes et externes du système "sol-structure".

La résolution directe de ce système est le plus souvent impossible à cause de la non-linéarité de la loi de comportement du sol utilisée. La technique de résolution, qui nous permet d'obtenir la courbe "effort-déplacement" pour différents cas de chargement appliqués, consiste à trouver une matrice de rigidité tangente du système. Pour ce faire, un processus de résolution itératif incrémental est alors nécessaire. Il est indispensable, d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes du système "sol-structure" à la fin de chaque incrément. Pour cela, nous avons utilisé la méthode de résolution itérative de "Newton-Raphson" dans le modèle numérique développé dans cette étude.

Avant d'appliquer les procédures de dimensionnement à l'ELU des ponts en béton armé en tenant compte le comportement non linéaire du sol, une analyse consiste à simuler le contact entre le sol et la fondation par des éléments d'interface très rigides (*cf.* appui rigide).

Cette analyse à pour but de valider les résultats obtenus par le modèle numérique développé, avec un autre logiciel de calcul des structure (*cf.* RDM6). L'ensemble des résultats des moments fléchissant

en travée et sur appuis, donnés par le modèle numérique sont globalement satisfaisants et concordent bien avec les résultats présentée dans l'annexe D de calcul donnés par le logiciel RDM6.

## 4.2.9 Résultats numérique déterministe

### 1. Calcul des sollicitations maximales dans la poutre

Des simulations numériques sur le modèle mécanique présenté sur la figure (4.6) ont été effectuées, pour calculer la section critique, ainsi que la position du convoi qui donne la réaction maximale sur les appuis de la poutre. Les résultats sont montrés sur les tableaux (4.4 et 4.5) suivants :

**Tableau 4.4 :** Valeurs des moments maximaux en travées et sur appuis sur la poutre sous la charge permanente G, les surcharges variables {UDL et QT}, et les surcharges concentrées TS

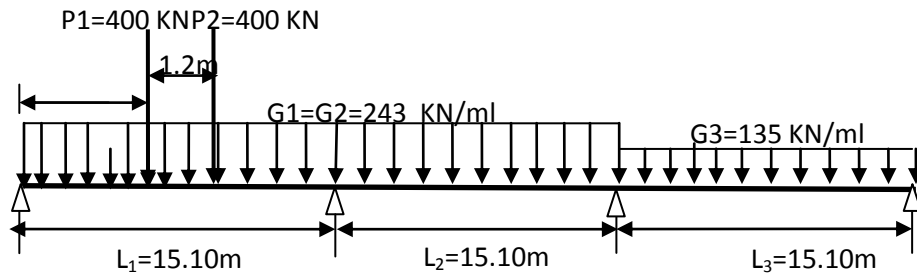
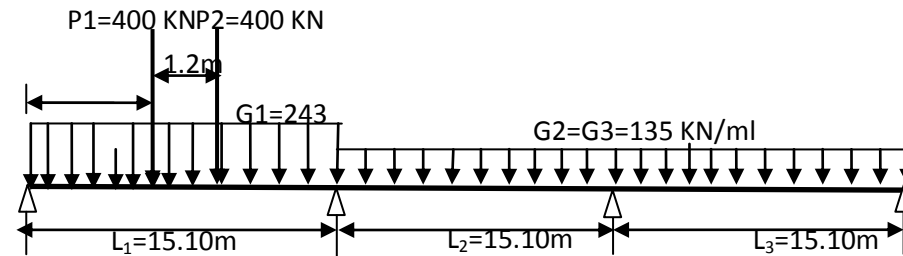
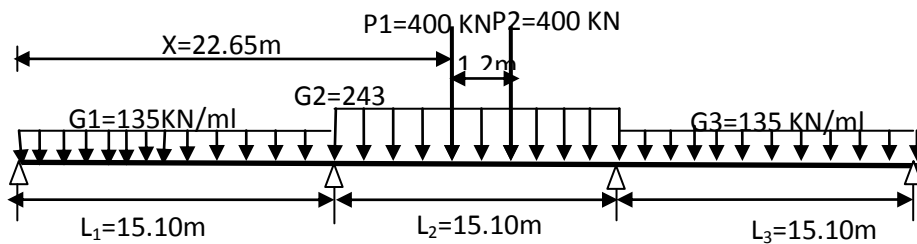
Surcharge TS	Position du convois X (m)	R <sub>A</sub> P1 (kN)	R <sub>B</sub> P2 (kN)	R <sub>C</sub> P3 (kN)	R <sub>D</sub> P4 (kN)	Moment max (kN.m)
Travée 1	6,04	372,98	512,04	-112,83	18,80	2252,83
Travée 2	22,65	-56,66	419,70	498,77	-61,82	1885,44
Travée 3	39,26	16,62	-99,77	437,87	445,27	2209,43
Appui (B)	8,15	254,89	647,00	-122,28	20,38	1231,02

**Tableau 4.5 :** Valeurs de réactions maximales sur les appuis de la poutre sous les surcharges concentrées TS

.L'abscisse X(m)	R <sub>Amax</sub> (kN)	R <sub>Bmax</sub> (kN)	R <sub>Cmax</sub> (kN)	R <sub>Dmax</sub> (kN)
0	759,78	-	-	-
14.50	-	797,76	-	-
29.60	-	-	797,76	-
44.10	-	-	-	759,78

### 2. Cas de charge à prendre en compte dans le calcul du moment de flexion

Comme la longueur des travées de la poutre est identique, les différents cas de charge à considérer pour cette poutre continue sont montrés sur les figures suivantes (4.7, 4.8 et 4.9). Chacun de ces cas de charge est combiné avec les différentes positions des charges roulantes TS.

Figure 4.7 : Schéma statique du 1<sup>er</sup> cas de chargementFigure 4.8 : Schéma statique du 2<sup>ème</sup> cas de chargementFigure 4.9 : Schéma statique du 3<sup>ème</sup> cas de chargement

Les résultats obtenus par le modèle numérique des moments maximaux totaux en travées et sur appuis rigides, sous les charges réparties (G, UDL et QT) et les charges concentrées TS, sont montrés dans le tableau (4.6) :

**Tableau 4.6** : Valeurs des moments longitudinaux maximaux en travées et sur appuis B sur la poutre à l'E.L.U et à E.L.S

Cas de Chargement	Éléments poutre	Moment longitudinal (KN.m)	
		E.L.U	E.L.S
1	Appui B	9694,44	7181.09
2	Travée 1	9467,40	7012.88
3	Travée 2	6076,65	4501.22

### 3. Les moments longitudinaux supportés par chaque poutre

Notre pont possède six poutres, d'où chaque poutre supporte (1/6) du moment total.

**Tableau 4.7** : Valeurs des moments longitudinaux maximaux en travées et sur appuis B sur la poutre à l'E.LU et à E.L.S

Cas de Chargement	Éléments poutre	Moment longitudinal (KN.m)	
		E.L.U	E.L.S
1	Appui B	1615,74	1196,84
2	Travée 1	1577,9	1168,81
3	Travée 2	1012,77	750,20

#### 4.2.10 Prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure

L'effet de l'interaction statique sol-structure, est entrepris selon les résultats du modèle mécanique présenté sur la figure (4.6), pour les deux types de contact entre le sol d'assise et les appuis du pont : appui rigide et appui élastique non linéaire. Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable. Dans cette étude, les valeurs des paramètres du modèle hyperbolique du sol sont présentées dans le tableau (4.8) suivant :

**Tableau 4.8** : Les paramètres du modèle hyperbolique du sol

Type de sol	Pa (KPa)	$\varphi$ (°)	C (KPa)	K	n	$R_f$
<b>TVO sableux remaniés</b>	100	30	0	200	0.25	0,7

#### 4.2.10 Etude paramétrique

Cette partie de l'étude numérique consiste à analyser l'influence de plusieurs paramètres, tenant compte de l'interaction sol-structure sur le comportement du pont. Cette analyse concerne les paramètres du sol et le modèle de comportement du sol. Les critères utilisés dans cette étude sont: la stabilité (état limite ultime de portance "ELU" et la déformation (état limite de service "ELS"). L'influence des paramètres du sol sur les résultats de calcul de l'effet de l'interaction sol-structure est obtenue par le calcul des sollicitations avec la combinaison fondamentale la plus défavorable à l'ELU.

#### 4.2.11 Influence des paramètres du sol

##### 4.2.11.1 Effet de la contrainte de confinement du sol

Des modélisations ont été effectuées sous différentes contraintes de confinement du sol (135 kPa et 260 kPa) afin de simuler différents niveaux de la profondeur d'encastrement de la fondation du pont. Le tableau (4.9) montre les résultats numériques réalisés et la figure (4.10) et (4.11) montrent le diagramme des moments fléchissant maximaux obtenus dans les éléments de la poutre du pont. D'après les calculs du moment de flexion en appui B et sur la travée 1 et 2 obtenus par le modèle

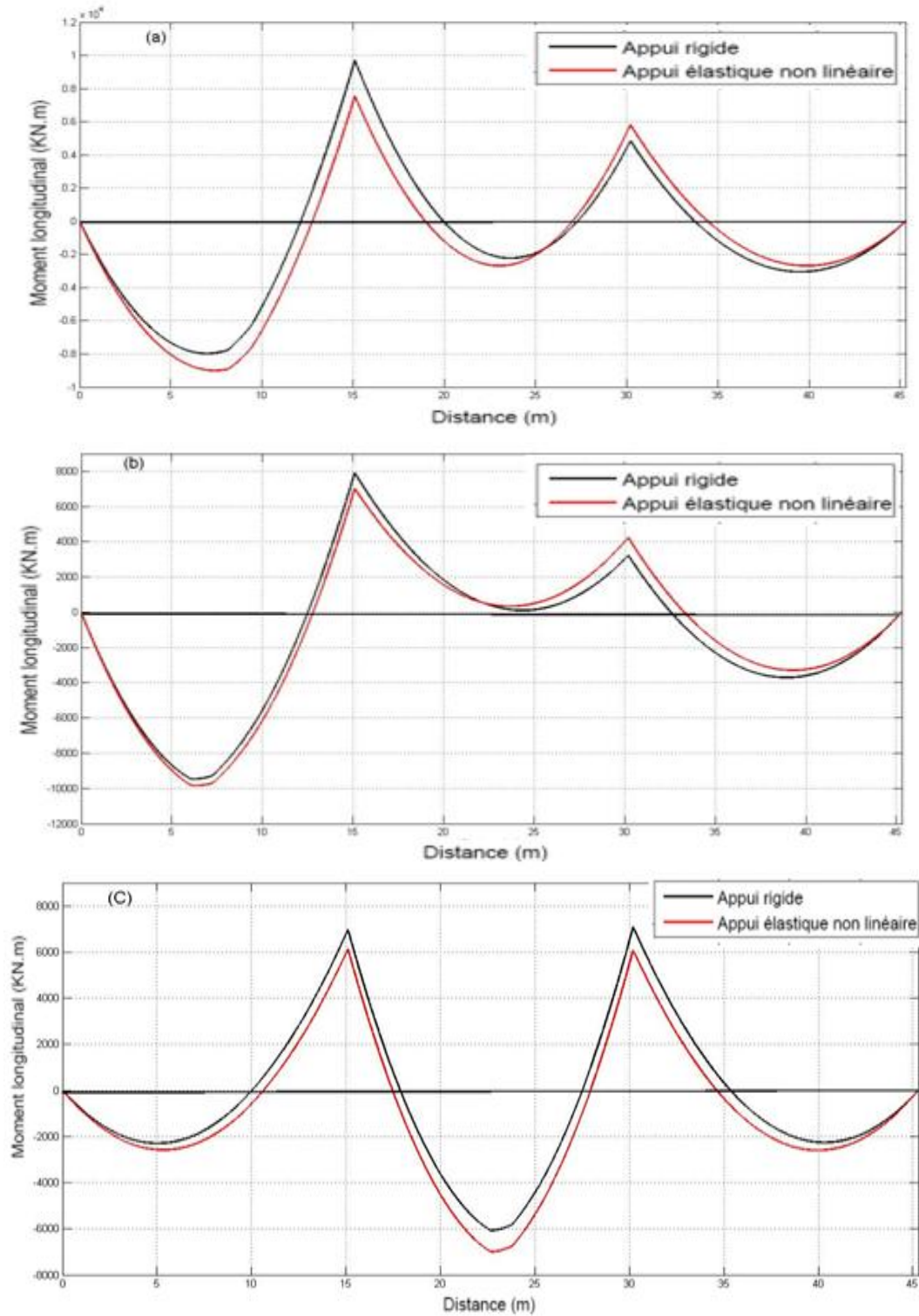


numérique (i.e ; Modèle de ressort) dans le cas d'un calcul élastique non linéaire par rapport, aux résultats obtenus par un calcul d'appui rigide, on remarque que le moment fléchissant dans la travée 1 et 2 de la poutre augmente avec le type de modèle du sol pour les différents cas de chargement à l'ELU. Contrairement à l'appui B, on remarque que le moment fléchissant diminue sous les différents cas de chargement, et quel que soit le type de modèle du sol, on peut voir une sensible diminution des moments de 16,72% sur l'appui B et de 11,52% dans la travée 2, d'un calcul élastique non linéaire par rapport au cas d'appui rigide. Par contre, il n'y a que très peu d'écart pour les moments dans la travée 1. Ces résultats expliquent clairement l'impact de l'effet de l'interaction Sol-Structure sur le comportement de l'ouvrage à l'appui B et dans la travée 2. Ces résultats ont démontré aussi que, les maximums des moments sont sous-estimés pour des conditions d'appuis rigides par rapport au comportement réel de l'ouvrage. La considération de l'interaction sol-structure est fortement influencée par le comportement réel du sol. Dans ce cas, l'interaction sol-structure est très significative et doit être prise en considération. On conclut, dans cette partie que les différentes grandeurs des sollicitations agissant sur l'ouvrage étudié, sont également influencées par plusieurs facteurs liés au modèle de comportement du sol, à l'intensité de la charge appliquée, ainsi qu'aux modèles de calcul.

**Tableau 4.9** : Tableau récapitulatif des moments maximaux totaux en travée 1 et 2 et sur l'appui B, à l'E.L.U

Élément de la poutre	Type d'appui Sol-structure	Contrainte de confinement $\sigma_3$ (kPa)	Les réactions R (kN)				Moment longitudinal maximal (kN.m)
			$R_A$	$R_B$	$R_C$	$R_D$	
Appui B	Appui rigide	-	2288,55	6541,62	3852,45	1054,94	-9694,48
	Appui élastique non linéaire	260	2395,94	6282,53	4048,43	1010,64	-8072,82
		135	2431,57	6191,49	4123,63	990,86	-7534,78
Travée 1	Appui rigide	-	2447,97	6371,57	3865,21	1052,81	8802,75
	Appui élastique non linéaire	260	2611,25	4998,32	2820,64	1106,53	9788,97
		135	2617,15	4976,02	2847,52	1096,04	9824,63
Travée 2	Appui rigide	-	914,25	4804,23	4910,97	907,28	6076,65
	Appui élastique non linéaire	260	962,39	4764,62	4845,79	963,94	6867,81
		135	969,99	4759,04	4834,13	973,57	6997,93

Le diagramme des moments fléchissant maximaux obtenus dans les éléments de la poutre du pont est montré sur la figure (4.10) suivante



**Figure 4.10** : Diagramme des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont.  
(a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas  $\sigma_3 = 135kPa$ )

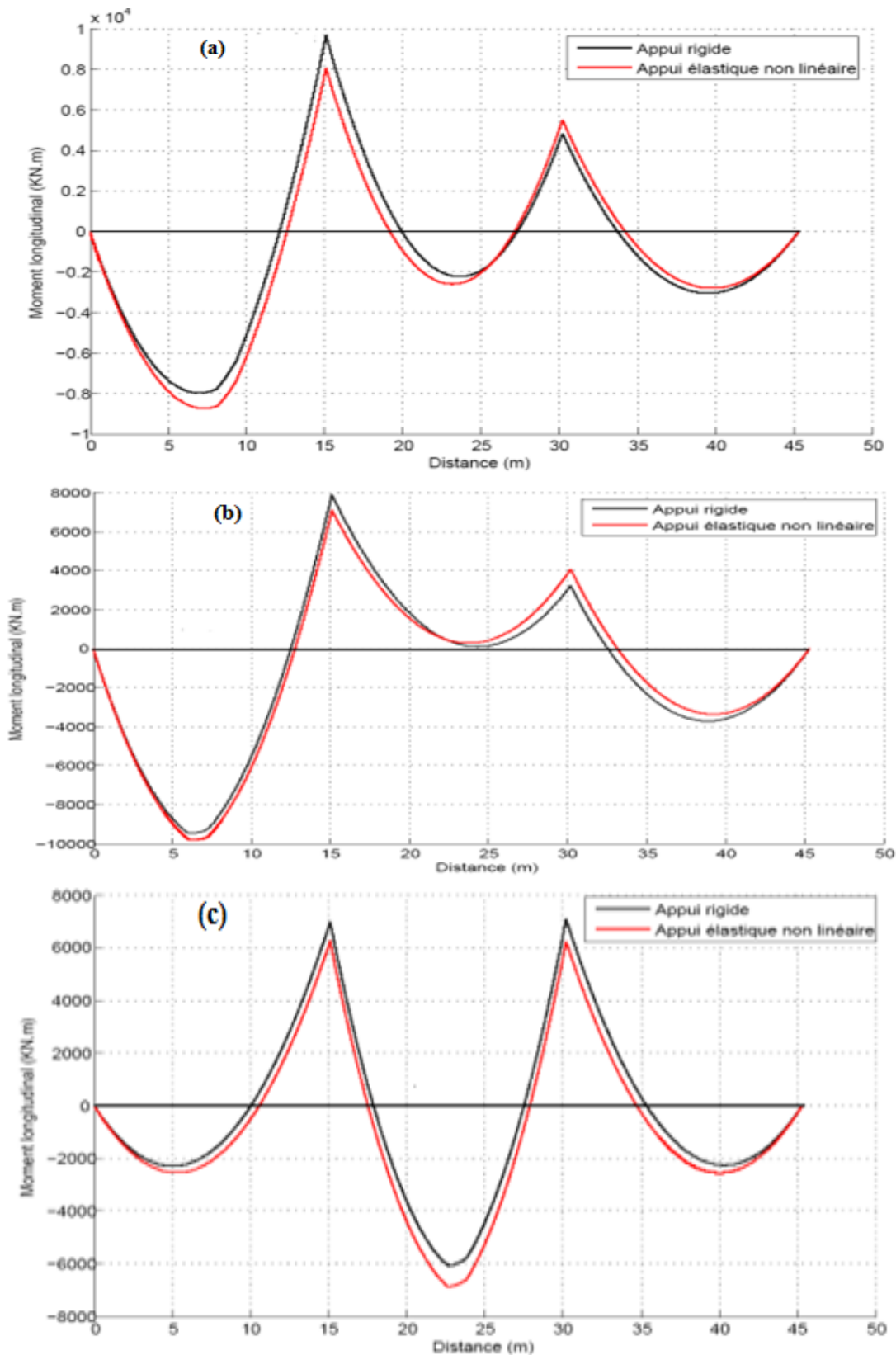


Figure 4.11 : Diagramme des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont.  
 (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas  $\sigma_3 = 260kPa$ )

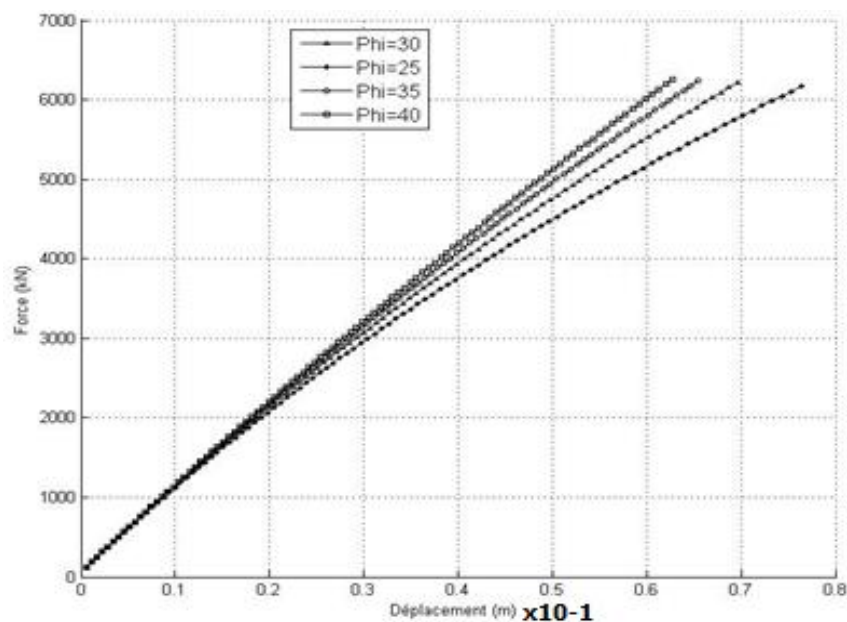
#### 4.2.11.2 Influence de l'angle de frottement du sol

Afin de mettre en évidence l'influence de l'angle de frottement sur le déplacement du pont dans la modélisation numérique sous une contrainte de confinement constante de 260 kPa et un module de rigidité initial de 19 MPa. En tenant compte des développements dans les sections ci-dessus, il devient possible d'examiner l'effet de l'angle de frottement à la fois sur la contrainte ultime et à la contrainte de rupture du sol (Tableau 4.10).

**Tableau 4.10** : Influence des paramètres du sol

Angle de frottement $\varphi^0$	Type d'appui Sol-structure	La contrainte ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ kPa	La contrainte de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultim}$ kPa
25	Appuis élastique non linéaire	380.61	543.43
30		520	742.85
35		699.44	999.20
40		935	1336.7

Une variation de l'angle de frottement de (25 à 40°) à été analysée, ce paramètre présente une influence importante sur le déplacement de pont, puisque une diminution de l'angle de frottement (lorsque  $\varphi$  passe de 40 à 35°) conduit à une augmentation de déformation du sol de 20% (figure 4.12).



**Figure 4.12** : Influence de l'angle de frottement sur le déplacement du pont

#### 4.2.12 Etat limite de service (ou de déformation)

Pour le calcul du déplacement vertical de la fondation dû à une charge de service, nous adoptons la même modélisation du sol, de la fondation et de l'interface utilisée à l'ELU. Par conséquent, le même modèle de comportement utilisé pour l'ELU est considéré ici pour le calcul du déplacement de la fondation.

La procédure de calcul utilisée se résume comme suit : Tout d'abord, les charges de services sont appliquées au sol. En suite, un processus de résolution itératif incrémental est nécessaire, qui garantissant l'équilibre des forces internes et externes aux nœuds de la fondation à la fin de chaque incrément. Le déplacement de la fondation est déterminé pour chaque procédure itérative et tend vers une valeur constante quand l'état d'équilibre statique est atteint dans le sol. Cette valeur représente le déplacement de la fondation dû à une charge de service appliquée.

##### 4.2.12.1 Effet de la variabilité du sol sur le calcul du tassement

La variation naturel et spatiale de la rigidité du sol provoque des tassements absolu et des tassements différentiels, qui induisent des contraintes parasites et des déplacements dans les structures, et parfois leur fissuration (Breysse et al 2005 et 2007). Une prédiction satisfaisante de ces conséquences structurelle requiert (Bauduin, 2003):

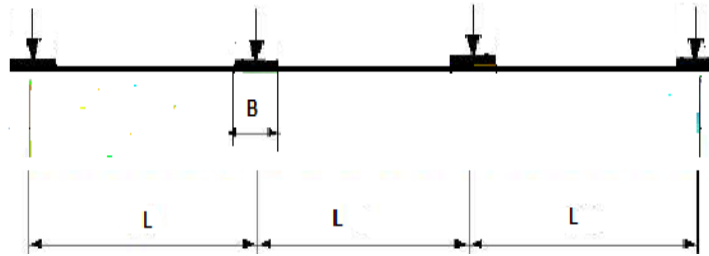
- l'identification, la quantification et la modélisation de la source de variabilité, par exemple de la rigidité des terrains,
- l'analyse de la réponse de l'ouvrage reposant sur ce sol.

Nous proposons ici d'étudier la manière dont le tassement individuel d'une fondation superficielle et le tassement différentiel entre deux semelles voisines du pont soumise à un chargement de service dépend de la nature du sol, qui sera considéré comme un milieu homogène ou hétérogène, dont la variabilité naturel de la rigidité du sol est modélisée dans le cadre déterministe.

Notons, dans cette étude celle que la variabilité naturel de la rigidité du sol est prise en compte dans le calcul des tassements absolu et des tassements différentiels.

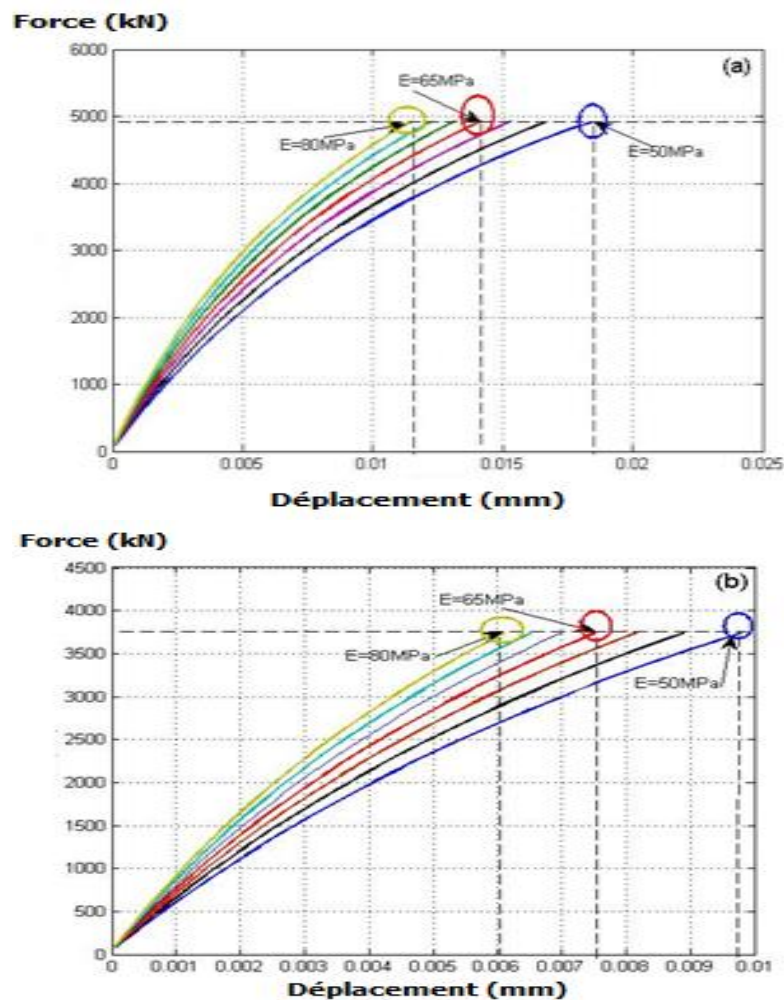
##### 4.2.12.2 Étude du tassement sur sols homogène

On étudie le cas d'une semelle filante de la culée et de la pile du pont, simplement appuyée sur le sol et sollicitée par une pression uniforme constante. Cette valeur de pression correspond à une variation courante pour un sol sableux avec un module d'Young variant entre 50 à 80MPa. Nous nous intéressons au déplacement vertical ( $\delta$ ) et à la rotation ( $\omega$ ) au centre de la semelle.



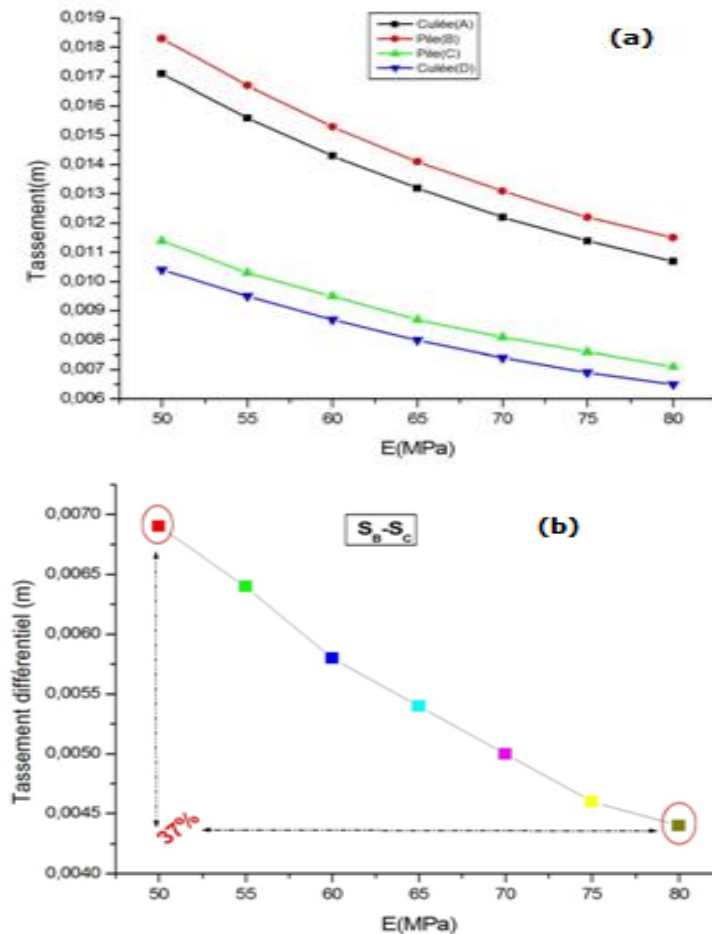
**Figure 4.13** : Géométrie du problème

La figure 4.14 présente les résultats en termes "effort-déplacement", pour différentes valeurs du module d'Young. Il apparaît très clairement, d'après ces deux figures ci dessous qui sont des résultats classiques, et qui s'expliquent que les variations du module d'Young, ont un impact déterminant sur le tassement maximal de la fondation du pont. On déduit de cette étude que le tassement de la fondation provoqué par la charge de service est d'autant plus important que les valeurs du module d'Young sont faibles.



**Figure 4.14** : Courbes effort-déplacement pour différentes valeurs du module d' Young pour :  
(a) la pile du pont, (b) la culée du pont. Cas d'un sol homogène

La figure (4.15) montre la variation du tassement absolu et le tassement différentiel des appuis du pont en fonction de différentes valeurs du module d'Young. On remarque que l'augmentation des propriétés élastiques du sol diminue le tassement des appuis du pont. En comparant les deux figures (4.15a) et (4.15b), on remarque que pour des grandes valeurs du module d'Young, le déplacement des appuis du pont est beaucoup plus petit dans le cas des appuis du pont repose sur un sol homogène. Les résultats de cette étude confirment certains faits connus : on observe que pour de faibles valeurs du module d'Young, l'effet de l'interaction sol-structure est prédominant et aura la plus grande contribution dans le calcul de tassement des éléments du pont qui résulte de l'utilisation d'un module d'Young constant sur toute la hauteur de la couche du sol.

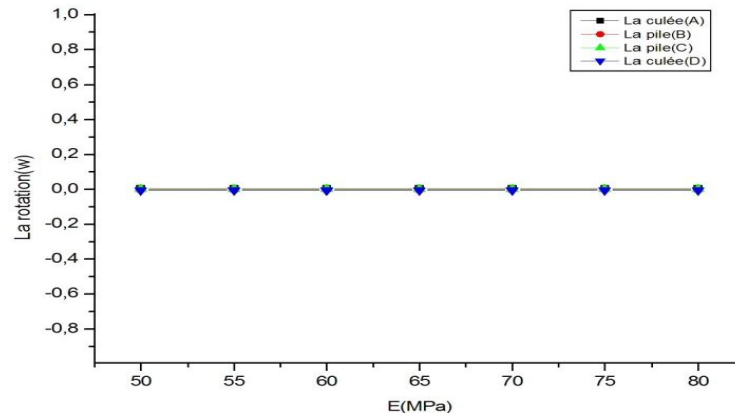


**Figure 4.15** : Tassement absolu et le tassement différentiel des éléments du pont pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène

La figure (4.16) présente la valeur absolue de la rotation des appuis de la pile et de la culée du pont pour un sol homogène, et pour différentes valeurs de module d'Young. Cette valeur de la rotation

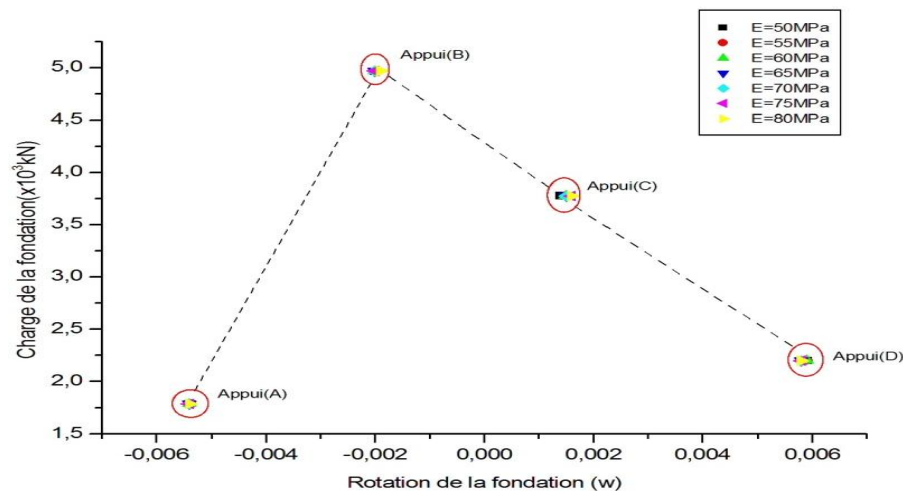


absolue est identiquement nulle dans tous les appuis du pont. Son évolution est presque insensible à la variation du module d'Young du sol. Les résultats obtenus ont montré aussi que l'inégalité de l'intensité des charges sur le sol ne provoque pas la rotation de la fondation. Ceci n'est jamais aussi envisageable pour un sol homogène et un chargement symétrique.



**Figure 4.16 :** Rotation absolue des appuis du pont pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène

La figure (4.17) présente les courbes effort-rotation pour différentes valeurs du module d'Young pour le cas d'un sol homogène. On remarque que la courbe de toutes les simulations correspond à une rotation presque nulle de la fondation (B) et(C) du pont, quelque soit les valeurs de module d'Young : on retrouve le cas d'un sol homogène pour lequel la fondation reste horizontale et ne subit aucune rotation et en raison de la répartition uniforme et symétrique des charges sous l'appui (B). Ce résultat n'est pas similaire à celui obtenu dans le cas de l'appui (A) et (D), vis-à-vis à d'autre origine qui peuvent avoir la rotation de la fondation, et qui peut être liée à la répartition non uniforme des charges sous l'appui (A) et (D), et mais pas à la variation des propriétés des sols.

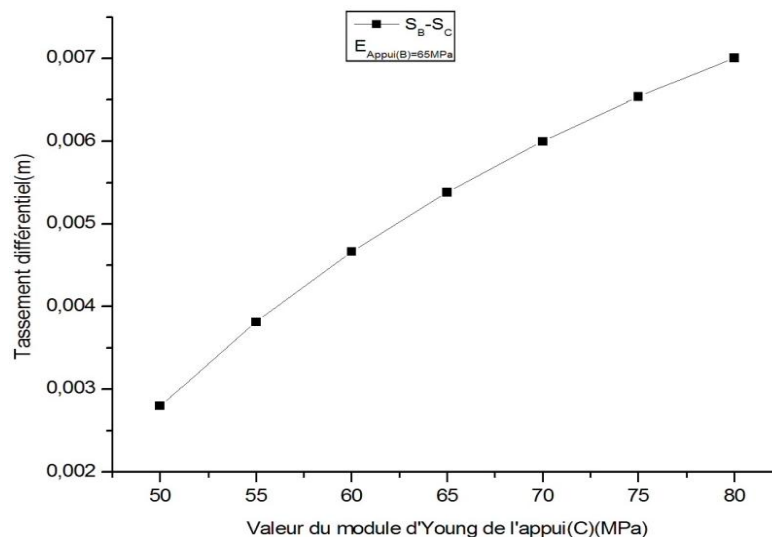


**Figure 4.17:** Courbes effort-rotation pour différentes valeurs du module d' Young. Cas d'un sol homogène



### 4.2.12.3 Étude du tassement différentiel sur sols hétérogènes

Les résultats numériques présentés dans cette partie considèrent le cas de deux appuis intermédiaire (B) et (C) posées sur un sol de propriétés élastique différentes (*cf.* Module d'Young variant en appui C et constant en appui B), et soumise à un chargement vertical centré par des simulations numériques, utilisant le modèle d'interaction sol-structure développé dans le cadre de cette thèse. On s'intéresse à la variation du tassement différentiel en fonction des variations ou l'hétérogénéité des propriétés des sols.



**Figure 4.18:** Courbes tassement différentiel pour différentes valeurs du module d' Young de l'appui C. Cas d'un sol hétérogène

D'après les calculs du tassement différentiels sous la pile B et C, nous remarquons qu'il y a une augmentation significative de tassement différentiels des deux piles de la fondation, ainsi que les rotations des appuis obtenue par le modèle numérique (*cf.* Modèle de ressort) dans le cas d'un sol hétérogène par rapport, aux résultats obtenus par le cas d'un sol homogène. Cette augmentation est particulièrement importante lorsque les dimensions de la fondation sont choisies, pour obtenir un tassement admissible dans le sol de fondation. La considération de l'interaction sol-structure sur le comportement de la fondation est fortement influencée par le comportement réel du sol. Dans ce cas, l'interaction sol-structure est très significative et doit être prise en considération.

### 4.3 Conclusion de la première partie

La deuxième partie de ce chapitre présente une analyse déterministe basée sur des simulations numériques sous Matlab d'un pont en béton armé existant. L'état limite ultime de portance (ELU) et l'état limite de service (ELS) sont étudiés pour les deux types de contact entre le sol d'assise (*cf.* appui rigide et appui élastique non linéaire). Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des ponts en béton armé existants, et d'autre part mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans le calcul déterministe de ces ouvrages sous l'effet de l'interaction sol-structure.

Les points les plus marquants de cette partie de ce chapitre se résument comme suit :

- L'analyse à l'ELU montre que les moments de flexion maximaux en travée et sur appuis dans la poutre du pont sont sous-estimés lorsque supposant des conditions des appuis rigides. Ce résultat explique clairement l'impact de l'interaction sol-structure sur le comportement des ponts en béton armé, il est autour de 17%.
- L'analyse à l'ELS montre que la variation naturelle de la rigidité du sol provoque des tassements absolus et des tassements différentiels, qui induisent des déplacements dans les appuis du pont. La considération de l'interaction sol-structure sur le comportement de la fondation est fortement influencée par la nature du sol.

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des ponts en béton armé ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont:

- Concernant la contrainte de confinement du sol présente l'influence la plus significative sur la stabilité et la déformation des ponts en béton armé.
- Une variation de l'angle de frottement affecte de façon significative dans le tassement du pont, puisque une diminution de l'angle de frottement conduit à une augmentation de déformation du sol. La prise en compte de ce paramètre du sol est obligatoire pour la sécurité du pont, car elle joue un rôle très important dans la redistribution des moments dans le pont.

Nous continuerons les développements permettre à évaluer la résistance qui doit être prise en considération dans le dimensionnement des ponts en béton armé en fonction des incertitudes sur les paramètres mécaniques du sol.

## 4.4 Analyse fiabiliste

L'analyse de fiabilité est développée pour dimensionner des ponts en béton armé en contexte aléatoire. La fiabilité de ces ouvrages est un indicateur de leur sûreté de fonctionnement. Les études rencontrées dans la littérature sont souvent consacrées à l'étude de l'effet relatif de l'interaction entre le sol et l'ouvrage sans prise en compte de l'influence de la variabilité des paramètres de résistance du sol. Cette variabilité a un caractère complexe qui résulte de nombreuses sources d'incertitudes (Kulhawy., 1992, Favre., 2004), ce pourquoi les résultats finaux d'une analyse de l'interaction sol-structure seront affectés par une certaine quantité d'incertitude.

Dans ce contexte, on se propose dans la deuxième partie de ce chapitre de développer une approche mécano-fiabiliste pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure. Pour ce faire, deux situations sont envisagées : d'une part, l'interaction n'est pas prise en compte, et d'autre part, elle est prise en compte selon un modèle non linéaire. La modélisation mécanique du système d'interaction sol-structure est mise en œuvre sur le cas réel d'une poutre du pont en béton armé à plusieurs travées. La méthode des éléments finis utilisée pour le comportement non linéaire du sol.

On se propose d'étudier uniquement dans cette partie de thèse, le cas d'un chargement statique. Le traitement des cas de chargement plus complexes se situe dans les perspectives de ce travail. Cette étude permet aussi d'évaluer des facteurs de sensibilité et d'identifier les rôles des différentes variables dans la sécurité des ponts en béton armé.

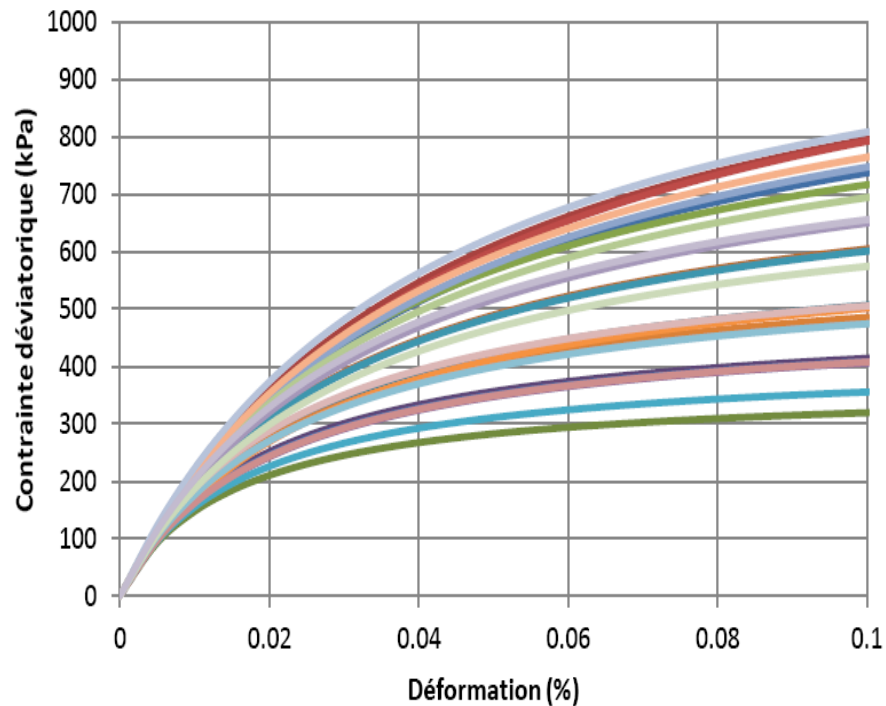
### 4.4.1 Modèle probabiliste de comportement du sol

La loi de comportement du sol est régie par des paramètres empiriques qui sont déterminés par des essais au laboratoire et par des essais *in-situ*. Pour les sols sableux, une analyse préliminaire a montré que le module d'élasticité tangente dans la loi de Duncan est principalement sensible à l'angle de frottement interne et à la contrainte de confinement du sol (voir figure 4.19). De plus, les paramètres du modèle de Duncan ne peuvent être considérés comme constants et indépendants des propriétés du sol, en particulier l'angle de frottement interne dans les sols sableux.

La figure (4.19) montre un certain nombre des courbes "contrainte-déformation" des échantillons du sol, avec l'angle de frottement interne et la contrainte de confinement du sol ayant des coefficients de variation (COV) de 12% et 15%, respectivement.

Il est clair, à partir de ces courbes, que la déformation et la contrainte ultime des échantillons du sol sont très sensibles aux propriétés du sol. Pour un niveau donné de la contrainte déviatorique, la

dispersion de la déformation sol est beaucoup plus sensible, en particulier pour les niveaux de charge élevés (par exemple supérieur à 200 kPa).



**Figure 4.19:** Courbes contrainte-déformation pour l'échantillonnage aléatoire des paramètres sols

#### 4.4.2 Optimisation du modèle numérique

Dans l'étude déterministe qui a été effectuée dans la première partie de ce chapitre, les erreurs du modèle ne sont pas prises en compte afin de mettre en évidence l'impact des incertitudes intrinsèques liées à des paramètres du sol. Le module d'élasticité tangent dans l'équation (4.1) montre la contribution de deux termes: le premier indique le module initial du sol qui est en fonction de  $K$  et  $n$ , et le second terme indique les effets non linéaires en fonction du niveau des contraintes appliquées au sol. Il est donc nécessaire de caractériser ces deux termes pour permettre une analyse probabiliste appropriée. Le tableau (4.11) présente un étalonnage des données expérimentales des sols sableux (cf. données de Selig et al., 1988), où on voit clairement la grande variation de  $K$  et  $n$  en termes de l'angle de frottement interne du sol.

**Tableau 4.11.** Paramètres de module initial pour différents valeurs d'angles de frottement des sols sableux (d'après Selig et al., 1988)

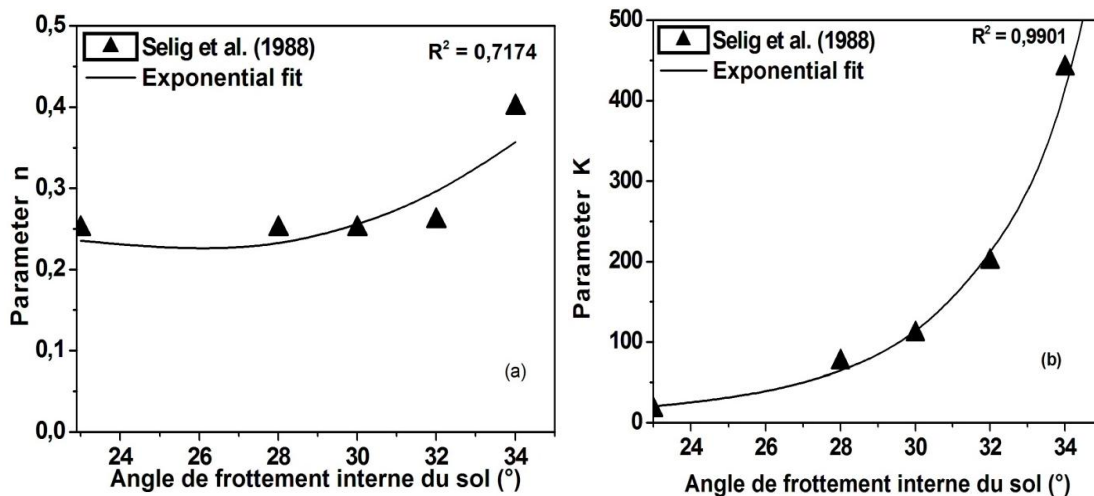
$\varphi$	K	n
23°	16	0.95
28°	75	0.25
30°	110	0.25
32°	200	0.26
34°	440	0,4

L'analyse de ces données nous permet d'écrire les relations suivantes comme suit:

$$K(\varphi) = 0.2\varphi + \exp \left[ 4.68 \left( \frac{\varphi}{30} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

$$n(\varphi) = -0.08 - 1.38 \left( \frac{\varphi}{30} \right) + \exp \left[ 0.54 \left( \frac{\varphi}{30} \right)^2 \right] \quad (4.3)$$

La figure 4.20 montre que pour une telle variation de l'angle de frottement interne du sol dans les expressions des paramètres K et n du modèle de Duncan, qui implique une très large gamme de la densité du sol. Cette gamme de variation de l'angle de frottement interne du sol à l'avantage dans les investigations de type géotechnique in-situ, de ne pas limiter les valeurs de la densité du sol.



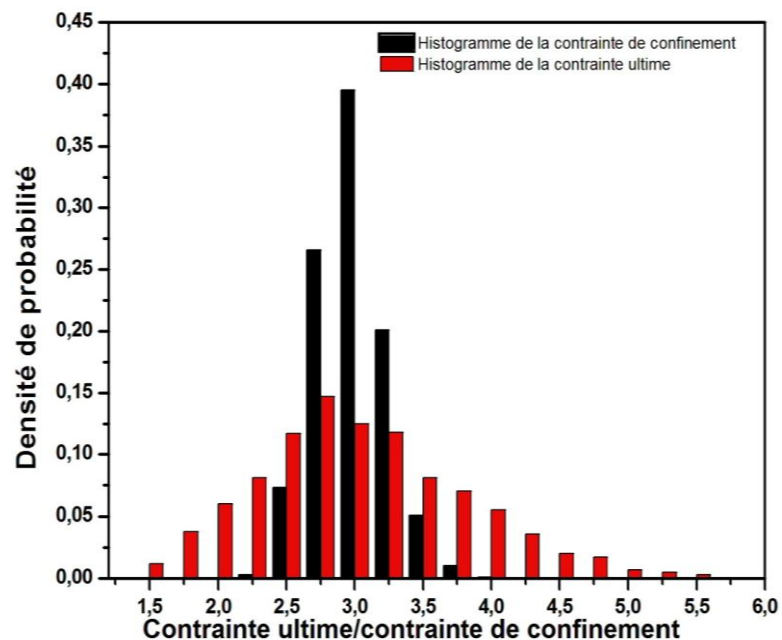
**Figure 4.20 :** Evolution des paramètres du modèle de Duncan en termes d'angle de frottement du sol

#### 4.4.3 Distribution de probabilité de la contrainte ultime du sol

En ce qui concerne la contrainte ultime du sol, une analyse statistique à été réalisée sur l'expression (2.19), pour montrer la relation entre les coefficients de variation de l'angle de frottement et la contrainte ultime du sol, en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo, avec l'angle de

frottement interne du sol est considéré comme un variable aléatoire de densité de probabilité Normale (Phoon et Kulhawy.,1999) et une contrainte de confinement constante  $\sigma_3 = 260kPa$ . Dix mille simulations de Monte Carlo ont été appliquées pour obtenir la distribution de la contrainte à la rupture du sol.

On a établi l'histogramme de mesures de la contrainte ultime et la contrainte de confinement du sol. La figure (4.21) montre l'histogramme du sol obtenu par les simulations de Monte Carlo ainsi que les densités de probabilité normale correspondantes. On remarque que l'histogramme présente une tendance centrale (*cf.* une certaine symétrie par rapport à la moyenne). Si l'histogramme présente une dissymétrie avec étalement vers la droite, on pourra chercher à l'ajuster par une loi Lognormale. Si ces tentatives d'ajustement s'avèrent infructueuses, on peut toujours essayer une loi Bêta ou Gamma.

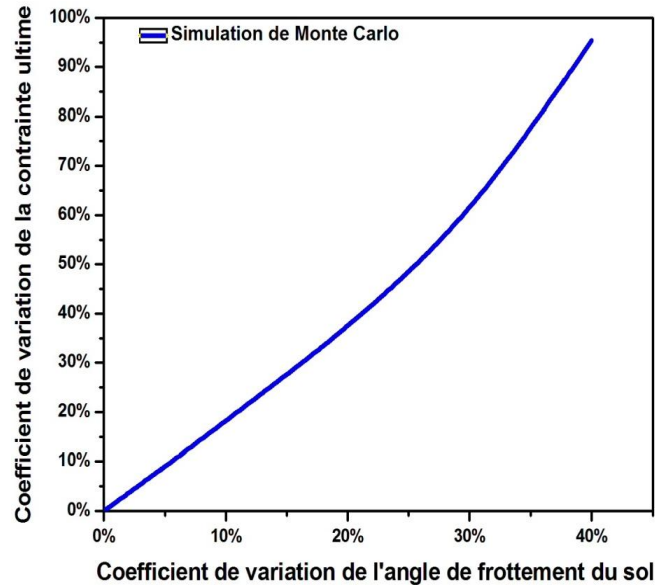


**Figure 4.21 :** Approximations de la densité de probabilité de la contrainte ultime et la contrainte de confinement du sol par les simulations de Monte Carlo

A partir des résultats des simulations de Monte Carlo montrés sur la figure 4.22, on peut définir une relation linéaire entre le coefficient de variation (COV) de l'angle de frottement interne et le coefficient de variation (COV) de la contrainte ultime du sol, comme suit (équation 4.4 :

$$COV_{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = 1.8505 COV_{\phi} \quad (4.4)$$

En plus de l'aspect linéaire entre les deux coefficients de variation, l'équation 4.4 ci-dessus montre un effet d'amplification, la valeur du (COV) de la contrainte ultime du sol est à peu près le double de la valeur du (COV) de l'angle de frottement interne du sol.



**Figure 4.22:** Les résultats typiques de la simulation de Monte Carlo entre le coefficient de variation de la contrainte ultime et l'angle de frottement interne du sol

#### 4.4.4 Loi de comportement probabiliste des sols *in-situ*

Les analyses développées dans le paragraphe précédent sont liées à des travaux expérimentaux pour des échantillons du sol, notre but est maintenant d'utiliser ces caractérisations de variabilité du sol *in-situ* le dimensionnement des ouvrages en béton armé. L'équation (4.4) montre une relation linéaire entre les (COV) de l'angle de frottement et de la contrainte ultime du sol. En outre, les deux variables sont entièrement corrélées, et il est donc nécessaire de décrire les réalisations de la contrainte ultime en fonction de l'angle de frottement interne du sol. Dans ce qui suit, l'utilisation de ces conditions dans l'analyse de la fiabilité sera expliquée.

La contrainte ultime peut être définie en terme de variable standard normalisée selon la relation:

$$\begin{aligned} (q_1 - q_3)_{ult} &= m_{(q_1 - q_3)_{ult}} + \sigma_{(q_1 - q_3)_{ult}} u_{(q_1 - q_3)_{ult}} \\ &= m_{(q_1 - q_3)_{ult}} + \left[ \text{COV}_{(q_1 - q_3)_{ult}} m_{(q_1 - q_3)_{ult}} \right] u_{\varphi} \end{aligned} \quad (4.5)$$

où:  $m_{(q_1 - q_3)_{ult}}$ ,  $\sigma_{(q_1 - q_3)_{ult}}$  et  $\text{COV}_{(q_1 - q_3)_{ult}}$  sont respectivement la moyenne, l'écart type et le coefficient de variation de la contrainte ultime déviatorique  $(q_1 - q_3)_{ult}$ .

$u_{(q_1 - q_3)_{ult}}$  et  $u_{\varphi}$  sont respectivement les variables normales standard associées à la contrainte ultime et de l'angle de frottement interne du sol (*cf.* une variable normale standard a une moyenne nulle et d'écart type unitaire); sous la condition de corrélation complète, nous pouvons écrire:

$$u_{(q_1 - q_3)_{ult}} = u_{\varphi} \quad (4.6)$$

Si on remplace l'équation (4.6) dans l'équation (4.5), et en utilisant la relation (4.7) suivante :

$$\varphi = m_{\varphi} + \text{COV}_{\varphi} m_{\varphi} u_{\varphi} \quad (4.7)$$

Donc, la contrainte ultime du sol  $(q_1 - q_3)_{\text{ult}}$  peut être écrite sous la forme suivante:

$$\begin{aligned} (q_1 - q_3)_{\text{ult}} &= m_{(q_1 - q_3)_{\text{ult}}} + 1.85 \text{COV}_{\varphi} m_{(q_1 - q_3)_{\text{ult}}} u_{\varphi} \\ &= m_{(q_1 - q_3)_{\text{ult}}} \left( 1 + 1.85 \left( \frac{\varphi}{m_{\varphi}} - 1 \right) \right) \end{aligned} \quad (4.8)$$

où  $\varphi$  est la variable aléatoire de l'angle de frottement du sol et  $m_{\varphi}$  sa valeur moyenne.

La relation (4.8) nous permet de définir la contrainte ultime aléatoire en fonction de l'angle de frottement du sol aléatoire, ce qui est très intéressant pour le calcul de la probabilité de défaillance des ouvrages en béton armé en utilisant la méthode (FORM). Cette équation nous permet aussi d'ajuster une gamme des valeurs statistiques de l'angle de frottement interne du sol, en utilisant la contrainte ultime déviatorique moyenne, afin de déterminer la variabilité de la résistance due au frottement du sol.

Pour une utilisation pratique de cette équation, il suffit de connaître la valeur moyenne de contrainte ultime déviatorique  $m_{(q_1 - q_3)_{\text{ult}}}$  pour le sol *in-situ*. Dans notre application numérique, la contrainte ultime moyenne déviatorique est égale à 742 kPa.

Dans la recherche suivante, une approche mécano-fiabiliste est développée pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure. Cette approche est appliquée pour évaluer la probabilité de défaillance d'un pont en béton armé en considérant la variabilité et le comportement non linéaire du sol, en plus de la variabilité de la résistance de la structure et de la charge appliquée, où l'interaction sol-structure est prise en compte.

#### 4.4.5 Modèles déterministes utilisés

Le modèle déterministe utilisé pour le calcul de l'effet de l'interaction sol-structure sur la fiabilité des ponts en béton armé est celui qui a été présenté et exploité dans le chapitre 4.

Ce modèle déterministe développé dans ce travail a été utilisé pour calculer le moment de flexion maximale dans les structures en béton armé avec la prise en compte des incertitudes sur les paramètres mécaniques du sol. Pour ce modèle, l'interaction sol-structure est prise en compte en considérant la relation hyperbolique pour le sol sous la fondation de la structure, comme suit:



$$q = q_3 + \frac{v}{\frac{z}{K_0} + \frac{v}{(q_1 - q_3)_{ult}}} \quad (4.9)$$

où  $q$  est la contrainte verticale appliquée,  $q_3$  est la contrainte de confinement au centre de la zone d'influence du sol sous la fondation du pont,  $v$  est le déplacement vertical de la semelle, et  $(q_1 - q_3)_{ult}$  est la capacité ultime décrit par l'équation (4.8) et  $K_0$  est la rigidité initiale du sol sous la semelle, qui peut être exprimé par la relation suivante:

$$K_0 = K(\varphi) \cdot P_a \left( \frac{q_3}{P_a} \right)^{n(\varphi)} \quad (4.10)$$

La rigidité initiale  $K_0$  du modèle de ressort est calculée en termes de module d'élasticité initial dans la zone d'influence du sol à une profondeur  $z$  sous la semelle, qui est pris comme 1,5 fois la largeur  $B$  de la semelle. En tenant compte des développements dans les sections ci-dessus, il devient possible d'examiner l'effet de l'angle de frottement interne du sol à la fois sur la variabilité de la rigidité initiale  $K_0$  et la capacité ultime  $(q_1 - q_3)_{ult}$ .

#### 4.4.6 Résultats numériques déterministes

L'application numérique du modèle déterministe, qui à été développé dans cette étude, est réalisée sur le cas d'un pont en béton armé existant. L'objectif de cette application, d'une part, est d'améliorer la compréhension des effets de l'interaction sol-structure pour les ponts en béton armé, et d'autre part, d'évaluer la probabilité de défaillance de ces ouvrages sous les paramètres incertains concernent les propriétés du sol et le chargement appliqué à la fondation du pont.

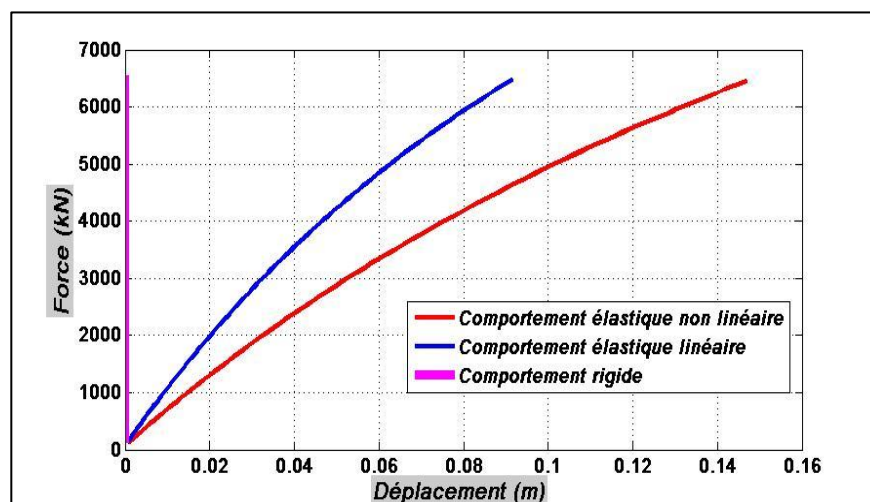
L'effet de l'interaction sol-structure, est obtenu par le modèle déterministe présenté, pour les trois types de contact entre le sol d'assise (*cf.* appui rigide, appui élastique linéaire et appui élastique non linéaire). Les modélisations ont été effectuées sous une contrainte de confinement du sol  $\sigma_3 = 45kPa$ , afin de simuler le niveau de la profondeur d'encastrement réel de la fondation du pont étudié. Les résultats des simulations numériques sont présentés dans le tableau (4.12) et aussi sous forme d'un diagramme (force-déplacement) et des moments fléchissant maximaux obtenus dans les travées et sur appuis de la poutre du pont (figure 4.23 et 4.24).

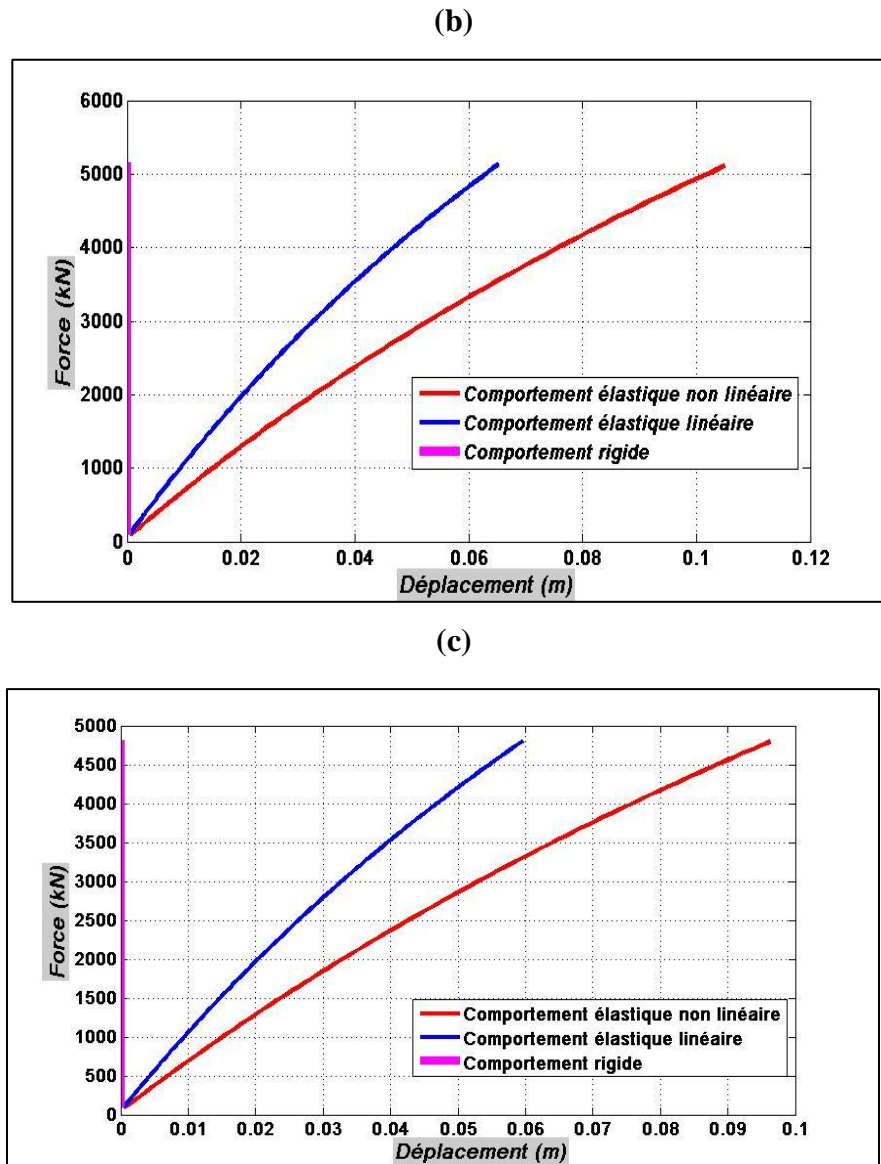
**Tableau 4.12** : Tableau récapitulatif des moments maximaux totaux en travée et sur l'appui à l'ELU

Elément de la poutre	Type d'appui sol-structure	Les réactions R (kN)				Moment longitudinal maximal (kN.m)
		R <sub>A</sub>	R <sub>B</sub>	R <sub>C</sub>	R <sub>D</sub>	
Appui B	Appui rigide	2288,55	6541,62	3852,45	1054,94	-9694,48
	Appui élastique linéaire	2312,74	6480,32	3902,50	1042,01	-9329,29
	Appui élastique non linéaire	2326,30	6446,33	3929,78	1035,15	-9124,47
Travée 1	Appui rigide	2447,97	6371,57	3865,21	1052,81	8802,75
	Appui élastique linéaire	2568,95	5126,95	2690,27	1150,57	9533,48
	Appui élastique non linéaire	2479,24	6292,34	3929,85	1036,13	8991,65
Travée 2	Appui rigide	914,25	4804,23	4910,97	907,28	6076,65
	Appui élastique linéaire	922,25	4798,21	4899,05	923,24	6212,15
	Appui élastique non linéaire	927,15	4794,39	4891,96	923,24	6294,49

Le diagramme des déplacements des appuis en fonction des forces de chargement obtenus dans les éléments de la poutre du pont pour chaque cas de chargement est montré sur la figure (4.23) suivante :

(a)





**Figure 4.23** : Courbe force-déplacement dans la poutre du pont.  
 (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas  $\sigma_3 = 45kPa$ ).

D'après la figure 4.23 ci-dessus, on voit bien que l'allure des courbes se diffère d'un comportement à l'autre, ainsi que les déplacements varient selon le comportement de sol, car lorsque le sol a un comportement rigide le déplacement est nul, et s'il a un comportement élastique linéaire ou non linéaire les déplacements sont de l'ordre de 5 à 10 cm, ainsi on remarque que le comportement élastique non linéaire surestime les déplacements des fondations par rapport au comportement élastique linéaire. Donc, la prise en compte du modèle de comportement du sol s'avère nécessaire, afin d'étudier les déplacements et les déformations dans la poutre du pont.

Le diagramme des moments fléchissant maximaux obtenus dans les éléments de la poutre du pont est montré sur la figure (4.24) suivante :

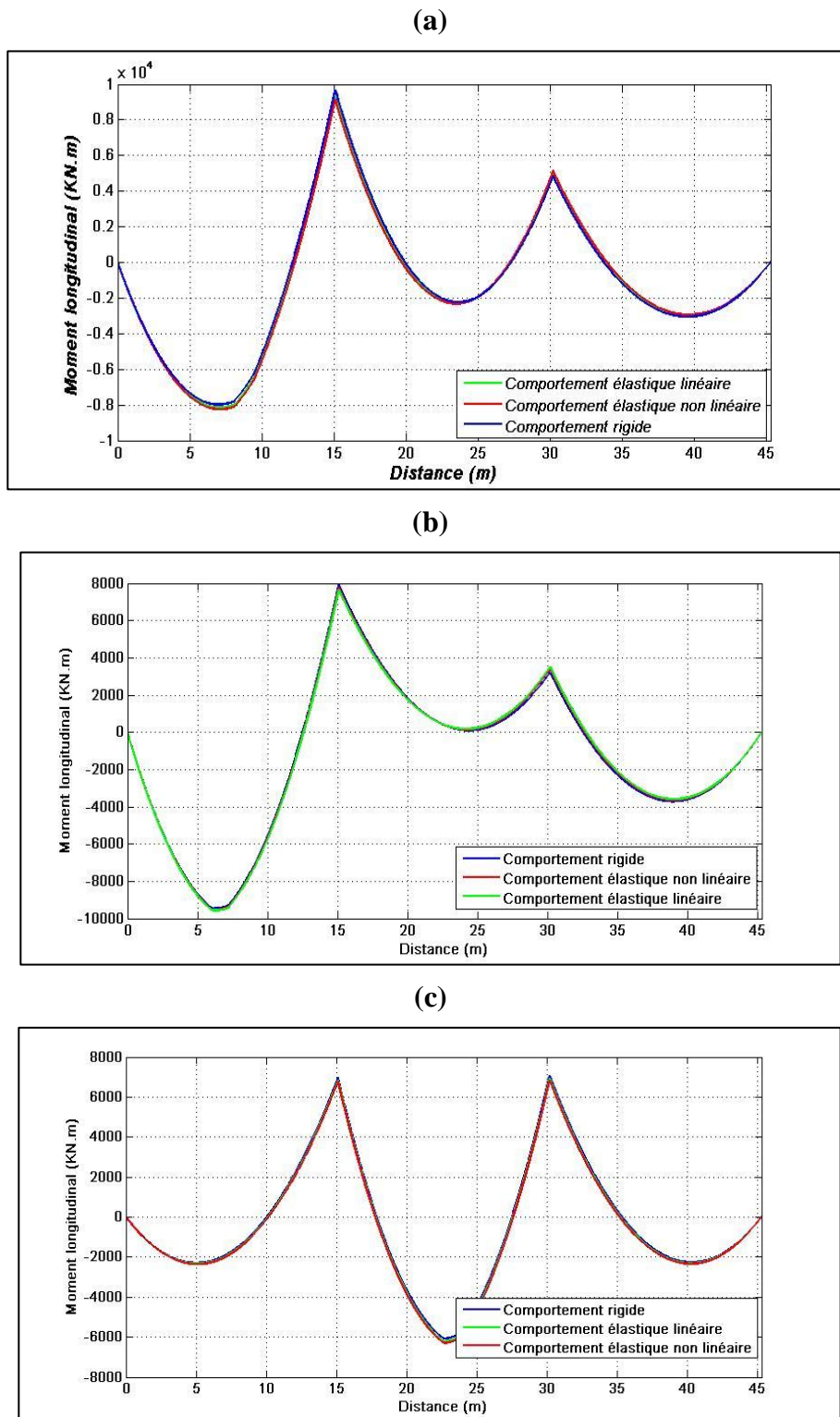


Figure 4.24 : Diagramme des moments fléchissants maximaux dans la poutre du pont.  
 (a) appui B, (b) travée 1, (c) travée 2. (Cas  $\sigma_3 = 45kPa$ ).

En comparant avec le cas d'un appui entièrement rigide sous les cas de charges à l'ELU, la prise en compte du comportement élastique non linéaire du sol conduit à la réduction de 7% à du moment négatif dans l'appui B et à l'augmentation d'environ de 4% du moment positif sur la travée 2 alors qu'aucune différence significative n'est observée pour le moment de flexion en travée 1.

Des simulations numériques utilisant le logiciel Plaxis ont été traitées dans l'Annexe, afin de mettre en évidence les étapes de calcul qui seront effectués pour facilement assimiler les différents codes de calcul qui seront appliqués. Les diagrammes des moments fléchissant maximaux dans la poutre du pont obtenus par Plaxis sont présentés et discutées dans l'annexe E.

D'après les résultats obtenus, on est dans la mesure d'affirmer que l'effet de l'interaction du sol sur la structure est bien réel, en effet nous avons constaté un changement de la distribution des efforts internes le long de la structure de l'ouvrage. Même si ce dernier n'as pas eu un effet significatif sur notre ouvrage vu la nature du sol support qui est un sol sableux, mais pour un sol cohérent cet effet peut être plus important sur l'ouvrage. Ça reste une piste de recherche intéressante qui n'as pas été explorée dans le cadre de cette thèse mais qui peut s'avérer importante. Donc nous futurs travaux de recherche s'intéresser à ce cas de figure et aussi au calcul d'autres sollicitations tel que les efforts tranchants.

#### **4.4.7 Analyse fiabiliste de l'effet de l'interaction sol-structure**

Cette partie explique de quelle façon la théorie de la fiabilité peut être appliquée aux ponts en béton armé tenant compte de l'interaction sol-structure et aussi de quantifier l'importance des incertitudes des paramètres mécanique du sol sur la redistribution des forces internes, ainsi que leur effet sur l'évaluation de la sécurité dans ces ouvrages. Donc, après avoir exposé les modèles déterministes de calcul des charges ultimes utilisant des simulations numériques sous Matlab, deux grandeurs sont communément employées dans la littérature pour l'évaluation de la fiabilité d'un ouvrage : l'indice de fiabilité et la probabilité de ruine.

Dans le cadre de cette thèse, seul l'état limite ultime de résistance sera abordé dans l'analyse fiabiliste.

##### **4.4.7.1 Mode de défaillance et fonction d'état limite**

La fiabilité est évaluée en fonction de chaque mode de défaillance décrit par une fonction d'état limite. L'analyse fiabiliste doit être effectuée pour assurer une conception sécuritaire des structures en béton armé (Neves *et al.*, 2008). Dans cette analyse, les variables aléatoires d'entrée sont définies par leurs distributions de probabilité. Le mode de défaillance considéré dans la présente analyse

correspond à l'état limite ultime ELU du tablier du pont, qui est donné par la capacité de flexion des poutres en béton armé adopté pour le dimensionnement aux Eurocodes, c'est-à-dire l'équilibre du moment résistant et du moment ultime dans la section de la poutre (*cf.* moment en travée et sur appui). Cette fonction d'état limite  $G(X)$ , s'écrit:

$$G(X) = M_R(X) - M_S(X) \quad (4.11)$$

Où  $X$  désigne le vecteur de variables aléatoires,  $G(X)$  est la fonction d'état limite,  $M_R$  est le moment de flexion ultime de la poutre et  $M_S$  est le moment appliqué en tenant compte de l'interaction sol-structure. La probabilité de défaillance  $P_f$  de la structure correspond à la probabilité que l'effet de la charge appliquée dépasse la résistance de la structure, donner par :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (4.12)$$

La fonction d'état limite  $G(X)$  est exprimée en fonction du moment résistant  $M_R$ , qui dépend:

- de la géométrie de la section : dimensions nominales des coffrages ;
- du béton : résistance caractéristique à la compression ;
- des armatures tendues : section, position (hauteur utile), limite d'élasticité ;
- des interactions sol-structure.

La poutre est considérée défaillante dès qu'une de ses sections atteint la rupture. Dans cette étude, nous ne traitons qu'un seul état limite ultime : la flexion des poutres.

#### 4.4.7.2 Analyse des variables et des incertitudes

Les variables aléatoires pris en compte dans ce travail sont présentés au tableau (4.13), où les valeurs de chargement de la structure sont données pour l'état limite ultime (ELU).

Les paramètres incertains concernant l'angle de frottement interne du sol, le chargement appliqué au sol et le moment résistant, sont modélisés par des variables aléatoires et par une distribution lognormale ou normale, qui sont des hypothèses communément admise dans la littérature. Les coefficients de variation sont soit tirés de la littérature (Holicky *et al.* 2007) ou dans le calcul des structures de génie civil. La probabilité de défaillance de la structure est calculée pour la fonction d'état limite  $G(X)$ , en utilisant (FORM), procédé mis en œuvre dans le logiciel LIFREL. Pour chaque nouveau point dans le processus itératif, les moments ultimes dans les sections des poutres sont calculés pour les cas de charge à l'ELU, en utilisant le modèle numérique développé sous MATLAB, dans lequel l'interaction sol-structure est considérée comme appropriée.

La figure 4.25 représente la procédure de la solution de couplage de la fiabilité et l'analyse mécanique, par l'intermédiaire du logiciel LIFEREL et MATLAB.

La procédure comprend deux boucles itératives: une pour l'analyse mécanique non linéaire et celui de la méthode de fiabilité (FORM) comme le montre la figure 4.25. Il en résulte à calculer la probabilité de défaillance des sections transversales considérées et de même que les facteurs d'importance en ce qui concerne diverses variables aléatoires.

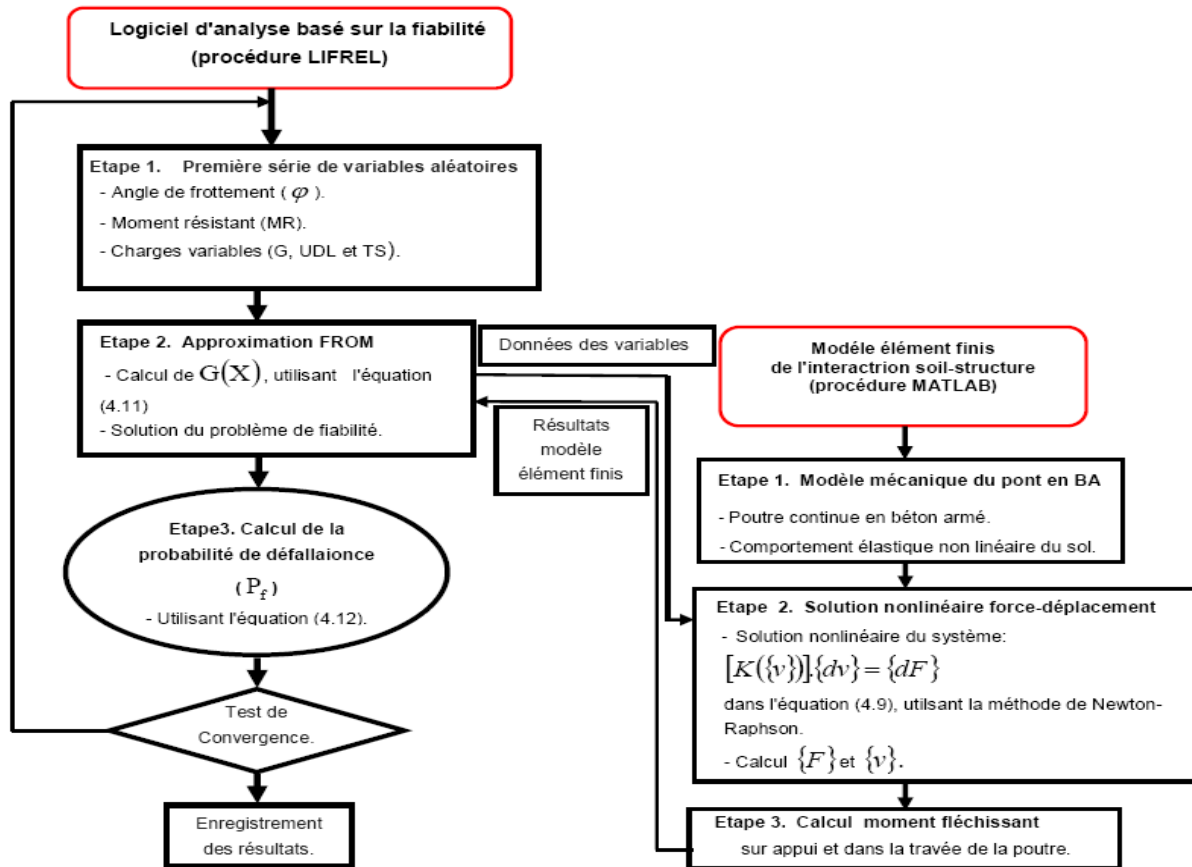


Figure 4.25: Organigramme de l'algorithme de la procédure de couplage mécano-fiabiliste en utilisant LIFEREL et le modèle élément finis.

#### 4.4.7.3 Simulation des variables

Lors de l'évaluation de la fiabilité d'un pont en béton armé, on ne constate que les propriétés du sol, et le moment résistant à la flexion en appui et sur la travée de la poutre du pont comme des variables aléatoire et les autres variables sont prises comme déterministes. Cependant, pour le calcul numérique en fiabilité de la fonction de performance  $G(X)$  et pour un cas de chargement sur le pont, nous effectuons avec le modèle numérique sous Matlab le calcul déterministe pour calculer les moments ultimes dans la section de la poutre, les valeurs obtenus sont transférées grâce à un fichier

".txt" vers le logiciel LIFREL ; cette outil est mis à profit pour trouver l'indice de fiabilité  $\beta_{HL}$  minimal ou la probabilité de défaillance  $P_f$ , en utilisant la condition :  $G(x) \leq 0$ , avec  $G(x)$  provenant de l'équation 4.11.

Dans notre cas, il a été nécessaire de mettre en place un lien entre ces deux logiciels Matlab et LIFREL, permettant un protocole d'échange bilatérale de données entre eux et ce afin de disposer d'une procédure itérative automatique du calcul de l'indice de fiabilité ou la probabilité de défaillance. Pour l'ensemble des simulations réalisées, la convergence est obtenue après 10 itérations de l'algorithme. Chaque itération correspond à 6 appels au modèle déterministe, ce qui signifie qu'un indice de fiabilité ou la probabilité de défaillance est obtenu après 60 appels au modèle mécanique.

#### 4.4.8 Résultats numériques fiabilistes

##### 4.4.8.1 Sensibilité des variables aléatoires

Les données présentées dans cette partie, considèrent deux variables aléatoires : l'angle de frottement interne du sol et le moment résistant de la poutre du pont ( $\varphi$  et  $M_R$ ).

Les valeurs choisies pour la moyenne, l'écart type et la distribution de probabilité des variables aléatoires sont données dans le tableau (4.13). Par contre, les coefficients de variation des ces paramètres aléatoire ont été pris dans un intervalle de 5% à 25%, pour l'angle de frottement interne du sol, et pour le moment résistant, afin d'étudier l'effet de la dispersion de chaque paramètre aléatoire. On admet que les valeurs caractéristiques des paramètres de base sont des valeurs moyennes.

**Tableau 4.13** : Variables aléatoires et lois de probabilité retenues dans l'étude du pont à poutres en béton armé à l'ELU

Elément de la poutre	Variables aléatoires	Loi de probabilité	Moyennes	Coefficient de variation
Appui B	Moment résistant (kN.m)	Normale	14500	5-25%
	Angle de frottement interne du sol ( $\varphi_1, \varphi_2$ et $\varphi_3$ )	Lognormale	30	
Travée1	Moment résistant (kN.m)	Normale	13156	5-25%
	Angle de frottement interne du sol ( $\varphi_1, \varphi_2$ et $\varphi_3$ )	Lognormale	30	
Travée2	Moment résistant (kN.m)	Normale	7787	5-25%

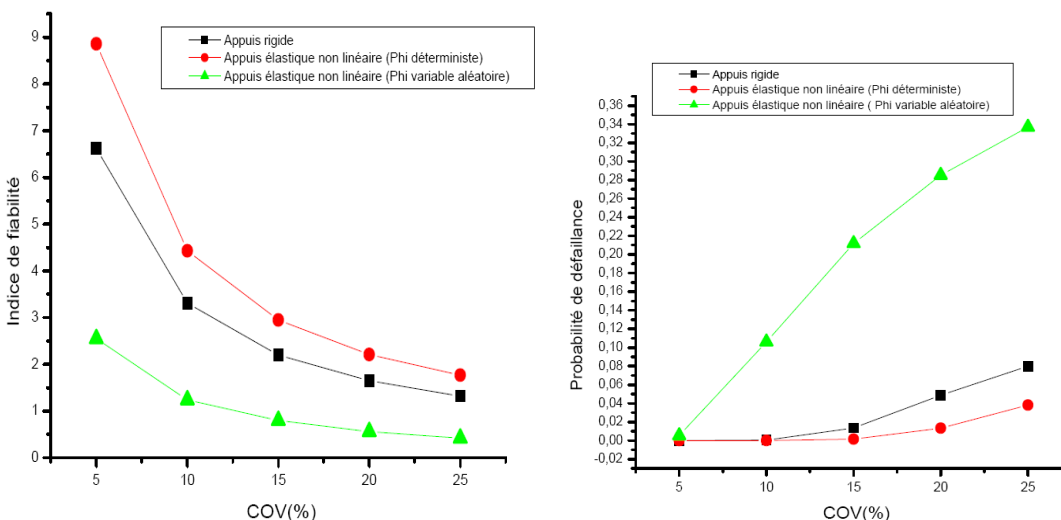


On rappelle par ailleurs que les charges permanentes et d'exploitation ne sont pas probabilisées dans cette étude. Les valeurs de chargement de la structure sont données pour l'état limite ultime (ELU). La poutre est considérée défaillante dès qu'une de ses sections atteint la rupture.

Les paramètres incertains concernant l'angle de frottement interne du sol et le moment résistant sont modélisés par des variables aléatoires. La fiabilité de l'état limite ultime est évaluée en utilisant l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind ( $\beta_{HL}$ ) ou la probabilité de défaillance ( $P_f$ ). Le calcul de ces deux paramètres est effectué à partir de la fonction d'état limite établie en section 4.4.7.1 et des caractéristiques de variables aléatoires définies dans le tableau 4.13 grâce logiciel LIFREL, avec la méthode par l'approximation FORM. Le calcul est effectué directement via LIFREL, avec le couplage du modèle numérique sous Matlab : les valeurs des moments fléchissant dus au poids-propre, aux superstructures et aux charges de trafic sous différents cas de chargement de la poutre du pont à l'ELU sont données par le modèle numérique et recopiées dans le fichier Matlab correspondant, les moments fléchissant sont ensuite recalculés sous Matlab en fonction des valeurs des variables aléatoires. Les calculs sont effectués en fixant les moyennes ou biais et en faisant varier le coefficient de variation (COV) pour chaque variable.

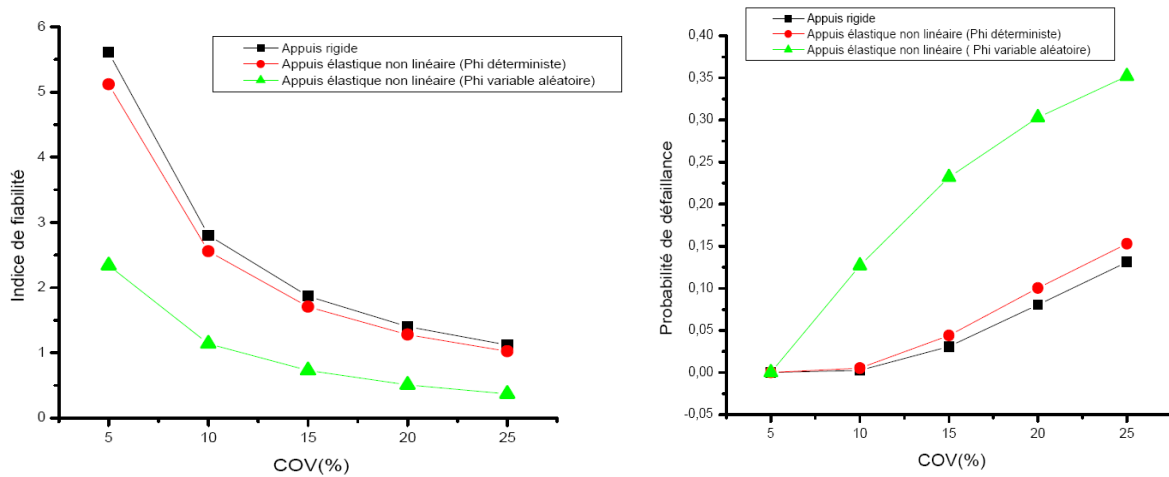
Étant donné que les études de fiabilité peuvent conduire à de lourds calculs, cette vérification envisage la possibilité de ne pas probabiliser l'ensemble des variables, et de garantir pour des applications consécutives une simplification des calculs.

Les Figures 4.26 à 4.28 présentent l'évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol et le moment résistant dans la section transversale de la poutre du pont sur la marge de sécurité.

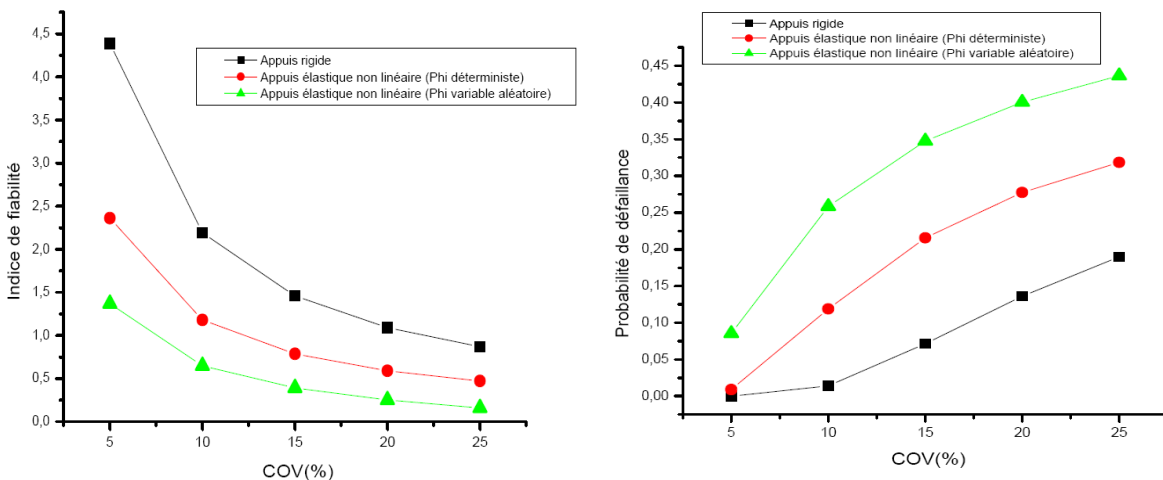


**Figure 4.26 :** Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de

paramètre de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) et le moment résistant de l'appui B



**Figure 4.27 :** Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) et le moment résistant de la travée 1



**Figure 4.28:** Évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée à l'écart-type de paramètre de cisaillement du sol et le moment résistant de la travée 2

Pour l'ensemble des données disponibles, les résultats de nos calculs obtenus par l'approximation FORM, pour la loi de distribution normale et lognormale et pour différentes valeurs du coefficient de variation sont présentés dans les figures (4.26 à 4.28) suivantes, ils permettent de dégager les points suivants :

1 - Un faible changement dans le coefficient de variation de paramètre de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) affecte de manière significative la probabilité de défaillance. Par contre, les indices de fiabilité ou la probabilité de défaillance est moins sensible à la variation de l'incertitude sur le moment résistant de la poutre du pont. Ces résultats montrent qu'il est nécessaire de probabiliser le paramètre

cisaillement du sol ( $\varphi$ ) qui peut être pris comme une variable aléatoire.

2- Pour un comportement élastique non linéaire, l'effet des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol ( $\varphi$ ) sur les indices de fiabilité ou la probabilité de défaillance, est beaucoup plus sensible aux incertitudes de ces paramètres dans la travée et sur l'appui de la poutre du pont.

3- L'évolution de l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance liée d'une façon importante aux non linéarités qui se développent à l'interface sol-structure, par conséquent, ils auront une contribution identique dans l'évaluation de la fiabilité du système sol-structure. Donc, le recours à l'effet de l'interaction sol-structure est donc intéressant dès lors qu'il est possible de déterminer la fiabilité des ponts en béton armé si le chargement est statique.

#### 4.4.8.2 Impact de la variabilité du sol

Afin d'évaluer l'effet de la variabilité du sol sur la sécurité de l'ouvrage, il a été choisi de ne considérer que deux variables aléatoires dans cette analyse de fiabilité: l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ) avec différentes valeurs de (COV) et le moment résistant (MR) avec un (COV) égal à 8%.

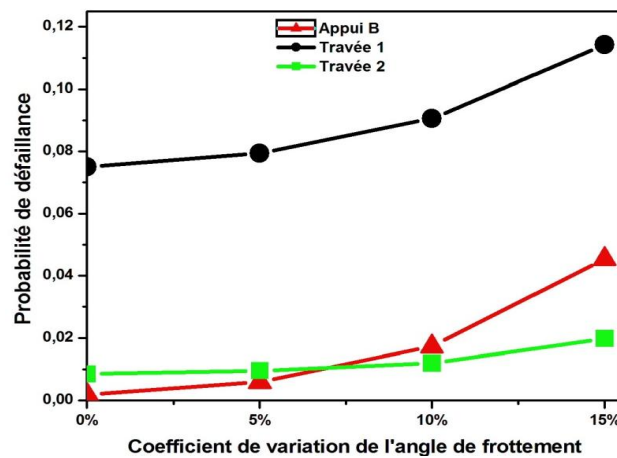
**Tableau 4.14** : Variables aléatoires pour l'analyse de la poutre du pont en béton armé à l'ELU

Variables aléatoires	Valeurs moyenne			COV (%)
	Appui B	Travée 1	Travée 2	
moment résistant (kN.m)	12048	10956	7674	8
angle du frottement ( $\varphi^0$ )	30			5-15
contrainte de confinement $q_3(kN/m^2)$	45			15
charge permanente DL( kN/m)	135			10
charge du trafic UDL(kN/m)	108			15
un tandem TS (kN)	400			20

Pour cette première étape de l'étude, les variables de chargement (DL, UDL et TS) sont considérées comme déterministe qui est égale à leurs valeurs caractéristiques. Il est important de noter que, dans ce cas, les probabilités de défaillance calculés sont conditionnées par les valeurs caractéristiques et ne devraient pas être comparées avec les objectifs de recommandation de sécurité; les probabilités inconditionnelles sont donnés lorsque toutes les variables sont considérées comme aléatoire, qui est prévu par la section (4.4.8.3) de ce chapitre. L'objectif de cette section est d'étudier l'effet de la

caractéristique statistique (*cf.* le coefficient de variation (COV) des variables aléatoires sur la capacité de la flexion des poutres en béton armé.

Sous les hypothèses de comportement élastique du sol, le module initial tangent d'Young peuvent être utilisé pour obtenir une solution linéaire de la réponse du système sol-structure. Figure 4.29 montre l'influence de la dispersion de la probabilité de défaillance, pour les trois sections transversales critiques de la poutre du pont. Il est clairement observé qu'avec un comportement linéaire du sol, la probabilité de défaillance est largement augmentée lorsque l'angle de frottement est considéré comme variable aléatoire. Cet effet est fortement amplifié par l'augmentation du coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol.



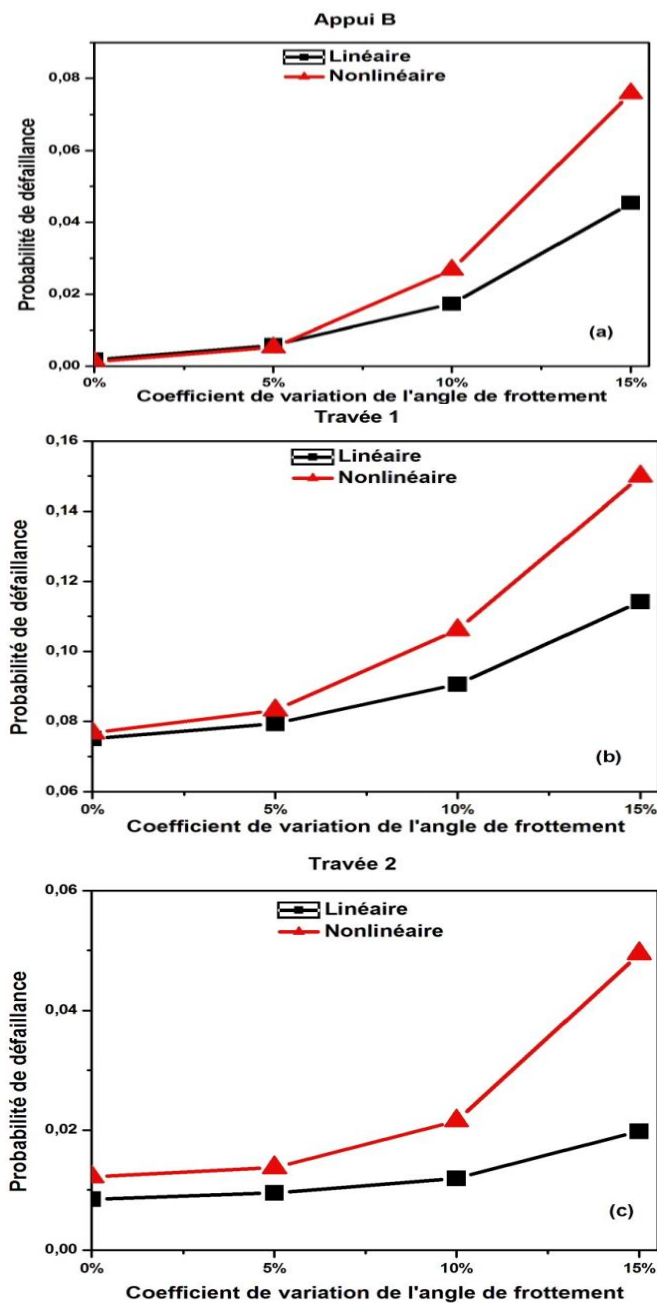
**Figure 4.29** : Probabilité de défaillance en fonction de COV de l'angle de frottement avec loi de comportement linéaire sol

La figure 4.30 compare les deux modèles de comportement du sol linéaire et non linéaire, en fonction de COV de l'angle de frottement interne du sol. À l'appui B, la probabilité de défaillance est de  $1,21 \times 10^{-3}$  lorsque le moment résistant est considéré comme variable aléatoire. Cette valeur est prise comme référence pour évaluer le rôle de la variabilité du sol. Cette probabilité augmente à  $5,26 \times 10^{-3}$ ,  $2,67 \times 10^{-2}$  et  $7,58 \times 10^{-2}$  lorsque l'angle de frottement du sol est considéré comme aléatoire avec des coefficients de variation de 5%, 10% et 15%, respectivement. La même tendance est observée pour les sections de travée 1 et 2, mais avec un taux de croissance plus faible. En outre, similaire aux résultats obtenus dans la section (4.4.8.1), la variabilité de la réponse du système sol-structure est affirmé être très sensible aux variations de l'angle de frottement du sol.

Bien que la probabilité de défaillance augmente de manière significative avec la dispersion de sol, l'augmentation est beaucoup plus élevée lorsque le comportement non linéaire du sol est pris en

compte. Il peut être conclu que l'utilisation de la loi de comportement déterministe du sol n'est pas conservatrice, car elle conduit à surestimer la fiabilité du pont en béton armé.

Dans cette application, l'impact de l'interaction sol-structure augmente un peu près d'un facteur de deux la probabilité de défaillance au niveau des appuis et les travées. Comme il est déjà connu pour l'analyse structurelle, les sections transversales au niveau des appuis et les mi-portées de la poutre du pont sont très sensibles à l'interaction sol-structure.



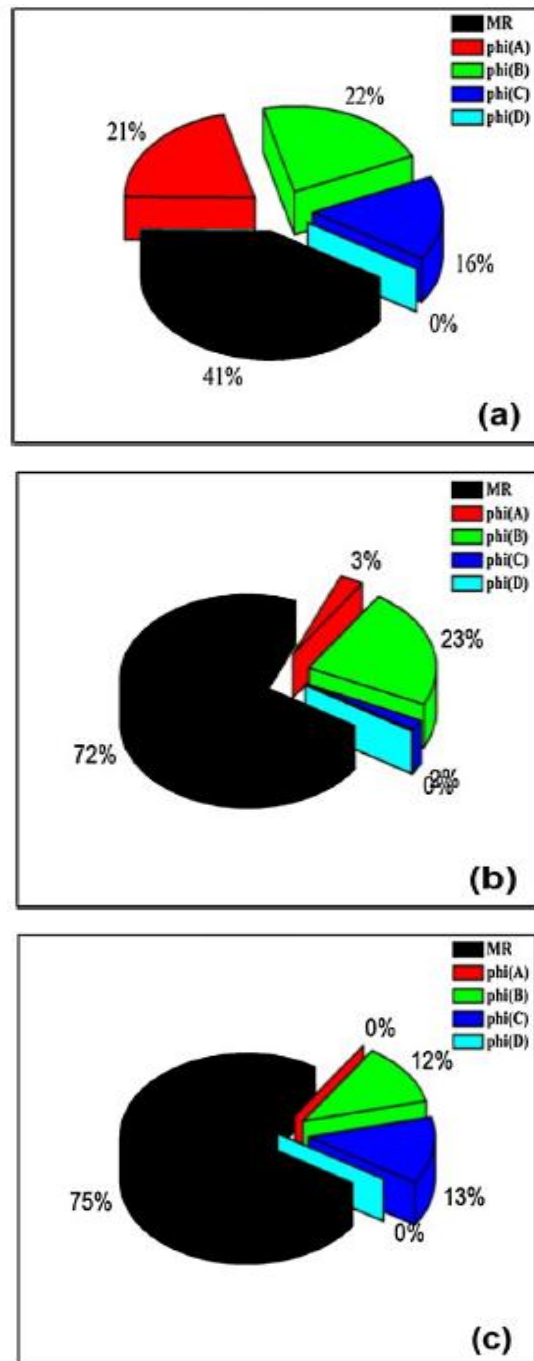
**Figure 4.30** : Probabilité de défaillance en fonction de la dispersion de l'angle de friction pour un comportement linéaire et non linéaire du sol: (a) appui B, (b) travée 1 et (c) travée 2

Ces résultats montrent clairement que la probabilité de défaillance est largement augmentée lorsque l'angle de frottement est considéré comme aléatoire avec le comportement non linéaire du sol. Cet effet est fortement amplifié au cas de grande COV de l'angle de frottement. Les observations suivantes peuvent donc être soulignées:

- 1) *Dépendance relation*: la probabilité de défaillance augmente avec l'augmentation de COV de l'angle de frottement interne du sol, et devient très grande dans le cas de comportement du sol élastique non linéaire.
- 2) *Haute sensibilité*: petits changements dans le COV de l'angle de frottement interne du sol affectent de façon significative la probabilité de défaillance. La prise en compte de l'angle de frottement probabiliste est donc obligatoire pour la sécurité de l'ouvrage, car elle joue un rôle très important dans la redistribution des moments dans le pont.
- 3) *Effet couplé*: l'effet couplé à la fois aléatoire et non-linéarité du comportement des sols conduit à de plus grandes probabilités de défaillance.

Pour le cas de COV de l'angle de frottement est égale 10%, la figure 4.31 montre l'importance des variables du modèle sur la sécurité des sections en béton armé, où  $\phi(A)$ ,  $\phi(B)$ ,  $\phi(C)$  et  $\phi(D)$  représentent respectivement les angles de frottement interne du sol ( $\phi_A, \phi_B, \phi_C$  et  $\phi_D$ ) sous les semelles A, B, C et D du pont étudié. On peut observer que l'angle de frottement joue un rôle important sur la sécurité des sections en béton armé, et son rôle est beaucoup plus important pour la section transversale de l'appui intermédiaire B (59%) que pour les sections au travées 1 (28%) et 2 (25%). Ceci s'explique par le fait qu'un petit tassement au niveau de l'appui d'extrémité A conduit à fort augmentation du moment dans la section de l'appui intermédiaire B, et aussi à cause de faibles propriétés mécaniques du sol à l'appui d'extrémité A (cf. angle de frottement faible) et de bonnes propriétés mécanique du sol à l'appui intermédiaire B (cf. angle de frottement grand).

Pour la section de la poutre en B, les angles de frottement du sol sous les fondations A, B et C jouent un rôle important (21%, 22% et 16% respectivement), tandis que pour la travée 2 de la poutre du pont, seulement les angles de frottement du sol sous les fondations B et C ont des effets significatifs (12% et 13% respectivement).



**Figure 4.31** : Facteurs d'importance dans les sections de la poutre du pont : (a) l'appui B, (b) travée 1 et (c) travée 2

Les résultats marquants de cette analyse montrent que, l'effet des incertitudes du sol est beaucoup plus élevé pour les moments négatifs au niveau des appuis internes que pour les moments positifs dans les nus de la poutre du pont. De plus, l'interaction sol-structure aléatoire a un effet très

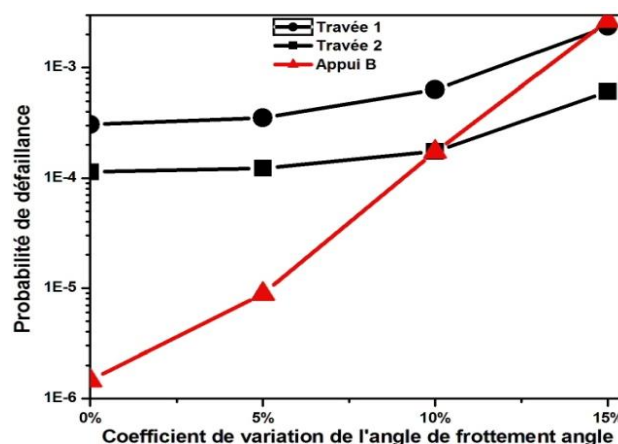
important sur la sécurité des ponts en béton armé et ne doivent pas être négligés pour la conception sécuritaire de ces ouvrages.

#### 4.4.8.3 Évaluation de la fiabilité de pont

Afin de fournir une évaluation complète du niveau de fiabilité, toutes les principales variables aléatoires devraient être prises en compte dans l'analyse fiabiliste. A cet effet, les variables de chargement sont désormais considérées comme aléatoire, avec les propriétés statistiques indiquées dans le tableau 4.14. La valeur de référence de la probabilité de défaillance est obtenu en tenant compte les propriétés du sol sont déterministe (c'est-à-dire que le chargement et la résistance de la poutre du pont sont considérés comme aléatoire), ce qui est généralement le cas lorsque l'interaction sol-structure est négligée. Cette configuration de référence montre les probabilités de défaillance de  $1,5 \times 10^{-6}$  pour l'appui B,  $3,1 \times 10^{-4}$  pour la travée 1 et  $1,1 \times 10^{-4}$  pour la travée 2.

Afin de comprendre l'effet de la dispersion des variables aléatoires sur le pont, une analyse fiabiliste à été exécutée pour différentes valeurs des coefficients de variation de l'angle de frottement interne du sol. La figure 4.32 montre l'évolution de la probabilité de défaillance en termes de COV de l'angle de frottement interne du sol. L'effet de la dispersion du sol est encore important, bien que le caractère aléatoire de chargement soit considéré.

L'effet de l'angle de frottement interne du sol est beaucoup plus important pour la section transversale à l'appui B, que pour les deux autres sections transversales, ce qui est concordant avec l'analyse effectuée dans la section 4.4.8.2.



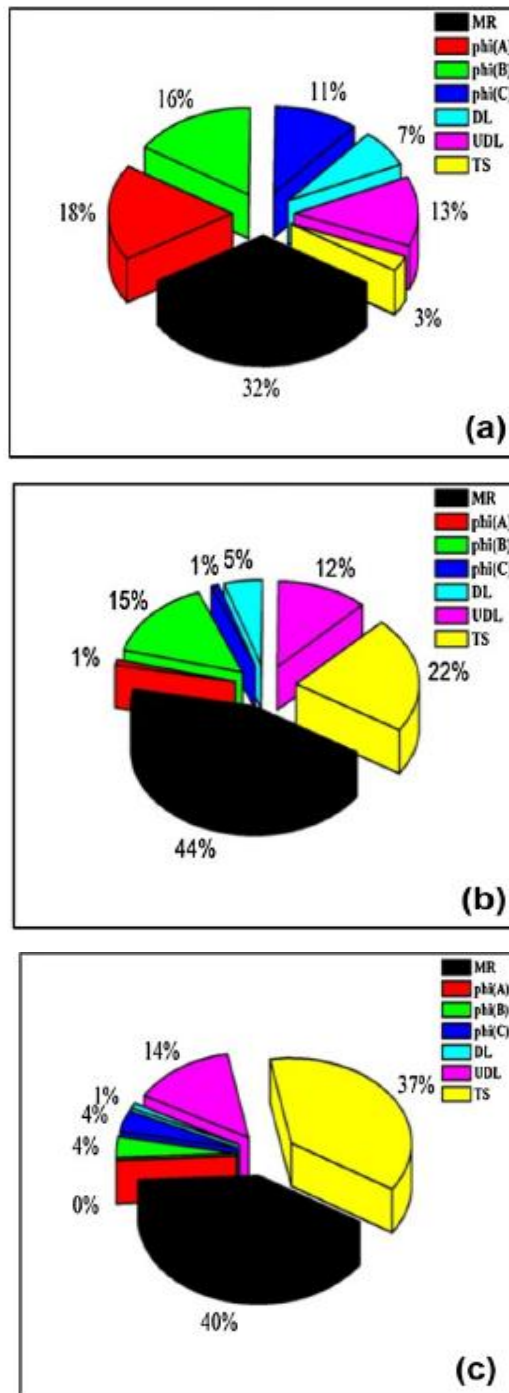
**Figure 4.32** : Probabilité de défaillance en fonction de la dispersion de l'angle de frottement.

Dans le cas d'un COV de 10% pour l'angle de frottement, les facteurs d'importance sont représentés sur la figure 4.33 pour les trois sections de la poutre du pont.



La fiabilité en section transversale A, B et C est très sensible aux variations d'angles de frottement du sol, (la somme des quatre facteurs d'importance est égale 45%).

L'effet de l'interaction sol-structure diminue pour la section transversale de la travée 1 (17%) et encore plus pour la section transversale de la travée 2 (9%).



**Figure 4.33:** Facteurs d'importance des paramètres du modèle: (a) appui B, (b) travée 1 et (c) travée

Le tableau 4.15 représente les résultats d'un calcul de fiabilité pour les trois sections de la poutre du pont avec le COV de l'angle de frottement interne du sol de 0, 5, 10 et 15%. On voit clairement que lorsque le COV est inférieur à 5%, l'effet d'incertitudes de l'interaction sol-structure peut être négligé. Toutefois, lorsque le COV atteint 10%, son effet devient significatif, en particulier pour la section transversale de l'appui. Enfin, lorsque ce coefficient atteint 15%, l'importance des incertitudes de l'angle de frottement interne du sol devient obligatoire pour la fiabilité globale de la structure. A ce niveau, le facteur de l'importance est de 71,3% pour l'appui B, 45,3% pour la travée 1 et 36,7% pour la travée 2.

Ce tableau indique aussi que si nous prenons un grand coefficient de variation de l'angle de frottement interne du sol, les résultats des calculs des ponts en béton armé avec un comportement linéaire du sol sont différents. Donc, se reflète le rôle important de la variabilité du sol et l'interaction sol-structure en statique dans la conception des ponts en béton armé.

**Tableau 4.15** : Résultats de fiabilité des sections de la poutre du pont pour différents COV de l'angle de frottement

Section	COV (%)	$P_f$	Facteurs d'importance				
			$\varphi$ (%)	MR(%)	DL(%)	UDL(%)	TS(%)
Appui B	0	1.46E-06	0.0	68.2	7.8	19.0	4.9
	5	8.84E-06	12.0	55.6	8.6	19.1	4.6
	10	1.73E-04	45.5	31.9	7.1	12.6	2.8
	15	2.66E-03	71.3	15.3	4.7	7.0	1.7
Travée 1	0	3.07E-04	0.0	53.9	5.0	13.2	27.9
	5	3.52E-04	2.3	52.5	5.1	13.1	27.0
	10	6.32E-04	17.0	43.7	5.5	11.8	21.9
	15	2.37E-03	45.3	27.5	5.4	8.5	13.3
Travée 2	0	1.14E-04	0.0	43.4	0.9	14.4	41.4
	5	1.23E-04	1.0	43.5	1.0	14.7	39.8
	10	1.74E-04	8.1	39.9	1.2	13.9	36.9
	15	6.08E-04	36.7	27.3	1.8	10.8	23.4

#### 4.5 Conclusion de la deuxième partie

La deuxième partie de ce chapitre présente une évaluation de l'effet de l'incertitude liée aux paramètres du sol sur la fiabilité des ponts en béton armé, à travers l'examen de l'effet de l'interaction sol-structure. L'analyse fiabiliste est basée sur une méthode d'approximation du premier ordre de type (FORM) pour déterminer la probabilité de défaillance de trois sections critique de la poutre du pont. L'angle du frottement interne du sol, le moment résistant de la poutre du pont et le chargement

est modélisés par variables aléatoires. L'analyse des résultats obtenus a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La prise en compte de la non linéarité du sol diminue la fiabilité du système sol-structure. Ce résultat permet d'évaluer la résistance qui doit être prise en considération dans le dimensionnement des ponts en béton armé. Par conséquent, il est important d'établir une étude fine d'identification de l'effet de l'interaction sol-structure afin d'aboutir à un dimensionnement plus économique et plus fiable des ponts en béton armé.
- Il a été démontré que l'utilisation de l'hypothèse d'un appui rigide, qui est très utilisée dans la pratique d'ingénierie, conduit à une surestimation importante de la fiabilité du pont, qui ne remplit pas les principes de robustesse et de précaution dans l'étude des ponts en béton armé. Il est donc recommandé de modéliser correctement le comportement du sol, y compris les non-linéarités et les variabilités.

## Conclusion générale et perspectives

L'objectif principal de ce travail de recherche consiste à développer une méthodologie basée sur la théorie de la fiabilité, pour déterminer et comparer l'évolution de la probabilité de défaillance, des ponts typiques en béton armé en considérant la variabilité de certains paramètres de cisaillement du sol. Afin d'atteindre cet objectif, un modèle numérique a été développé, et un programme en élément finis fonctionnant sous le logiciel MATLAB intègre une poutre à plusieurs travées sur des appuis élastiques non linéaires dans l'analyse fiabiliste utilisant le logiciel de calcul «LIFEREL». L'analyse fiabiliste est basée sur une méthode d'approximation du premier ordre de type (FORM) qui est considérée adéquate pour déterminer la probabilité de défaillance des différents états limites. Le modèle mécanique développé a été utilisé pour comparer la fiabilité des ponts en béton armé, en tenant compte la variabilité des propriétés de cisaillement du sol. Pour ce faire, les variabilités du sol et de la structure sont modélisées par des distributions aléatoires en fonction des données disponibles dans la littérature. Le couplage mécano-fiabiliste a été développé pour permettre l'évaluation du niveau de fiabilité de la structure. Les variables aléatoires considérées dans l'étude fiabiliste sont le moment résistant de la structure, les actions transmises au sol, ainsi que ses propriétés mécaniques.

L'étude paramétrique a montré que la variation de l'angle de frottement interne du sol affecte de façon significative le tassement du pont, puisque une diminution de l'angle de frottement conduit à une augmentation de déformation du sol. La prise en compte de ce paramètre du sol est obligatoire pour la sécurité du pont, car elle joue un rôle très important dans la redistribution des moments dans le pont. Cette étude paramétrique a permis de déduire aussi que la contrainte de confinement du sol présente l'influence la plus significative sur la stabilité et la déformation des ponts en béton armé.

L'analyse des résultats de l'étude déterministe obtenus a permis de mettre en évidence les conclusions suivantes :

- L'effet de l'interaction sol-structure est très significatif dans la travée et sur l'appui de la poutre du pont en béton armé.
- La considération de l'interaction sol-structure sur le comportement de la fondation du pont est fortement influencée par le comportement réel du sol.

- La prise en compte du non linéarité du sol diminue la fiabilité du système sol-structure. Ce résultat permet d'évaluer la résistance qui doit être prise en considération dans le dimensionnement des ponts en béton armé. Par conséquent, il est important d'établir une étude fine d'identification de l'effet de l'interaction sol-structure afin d'aboutir à un dimensionnement plus économique et plus fiable des ponts en béton armé.

L'analyse fiabiliste nous permet d'évaluer la sécurité des ponts en béton armé en fonction des incertitudes des paramètres du sol. En outre, les résultats obtenus indiquent que les effets de l'interaction sol-structure et l'incertitude des paramètres du sol doivent être pris en compte dans l'évaluation de la fiabilité des structures en béton armé. Cette analyse peut avoir un impact significatif sur les règles de conception de structures en béton armé, en particulier lorsque de grandes incertitudes du sol sont impliqués.

Les travaux rapportés dans cette thèse représente une nouvelle approche pour évaluer la probabilité de défaillance des ponts en béton armé en tenant compte de la variabilité des sols avec un comportement non-linéaire, en plus de la variabilité de la résistance de la structure et de la charge appliquée. Les nouveautés de cette étude sont :

- Le développement d'un modèle probabiliste couplé du comportement non linéaire du sol. Ce modèle est établi en tenant compte du caractère aléatoire des données *in situ*, puis en introduisant ces données aléatoires dans la loi de comportement non linéaire du sol sous les fondations.
- Le développement d'une procédure d'analyse mécano-fiabiliste d'interaction sol-structure pour étudier la propagation de l'incertitude liée au comportement intrinsèque du sol.
- La quantification de l'impact de la variabilité du sol, montre une grande importance d'interaction sol-structure sur la fiabilité des ponts en béton armé, surtout lorsque la non-linéarité du sol est considéré. Lorsqu'un grand coefficient de variation COV de l'angle de frottement interne du sol est considéré, les résultats sont très différents du cas des structures d'appui rigides, et que la réduction significative de l'angle de frottement, conduit à la réduction de la rigidité du sol, et par conséquent des grands déplacements et des forces internes plus élevés dans la structure. Par conséquent, l'interaction sol-structure et la variabilité du sol est importante pour l'évaluation de la fiabilité des ponts en béton armé, ce qui est fortement amplifié par des non-linéarités.

Ce travail de thèse a permis de développer la compréhension du comportant des ouvrages en béton armé en tenant compte de la variabilité du sol. Cependant, il semble utile d'assurer sa continuité par le développement de certains éléments :

- Tenir compte de l'effet du tassement, dans la répartition des efforts internes dans la structure, et sur les ouvrages sensibles au déplacement différentiel (fondations de structures hyperstatiques) et aux pressions de contact entre le sol et l'ouvrage.
- Tenir compte de l'effet des déformations du sol à long terme (consolidation, fluage,...), ainsi que le comportement non linéaire des structures en béton armé.

## Références bibliographiques

- [1] AFNOR. Eurocodes structuraux - base de calcul des structures. Association Française de Normalisation, NF EN 1990, 2003.
- [2] Agul, F. et D.M. Frangopol. Lifetime performance analysis of existing reinforced concrete bridges i : Theory. *Journal of Infrastructure Systems*, 11(2), 122-128, 2005a.
- [3] Akgül, F. et D.M. Frangopol. Lifetime performance analysis of existing reinforced concrete bridges i i: Application. *Journal of Infrastructure Systems*, 11(2), 129-141, 2005b.
- [4] Baecher, G.B., Christian, J.T. *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Chichester. John Wiley Publications, 605p, 2003.
- [5] Bastidas-Arteaga, E., P. Bressolette, A. Chateauneuf et M. Silva S. Probabilistic lifetime assessment of rc structures under coupled corrosion-fatigue deterioration processes. *Structural Safety*, 31, 84-96, 2009.
- [6] Bourne-Webb, P. J., Potts, D. M. & Rowbottom, D. Plastic bending of steel sheet piles. *Geotechnical Engineering*, 160, 129-140, 2007.
- [7] Bowles J.E. *Foundation analysis and design*. Fifth Edition. McGraw-Hill International Editions. Civil Engineering Series. ISBN 0-07-118844-4, 1996.
- [8] Breysse, D., Niandou, H., Elachachi, S.M., Houy, L. Generic approach of soil–structure interaction considering the effects of soil heterogeneity. *Geotechnique* 55 (2), 143–150, 2005.
- [9] Chateauneuf, A. *Optimisation de la maintenance par la fiabilité*. Cours Master Génie Civil, Université de Limoges, 54p, 2009.
- [10] Cremona, C. *Approche probabiliste de la performance des structures*. Hermes, Lavoisier, Paris, 435p, 2010.
- [11] Cornell, C.A. A probability-based structural code. *Journal of the American Concrete Institute*, 66, 974–985, 1969.
- [12] Cherubini, C., Giasi, I., and Rethati, L. The coefficient of variation of some geotechnical parameters. *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Edited by Li, K.S., and Lo, S-C.R., A.A. Balkema, Rotterdam, pp 179-183, 1993.
- [13] Dowrick, David J. *Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects*, Second Edition. 540 p, 1987

- [14] Denis A., Elachachi S.M., Ni-Andou H., Chrétien M. Influence du retrait et de la variabilité naturelle des sols argileux sur le comportement des fondations de maisons individuelles. *Revue française de géotechnique*, 120-121: 165-174, 2007.
- [15] Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., and Mabry, P. Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Report No. UBC/GT/80-01. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, 1980.
- [16] Dreier Damien. Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux. Ph.D., Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 155 p, 2010.
- [17] Ditlevsen, O., Madsen, H.O. Structural reliability methods, John Wiley & Sons, 1996.
- [18] Duncan, JM. Factor of safety and reliability in geotechnical engineering. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (7), 577-596, 2000.
- [19] Duncan, J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.96, No M 5, PP. 1629-1653, 1970.
- [20] Denis, A., Elachachi, S.M., Niandou, H. Effects of longitudinal variability of soil on a continuous spread footing, *Engineering Geology* 122, 179-190, 2011.
- [21] El hassan Jinane, Philippe Bressolette, Alaa Chateaneuf , Khaled El Tawil et al., Reliability-based assessment of the effect of climatic conditions on the corrosion of RC structures subject to chloride ingress. *Engineering Structures*, Volume 32, Issue 10, October 2010, Pages 3279-3287, 2010.
- [22] Elachachi, S.M., Breysse, D., Houy, L. Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. *Computers and Geotechnics*, 31, 365 -641, 2004.
- [23] Elachachi, S.M., Breysse, D., Denis, A. The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes. *Computers and Geotechnics* 43, 61-71, 2012.
- [24] Eurocode 1. Actions on structures-part 2: traffic loads on bridges. EN 1991-2: 2003. Actions on structures-part 1-5: general actions-thermal actions. EN 1991-1-5: 2003.
- [25] Eurocode 2. Design of concrete structures-part 1-1: general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1: 2004.
- [26] Frantziskonis G., Breysse D. Influence of soil variability on differential settlements of structures. *Computers and Geotechnics*, vol. 30, pp. 217-230, 2003.



- [27] Franzius J.N., Potts D.M., Burland J.B. The influence of soil anisotropy and K-0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, vol. 55, pp. 189-199, 2005.
- [28] Fenton, G., Griffiths, M. Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (5), 381–390, 2002.
- [29] Frank. R, O. Thepot. Etude en petites déformations de l'interaction entre une fondation superficielle et une conduite enterrée. *Revue Européenne de Génie Civil* 9, 9-10, 1095-1109, 2005.
- [30] Fontan, M., A. Ndiaye, D. Breysse, F, Bos, C. Fernandez. Soil–structure interaction: Parameters identification using particle swarm optimization, *Computers and Structures* 89 1602–1614, 2011.
- [31] Favre, J.L. *Géotechnique, Sécurité des ouvrages risqués : modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques*. Technosup, 320p, 2004.
- [32] Fenton, G.A., Griffiths D.V. Bearing capacity prediction of spatially random c- $\phi$  soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 54-65, 2003.
- [33] Fenton, G.A., and Griffiths, D.V. Three dimensional probabilistic foundation settlements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131(2), 232-239, 2005.
- [34] Gazetas, George. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, no Compendex, p.p. 1363-1381, 1991.
- [35] Gerolymos, Nikos, et George Gazetas. Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, no Compendex, p.p. 363-376, 2006a
- [36] Grange, S. *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique*. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France, 2008.
- [37] Grange, S., Kotronis, P. et Mazars, J. A macro-element for a circular foundation to simulate 3D soil-structure interaction. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(10):1205–1227, 2008.
- [38] Hetényi M. *Beams on elastic foundation; theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering*. Ann Arbor, The University of Michigan Press, 1946.
- [39] Houlsby G.T., Cassidy M.J., Einav I. A generalised winkler model for the behaviour of shallow foundations. *Géotechnique*, vol. 55, n°6, pp. 449-460, 2005.
- [40] Houy, L., Breysse, D., Denis, A., Influence of soil heterogeneity on load redistribution and settlement of a hyperstatic 3-support frame. *Geotechnique* 55 (2), 163–170, 2005.

- [41] Higgins, C., T.K. Daniels, D.V. Rosowsky, T.H. Miller et S.C. Yim. Assessment and risk ranking of conventionally reinforced concrete bridges for shear." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1928), 110-117, 2005.
- [42] Hong. Effect of reinforcement corrosion on reliability of bridge girders. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 19(1), 67-85, 2002.
- [43] Harr, M. E. Reliability-based design in civil engineering. McGraw-Hill Book Company, New York, 290p, 1987.
- [44] Hasofer, A. M., et Lind, N. C. Exact and invariant second-moment code format. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 100(1), 111-121, 1974.
- [45] Holicky, M., Relief, J.V, Dunaiski, P.E. The reliability basis of design for structural resistance. *Proc SEMC 2007*. Rotterdam: Millpress; 2007.
- [46] Imanzadeh, S., Denis, A., Marache, A. Foundation and overall structure designs of continuous spread footings along with soil spatial variability and geological anomaly. *Engineering Structures* 71 (2014) 212–22, 2014.
- [47] Jahangir, E., Deck, O., Masrouri, F. An analytical model of soil-interaction with swelling soil during droughts. *Computers and Geotechnics* 54, 16-32, 2013.
- [48] Jahangir, Emad. Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. Ph.D., Institut National Polytechnique de Lorraine, Université de Nantes, France; 2008. 278 p.
- [49] Jafar Sobhani, Ali Akbar Ramezani pour. Service life of the reinforced concrete bridge deck in corrosive environments: A soft computing system. *Applied Soft Computing* 11, 3333–3346, 2011.
- [50] Janbu, N. Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial tests. *Proc. European Conf. on Soil Mech. Found. Eng (ECSMFE)*, Wiesbaden, Vol1, pp.19-25, 1963.
- [51] Jeremic, Boris, Guanzhou Jie, Matthias Preisig et Nima Tafazzoli. Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 38, no Compendex, p.p. 699-718, 2009.
- [52] Jeremic, Boris, Matthias Preisig et Guanzhou Jie. *Computational Geomechanics: Lectures Notes* ». In. Davis, Caifornia, 2009.

- [53] Kulhawy, F.H. On evaluation of statistic soil properties in stability and performance of slopes and embankments. II (GSP31), ASCE, Edited by seed, R.B and Boulanger, R.W., New York, 95-115, 1992.
- [54] Konder, R.L. Hyperbolic stress-stain response: cohesive soils. Journal of the soil Mechanic and Foundation Division, ASCE, 89(1):115-143, 1963.
- [55] Langlois A.M. Influence de l'endommagement sur la fiabilité structurale de ponts en béton armé : étude de cas. M.Sc., Université Laval, Québec 216 p, 2010.
- [56] Lance A. R, Misra A. Reliability-based design of deep foundations based on differential settlement criterion. Canadian Geotechnical Journal 46, 168–176, 2009.
- [57] Liang, M.T. et J.J. Lan. Reliability analysis for the existing reinforced concrete pile corrosion of bridge substructure. Cement and Concrete Research, 35, 540-550, 2005.
- [58] Lemaire, M. (). *Fiabilité des structures*. Hermes, Lavoisier, Paris, 506p, 2005.
- [59] Magnan, J.P. Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols. Presses de l'Ecole Notionnels des Ponts et Chaussées, Paris, 204p, 1982.
- [60] Mao, N., Al-Bittar, T., Soubra, A. Probabilistic analysis and design of strip foundations resting on rocks obeying Hoek–Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 49, Pages 45-58, 2012.
- [61] Marsh, P.S. et D.M Frangopol. Reinforced Concrete Bridge deck reliability model incorporating temporal and spatial variations of probabilistic corrosion rate sensor data. Reliability Engineering and System Safety, 93Sun, J. et H.P, 2008.
- [62] Madsen et al. Madsen, H. O., Krenk, S. et Lind, N. C. (1986). Methods of structural safety. Prentice - Hall, 1986.
- [63] Melchers, R.E. Structural reliability, analysis and prediction. Toronto, John Wiley & Sons, 437 p, 1999.
- [64] Meek, Jethro W., et John P. Wolf. Cone models for embedded foundation. Journal of geotechnical engineering, vol. 120, no Compendex, p.p. 60-80, 1994.
- [65] Morfidis K., Avramidis I.E. Formulation of a generalized beam element on a two-parameter elastic foundation with semi-rigid connections and rigid offsets. Computers and Structures, vol. 80, pp. 1919-1934, 2002.

- [66] Mohammadkhani-Shali. Contribution à l'étude de la redondance dans les ponts : analyses des mécanismes de défaillance par surface de réponse. Ph.D., École Nationale des Ponts et Chaussées, ENPC Paris, France, 197 p, 2007.
- [67] Mylonakis, George, Sissy Nikolaou et George Gazetas. Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, no Compendex, p.p. 824-853, 2006.
- [68] Mylonakis, George, Aspasia Nikolaou et George Gazetas. Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft Soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, no 3, p.p. 337-359, 1997.
- [69] Natick, MA. Sarveswaran, V., Roberts, M.B. et Ward, J.A. Reliability assessment of deteriorating reinforced concrete beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures and Buildings*, Vol. 140, No.3, p.239-247, 2000.
- [70] Nowak, A.S. System reliability models for bridge structures, *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, 52(4), p.321-328, 2004.
- [71] Noorzai, J., Godbole, P. N. & Viladkar, M. N. Nonlinear soil-structure interaction of plane frames-a parametric study. *Computers & Structures*, 49, 561-566, 1993.
- [72] Nguyen X.S., Algorithmes probabilistes appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2007.
- [73] Nour, A., Slimani, A., and Laouami, N. Foundation settlement statistics finite element analysis. *Computers and Geotechnics* 29, pp. 641-672, 2002.
- [74] Niandou, H., Breyse, D. Reliability analysis of a piled raft accounting for soil horizontal variability. *Computer and Geotechnics* 34, 71–78, 2007.
- [75] Neves, R., Chateauneuf, A., Venturini, S. Component and system reliability analysis of nonlinear reinforced concrete grids with multiple failure modes, *Structural Safety*, 30(3), pp. 183-199, 2008.
- [76] Pecker, Alain. *Dynamique des sols*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1984.
- [77] Potts, D. M. & Zdravkovic, L. *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*, London, Thomas Telford, 2001.
- [78] Plamondon, M. Étude de l'influence de l'endommagement sur la fiabilité d'un pont existant en béton armé. M.Sc., Université Laval, Québec 183 p, 2008.

- [79] Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36, 612–624, 1999.
- [80] Phoon, K., Kulhawy, F.H, Grigoriu, M.D. Reliability-based design of foundations for transmission line structures. Research Project 1493-04. Geotechnical Engineering Group. Ithaca, New York, 1995.
- [81] Robert-Nicoud Y, Raphael B, Burdet O, Smith IFC. Model identification of bridges using measurement data. *Eng Struct*; 20:118–31, 2005.
- [82] Roy, R. & Dutta, S. C.. Differential settlement among isolated footings of building frames: the problem, its estimation and possible measures. *International Journal of Applied Mechanics and Engineering* 6, 165-186, 2001.
- [83] Reda Farag. Probabilistic pseudostatic analysis of pile in laterally spreading ground: Two layer soil profile. *Ain Shams Engineering Journal*, 5,343-354, 2014.
- [84] Silva, R.C. Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé." Ph.D., École Nationale des Ponts et Chaussées, ENPC Paris, France.241 p, 2004.
- [85] Stewart, M.G. "Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams." *Structural Safety*, 31, 19-30, 2009.
- [86] Srivastava. A, G.L. Sivakumar Babu. Effect of soil variability on the bearing capacity of clay and in slope stability problems. *Engineering Geology* 108, 142–152, 2009.
- [87] SETRA. Théorie de la fiabilité application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art. Rapport d'études, 143 pages, 2012.
- [88] Selig, E.T. Soil parameters for design of buried pipelines. *Pipeline Infrastructure*, B.A. Bennett, Ed., ASCE, New York, NY, pp.99-116, 1988.
- [89] Villaverde, Roberto. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*, 1st edition. CRC Press, 949 p, 2009.
- [90] Viladkar, M. N., Karisiddappa, Bhargava, P. & Godbole, P. N. Static soil–structure interaction response of hyperbolic cooling towers to symmetrical wind loads. *Engineering Structures*, 28, 1236-1251, 2006.
- [91] Viladkar, M. N., Karisiddappa, Bhargava, P. & Godbole, P. N. Static soil–structure interaction response of hyperbolic cooling towers to symmetrical wind loads. *Engineering Structures*, 28, 1236-1251, 2006.
- [92] Winkler E. *Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit*. 1st Edition, H. Dominicus, Prague, 1867.

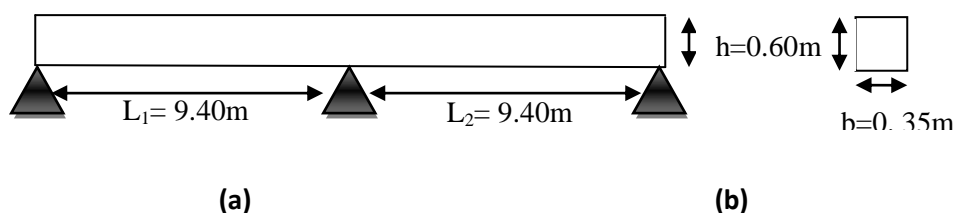
- [93] William, H, Press., Saul A, Teukolsky., William T, Vetterling., Brian P, Flannery. Numerical Recipes. Second Edition. Cambridge University Press,1992.
- [94] Youssef Abdel Massih, D. Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches fiabiliste. Ph.D., Faculté des sciences et des Technique, Université de Nantes, France, 267 p, 2008.
- [95] Zolghadr, Z. Partitioned Analysis of Nonlinear Soil-Structure Interaction. Ph.D, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London, 331 p, 2009.

# Annexe A

## Dimensionnement d'un pont en béton armé suivant l'Eurocode

### 1. Pont à poutres en béton armé de 18,80 m de portée :

C'est un pont en béton armé composé de deux travées ayant chacune une portée d'environ 9,40m. Le pont a une longueur totale de 18,80 m et une largeur d'environ 10,10m. Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé d'épaisseur  $e=30\text{cm}$  reposant sur quarts poutres en béton armé de hauteur total  $h_t=60\text{cm}$  et de largeur  $b=35\text{cm}$  ; et de trois entretoises (une au centre et deux d'about) de section  $30\times 70\text{cm}$ . Le tablier repose sur un pile en voiles d'épaisseur  $e=40\text{cm}$  de largeur  $l=10,10\text{m}$  et d'une hauteur approximative  $H=5.70\text{m}$ . Aux niveaux des extrémités, il repose sur deux culées. La section de la poutre en béton armé dont les dimensions sont les suivantes (figure 1) :



**Figure 1:** Section de la poutre : (a) longitudinale (b) transversale.

Cette partie se focalisera sur le pré-dimensionnement et la descente des charges d'un pont en béton armé pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du l'EC1 et l'EC2, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### 2 Action appliquées à l'ouvrage (EC1-1-1 §5.2.3)

Les poids volumiques, ainsi que les tolérances à prendre en compte sont définis par l'Eurocode (EC1). Les actions prises en compte pour dimensionner le pont sont les suivantes :

#### 2.1 Actions sur les structures.

**Tableau (1) :** Tableaux récapitulatifs des charges permanentes sur la poutre

Charges verticales		Charges horizontales	
Permanent	Variables	Permanent	Variables
Poids propre	Charges de trafic (UDL, TS)	Retrait et fluage	Charge de Freinage
Equipement	Gradient thermique	Poussée des terres	Dilatation/Contraction

Toute fois, dans notre cas d'étude, le dimensionnement de pont se fait seulement sous les actions verticales (permanent et variables).

#### 2.2. Actions verticales

Les actions verticales permanentes est faite en considérant la largeur d'une chaussée. Ils ont été calculés de la manière suivante :

**Tableau (2) :** Tableaux récapitulatifs des charges permanentes sur la poutre

Charge	Poids volumique ( $\text{kN/m}^3$ )	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Valeur nominale (kN)
--------	-------------------------------------	---------------	-------------	--------------	----------------------

Poids propre de la dalle	25	0.30	10.10	18.80	1424.10
Poids propre de la poutre x4	25	0.6	0.35	18.80	394.8
Revêtement en béton bitumineux	24	0.08	7	18.80	252.67
Étanchéité	24	0.03	10.10	18.80	136.71
Barrière BN4x2	0.70 KN/ml			18.80	26.32
Béton trottoirx2	25	0.20	1.55	18.80	291.4
Corniche métallique x2	0.70 KN/ml			18.80	26.32
Total					<b>2552.32</b>

Le poids total du tablier est :  $g=2577.62$  kN, soit par ml est  $g=135.76$  kN/ml.

### 2.3. Action du trafic routier (EC1-2 §4)

#### a. Découpage de la chaussée

La largeur chargeable ( $w$ ) est définie entre les bordures. La chaussée est ensuite découpée en voie conventionnelle et aire résiduelle. Le chargement du tablier dépend du nombre des voies conventionnelles. Il est défini de la manière suivante :

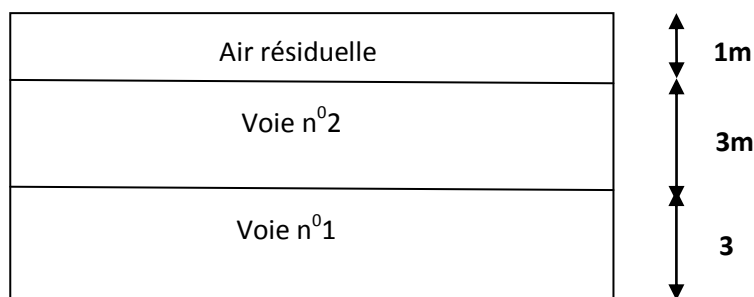
**Tableau (3) :** Nombre des voies conventionnelles.

Largeur de chaussée	Nombre de voies	Largeur d'une voie	Largeur de l'aire résiduelle
$w < 5,4$ m	$n = 1$	3,0 m	$w - 3,0$ m
$5,4 \text{ m} < w < 6,0$ m	$n = 2$	$w / 2$	0
$6,0 \text{ m} < w$	$n = E(w/3)$	3,0 m	$w - 3m$

Nombre de voie = partie entière  $\left(\frac{w}{3}\right)$ . Pour notre ouvrage aura une largeur de 7m.

Donc  $w=7$ m, ce qui implique deux voies conventionnelles d'une largeur 3m et une aire résiduelle de 1m de large.

L'EC1-2 impose une numérotation des voies.



#### b. Définition des charges

L'EC1-2 regroupe ensuite les différents chargements en groupe de charge (cf. modèle 1 à 4).

Pour notre cas d'étude, le système de chargement qui nous avons choisi est le groupe 1a et le groupe 2 pour le type de charge (LM1), qui considère simultanément une charge uniformément répartie (UDL), couvrant la plupart des effets du trafic des camions et des voitures, un tandem (TS) (des charges concentrées à double essieu) sur chaque voie conventionnelle et des charges sur les trottoirs (QT). Il convient d'utiliser ce modèle pour les vérifications générales et les vérifications locales.



**Tableau (4) :** Description des charges dans l'Eurocode.

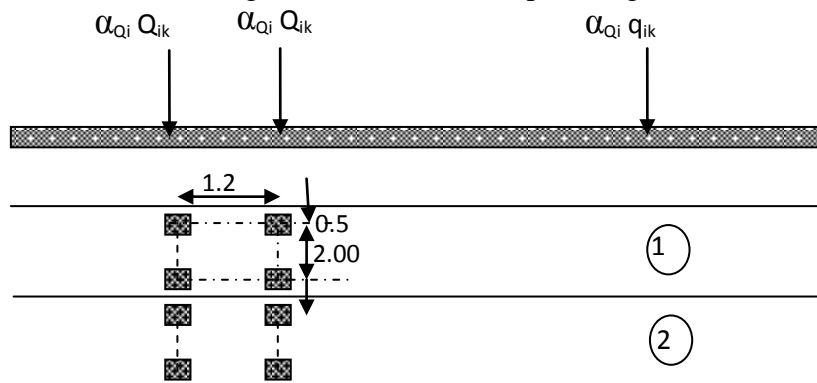
Dénomination	Description
<b>G</b>	Poids propre de la poutre et superstructure
<b>TS</b>	Charges de tandem sur les voies conventionnelles n°1 et 2.
<b>UDL</b>	Charge réparties sur la chaussée
<b>QT</b>	Charge de trottoir dans la combinaison du groupe 1a

**Groupe 1a** = LM1 (TS +UDL)+ Charge de trottoir de combinaison.

**Groupe 2** =LM1 (valeur fréquente : 0.75TS + 0.40UDL).

### c. Valeurs caractéristiques

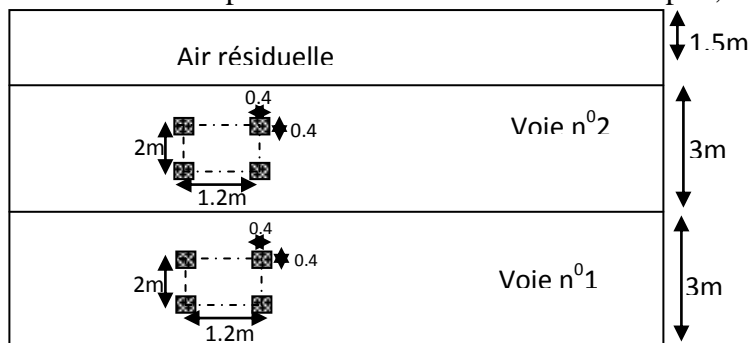
L'intensité des charges réparties et du tandem dépendent du numéro des voies. Les valeurs caractéristiques fournis par l'Eurocode inclus le coefficient de majoration dynamique. Les coefficients  $\alpha_Q$  et  $\alpha_q$  sont définis par l'annexe nationale en fonction de la classe de trafic de l'ouvrage. La numérotation des voies sera attribuée de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Les détails du modèle de charge LM1 sont illustrés par la figure (4) suivante :



**Figure 2.** Application du modèle de charge 1(LM1).

### d Schéma de surface d'impact du tandem

Il faut noter que le nombre de tandem par voie est fixe à un tandem complet, circulant dans l'axe de la voie.



**Figure 3 :** Schéma de surface d'impact du tandem.

Les coefficients d'ajustement  $\alpha_0$  et  $\alpha_q$  sont définis par l'annexe nationale en fonction de la classe de trafic de l'ouvrage. Trois classes sont prévues par L'ENV1991-3DAN

**Tableau (5) :** Les coefficients d'ajustement.

	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	$\alpha_{qr}$
1 <sup>er</sup> Classe	1	1	1	1	1
2 <sup>ème</sup> Classe	0.9	0.8	0.7	1	1
3 <sup>ème</sup> Classe	0.8	0.5	0.5	1	1

Considérant que l'ouvrage de par sa position géographique, une voie d'accès, pouvait supporter un trafic lourd, il se trouve dans la deuxième classe de trafic.

**Tableau (6)** : Les valeurs caractéristiques fournis par l'Eurocode inclus le coefficient de majoration dynamique.

Emplacement	TS $Q_k$ (KN)	Coefficient $\alpha_Q$	TS (KN)	UDL $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Coefficient $\alpha_q$	UDL (kN/m <sup>2</sup> )
Voie n°1	300	0.8	<b>240</b>	9	1	<b>9</b>
Voie n°2	200	0.8	<b>160</b>	2.5	1	<b>2.5</b>
Air résiduelle ( $q_{rk}$ )	0	0	<b>0</b>	2.5	1	<b>2.5</b>

Lors de la modélisation du tablier (modèle numérique), on obtient les charges totales en additionnant les charges de chacune des voies. On obtient dans notre cas :

**Tableau (7)** : Trafic routier " chargement des voies".

	Chargement global
UDL	98 KN/ml
TS	400 KN/essieu

Le diagramme illustre le chargement global sur une section de tablier. Il se compose de deux charges ponctuelles de 400 KN, représentées par des flèches verticales descendantes, et d'une charge uniformément répartie de 98 KN/ml, représentée par une série de flèches verticales descendantes continues.

### e Action sur les trottoirs (EC1-1-1 §5)

En l'absence de charge sur la chaussée, les trottoirs et pistes cyclables reçoivent une densité uniforme de charges verticales. La charge de trottoir uniformément répartie à prendre en compte est forfaitaire.  $Q_{fk} = 5KN / m^2$

### 2.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons entre les charges permanentes et les charges variables à considérer de cette étude à l'E.L.U et l'E.L.S sont illustrés dans le tableau 8. Ces combinaisons ont été données par l'Eurocode.

**Tableau (8)**: Combinaisons d'actions à l'E.L.U et à l'E.L.S suivant l'EC2

Combinaisons à l'E.L.U		Combinaisons à l'E.L.S	
Charges permanentes	Charges variables	Charges permanentes	Charges variables
1.35G	1.35(TS + UDL + QT) 1.35(0.75TS + 0.4UDL)	G	TS + UDL + QT 0.75TS + 0.40UDL

### 2.5 Matériaux

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de la résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Nous avons comme données les caractéristiques du béton :

- La résistance du béton à la compression 28 jours  $f_{ck} = 20MPa$
- La résistance du béton à la traction 28 jours  $f_{ctm} = 2,2MPa$

Pour l'acier (S400), nous connaissons la limite élastique  $f_{yk} = 400MPa$ ; et le module de Young :  $E_s = 200GPa$ . Les combinaisons de charges variables sont effectuées avec le module d'élasticité sécant du béton  $E_m = 30GPa$ , et pour les combinaisons de charges permanentes sont effectuées avec le module d'élasticité effectif du béton  $E_{c,eff} = 11,1GPa$ . L'ouvrage est dans la classe d'exposition XD3, et de classe structurale : S4 (cf. la classe structurale recommandée par l'Eurocode2 pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans est S4), l'enrobage  $C_{nom}$  à cette classe d'exposition est égal à 5 cm.

### 3. Analyse déterministe

Avant d'aborder l'analyse déterministe, on se propose de présenter dans ce paragraphe le modèle numérique de calcul des ponts en béton armé soumis à un chargement statique quelconque.

#### 3.1 Descriptif du modèle numérique

Après avoir défini les sollicitations agissant sur la poutre, et pour étudier l'effet de la variabilité des propriétés du sol sur le calcul des moments de flexion à l'ELU, nous avons modélisés le pont avec un modèle de poutre à deux travées soumise à différentes charges réparties (G, UDL et QT) ou concentrées (TS).

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre sont présentées sur la figure 5 suivantes.

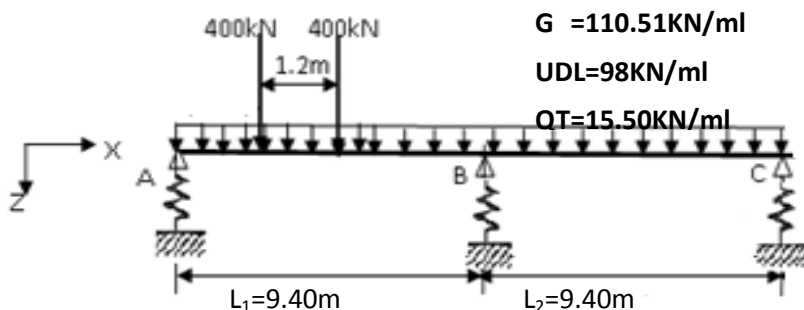


Figure 5 : modèle mécanique de la poutre du pont à deux travées.

#### 3.3. Cas de charge à prendre en compte dans le calcul du moment de flexion

Les différents cas de charge à considérer pour cette poutre continue pour calculer le diagramme des moments enveloppe et les réactions maximaux sur les appuis sont sur les figures suivantes :

- Les deux travées sont chargées en UDL et QT avec la position de la première charge unitaire de convoie se trouve à  $X=5m$ . Cette position donne le moment maximum sur la pile du pont (figure 6).

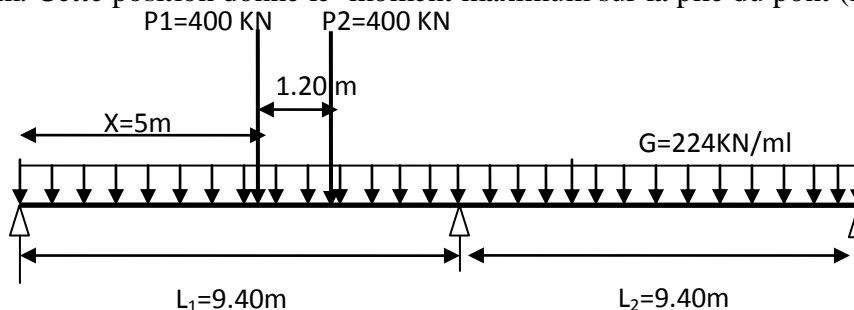
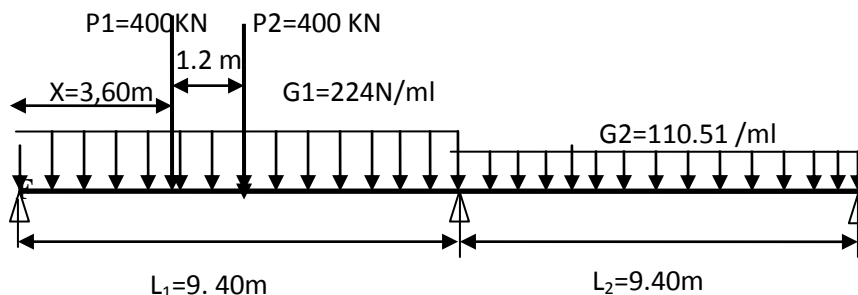


Figure 6 : Schémas statique du 1<sup>er</sup> cas de chargement

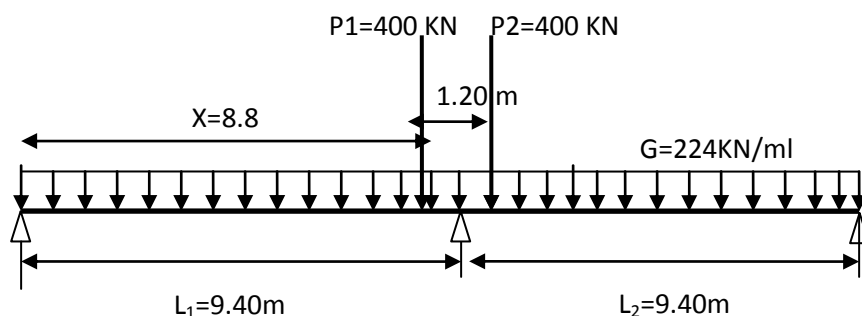
- La travée 1 chargée en UDL et QT et la travée 2 déchargé en UDL et QT, cette position donne le moment maximum en travée 1 du pont (figure 4.9).



**Figure 7 :** Schémas statique du 2<sup>ème</sup> cas de chargement.

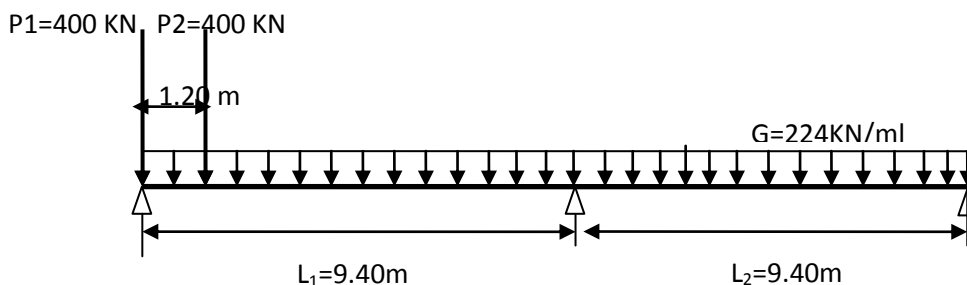
- Pour avoir calculé le déplacement de la pile et la culée du pont, on distingue deux positions différentes du convoie :

1<sup>ère</sup> position du convoie : qui donne la réaction maximale sur la pile du pont (figure 4.10)



**Figure 8 :** Schémas statique du 3<sup>ème</sup> cas de chargement.

2<sup>ème</sup> position du convoie : qui donne la réaction maximale sur la culée du pont (figure 4.11)



**Figure 9 :** Schémas statique du 3<sup>ème</sup> cas de chargement

## 4. Résultats numériques

### 4.1. Détermination des sections dangereuses

Des simulations numériques sur le modèle mécanique présenté sur la figure (4.5) ont été effectuées, pour calculer la section critique, ainsi que la position du convoie qui donne la réaction maximale sur les appuis de la poutre. Les résultats montrent que la section dangereuse se trouve à 3,60 m de l'appui A pour la charge permanente G, les surcharges variables {UDL et QT}, et la surcharge concentrée TS.

Pour la position des deux charges unitaires TS qui donne la réaction maximale sont les suivantes :

- Les culées :  $R_{Amax}=731,4$  kN à l'abscisse  $X=0$ m (le dernier essieu du convoie se trouve sur l'appui A,  $X$  : étant l'abscisse du dernier essieu par rapport à l'origine de l'appui A
- La pile :  $R_{Bmax}= 783,06$  kN à l'abscisse  $X=8.8$  m
- La charges permanente G,  $G_{max}=R_A=R_C= 536,10$  kN, et  $R_B=1776,17$  kN

- La charges variable du trafic routier UDL :  $R_A=R_C= 348,9$  kN et  $R_B=1144,4$  kN
- La surcharges sur du trottoir QT :  $R_A=R_C= 54,84$  kN et  $R_B=181,70$  kN.

#### 4.2. Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU et l'ELS

Les calculs des sollicitations à l'ELU ont été effectués avec les deux combinaisons :

$$C1(E.L.U) : 1.35G + 1.35(TS + UDL + QT)$$

$$C2(E.L.U) : 1.35G + 1.35(0.75TS + 0.4UDL)$$

Les calculs des sollicitations à l'E.L.S ont été effectués avec les deux combinaisons :

$$C1(E.L.S) : G + TS + UDL + QT$$

$$C2(E.L.S) : G + 0.75TS + 0.4UDL$$

Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS sous les différentes combinaisons de charges variables (C1 et C2) sont étudiées séparément.

Les résultats obtenus par le modèle numérique des moments maximaux totaux en travées et sur appuis rigides, sous les charges réparties (G, UDL et QT) et les charges concentrées TS, sont montrés dans les tableaux suivants :

**Tableau (9):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU

Résultats ELU		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	3942,68	4595,26
		2	2856,38	3286,50
	C2	1	4279,36	3771,29
		2	2972,43	3002,60

**Tableau (10):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS

Résultats ELS		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	2920,51	3403,90
		2	2115,84	2434,35
	C2	1	3169,90	2793,55
		2	2201,80	2224,15

#### 4.3. Les moments longitudinaux supportés par chaque poutre

Notre pont possède quatre poutres, d'où chaque poutre supporte (1/4) du moment total.

**Tableau (11):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU

Résultats ELU		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	985,67	1148,81
		2	714,09	821,62
	C2	1	1069,84	942,82
		2	743,10	750,65

**Tableau (4.12):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS

Résultats ELS		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	730,12	850,97
		2	528,96	608,61
	C2	1	792,47	698,38
		2	550,45	556,03

#### 4.4. Dimensionnement des armatures

Le dimensionnement des armatures de flexion se fait à l'ELU de résistance (cf. EC2-1-1 §6.1). Le ferrailage longitudinal de l'ouvrage est calculé comme une poutre. La section d'armature minimale pour une poutre est fournie par la formule suivante (cf. EC2-1-1 §9.2.1.1):

$$A_{s,\min} = \max \left( 0.26x \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} x b_t x d; 0.0013x b_t x d \right) \quad (1)$$

Section maximale d'armatures tendues ou comprimées :

$$A_{s,\max} = 0,04A_c \quad (2)$$

d' ou :

$b_t$  = largeur moyenne de la zone tendue

$A_c$  = section de béton.

Le ferrailage longitudinal des poutres est réalisé en flexion simple. Les sections d'armatures trouvées sont comparées au pourcentage d'armature minimale.

**Tableau (12): Résultats des aciers longitudinaux**

Zones	$M_u$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Barre inferieures	Section réelle inferieurs	Barre supérieure	Section réelle supérieure
Travée	1069,84	53,81	21,22	7 HA32	56,30	7HA 20	21,99
Appui central	1148,81	57,67	25,09	8 HA 20	25,13	8 HA32	64,34

Les sections d'armatures trouvées sont à comparer avec le pourcentage d'armature minimale.

$$\text{Section d'armature minimale : } A_{s,\min} = 0.26x \frac{2.9}{500} x 0,35x 0,55 = 2,90 \text{ cm}^2$$

#### 4.5. Vérification des contraintes admissibles à l'ELS (EC2-1-1 §7.1)

\* Contrainte de traction dans les aciers :  $\sigma_s < 0,8f_{yk} = 0,8x500 = 400 \text{ MPa}$

\* Contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_c < 0,5f_{ck} = 0,5x30 = 15 \text{ MPa}$  pour classes exposition XD3.

Sous combinaisons quasi-permanent, la contrainte de compression dans le béton est limitée à :

$$\sigma_c = 0,45x f_{ck} = 0,45x30 = 13.5 \text{ MPa}$$

#### 4.6. Vérification des contraintes sous combinaisons caractéristiques

##### A. Limitation des contraintes (béton et aciers)

On calcul de la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_{bc}$  et vérification de l'acier en traction

##### - Sections de la travée :

As seulement (7 HA 32 pour 56,30 cm<sup>2</sup>), avec  $M_{ELS} = 792,47 \text{ KN/ml}$

- Détermination de la position de l'axe neutre  $y_1$  :

$$\left( \frac{b}{2} \right) y_1^2 - nA_s (d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow \left( \frac{35}{2} \right) y_1^2 - 15x56,30x(55 - y_1) = 0 \quad (3)$$

$$\Rightarrow y_1^2 + 48,25y_1 - 2654,4 = 0 \Rightarrow y_1 = 32,76 \text{ cm}$$

- Détermination de l'inertie de la section homogène :

$$I_1 = \left(\frac{b}{3}\right) y_1^3 + nA_s (d - y_1)^2 = 0$$

$$I_1 = \left(\frac{35}{3}\right) y_1^3 + 15 \times 56,30 x (55 - y_1)^2 = 0 \Rightarrow I_1 = 0,82 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} (\text{MPa}) = \frac{(M_{ELS} (\text{N.m}) x y_1 (\text{cm}))}{I_1 (\text{cm}^4)} = \frac{792,47 \times 10^3 \times 32,76}{0,82 \times 10^6} = 31,66 \text{ MPa} > 0,5 f_{ck} (= 15 \text{ MPa})$$

Dans cette vérification, on s'aperçoit que les sollicitations génèrent des contraintes de compression dans le béton supérieures à la contrainte admissible. Donc, on peut citer les différentes solutions suivantes pour corriger ce problème :

- 1- Changer du béton pour augmenter sa classe de résistance.
- 2- Augmenter la section du béton en augmentant les caractéristiques géométriques de la poutre, ou bien d'augmenter le nombre des poutres.
- 3- Augmenter les sections d'aciers (ajouter des aciers comprimés) pour faire moins travailler le béton en compression.

Dans notre cas, on choisit d'augmenter le nombre des poutres ; le nombre des poutres adoptées est : 07 poutres. Par contre, il faudrait redimensionner les aciers correspondant de cette poutre. Tout fois, dans notre cas, on conserve les sections du béton, et on vérifie donc la limitation des contraintes de compression dans le béton avec le nombre des poutres ajoutées.

Le nouveau poids total du tablier est :  $G=2848.42 \text{ kN}$ , soit par ml est  $g=151.51 \text{ kN/ml}$ .

Les résultats obtenus par le modèle numérique des moments maximaux totaux en travées et sur appuis rigides, sous les charges réparties (G, UDL et QT) et les charges concentrées TS, sont montrés dans les tableaux suivants :

**Tableau (13):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU

Résultats ELU		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	4058,92	4797,76
		2	4395,60	3973,79
	C2	1	4394,92	3489,00
		2	3088,66	3205,10

**Tableau (14):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS

Résultats ELS		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	3006,61	3553,90
		2	3256	2943,55
	C2	1	2201,94	2584,45
		2	2287,90	2374,15

### .7. Les moments longitudinaux supportés par chaque poutre

Notre pont possède sept poutres, d'où chaque poutre supporte (1/7) du moment total.

**Tableau (15):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU

Résultats ELU		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	579,84	685,39
		2	627,94	567,68
	C2	1	424,65	498,42
		2	441,23	457,87

**Tableau (16):** Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS

.Résultats ELS		Moment longitudinal (kN.m)		
		Cas de charge	Travée	Appuis central
Poutre à 02 Travées	C1	1	429,51	507,70
		2	465,14	420,50
	C2	1	314,56	369,20
		2	326,84	339,16

**Tableau (17):** Résultats des aciers longitudinaux (section rectangulaire)

Zones	M <sub>u</sub> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	Barre inférieures	Section réelle inférieurs	Barre supérieure	Section réelle supérieure
Travée	627,94	32,00	-	7 HA25	34,36	-	-
Appui central	685,39	35,02	2,43	1HA20	3,14	5HA32	40,21

Les sections d'armatures trouvées sont à comparer avec le pourcentage d'armature mini.

$$\text{Section d'armature minimale : } A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.35 \times 0.55 = 2,90 \text{ cm}^2$$

### 5. Maîtrise de la fissuration (EC2-1-1 §7.3)

Pour chaque zone de sollicitations critiques, il faut vérifier que la fissuration ne dépasse pas la valeur maximale recommandée. La valeur limite de l'ouverture des fissures ( $w_{\max}$ ) dépend de la classe d'exposition de l'élément considéré (cf. EC2-2-2 /NA §7.3.1). Elle est limitée sous combinaisons quasi-permanente des charges a :

$$w_{\max} = 0.3 \text{ mm pour XD3.}$$

Le calcul devrait s'effectuer sous combinaison de charge quasi-permanente, on conserve la combinaison de charge caractéristique (G+TS+UDL+QT), qui est la plus défavorable.

#### 5.2 Calcul de l'ouverture de fissure à l'ELS

L'ouverture des fissures,  $w_k$ , peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_k = S_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Avec :

$S_{r,\max}$  : Espacement maximal des fissures.

$\varepsilon_{sm}$  : Déformation moyenne de l'armature de béton armé.

$\varepsilon_{cm}$  : Déformation moyenne du béton entre les fissures.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \text{ peut être calculé au moyen de l'expression : } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}; 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

Où :

$\sigma_s$  : est la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, en supposant la section fissurée.

$\alpha_e$  est le rapport  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$ ,  $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$  : Ratio géométrique d'armatures

$h_{c,eff}$  : Hauteur de l'aire de béton tendu associée aux armatures.



$A_{c,eff}$  : est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de hauteur  $h_{c,eff}$ , où  $h_{c,eff}$  est la plus petite des trois valeurs ci-après :  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  ou  $h/2$

$k_t$  : est un facteur dépendant de la durée de la charge

$k_t = 0,6$  dans le cas d'un chargement de courte durée.

$k_t = 0,4$  dans le cas d'un chargement de longue durée.

Les deux zones à vérifier sont : la travée et l'appui central.

### **\*Exemple de calcul**

#### **- La travée**

#### **Hypothèses :**

- Section en T
- Flexion simple
- Calcul des contraintes en section fissurée sous un moment fréquent avec un coefficient d'équivalence moyen acier/béton donné ( $n=15$ )

Section :  $b=0.35m$  ;  $h=0.8m$  ;  $C=5\text{ cm}$  ;  $d=0.85$  ;  $A_s=19,63\text{cm}^2$

Moment à l'E.L.S =  $425\text{ KN.m}$

En flexion simple :  $\sigma_{st} = 316,40\text{ MPa}$  et l'axe neutre :  $x = 30,32\text{ cm}$

Module de Young de l'acier :  $E_s = 200000\text{ MPa}$

Le module d'élasticité sécant du béton :  $E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32837\text{ MPa}$

Avec :  $f_{ck} = 30\text{ MPa}$ , ou par cette formule :

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 32837\text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{32837} = 6.09$$

$k_t = 0.4$  facteur de durée de la charge (chargement de longue durée)

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = b \cdot \min \left( 2,5x(h-d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right) \text{ avec :}$$

$h_{c,eff}$  : hauteur de l'aire de béton tendu associée aux armatures.

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = b \cdot \min \left( 25(h-d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right) = 35x \min \left( 25(90-85); \frac{90-30,32}{3}; \frac{90}{2} \right) = 35x \min(12,5; 19,89; 45) = 437,5\text{cm}^2$$

$$\text{Ratio géométrique d'armatures : } \rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{19,63}{437,5} = 0,044$$

$$f_{ct,eff} = f_{cm} \text{ (si } j > 28 \text{ jours)} = 2.9\text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e x \rho_{p,eff})}{E_s}; 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left( \frac{316,40 - 0,4 \frac{2,9}{0,044} (1 + 6,09 \times 0,044)}{200000}; 0.6 \frac{316,40}{200000} \right)$$

$$D'où : \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max(1,41 \times 10^{-3}; 0,95 \times 10^{-3}) = 1,41 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

1 Calcul de l'espacement final maximal des fissures  $S_{r,max}$  :

La valeur de  $S_{r,max}$  dépend de l'espacement entre les armatures (Cf. EC2-1-1 §7.3.4(3)).

$$S_{r,max} = k_3 \cdot C + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right)$$

D'où :

$\phi$  est le diamètre des barres. Lorsque plusieurs diamètres de barres sont utilisés dans une même section, il convient de retenir un diamètre équivalent  $\phi_{eq}$  (voir EC2).

$C$  est l'enrobage des armatures longitudinales.

$k_1$  est un coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes :

= 0,8 pour les barres à haute adhérence.

= 1,6 pour les armatures ayant une surface effectivement lisse (armatures de précontrainte, par exemple)

$k_2$  est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations :

= 0,5 en flexion.

= 1,0 en traction pure.

Donc, pour  $e=0,07\text{m}$ ,  $5(C+\phi/2)=5(0,05+0,025/2)=0,31\text{m}$

$$\text{Donc : } e \leq 5(C+\phi/2) \text{ d'où : } S_{r,max} = k_3 \cdot C + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right)$$

Avec :

$k_1=0,8$ (barre haute adhérence).

$k_3=0,5$  (flexion pure)

$k_3 = 3,4(25/C)^{2/3} = 2,15$ .

$k_4=0,425$  (valeur recommandée).

$\Phi=25\text{mm}$ .

Lorsque l'espacement des armatures adhérentes excède  $5(c+\phi/2)$  ou lorsqu'il n'y a pas d'armatures adhérentes à l'intérieur du béton tendu, on peut définir une limite supérieure à l'ouverture des fissures en admettant un espacement maximal des fissures :  $S_{r,max} = 1,3(h-x)$

$$D'où : S_{r,max} = 2,15 \times 50 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \left( \frac{25}{0,044} \right) = 204,09 \text{ mm}$$

#### **- Ouverture de fissure:**

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 204,09 \times 1,41 \times 10^{-3} = 0,28 \text{ mm}$$

$w_{max} = 0,30 \text{ mm}$   $w_k < w_{max}$  C'est vérifié ! Mais la marche est faible.

#### **- Appuis centrale**

- Section :  $b=0,35\text{m}$  ;  $h=0,8\text{m}$  ;  $C=5\text{ cm}$  ;  $d=0,85$  ;  $A_s=24,13\text{cm}^2$

- Moment à l'E.L.S =  $507,70\text{ KN.m}$

- En flexion simple :  $\sigma_{st} = 284,12\text{ MPa}$  et l'axe neutre :  $x=30,84\text{ cm}$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = b \cdot \min \left( 25(h-d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right) = 35 \times \min \left( 25(90-85); \frac{90-32,84}{3}; \frac{90}{2} \right) = 35 \times \min(12,5; 19,05; 45) = 437,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ratio géométrique d'armatures : } \rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{24,13}{437,5} = 0,055$$

$$f_{ct,eff} = f_{cm} \text{ (si } j > 28 \text{ jours)} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e x \rho_{p,eff})}{E_s}; 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left( \frac{284,12 - 0,4 \frac{2,9}{0,055} (1 + 6,09 \times 0,055)}{200000}; 0.6 \frac{284,12}{200000} \right)$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max(1,27 \times 10^{-3}; 0,85 \times 10^{-3}) = 1,27 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

2 Calcul de l'espacement final maximal des fissures  $S_{r,max}$  :

$$\text{Donc, pour } e=0,07\text{m, } 5(C+\phi/2)=5(0,05+0,032/2)=0,33\text{m}$$

$$\text{Donc : } e \leq 5(C+\phi/2) \text{ d'où : } S_{r,max} = k_3 \cdot C + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \left( \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right)$$

Avec :

$$k_1=0,8 \text{ (barre haute adhérence).}$$

$$k_3=0,5 \text{ (flexion pure)}$$

$$k_3 = 3,4(32/C)^{2/3} = 2,53.$$

$$k_4=0,425 \text{ (valeur recommandée).}$$

$$\Phi=32\text{mm.}$$

$$\text{D'où : } S_{r,max} = 2,53 \cdot 50 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \left( \frac{32}{0,055} \right) = 225,40\text{mm}$$

### Ouverture de fissure:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 225,40 \times 1,27 \times 10^{-3} = 0,28\text{mm}$$

$$w_{max} = 0,30\text{mm} \quad w_k < w_{max} \quad \text{C'est vérifié ! Mais la marche est faible}$$

### 5.3 Limitation des flèches

**Objectif :** les flèches dans une des deux travées ne doivent pas être préjudiciables au bon fonctionnement ou à l'aspect de l'ouvrage (EN 1992 1-1 F). La flèche calculée d'une poutre, (ou

d'une dalle) soumise à des charges quasi-permanentes, doit être inférieure à :  $\frac{L}{250}$

$$\text{Dans notre cas d'étude, la travée 1 et 2 : } f = \frac{940}{250} = 3,76\text{cm}$$

Le calcul devrait s'effectuer sous combinaison de charge quasi-permanente. Toutefois, on conserve la combinaison de charge caractéristique (G+TS+UDL+QT), qui est la plus défavorable.

- La flèche  $f$  de calcul à l'E.L.S est donnée par :

$$f = \zeta(f_{II}) + (1 - \zeta)f_I, \text{ qui ne doit pas dépassé } 3,76 \text{ cm}$$

Avec :

$f$  : Flèche finale

$f_I$  : Flèche dans l'état non fissuré.

$f_{II}$  : Flèche dans l'état fissuré.

$\zeta$  : Coefficient de distribution égal à :

0,5 ; pour un chargement prolongé ou un grand nombre de cycle de chargement.

1 ; dans le cas d'un chargement unique de courte durée

Dans notre cas on se limitera à vérifier la flèche à l'état fissuré, soit :

$$f_{II} = \frac{(M_{t(ELS)} \times L^2)}{(10 \times E_b \times I_f)} ; \text{ qui doit être inférieur } (L/250) = 3,76 \text{ cm.}$$

Avec :

$M_{t(ELS)}$  : Moment en travée à l'ELS caractéristique (KN.m)

$E_b$  : Module du béton =  $33000 \times 10^3$  KPa.

$I_f$  : Inertie à l'état fissuré, soit : I-I (enlevée par les fissures) =  $I - \frac{bw_k^3}{12}$

### **Travée 1 et 2 :**

$$M_{t(ELS)} = 465,14 \text{ KN.m}, \quad L^2 = (9,40)^2 = 88,36 \text{ m}^2, \quad I = 0,906 \times 10^6 - \frac{35 \times (0,03)^3}{12} = 0,905 \text{ m}^4$$

$$f_{II} = \frac{(M_{t(ELS)} \times L^2)}{(10 \times E_b \times I_f)} = \frac{(465,14 \times 88,36)}{(10 \times 33000 \times 10^3 \times 0,905)} = 1,37 \times 10^{-4} \text{ m} = 1,37 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

$1,37 \times 10^{-2} < (f_{adm} = 3,76 \text{ cm})$ , c'est vérifié !

En conclusion : on constate que les vérifications à l'E.L.S sont dimensionnantes pour la section en béton de cette poutre. Il est donc très important de pr dimensionner avec justesse et relativement de précision.

## Annexe B

### Dimensionnement du pont d'Oued Medila suivant l'Eurocode

#### 1. Dimensionnement du pont selon l'Eurocode

Comme la longueur totale de cet ouvrage est importante, et vu sa symétrie géométrique nous avons effectué le dimensionnement selon l'Eurocode 1 et 2, d'une partie de ce pont. On a choisi à étudier seulement une partie concernant le pont d'accès côté EL Meita, d'une poutre à trois travées de 45,30 m de longueur. Le pont est composé d'une dalle en béton armé à inertie constante portant sur trois travées de longueurs identiques de 15.10m chacune. La légère pente du tablier a été négligée. La section de la poutre hyperstatique a une forme rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes :  $(b \times h) = (0.35 \times 0.90) \text{ m}^2$ .

#### 2. Actions appliquées à l'ouvrage (EC1-1-1 §5.2.3)

Dans notre cas d'étude, le dimensionnement du pont se fait seulement sous les actions verticales (permanentes et variables). Ces actions sont faites en considérant la largeur d'une chaussée. Elles ont été calculées de la manière suivante :

**Tableau (1) :** Tableau récapitulatif des charges permanentes sur la poutre de pont d'Oued Medila.

Charge	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Valeur nominale (kN)
Poids propre de la dalle	25	0,25	8.80	45.30	2491,50
Poids propre de la poutre x6	25	0,90	0.35	45.30	2140,42
Revêtement en béton bitumineux	24	0,08	7	45.30	608,83
Etanchéité	24	0,03	8.80	45.30	287,02
Barrière BN4x2	0,70 KN/ml			45.30	63,42
Béton trottoirx2	25	0,20	1.00	45.30	453,00
Corniche métallique x2	0,70 KN/ml			45.30	63,42
			total		<b>6107.61</b>

Lors de la modélisation du tablier (modèle numérique), on obtient les charges totales en additionnant les charges de chacune des voies. On obtient dans ce cas :

**Tableau (2) :** Trafic routier : Chargement des voies.

Chargement global	
UDL	98kN/ml
TS	400 kN/essieu

Le diagramme illustre le chargement global sur une poutre. Une charge uniformément répartie (UDL) de 98 kN/ml est appliquée sur toute la longueur de la poutre. Deux charges ponctuelles (TS) de 400 kN sont appliquées à des positions spécifiques sur la poutre.

Après avoir défini les sollicitations, nous allons dimensionner la poutre en béton armé à l'E.L.U (aciers longitudinaux) et effectuer les vérifications à l'E.L.S selon les règles de l'EC2.

Le premier exemple, traite une poutre à trois travées, soumise à deux charges TS de 400 kN. Le modèle mécanique de la poutre à trois travées est présenté sur la figure (1) suivantes.

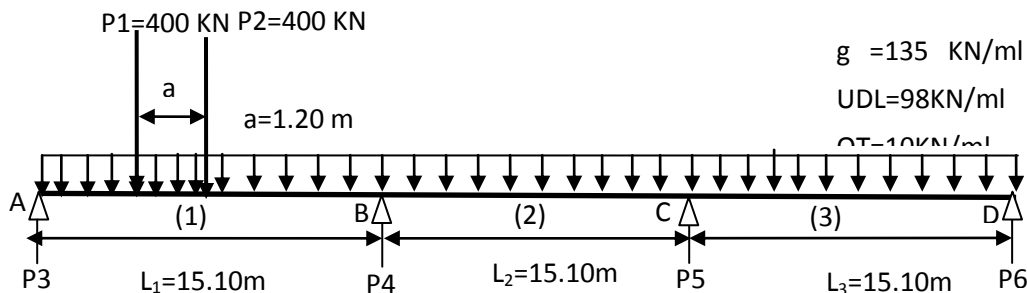


Figure (1) : Schéma mécanique de la poutre à trois travées de pont.

Les calculs des sollicitations ont été effectués avec la combinaison fondamentale la plus défavorable [1,35G+1.35(TS+UDL+QT)] à l'E.L.U et [G+TS+UDL+QT] à l'E.L.S.

### 3. Matériaux

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de la résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Nous avons comme données les caractéristiques du béton :

- La résistance du béton à la compression 28 jours  $f_{ck} = 20\text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction 28 jours  $f_{ctm} = 2,2\text{ MPa}$

Pour l'acier, nous connaissons la limite élastique  $f_{yk} = 400\text{ MPa}$  (S400) et le module de Young :  $E_s = 200\text{ GPa}$ . Les combinaisons de charges variables sont effectuées avec le module d'élasticité sécant du béton  $E_m = 30\text{ GPa}$ , et pour les combinaisons de charges permanentes sont effectuées avec le module d'élasticité effectif du béton  $E_{c_{eff}} = 11,11\text{ GPa}$ . L'ouvrage est dans la classe d'exposition XD3, et de classe structurale : S4 (i.e, la classe structurale recommandée par l'Eurocode2 pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans est S4), l'enrobage  $C_{nom}$  à cette classe d'exposition est égal à 5 cm

Pour l'ensemble de 06 Poutres, on a :

- Charge permanente **G** : sur les piles 3 et 6 :  $G_{max}=R_A=R_D= 815,40\text{ kN}$   
sur les piles 4 et 5 :  $R_B= R_C=2242,35\text{ kN}$ .
- Charge variable du trafic routier (UDL, TS) : **UDL** :  $R_A=R_D= 591,92\text{ kN}$ ,  
 $R_B= R_C=1627,78\text{ kN}$ , **QT** :  $R_A=R_D= 60,40\text{ kN}$ ,  $R_B= R_C=166,10\text{ kN}$ .
- Surcharge concentrées **TS** : pour les piles 3 et 6 :  $R_{A_{max}}=759,78\text{ kN}$  à l'abscisse  $X=0\text{ m}$ , Pour les piles 4 et 5 :  $R_{B_{max}}= R_{C_{max}}=797,76\text{ kN}$  à l'abscisse  $X=14,50\text{ m}$ .

### 4. Dimensionnement des armatures

Le dimensionnement des armatures de flexion se fait à l'ELU (Cf. EC2-1-1 §6.1). Le ferrailage longitudinal des poutres d'une section en T, est réalisé en flexion simple. Les sections d'armatures trouvées sont comparées au pourcentage d'armature mini (Cf. EC2-1-1 §9.2.1.1).

Tableau (3) : Résultats des aciers longitudinaux de la poutre (section en T).

Zones	$M_u$ (KN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	Nombre Barre et diamètres	Section réelle ( $\text{cm}^2$ )
Travée 1	1577,9	47,27	-	10 HA25	49,09
Travée 2	1012,77	28,67	-	6HA25	29,45
Appuis	1615,74	48,61	-	10 HA25	49,09

## Annexe C

### Programme source en Matlab pour calculer le moment fléchissant et les déplacements des appuis de la poutre du pont

```

clear all
clc
fid = fopen('data.txt');
nb_trave = fscanf(fid, '%g', [1 1]);
nb_ddl = (nb_trave + 1)*2; % le
nombre de degré de liberté
Eb= fscanf(fid, '%g', [1 1]); %
Module de Young du béton en KPa
l=fscanf(fid, '%g ', [1 nb_trave]);
b=fscanf(fid, '%g ', [1 nb_trave]);
h=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
DL = fscanf(fid, '%g', [1 1]);
ULL= fscanf(fid, '%g', [1 1]);
CLL= fscanf(fid, '%g', [1 1]);
G=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
Q=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
P=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
a1=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
a2=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave]);
S=fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
Z=fscanf(fid, '%g', [1 1]);
C = fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
phi= fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
qult= fscanf(fid, '%g', [1 nb_trave+1]);
sigma3 = fscanf(fid, '%g %g', [1 nb_trave+1]);
P1 =zeros(1,nb_trave);
P2 =zeros(1,nb_trave);
sigma_dev =zeros(1,nb_trave+1);
Kh =zeros(1,nb_trave+1);
n =zeros(1,nb_trave+1);
S_i =zeros(nb_ddl,1);
Eini =zeros(1,nb_trave+1);
    for (i=1:nb_trave);
        Q(i) = DL*G(i)+ULL*Q(i);
        P1(i) = CLL*P(i);
        P2(i) = CLL*P(i);
    end;
    for (i=1:nb_trave+1);
        S_i(2*i-1,1) = S(i);
    end;
[Et, sigma_ultime] = fon_duncan(C,phi,h,n,qult,sigma3,sigma_dev,nb_trave+1);

delta_Q = Q/nb_pas;
    % la charge appliquée par palier
delta_P1 = P1/nb_pas;
delta_P2 = P2/nb_pas;
% Initialisation
fe=zeros(nb_ddl,1);
u_globale =zeros(nb_ddl,1);
Re_globale=zeros(nb_ddl,1);
% le déplacement du sol

```

```

eps_sol=zeros(nb_ddl,1);
% la déformation du sol
for i=1:nb_pas;
    %disp('increment=');
    %disp(i);
    u_globale_i=zeros(nb_ddl,1);
    [fe_globale] = fon_charges(nb_ddl,nb_trave,
l,b,h,delta_Q,delta_P1,delta_P2,a1,a2);
[k_globale] = fon_rigidite(nb_ddl,eps_sol,sigma_ultime,nb_trave,
Eb,Eini,l,b,h,Z,S_i);
Esol = zeros(nb_ddl,1);
sigma_sol = zeros(nb_ddl,1);
for iter=1:nb_iteration;
    % l'accroissement de déformation
    eps_sol=eps_globale;
    for j=1:nb_trave+1;
        eps_sol(2*j,1) =0.;
    end;
    for j=1:nb_trave+1;
        Esol(2*j-1,1) = 1/((1/Eini(j))+((1/sigma_ultime(j))*eps_sol(2*j));
        sigma_sol(2*j-1,1) = Esol(2*j-1,1)*eps_sol(2*j-1,1);
    end;

[k_globale] = fon_rigidite(nb_ddl,eps_sol,sigma_ultime,nb_trave,
Eb,Eini,l,b,h,Z,S_i);
k_globale_1 = inv(k_globale);
fe_int = sigma_sol.*S_i;
[Re_globale_i] = Fe_reaction(u_globale_i,nb_trave,
Eb,l,b,h,delta_Q,delta_P1,delta_P2,a1,a2);
R=fe_int+Re_globale+Re_globale_i;
% Le résidu d'équilibre
ddu_globale= -(k_globale_1)*R;
u_globale_i = u_globale_i+ddu_globale;
if (norm(R) / norm(Re_globale_i)<0.01);
    break;
end;
end;
    u_globale =u_globale +u_globale_i
    Re_globale=Re_globale+Re_globale_i;
    fe_int=R-(Re_globale+Re_globale_i)
    for j=1:nb_trave+1;
        Ut(i,j) = u_globale(2*j-1,1);
        Ft(i,j) = fe_int(2*j-1,1);
        Rt(i,j) = R(2*j-1,1);
    end;

end
nb_conv=i-1;
for i=1:nb_conv;
    X(i)= Ut(i,1);
    Y(i)= Ft(i,1);
end;
%line(X,Y)
for i=1:nb_conv;
    X(i)= Ut(i,2);
    Y(i)= Ft(i,2);
end;

```



```

%line(X,Y)
f1=fopen('CourbeConvergence.txt','w');
for i=1:nb_conv;
    fprintf(f1,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',Ut(i,:),Ft(i,:));
end;
fclose(f1);
f1=fopen('Pultime.txt','w');
fprintf(f1,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',Ft(nb_conv,:));
fclose(f1);
%
f1=fopen('Residu.txt','w');
fprintf(f1,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',Rt(nb_conv,:));
fclose(f1);
x1=0;
f1=fopen('Moments.txt','w');

%%%% 1 Cas %%%%%%%%%%%%%%
if (P1(1)>0);
    x1=a1(1);
else
    x1 = l(1)/2.;
    x1=6.04;    % position Moment_max en Travée 1
end;
if (P2(1)>0);
    x2=a2(1);
else
    x2 = l(1)/2.;
    x2=7.24;
end;
fprintf(f1,' Mz \n');
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*x1-Q(1)*x1*x1/2.);
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*x2-Q(1)*x2*x2/2.-P1(1)*(x2-x1));
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*l(1)-P1(1)*(l(1)-x1)-P2(1)*(l(1)-x2)-
Q(1)*l(1)*l(1)/2.);
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2))+Ft(nb_conv,2)*l(2)-
P1(1)*(l(1)+l(2)-x1)-P2(1)*(l(1)+l(2)-x2)-Q(1)*l(1)*(l(2)+l(1)/2.)-
Q(2)*l(2)*l(2)/2.);
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,2)*(l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,3)*l(3)-
P1(1)*(l(1)+l(2)+l(3)-x1)-P2(1)*(l(1)+l(2)+l(3)-x2)-
Q(1)*l(1)*(l(2)+l(3)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(l(3)+l(2)/2.)-Q(3)*l(3)*l(3)/2.);

%%%% 2 Cas %%%%%%%%%%%%%%

if (P1(2)>0);
    x1=a1(2);
else
    x1 = l(2)/2.;
    x1=7.55;    % position Mmont_max travée 2
end;
if (P2(2)>0);
    x2=a2(2);
else
    x2 = l(2)/2.;
    x2=8.75;
end;
fprintf(f1,' %12.8f \n',Ft(nb_conv,1)*l(1)-Q(1)*l(1)*l(1)/2.);

```

```

    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+x1)+Ft(nb_conv,2)*x1-
Q(1)*l(1)*(x1+l(1)/2.)-Q(2)*x1*x1/2.);
    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+x2)+Ft(nb_conv,2)*x2-P1(2)*(x2-
x1)-Q(1)*l(1)*(x2+l(1)/2.)-Q(2)*x2*x2/2.);
    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2))+Ft(nb_conv,2)*l(2)-
P1(2)*(l(2)-x1)-P2(2)*(l(2)-x2)-Q(1)*l(1)*(l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*l(2)/2.);
    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,2)*(l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,3)*l(3)-
P1(2)*(l(2)+l(3)-x1)-P2(2)*(l(2)+l(3)-x2)-Q(1)*l(1)*(l(2)+l(3)+l(1)/2.)-
Q(2)*l(2)*(l(3)+l(2)/2.)-Q(3)*l(3)*l(3)/2.);

    %%%% 3 Cas %%%%%%%%%%%%%%

    if (P1(2)>0);
        x1=a1(3);
    else
        x1 = l(3)/2.;
        x1=9.06;           % position Momont_max en travée3
    end;
    if (P2(2)>0);
        x2=a2(3);
    else
        x2 = l(3)/2.;
        x2=10.26;
    end;
    fprintf(f1, ' %12.8f \n', Ft(nb_conv,1)*l(1)-Q(1)*l(1)*l(1)/2.);
    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2))+Ft(nb_conv,2)*l(2)-
Q(1)*l(1)*(l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*l(2)/2.);
    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2)+x1)+Ft(nb_conv,2)*(l(2)+x1)+Ft(nb_conv,3)*x1-
Q(1)*l(1)*(x1+l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(x1+l(2)/2.)-Q(3)*x1*x1/2.);

    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2)+x2)+Ft(nb_conv,2)*(l(2)+x2)+Ft(nb_conv,3)*x2-
Q(1)*l(1)*(x2+l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(x2+l(2)/2.)-Q(3)*x2*x2/2.-P1(3)*(x2-x1));

    fprintf(f1, '          %12.8f          \n', Ft(nb_conv,1)*(l(1)+l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,2)*(l(2)+l(3))+Ft(nb_conv,3)*l(3)-
Q(1)*l(1)*(l(3)+l(2)+l(1)/2.)-Q(2)*l(2)*(l(3)+l(2)/2.)-Q(3)*l(3)*l(3)/2.-
P1(3)*(l(3)-x1)-P2(3)*(l(3)-x2));

    fclose(f1);
    i=1;

```

## Annexe D

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul (RDM6) pour calculer le moment fléchissant dans la travée et sur appuis de la poutre du pont

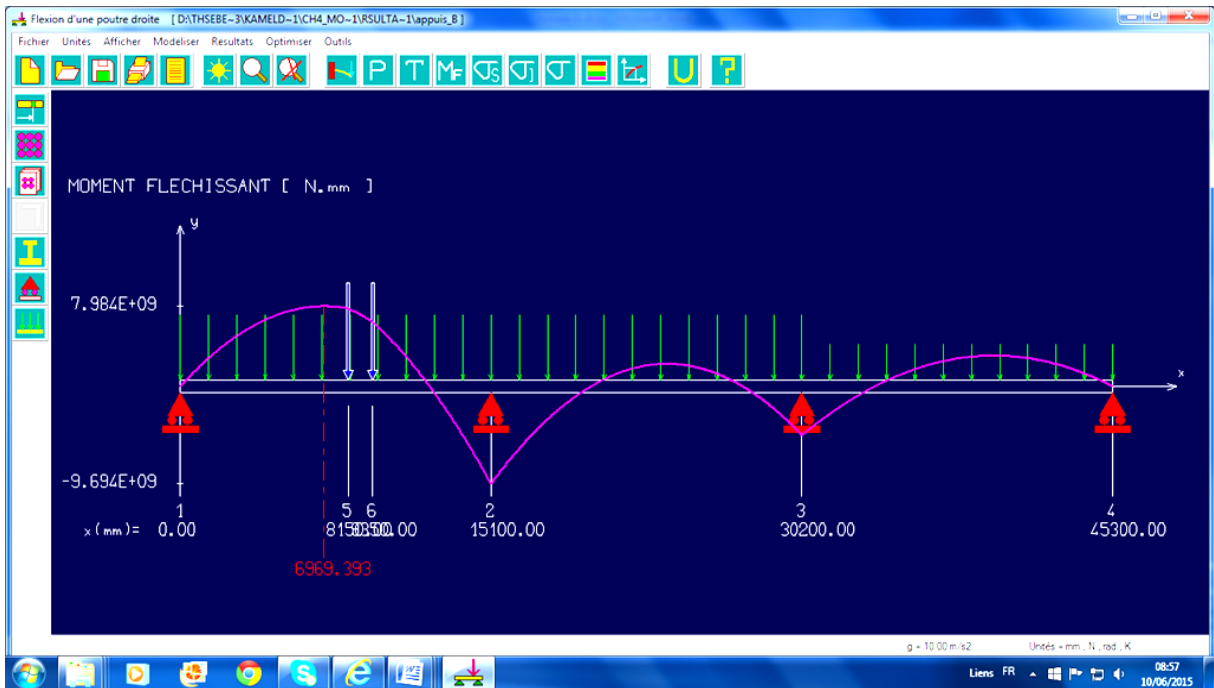
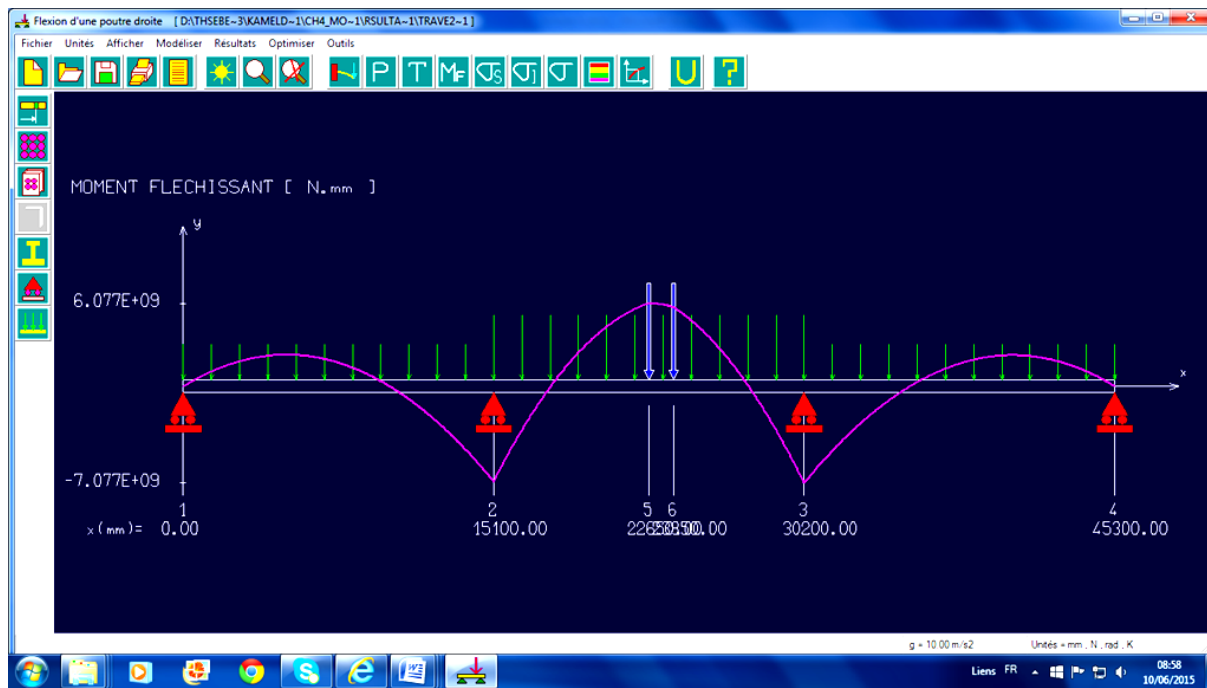


Figure 1 : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par RDM6 dans la poutre du pont: (Appui B).



Figure 2 : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par RDM6 dans la poutre du pont: (Travée1).



**Figure 1** : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par RDM6 dans la poutre du pont: (Travée 2).

## Annexe E

### Les résultats obtenus par le logiciel de calcul (Plaxis) pour calculer le moment fléchissant dans la travée et sur appuis de la poutre du pont

Afin de vérifier les résultats obtenus par Matlab on a modélisé la structure avec le logiciel Plaxis.

#### \*Cas rigide.

#### 1. Appui B

#### 1.2 Définition des données :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet.

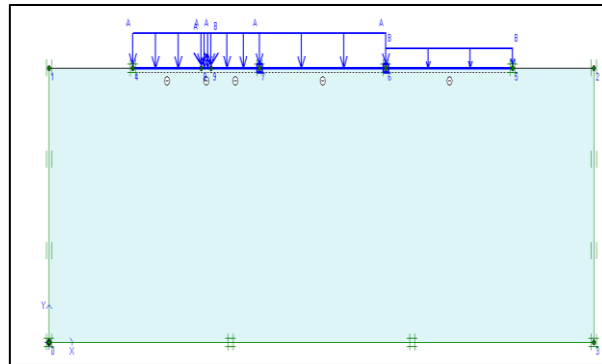


Figure 1: Modèle de modélisation avec Plaxis.

La géométrie du modèle est présentée sur la figure 1, il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 65.3 m de largeur sur 20 m de profondeur.

#### 1.3 Caractéristiques Des Matériaux :

##### a-Caractéristiques du massif de Sol :

Dans cette étude, nous avons supposé que la fondation superficielle repose sur une couche homogène de sable. Le comportement de ce sable est régi par le modèle élastique linéaire drainé, Les paramètres de ce modèle utilisés dans la simulation sont rassemblés dans le tableau (1) :

Tableau 1 : Paramètres caractérisant le sable utilisée dans notre cas d'étude.

Paramètres	Valeurs
Poids volumique saturé ( $\gamma_{sat}$ )	17 kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique non saturé( $\gamma$ )	20 kN/m <sup>3</sup>
Module de Young (E)	8900 kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson ( $\nu$ )	0.3
Cohésion ( c )	1
Angle de frottement ( $\phi$ )	30
Angle de dilatation ( $\psi$ )	0

### b- Caractéristiques de la fondation :

Nous avons étudié le cas d'une semelle superficielle en béton armé. Cette fondation est supposée soumise à un chargement uniformément réparti. La fondation est supposée suivre un comportement de type élastique linéaire. Les propriétés de la semelle utilisées dans les calculs sont rassemblées dans le tableau (2).

**Tableau 2 : Caractéristiques de la semelle**

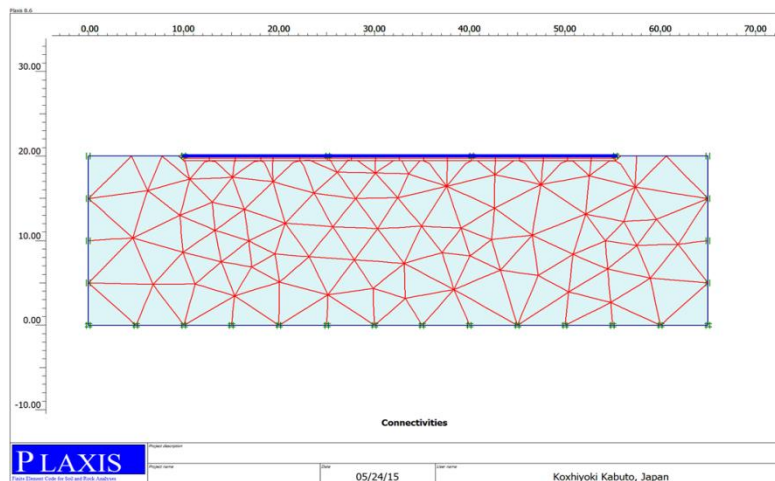
Paramètres	Valeurs
Rigidité normale (EA) (kN /m)	$9.45 \times 10^6$
Rigidité de flexion (EI) (kNm <sup>2</sup> /m)	$6.37 \times 10^5$
Coefficient de poisson ( $\nu$ )	0.3

#### 1.4 Les conditions aux limites :

1. Le bas du modèle est totalement bloqué dans toutes les directions.
2. Les deux côtés du modèle sont bloqués par rapport à (x) et libre par rapport à (y) ( $\epsilon_x = 0$ ,  $\epsilon_y \neq 0$ ).

#### 1.5 Génération du maillage :

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaire à 15 nœuds. (Figure2).

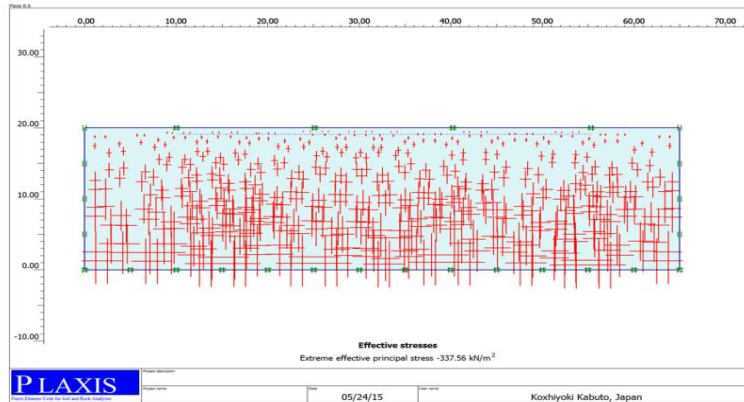


**Figure 2:** Maillage du modèle

#### 1.6 Définition des conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés.

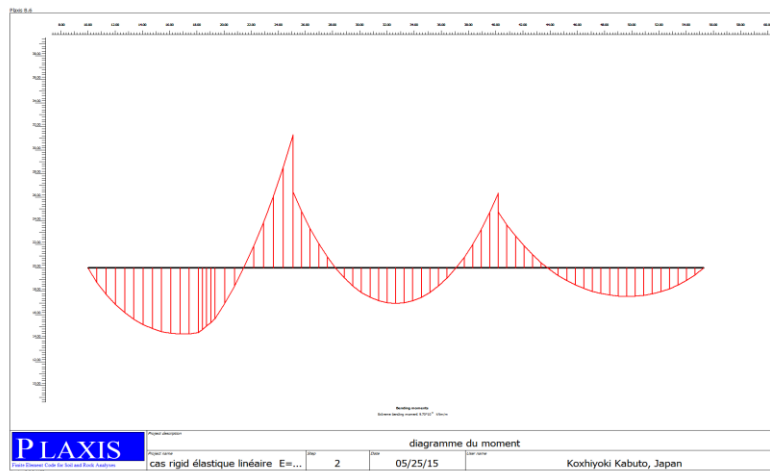
Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).



**Figure 3** : Génération des contraintes initiales.

**1.7 Les résultats :**

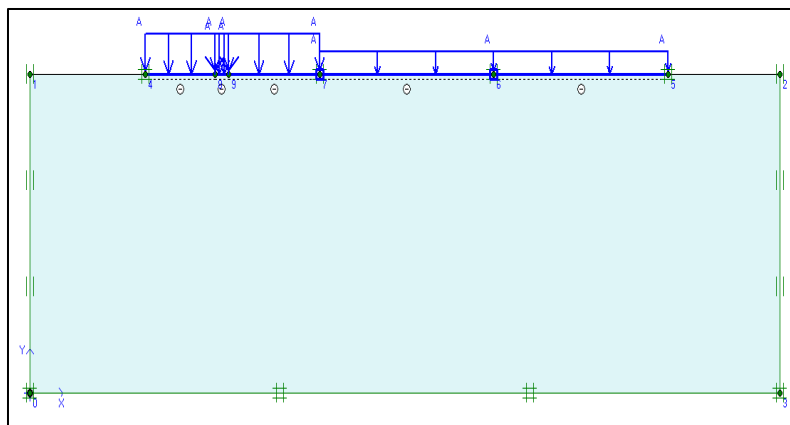
Le moment maximum au niveau de l'appui B est :  $9,70 \cdot 10^3$  kN.m



**Figure 4** : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Appui B).

**2. Au niveau de la travée 1**

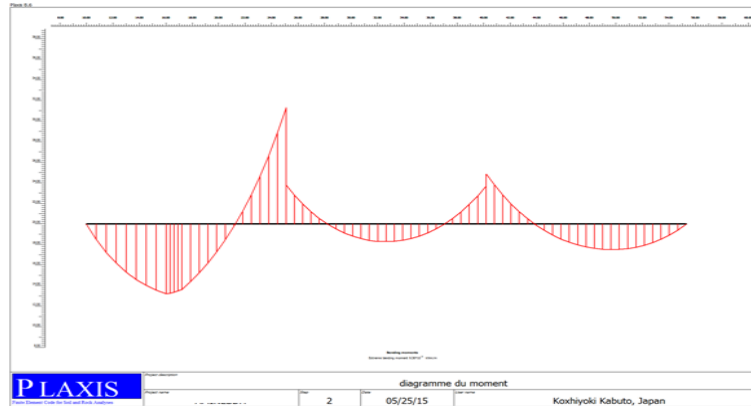
La géométrie du modèle :



**Figure 5** : Géométrie du modèle cas N°2

## 2.1 Les résultats :

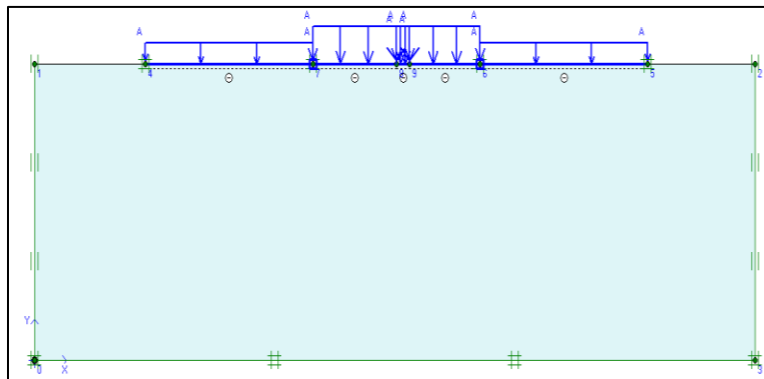
Le moment maximum au niveau de la travée 1 est de  $9,30 \cdot 10^3 \text{ kN.m}$



**Figure 6 :** Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Travée1).

## 3. Au niveau de la travée 2

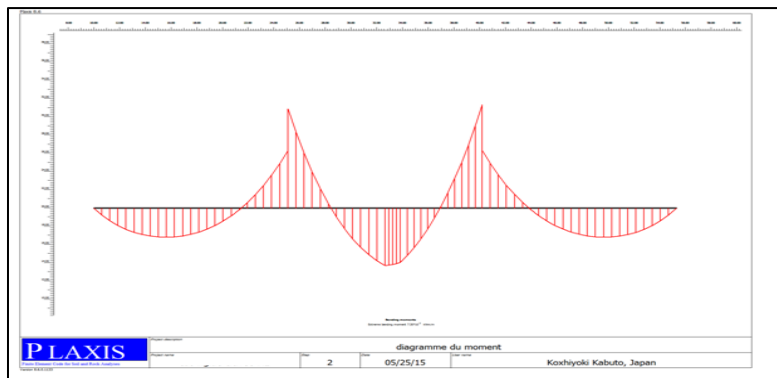
La géométrie du modèle :



**Figure 1 :** Géométrie du modèle cas N°2

## 3.1 Les résultats :

Le moment maximum au niveau de la travée 2 est de  $7,30 \cdot 10^3 \text{ kN.m}$



**Figure 8 :** Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Travée 2).

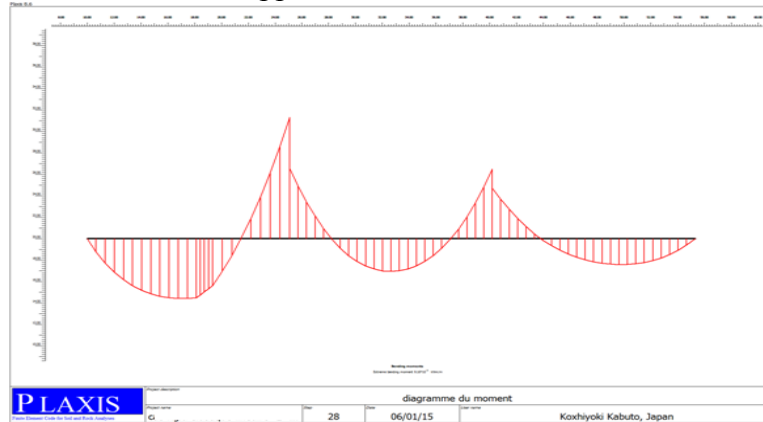


### \* Cas non linéaire

Nous avons utilisé le modèle : **Harding Soil Modèle (H.S.M)**

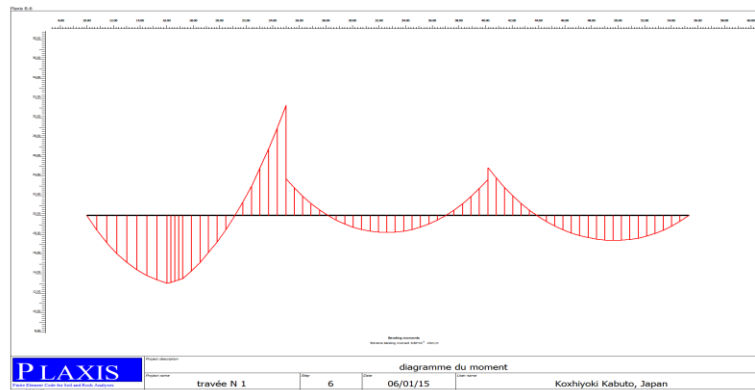
#### 1. Modélisation Sans effet d'interface :

- Le moment maximum au niveau de l'appui B est :  **$9,16 \cdot 10^3$  kN.m/m**



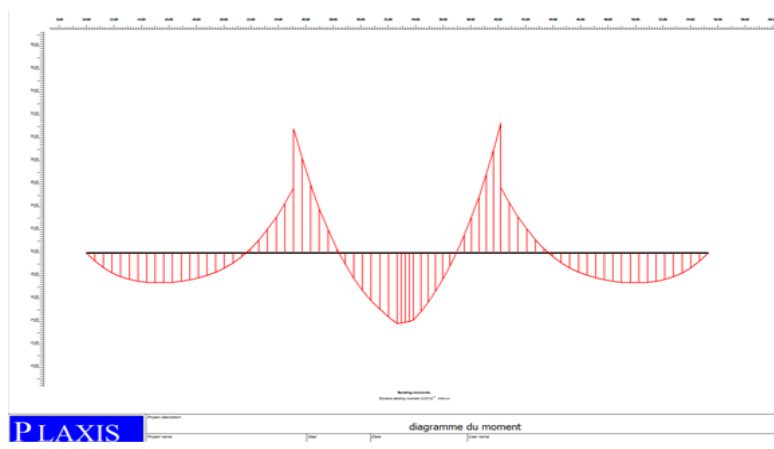
**Figure 9** : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Appui B).

- Le moment maximum sur la travée 1 est :  **$9,60 \cdot 10^3$  kN/m**



**Figure 10**: Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Travée 1).

- Le moment maximum sur la travée 2 est :  **$6,17 \cdot 10^3$  kN.m**



**Figure 11** : Diagramme des moments fléchissant maximaux donné par Plaxis dans la poutre du pont: (Travée 2).

**2. Modélisation Avec effet de l'interface :****Tableau 1 : Résultats des sollicitations (cas : appui B)**

$R_{inter}$	Moment (kN.m)
1	$9,16.10^3$
0,8	$9,17.10^3$
0,6	$9,21.10^3$
0,4	$9,29.10^3$

**Tableau 4 : Résultats des sollicitations (cas : travée 1)**

$R_{inter}$	Moment (kN.m)
1	$9,60.10^3$
0,8	$9,61.10^3$
0,6	$9,62.10^3$
0,4	$9,64.10^3$

**Tableau 5 : Résultats des sollicitations (cas : travée 2)**

$R_{inter}$	Moment (kN.m)
1	$6,17.10^3$
0,8	$6,18.10^3$
0,6	$6,20.10^3$
0,4	$6,26.10^3$