

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE D'ALGER



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire Construction et Environnement

MÉMOIRE DE MAGISTER

Présenté par

Lyazid GUECHI

Ingénieur d'état en Génie Civil (Université de M'sila)

THÈME

FIABILITÉ EN GÉOTECHNIQUE : APPLICATIONS AUX COLONNES BALLASTÉES

Soutenu le : Jeudi 09 Juillet 2009

Devant le jury composé de:

Président:	M ^r A BALI	Professeur (E.N.S.P)
Directeur du mémoire :	M ^r S BELKACEMI	Maître de Conférences (E.N.S.P)
Examineurs:	M ^r R BAHAR	Professeur (U.M.M.T.O)
	M ^r K SILHADI	Maître de Conférences (E.N.S.P)
	M ^{me} H MOHABEDDINE	Chargée de Cours (E.N.S.P)

École Nationale Supérieure Polytechnique- 10, Avenue Hassen Badi- B.P. 182- 16200 El Harrach-
Alger Algérie

Tél : (213) 21-52-14-94/21-52-00-37/21-52-53-03 Fax : (213) 21-52-29-73

www.enp.dz

إِنَّمَا الْأَعْمَالُ بِالنِّيَّاتِ
وَالْمَالُ كَالْمَرْفَاقَيْنِ

Remerciements

Ces recherches ont été réalisées sous l'excellente direction de Monsieur Smaïn BELKACEMI, Maître de conférences à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger. Je tiens à vous exprimer toute mes immenses gratitudee pour avoir encadré, orienté et suivi le travail pendant la durée d'élaboration et de rédaction de ce mémoire, aussi pour m'avoir accordé votre confiance. Je tiens à vous remercier très chaleureusement pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt, porte sur un problème géotechnique à facettes multiples et pour le temps qu'il a pu me consacrer. Ses compétences scientifiques, ses remarques et sa patience m'ont été d'un grand secours dans la réalisation de ce mémoire. J'espère avoir à nouveau l'occasion de travailler avec lui.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur, BALI A Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, et Directeur du Laboratoire Construction et Environnement pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce mémoire.

J'exprime enfin mes remerciements aux honorables membres du jury de soutenance: Monsieur le Professeur BAHAR R, de l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, et Monsieur SILHADI K, Maître de Conférences à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, et Madame H MOHABEDDINE DJEBALI, Chargée de Cours à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Enfin, je réserve une mention de remerciements très spéciale au Monsieur BOUASSIDA M, Professeur à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis et vice président pour l'Afrique de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique, pour sa modestie et pour son aide par ses fameux documents.

Fait à Alger, le 13 Mars 2009
GUECHI Lyazid
GUE2809L@yahoo.com

ملخص

معالجة التربة بتضمينات حجرية عملية جد شائعة، غير أن المتغيرات المستخدمة في تصميم الأعمدة الحجرية تخضع لارتيايات جد معتبرة. في إطار هذا العمل تم تحليل نجاعة الأعمدة الحجرية في الحالات الآتية: تحسين القدرة، تخفيض الهبوطات، تسريع عملية التشديد و إنقاص جهد التميع؛ كل هذا تم باعتبار عدة توزيعات احتمالية للمتغيرات العشوائية مع نماذج تصميم شتى، بواسطة الطرق الاحتمالية: الاشتقاقية، الرقمية و طريقة المحاكاة. هذا التحليل سمح بتحديد المتغيرات ذات الأثر الحاسم على نجاعة تصميم الأعمدة الحجرية.

الكلمات المفتاحية: أعمدة حجرية، تربة، نجاعة، اخطار، قدرة، تشديد، تميع.

RÉSUMÉ

Le traitement des sols par des inclusions de ballast est très courant ; cependant les paramètres servant au dimensionnement des colonnes ballastées sont fortement entachés d'incertitudes. Dans le cadre de ce travail, l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées est effectuée dans les cas suivants : Amélioration de la portance; Réduction des tassements; Accélération de la consolidation; et Réduction du potentiel de liquéfaction. Diverses distributions des paramètres aléatoires et divers modèles de prédiction ont été considérés. Les méthodes d'analyse du premier ordre et du seconde moment (FOSM), d'estimation de points (PEM) et de simulation de Monte Carlo (MCs) ont été utilisées. Cette analyse a permis, pour les divers cas examinés, de mieux cerner les paramètres à forte incidence sur la fiabilité du dimensionnement des colonnes ballastées.

Mots clés : Colonnes Ballastées, Sol, Fiabilité, Risque, Portance, Consolidation, Liquéfaction.

ABSTRACT

Soil stabilization by stone inclusions is widely used; however the parameters being used to design stone columns are strongly affected with uncertainties. In this work, reliability analysis of stone columns is carried out in the following cases: Improvement of the bearing capacity; Settlement reduction; Acceleration of the consolidation; and Reduction of the potential of liquefaction. Various distributions of random variables and various prediction models were considered. Methods, First Order Second Moment, Point Estimate Method and Monte Carlo simulations, of analysis were used. This analysis allowed, for the various examined cases, to better appreciate parameters with strong effect on stone column design reliability.

Key Words: Stone Columns, Soil, Reliability, Risk, Bearing capacity, Consolidation, Liquefaction.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements.....	I
Résumés.....	II
Table des matières	III
Liste des notations et abréviations	VI
Liste des tableaux.....	IX
Liste des illustrations	X
Introduction Générale	01

CHAPITRE I

Incertitudes en Géotechnique

1.1 Introduction.....	04
1.2 Concept d'Incertitude en Géotechnique	04
1.3 Causes des Incertitudes en Géotechnique.....	05
1.3.1 Incertitudes sur les valeurs des paramètres.....	07
1.3.2 Incertitudes sur les sollicitations et conditions aux limites.....	08
1.3.3 Incertitudes sur le choix du modèle et méthode de calcul.....	08
1.4 Catégories des Incertitudes.....	09
1.4.1 Incertitude aléatoire.....	10
1.4.2 Incertitude épistémique.....	12
1.5 Conclusion.....	13

CHAPITRE II

Théorie de Probabilité en Géotechnique

2.1 Introduction.....	14
2.2 Intérêt de l'Approche Probabiliste	14
2.3 Modélisation Probabiliste des Paramètres	15
2.3.1 Représentation graphique.....	15
2.3.1.1 Histogramme des fréquences relatives	15
2.3.1.2 Diagramme des fréquences relatives cumulées.....	16
2.3.2 Caractérisation numérique	17
2.3.2.1 Tendance centrale	17
2.3.2.2 Dispersion	17
2.3.2.3 Dissymétrie.....	20
2.3.2.4 Corrélation	21

2.4	Distributions des Propriétés Géotechniques	23
2.4.1	Distribution normale.....	24
2.4.2	Distribution log normale.....	24
2.5	Conclusion	25

CHAPITRE III

Fiabilité en Géotechnique

3.1	Introduction	26
3.2	Concepts de l'Analyse de Fiabilité	26
3.2.1	Fonction d'état limite.....	27
3.2.2	Probabilité de rupture.....	28
3.2.3	Indice de fiabilité.....	29
3.2.4	Point de conception.....	31
3.2.5	Transformations probabilistes.....	31
3.3	Niveaux d'Analyse de Fiabilité	34
3.4	Méthodes Approximative d'Analyse de Fiabilité	35
3.4.2	Méthode du premier ordre et du second moment (<i>FOSM</i>).....	38
3.4.3	Méthode d'estimation de points (<i>PEM</i>).....	39
3.4.4	Méthode de Simulation de Monte Carlo (<i>MCs</i>).....	41
3.5	Conclusion	43

CHAPITRE IV

Conception des Colonnes Ballastées

4.1	Introduction	44
4.2	Renforcement des Sols par Colonnes Ballastées	44
4.2.1	Introduction.....	44
4.2.2	Bref historique.....	44
4.2.3	Domaines d'application.....	45
4.2.4	Techniques de réalisation	47
4.2.5	Conclusion.....	49
4.3	Principes Généraux	49
4.3.1	Caractéristiques des colonnes.....	49
4.3.2	Cellule unitaire.....	52
4.3.3	Rapport de concentration des contraintes.....	53
4.3.4	Facteur de réduction des tassements.....	54
4.3.5	Mécanismes de rupture.....	55
4.3.6	Sollicitations et contraintes admissibles	61

4.4	Dimensionnement et Justification	62
4.4.1	Capacité portante	63
4.4.1.1	Capacité portante d'une colonne isolée.....	63
4.4.1.2	Capacité portante de groupe des colonnes ballastées.....	65
4.4.2	Tassements des colonnes ballastées	66
4.4.2.1	Méthode de Priebe	67
4.4.2.2	Méthode de Balaam et Booker	68
4.4.3	Taux de consolidation par colonnes ballastées	69
4.4.3.1	Méthode de Barron	70
4.4.3.2	Méthode de Han et Ye	70
4.4.4	Construction des colonnes ballastées contre la liquéfaction.....	71
4.5	Conclusion	74

CHAPITRE V

Applications à l'Analyse Fiabiliste de Colonnes Ballastées

5.1	Introduction	75
5.2	Analyse Fiabiliste des Colonnes Ballastées	75
5.2.1	Analyse fiabiliste de la capacité portante.....	76
5.2.2	Analyse fiabiliste du tassement.....	82
5.2.3	Analyse fiabiliste de l'accélération de consolidation.....	85
5.2.4	Analyse fiabiliste de la liquéfaction.....	87
5.3	Sensibilité et Réduction des Variables	88
5.4	Efficacité des Méthodes Fiabilistes	101
5.4.1	Efficacité de la méthode <i>FOSM</i>	101
5.4.2	Efficacité de la méthode <i>PEM</i>	102
5.4.3	Efficacité de la méthode <i>MCs</i>	102
5.5	Conclusion	104

CHAPITRE VI

Conclusions, Perspectives et Travaux Futurs

6.1	Conclusion Générale	106
6.2	Perspectives et Suggestions pour des Travaux Futurs	109
	Références Bibliographiques.....	110
	Annexes	116
	Résumés	157

LISTE DES NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

Les notations sont expliquées au fur et à mesure de leur introduction dans le texte. Ci-dessous se trouve la liste des notations utilisées pour désigner un concept. De manière générale, les conventions habituelles de la Mécanique des Sols sont adoptées; les unités employées sont celles du SI.

A	Section de la cellule
A_c	Section de la colonne
A_s	Section du sol ambiant
a_h	Accélération sismique horizontale exprimée comme une fraction de g
a_c	Rapport de remplacement
B	Côté de la fondation
C_c	Indice de compression
C_u	Cohésion non drainé
c_v	Coefficient de consolidation dans la direction vertical
c_r	Coefficient de consolidation dans la direction radial
c'_v	Coefficient de consolidation modifié dans la direction vertical
c'_r	Coefficient de consolidation modifié dans la direction radial
D_c	Diamètre de la colonne
D_e	Diamètre de la cellule unitaire (diamètre d'influence) ou diamètre équivalent.
E'_c	Modules d'élasticité drainée du matériau constitutif de la colonne
E'_s	Module d'élasticité drainée du sol
e_0	Indice des vides
$f_x(x)$	Fonction de densité de probabilité (<i>FDP</i>)
$F_x(x)$	Fonction de distribution cumulative (<i>FDC</i>)
F_s	Coefficient de sécurité
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m} / \text{s}^2$)
$g(X)$	Fonction d'état limite
H	Hauteur de la couche des sols
H_{dr}	Hauteur de drainage
I_r	Indice de rigidité
K_0	Coefficient des terres au repos

K_p	Coefficient des pressions des terres passives
L	Longueur de la colonne ballastée
M	Moment de renversement, Marge de sécurité
M_w	Magnitude du séisme
n	Facteur de concentration des contraintes σ_c / σ_s
p	Etreinte latérale de la colonne ($p = p_0 + \Delta p$)
P^*	Point de défaillance le plus probable, ce qui appelé point de conception
p_0	Etreinte latérale initiale de la colonne
Q_v	Charge appliquée à la colonne
q_c	Contrainte verticale effective dans la colonne
q_s	Contrainte verticale effective dans le sol
q_{ult}	Capacité portante ultime
S	L'espacement entre les colonnes (<i>Spacing</i> en Anglais)
s_{col}	Tassement au niveau de la colonne
s_{sol}	Tassement au niveau du sol
s_a	Tassement du sol amélioré par colonnes ballastées
s_{na}	Tassement du sol non amélioré
t	Temps
T_r	Facteur de temps pour le drainage radial $T_r = c_r t / (D_e)^2$
T_v	Facteur de temps pour le drainage vertical $T_v = c_v t / (H_{dr})^2$
$U(t)$	Dégré de consolidation, exprimé en pourcentage
U_z	Dégré de consolidation moyenne dans la direction verticale
U_r	Dégré de consolidation moyenne dans la direction radiale
z	Profondeur sous la surface de terre
Δp	Incrément de l'étreinte latérale de la colonne
Δq_c	Incrément de contrainte effective verticale dans la colonne
Δq_s	Incrément de contrainte effective verticale dans le sol
Δq	Incrément de contrainte verticale uniformément répartie sur la cellule
β	Facteur de réduction de tassement définie par s_{na} / s_a
μ	moyenne, écart-type
σ_R, σ_Q	Ecart type de R et Q
ρ_{RQ}	Coefficient de corrélation entre R et Q
σ_c	Contrainte totale dans la colonne ballastée
σ_s	Contrainte totale dans le sol

σ_h	Contrainte totale horizontale
σ_v	Contrainte totale verticale
σ'_h	Contrainte effective horizontale
σ'_v	Contrainte effective verticale
γ_c	pois volumique du matériau constitutif de la colonne 'ballast'
φ_c	Angle de frottement interne du ballast de la colonne
φ_s	Angle de frottement interne des sols
γ_s	Poids volumique du sol.
τ	Contrainte tangentielle
ν_c, ν_s	Coefficient de Poisson : du ballast, du sol
$\xi(z)$	Propriété du sol à la profondeur z
$w(z)$	Déviations par rapport à la tendance
δ_v	Fluctuation

Dans certains chapitres, ou paragraphes, les symboles ci-dessus peuvent avoir une signification différente. Elle est dans ce cas clairement explicitée.

Abréviations (sigles) : Des abréviations sont utilisées pour désigner les mots composés répétés dans ce mémoire pour alléger la réduction.

AFNOR	Association Française de NORmalisation
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i>
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i>
EPFL	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
FOSM	<i>First Order Second Moments</i>
FORM	<i>First Order Reliability Method</i>
MCs	Méthode de simulations de Monté Carlo
NRC	<i>National Research Center</i>
PEM	<i>Point Estimate Method</i>
SORM	<i>Second Order Reliability Method</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
Var, COV	Variance, <i>Coefficient Of Variation</i>

LISTE DES TABLEAUX

0.1	Applications de renforcement des sols (Thompson et White, 2005)	01
1.1	Termes alternatifs décrivant la signification duelle de l'incertitude (Baecher et Christian, 2003).	09
1.2	Participants pour la prédiction du tassement d'un groupe de colonnes ballastées (ASEP-GI, 2004).	11
2.1	Coefficient de variation de différentes propriétés des sols : ^(a) -(Magnan, 1982), ^(b) -(Hassan et Wolff, 1999), ^(c) -(Duncan, 2000), ^(d) -(Baecher et Christian, 2003), ^(e) -(Dubost et al 2007), ^(f) -(Holtz et Kovacs 1981).	19
2.2	Coefficients de corrélations entre les différentes propriétés des sols, ^(a) -(Magnan, 1982), ^(b) -(Hassan et Wolff, 1999) , ^(c) -(Low et Tang, 2001) , ^(d) -(Low, 2005).	22
2.3	Distribution des différentes propriétés des sols, ^(a) -(Magnan, 1982), ^(b) -(Baecher et Christian, 2003), ^(c) -(Fenton et Griffiths, 2003), ^(d) -(Pieter et Vermeer, 2005).	23
4.1	Colonnes ballastées : sols concernés, (Dhouib et Blondeau, 2005).	46
4.2	Quelques exemples des modules E' pour les sols et le ballast	51
5.1	Caractéristiques des variables des sols considérés dans l'analyse probabiliste de la capacité portante.	76
5.2	Caractéristiques des variables des sols considérés dans l'analyse probabiliste du tassement	82
5.3	Caractéristiques des variables des sols considérés dans l'analyse probabiliste d'accélération de consolidation.	85
5.4	Caractéristiques des variables des sols considérés dans l'analyse probabiliste de la susceptibilité à la liquéfaction.	87
5.5	Targer Reliability Indices, (Kamien, 1997).	89
5.6	Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables de la capacité portante.	90
5.7	Réduction des variables de la capacité portante.	93
5.8	Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables du tassement.	94
5.9	Réduction des variables du tassement	97
5.10	Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables du taux de consolidation.	98
5.11	Réduction des variables du taux de consolidation	99
5.12	Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables de la liquéfaction.	99
5.13	Réduction des variables de la liquéfaction	101

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Fig.1.1	Cycle de l'incertitude d'après (Einstein, 1996)	05
Fig.1.2	Estimation d'incertitude sur les propriétés des sols d'après Kulhawy (1992)	05
Fig.1.3	Catégories d'incertitudes d'après (Baecher et Christian, 2003).....	09
Fig.1.4	Géométrie du : a) remblai, et b) groupe de colonnes.....	10
Fig.1.5	Résultats de prédiction des tassements d'un remblai, a) sans traitement, b) avec traitement par colonnes ballastées, (ASEP-GI, 2004)	12
Fig.1.6	Diagramme schématique de la variabilité spatiale inhérent selon Kulhawy (1992)	13
Fig.2.1	Histogramme de la résistance à la compression non confiné dans les sols cohésifs et sableux.	16
Fig.2.2	Courbe des fréquences relatives cumulées de la résistance à la compression non confiné dans les sols cohésives et sableux.	17
Fig.2.3	Fonction de densité de la distribution normale.	24
Fig.2.4	Fonction de densité de la distribution log-normale.....	25
Fig.3.1	Diagramme de Probabilité-Gravité de Farmer 1967, (Lemaire, 2005).	27
Fig.3.2	Illustration de la fonction d'état limite, point de conception, domaine de défaillance et de sécurité.	28
Fig.3.3	Illustration géométrique de l'indice de Rjanitzyne-Cornell, de (Grandhi et Wang, 1999).	29
Fig.3.4	Représentation de l'indice de Hasofer-Lind,	30
Fig.3.5	Méthodologie de l'analyse de fiabilité, (Kadry, 2007).	30
Fig.3.6	Relation entre l'indice de fiabilité et la probabilité de rupture.	31
Fig.3.7	Les espaces variables dans la transformation de Nataf.	34
Fig.3.8	Méthodes approximatives d'analyse de fiabilité.	36
Fig.3.9	PEM pour deux variables aléatoires.....	41
Fig.3.10	Exemple de simulation de Monte Carlo, (Leynaud et al, 2004).	42
Fig.4.1	Procédés d'amélioration des sols en place en fonction de la nature granulométriques des sols, (Keller, 2007).	46
Fig.4.2	Séquence de réalisation: vibro-refoulement.	48
Fig.4.3	Séquence de réalisation: vibreur à sas.	49
Fig.4.4	La variance de diamètre avec l'étreinte latérale des sols, (Debats et al, 2006).	50
Fig.4.5	Diamètre théorique de la colonne, (Besançon et al 1984).	51
Fig.4.6	Principe de la cellule unitaire.	52
Fig.4.7	Principe de concentration de contraintes.	53
Fig.4.8	Facteur de réduction des tassements.	55
Fig.4.9	Modes de ruptures d'une colonne ballastée isolée (d'après Datye, 1982).	56
Fig.4.10	Schéma des contraintes dans une colonne par analogie éprouvette triaxial.....	57
Fig.4.11	Caractérisation de la rupture par cisaillement généralisé (Brauns, 1978).	58
Fig.4.12	Rupture par poinçonnement d'une colonne flottante isolée (Brauns, 1980).....	58
Fig.4.13	Mécanisme de rupture d'une colonne isolée dans les sols non homogènes, (Barksdale et Bachus, 1983).	59
Fig.4.14	Réseaux des colonnes ballastées d'après Balaam et Poulos 1983.	60

Fig.4.15	Mode de rupture de groupe des colonnes ballastées, (Barksdale et Bachus, 1983).....	61
Fig.4.16	Mode de rupture d'une colonne ballastée isolée observé dans les essais de modèle réduit, a) (McCabe et al, 2003) et b) (Hughes et Withers, 1974).	63
Fig.4.17	Analyse de groupe des colonnes ballastées.	66
Fig.4.18	Abaque de dimensionnement de (Priebe, 1995).	68
Fig.4.19	L'écoulement radial d'eau vers les colonnes, (Barksdale et Bachus 1983).	69
Fig.4.20	Principe de base - égalité des déformations de cisaillement dans la colonne et le sol, (Baez, 1995; Al-Homoud et Degen, 2006)	73
Fig.4.21	Coefficient de réduction de SSR par les colonnes ballastées (Priebe, 1998).	73
Fig.5.1	Influence de la loi de distribution des variables sur l'indice de fiabilité : colonne isolée.	79
Fig.5.2	Effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité : colonne isolée	79
Fig.5.3	Effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité: groupe de colonnes.	81
Fig.5.4	Influence de la loi de distribution des variables sur l'indice de fiabilité.	84
Fig.5.5	Réduction des variables indépendantes. Capacité portante d'une colonne isolée.	91
Fig.5.6	Réduction des variables corrélés. Capacité portante d'une colonne isolée.	92
Fig.5.7	Réduction des variables indépendantes. Capacité portante d'un groupe.	92
Fig.5.8	Réduction des variables indépendantes. Tassement des sols traités par colonnes.	95
Fig.5.9	Réduction des variables corrélés. Tassement des sols traités par colonnes.	96
Fig.5.10	Réduction des variables indépendantes. Accélération de la consolidation.	98
Fig.5.11	Réduction des variables, réduction du risque de liquéfaction.....	100
Fig.5.12	Effet du choix du nombre de simulation sur l'efficacité de la méthode Monte Carlo.	103
Fig.5.13	Effet de type des variables sur l'efficacité de la méthode Monte Carlo : le problème de la redondance.	104

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Cadre Général

Les grands projets de construction souvent nécessitent, pour garantir leurs stabilités, un traitement ou un renforcement préalable du sol. Les techniques de traitement ou de renforcement sont très diverses et varient en fonction des objectifs recherchés. Quelques techniques de traitement des sols, basées sur des inclusions, ainsi que les domaines d'utilisation respectifs sont indiqués au tableau 1.

Tableau 0.1 Applications de renforcement des sols, (Thompson et White, 2005).

Application	Clouage	Micro Pieux	Colonnes Passives	Colonnes Ballastées	Ancrage
Capacité portante	X	X	---	X	---
Stabilité	X	X	X	X	X
Magnitude de tassement	X	X	---	X	---
Accélération de la consolidation	---	---	---	X	---

De cette présentation succincte issue des références bibliographiques, il ressort que la technique des colonnes ballastées est d'un usage large. Les colonnes ballastées permettent d'augmenter la portance des sols, de diminuer les tassements, d'accélérer la consolidation, et de réduire le potentiel d'une éventuelle liquéfaction. La technique des colonnes ballastées est encore plus captivante du fait de la simplicité de sa mise en œuvre et de son modeste coût. Les multiples objectifs de la technique des colonnes ballastées lui ont permis d'avoir un grand essor durant ces dernières décennies.

Dans le cadre de ce mémoire de magister, et dans la continuité des analyses fiabilistes en géotechniques (Rouaski, 2007 ; et Djefal, 2008) effectuées, pour l'étude des fondations superficielles et profondes et de la stabilité des pentes, au niveau du département de Génie Civil de l'ENSP, une analyse fiabiliste des systèmes sol – colonnes ballastées est effectuée pour cerner les sous ensembles de paramètres aléatoires à forte incidence.

Objectifs du Mémoire

L'objectif principal de cette étude consiste à analyser la fiabilité des colonnes ballastées au moyen de l'approche probabiliste. Il consiste donc à répondre aux deux points suivants:

- Recherche bibliographique sur les incertitudes, la probabilité et la fiabilité en géotechnique, et le dimensionnement des colonnes ballastées par l'approche déterministe;
- Utilisation de l'approche probabiliste pour dimensionner les colonnes ballastées, par les méthodes de l'analyse de fiabilité, et la comparaison des résultats des différentes méthodes fiabilistes.

Contenu et Structure du Mémoire

Le contexte et les objectifs du mémoire étant fixés, hors cette introduction, ce mémoire est scindé en six chapitres. En feuilletant rapidement ce mémoire, il verra que les quatre premiers chapitres de ce mémoire se présentent comme une revue des méthodes et théories: d'incertitude, de probabilité, de fiabilité en géotechnique et du dimensionnement et conception des colonnes ballastées. Chaque point abordé au cours de cette succincte introduction décrit les concepts et les méthodes qui forment la base d'analyse de fiabilité des colonnes ballastées, et il sera développé avec plus de détails.

Le premier chapitre traite d'abord les concepts d'incertitudes dont on a besoin pour pouvoir comprendre la problématique d'utilité du calcul probabiliste en géotechnique.

Le deuxième chapitre, appelé « Théorie de probabilité en géotechnique », rappelle l'intérêt de l'approche probabiliste, les principes de la modélisation probabiliste des paramètres et les principales lois de distribution utilisées couramment en géotechnique.

Toujours d'un point de vue bibliographique, les méthodes de l'analyse de fiabilité existant dans la littérature sont tout d'abord recensées dans le troisième chapitre, ces méthodes permettant de tenir compte les incertitudes par une approche probabiliste. En géotechnique, l'analyse de fiabilité consiste à déterminer l'indice de fiabilité ou la probabilité de rupture. La difficulté du calcul de cette probabilité a conduit au développement des méthodes approximatives. Ces méthodes sont regroupées selon leurs principes de calcul en trois familles. Dans ce troisième chapitre une méthode de chaque famille est présentée en détail; méthodes des moments: FOSM, numériques: PEM et de

simulation: MCs classique. Ainsi que les avantages et inconvénients d'utilisation de chaque méthode sont exposés.

Le quatrième chapitre, décrit enfin la conception des colonnes ballastées par l'introduction des paramètres fondamentaux intervenants dans leur dimensionnement, et les théories et méthodes utilisées pour dimensionner ces colonnes ballastées. Dans ce chapitre, les différentes méthodes analytiques existantes et couramment utilisées pour le dimensionnement déterministe des colonnes ballastées sont présentées. Ce problème est attaqué en le divisant en quatre éléments : la prédiction de la capacité portante, les tassements, le taux de consolidation et la construction contre le risque de la liquéfaction.

Quand dans le quatrième chapitre les modèles de calcul sont présentés d'un point de vue plutôt déterministe, le cinquième chapitre est consacré à l'application des calculs fiabilistes et se décompose en trois parties: l'analyse de fiabilité des colonnes pour chaque fin de construction, l'analyse de sensibilité pour réduire le nombre des paramètres considérées comme des variables aléatoires, et l'efficacité des trois méthodes fiabilistes utilisées dans ce travail pour évaluer la fiabilité. En conséquence le but de ce chapitre est de dimensionner les colonnes ballastées par l'approche probabiliste.

Le sixième et dernier chapitre de ce mémoire forme l'aboutissement de nos travaux. Ce sixième chapitre enfin est la conclusion générale, et permet de faire une synthèse de nos résultats obtenus. Ce chapitre se termine avec quelques suggestions tant pour les travaux futurs que la pratique pour appliquer l'approche probabiliste dans le dimensionnement des colonnes ballastées.

A la fin des chapitres de ce mémoire, et dans une section appelée «Références Bibliographiques» la bibliographie que l'on a construite tout au long de ce travail de mémoire, ou les sources qu'on a consultées pour nous aider à écrire les chapitres en question sont données.

En dehors de ces chapitres, et pour compléter l'analyse de fiabilité on a aussi inclus quatre annexes A, B, C et D. Ces annexes contiennent les résultats obtenus, mais qu'on n'a pas inclus dans le texte pour éviter l'alourdissement.

«Il n'y a de certitudes qu'en mathématiques, les autres sciences cherchent à quantifier le probable».
JACQUES TERNIER, PHYSICIEN

Chapitre I

INCERTITUDES EN GÉOTECHNIQUE

1.1	Introduction	04
1.2	Concept d'Incertitude en Géotechnique	04
1.3	Causes des Incertitudes en Géotechnique	05
1.3.1	Incertitudes sur les valeurs des paramètres.....	07
1.3.2	Incertitudes sur les sollicitations et conditions aux limites.....	08
1.3.3	Incertitudes sur le choix du modèle et méthode de calcul.....	08
1.4	Catégories des Incertitudes	09
1.4.1	Incertitude aléatoire.....	10
1.4.2	Incertitude épistémique.....	12
1.5	Conclusion	13

1.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter l'état des connaissances actuel sur les incertitudes en géotechnique.

Ce chapitre est structuré comme suit: dans une première partie, le concept d'incertitude en géotechnique est défini, en deuxième, les principales causes d'incertitudes rencontrées en géotechnique sont recensées. Puis, les diverses catégories d'incertitudes, et notamment les incertitudes aléatoire et épistémique, sont présentées en troisième partie.

Une revue bibliographique assez complète des sources et types d'incertitudes se trouve par exemple dans le livre de Baecher et Christian (2003) ou dans la communication de Auvinet (2001).

1.2 CONCEPT D'INCERTITUDE EN GÉOTECHNIQUE

Afin d'évaluer la viabilité des ouvrages projetés, il est nécessaire de connaître le comportement du sol vis-à-vis ces ouvrages.

Le sol est un milieu polyphasique discret à l'échelle microscopique, hétérogène et discontinu à l'échelle macroscopique (créé par une succession de processus géologiques complexes), son comportement est anisotrope non conservatif, et habituellement défini par des caractéristiques géotechniques. La détermination de ces caractéristiques s'effectue par des essais en laboratoire ou in situ; ces essais limités en nombres et réduits dans l'espace, fournissent des informations partielles, ponctuelles et éparées, entachées d'incertitudes associées aux techniques de mesures, et pas forcément représentatives de la succession des états de contraintes susceptibles de se produire sur site. Quoique cette information soit très réduite, elle reste indispensable pour toute analyse. Une alternative pour contourner cette inhérente difficulté consiste à considérer les paramètres géotechniques du site comme variables aléatoires obéissent à la définition d'un processus stochastique.

Einstein (1996) estime que les incertitudes ne peuvent pas être évitées, et donc propose dans la figure 1.1 le cycle d'évaluation, d'analyse et d'intégration de ces incertitudes.

Puisque les incertitudes sont inhérentes aux milieux étudiés, des efforts doivent être faits pour les incorporer dans les processus d'analyse de leur comportement. Aucune évaluation sérieuse du comportement des sols et des roches ne devrait être conduite sans

une certaine évaluation des incertitudes dans les résultats, même sous une forme descriptive. Ceci peut se traduire par une analyse de sensibilité des intervalles de confiance (comme dans les méthodes stochastiques), l'évaluation directe des erreurs dans les données et leur propagation jusqu'aux résultats ou encore par l'incorporation du jugement subjectif et de l'opinion experte.

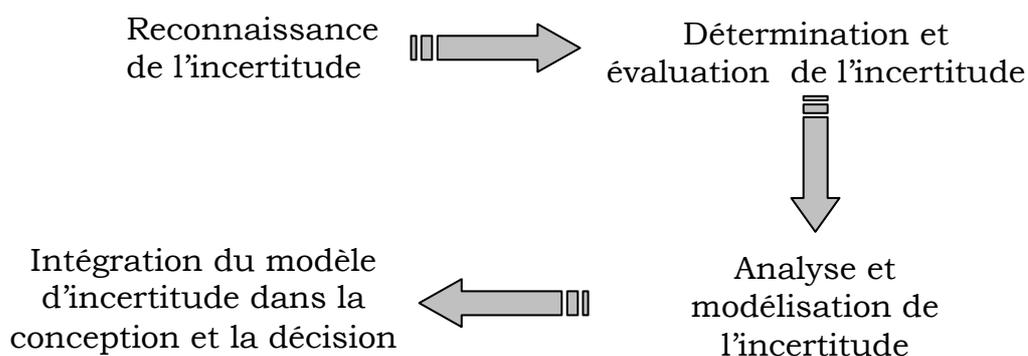


Figure 1.1 Cycle de l'incertitude d'après (Einstein, 1996).

Vu la grande importance de ce concept d'incertitude en géotechnique, la revue française de géotechnique consacre un numéro spécial aux incertitudes, intitulé : Incertitudes en Géotechnique et dimensionnement des ouvrages, ce numéro contient les huit articles cités aux références bibliographiques.

1.3 CAUSES DES INCERTITUDES EN GÉOTECHNIQUE

Les causes d'incertitudes en géotechnique ont des origines multiples. Quelques sources d'incertitudes sont similaires aux celles rencontrées dans tous les problèmes d'ingénierie, d'autres sources sont spécifiquement liées au matériau, que ce soit le sol ou la roche, que la nature a doté de caractéristiques complexes et variables dans l'espace et dans le temps et dont la mesure est délicate.

Les sources d'aléas qui affectent sur les applications géotechniques sont nombreuses: la variation spatiale des propriétés géométriques (épaisseur, étendue) et mécaniques des formations, la détermination des conditions aux limites du modèle, les sollicitations imposées, le manque de représentativité des tests réalisés au laboratoire ou in situ, les erreurs commises dans les procédures expérimentales, ainsi que le biais introduit par le modèle mécanique adopté, et à des erreurs humaines lors des calculs ou de détermination des paramètres géotechniques.

Même que dans le domaine de géotechnique les origines des sources sont multipliées et complexe, différents chercheurs ont proposé différentes classifications. Les deux principales, celle de Kulhawy (1992) et d'Auvinet (2001), sont présentées.

Pour Kulhawy (1992), l'identification des incertitudes consiste à modéliser trois types d'incertitude (Figure 1.2) : la variabilité naturelle du sol, l'erreur de mesure et l'incertitude des modèles.

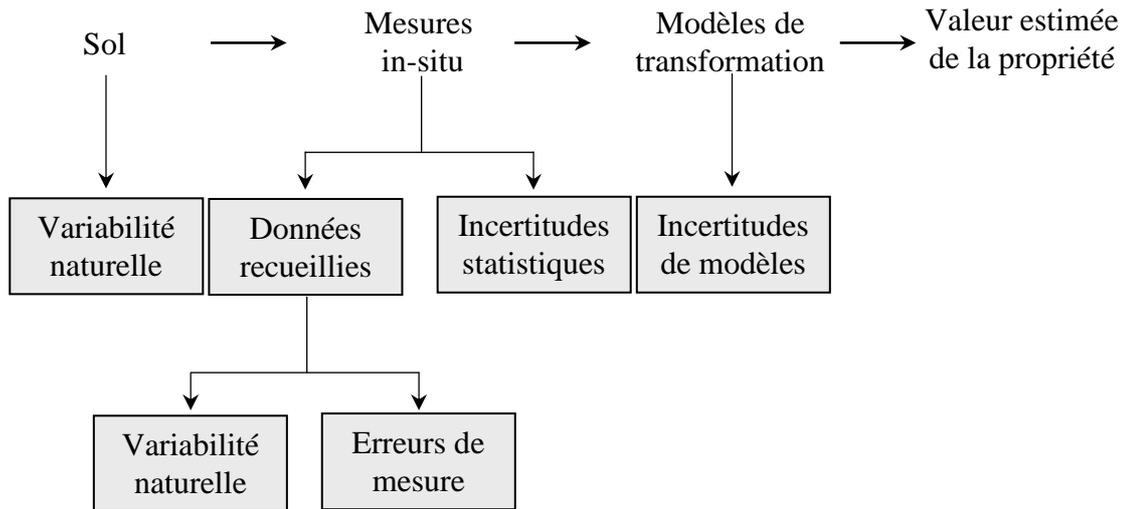


Figure. 1.2 Estimation d'incertitude sur les propriétés des sols d'après Kulhawy (1992).

La première incertitude est souvent appelée active (Favre 2000, 2004). Supposons que chaque mesure est parfaite, néanmoins, la propriété varie d'un point à un autre de l'espace. Cette source d'incertitude, appelée variabilité naturelle, résulte principalement des processus géologiques qui ont produit et modifié continuellement les propriétés du sol.

La deuxième incertitude, souvent appelée passive (Favre 2000, 2004), due à l'erreur de mesure, est reliée à l'appareil et à l'opérateur. Avec le progrès de la métrologie, on a considérablement réduit les erreurs d'imprécision et avec l'acquisition automatique, les erreurs d'opérateur.

Le troisième type d'incertitude est lié à l'utilisation de modèles de comportement.

Suivant Auvinet (2001), les incertitudes provenant d'erreurs humaines (erreurs de conception, exécution incorrecte ou exploitation inadaptée) peuvent également être importantes mais elles échappent. Cet auteur a considéré également la classification suivante:

1.3.1 Incertitudes sur les Valeurs des Paramètres Géotechniques des Sols

Concernant les paramètres géotechniques des sols, en distinguant deux types d'incertitudes: ceux liés aux incertitudes sur les mesures et les estimations de ces paramètres, et ceux dépendent de la variabilité spatiale.

1.3.1.1 Incertitudes sur les Mesures et Estimations des Paramètres

Dans la pratique de la géotechnique, les mesures et l'estimation des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques des sols sont souvent pénibles. Suivant la communication d'Auvinet (2001), la détermination de ces propriétés est soumise aux:

- erreurs aléatoires commises lors des essais réalisés;
- erreurs systématiques dues à un biais dans la mesure, souvent inhérent à l'essai réalisé (par exemple des différences systématiques entre la résistance au cisaillement des sols mesurée au scissomètre et au triaxial sont observées) ou liées au remaniement des échantillons et autres facteurs similaires. Si ce biais est connu, il peut être corrigé mais il reste souvent aléatoire.

De plus, les valeurs des paramètres sont estimées subjectivement (opinion d'expert) ou à partir des analyses statistiques approximatives, ce qui introduit des erreurs et des biais aléatoires.

1.3.1.2 Incertitudes sur la Variabilité Spatiale

Par nature, les géomatériaux sont hétérogènes : leurs propriétés mécaniques et physiques présentent une variation souvent considérable d'un point à l'autre du milieu étudié. La connaissance de la géologie du site ou du procédé de construction de l'ouvrage permet de définir des sous domaines à caractéristiques à peu près homogènes. Il ne peut s'agir toutefois que d'une homogénéité statistique dissimulant des variations locales souvent très significatives. Pour les géotechniciens, les propriétés des matériaux sont donc des fonctions spatiales aléatoires.

La variabilité spatiale des propriétés des sols exerce une influence considérable sur les résultats des études géotechniques, et les incertitudes les plus grandes sont celles induites par une mauvaise connaissance des propriétés des sols. La réalisation de quelques reconnaissances ponctuelles ne permet pas de déterminer avec précision ces propriétés.

1.3.2 Incertitudes sur les Sollicitations et les Conditions Aux Limites

La structure d'un sol naturel peut être définie comme l'arrangement des particules et par les liens qui existent entre ces particules. Cette structure, très souvent anisotrope, est directement dictée par les conditions et l'histoire de la déposition et du chargement.

Les forces extérieures et de volume à prendre en compte dans les modélisations géotechniques, sont souvent difficiles à préciser. Il en est ainsi, par exemple, des forces tectoniques ou des contraintes transmises au sol par les fondations, fréquemment estimées à partir de descentes de charges approximatives. Les conditions aux limites elles-mêmes ne peuvent souvent être définies que de façon approchée. Les incertitudes ainsi introduites sont difficiles à évaluer, mais elles peuvent parfois être représentées par un vecteur de variables aléatoires susceptibles d'être prises en compte dans les analyses stochastiques.

1.3.3 Incertitudes sur la Méthode de Calcul

Les méthodes de calcul courantes en géotechnique constituent une source supplémentaire importante d'incertitudes. Les divergences, voire les contradictions existant entre les différentes solutions analytiques proposées dans la littérature pour les problèmes de la capacité portante en géotechnique illustrent bien ce point. Les méthodes numériques approchées, de type éléments finis ou similaires, ont permis d'aborder des problèmes de plus en plus complexes, mais la précision de ces méthodes constitue elle aussi un élément d'incertitudes. Il existe bien sûr des techniques théoriques à priori et à posteriori pour déterminer l'erreur implicite dans ces méthodes. On trouve également dans la littérature, mais relativement dispersées, diverses études de sensibilité sur les différentes caractéristiques d'une modélisation numérique (maillages, méthode d'intégration,...). Néanmoins, l'approche de ce problème est en fait souvent empirique et passe par la validation des résultats sur modèles : physiques, numériques, réduits ou réels. Ce n'est donc que de façon grossière qu'on peut parfois représenter l'erreur sur la méthode de calcul au moyen d'un terme aléatoire d'erreur additif ou multiplicatif.

1.4 CATÉGORIES DES INCERTITUDES

L'incertitude des propriétés du sol en géotechnique peut être divisée en trois catégories: aléatoire, épistémique et décisionnelle. Dans la plupart des applications, l'influence de cette dernière catégorie d'incertitude n'est pas considérée (Baecher et Christian 2003).

La figure 1.3 présente schématiquement ces différentes catégories d'incertitudes tandis que le tableau 1.1 montre différentes terminologies rencontrées.

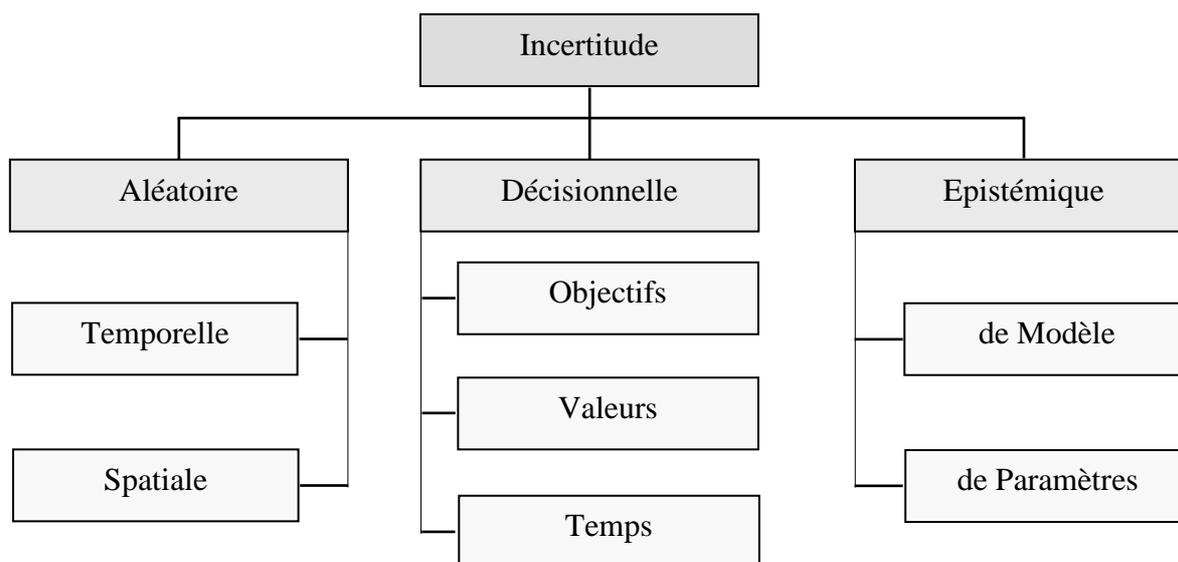


Figure 1.3 Catégories d'incertitudes d'après (Baecher et Christian, 2003).

Tableau 1.1 Termes alternatifs décrivant la signification duelle de l'incertitude (Baecher et Christian, 2003).

Incertitude aléatoire	Incertitude épistémique	Citation
Variabilité Naturelle	Incertitude de connaissance	(NRC, 2000)
Variation stochastique	Incertitude de fonctionnement	(Stedinger et al, 1996)
Incertitude objective	Incertitude subjective	(Chow et al, 1988)
Incertitude extérieure	Incertitude intérieure	(Chow et al, 1988)
Probabilité statistique	Probabilité inductive	(Carnap, 1936)
Chance	Probabilité	Poisson, Cournot

1.4.1 Incertitude Épistémique

L'incertitude épistémique résulte d'un manque d'information dans les mesures ou le calcul. Cette incertitude inclut les erreurs systématiques résultant de facteurs tels que la méthode de mesure des propriétés, la quantité de données disponible, et la modélisation des erreurs. Duncan (2000) a montré qu'il y a, en ingénierie, tendance à sous-estimer l'intervalle entre les valeurs minimales et maximales.

Les incertitudes épistémiques dans une approche de calcul directe sont de deux types, le premier dit incertitudes de modèle, le second dit de paramètres (voir figure 1.3).

Incertainces de Modèle

Les incertitudes de modèle reflètent l'incapacité d'un modèle à représenter le comportement physique véritable du système étudié, ou l'incapacité de l'analyste à identifier le meilleur modèle à utiliser. En de nombreux cas, les incertitudes de modèles ont des effets importants. On prendra l'exercice de comparaison de calcul présenté au symposium international sur l'amélioration des sols en place (ASEP-GI, 2004) qui confirme ces incertitudes.

Les figures 1.5.a et 1.5.b représentent respectivement les résultats de prédiction des tassements du remblai représenté sur la figure 1.4.a, en l'absence de traitement et avec l'existence du traitement du groupe de colonnes ballastées de la figure 1.4.b. Les valeurs des tassements prédites par les participants (Tableau 1.2) en utilisant les mêmes données de site, mais différents modèles de prédiction sont comparées aux valeurs "réelles" mesurées sur site. Les figures 1.5.a et 1.5.b montrent une grande dispersion des résultats obtenus par les participants relativement aux observations expérimentales; cette dispersion confirme l'effet important des incertitudes du modèle.

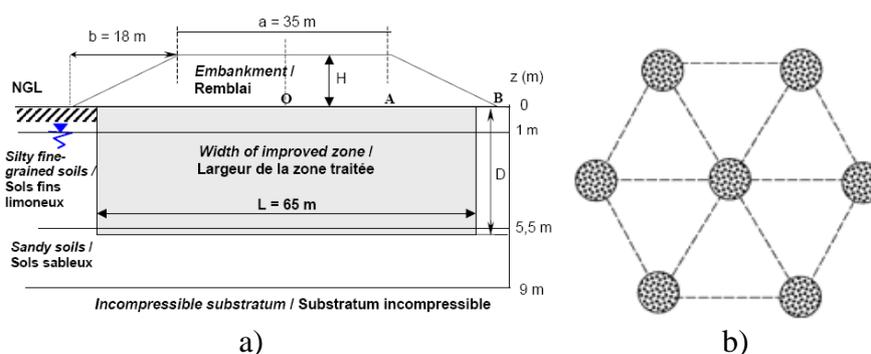


Figure. 1.4 Géométrie du : a) remblai, et b) groupe de colonnes.

Tableau 1.2 Participants pour la prévision du tassement d'un groupe de colonnes ballastées (ASEP-GI, 2004).

Nom	Pays	N°	Méthode de calcul
Den Haan	Hollande	1	FEM 2D (PLAXIS)
B Klobe	Allemagne	2	Méthode de Priebe
CSTC	Belgique	3	FEM 2D (PLAXIS)
J-P Rajot & N Neyret	France	4	FEM 2D (CS2P)
R Goubet	France	5	Méthode de Priebe
F Baguelin	France	6a	Méthode de Priebe
		6b	Méthode de Combarieu-Baguelin
J Wehr & J Herle	Allemagne	7	Logiciel CRETA
L Herie & J Wehr & S Bazgan	Allemagne	8	FEM 2D (PLAXIS)
R Katzenbach & Ittershagen	Allemagne	9	FEM 2D (PLAXIS)
G Bertaina	France	10a	Méthode de Priebe
		10b	Méthode de Priebe avec corrections
E Antoinet & B Page	France	11a,b,c	FDM (FLAC3D)
S Bretelle	France	12	FEM 2D (PLAXIS) et Priebe
O Combarieu	France	13	Méthode de Combarieu
S Burion	France	14,a,b	Méthode de Priebe
		14,c	Elastique non linéaire
		14,d	Méthode de tranches
		14,e	Méthode d'Alamgir et al
		14,f	Méthode d'homogénéisation
		14,g,h	FEM
M Bouassida & Z Guétif Fessi	Tunisie	15,a	Elasticité linéaire
		15,b	Modèle Poro-élastique
		15,c	Modèle d'homogénéisation
		15,d	Méthode de Balaam et Booker
		15,e	Méthode de Priebe
K Pühringer & H F Schweiger & R Thurner	Autriche	15,g	DTU 13.2
		16	FEM 3D (PLAXIS)
D Remnod & E Bourgeois	France	17	FEM 3D (CESAR-LCPC)

L'incertitude de modèle est souvent évaluée sur la base des résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux (mesures), ces résultats ne sont pas exempts de limitations (voir les lignes indiquées *Mesures*). Les résultats d'essais sont eux-mêmes des réalités idéalisées ou simplifiées, et sont affectés par l'échelle, par les conditions aux limites, par les erreurs de mesure, etc.

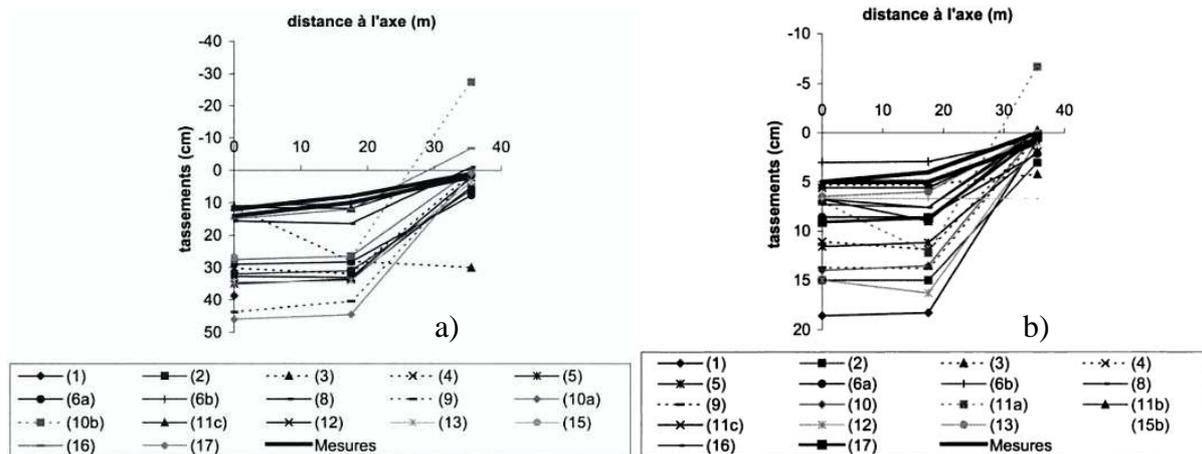


Figure. 1.5 Résultats de prédiction des tassements d'un remblai, a) sans traitement ($t=200$ jours), b) avec traitement par colonnes ballastées ($t=40$ jours), (ASEP-GI, 2004).

1.4.2 Incertitude Aléatoire

Les incertitudes aléatoires englobent la variabilité naturelle d'une propriété (variabilité spatiale et temporelle) et les erreurs des essais. Pour ces incertitudes, aucune information supplémentaire ne peut les réduire mais elle peut permettre une meilleure identification des ces incertitudes.

La variabilité naturelle peut être observée en un point donné pendant la durée d'un phénomène (variabilité temporelle), en plusieurs points à un instant donné (variabilité spatiale) ou en plusieurs points à différents instants (variabilité spatio-temporelle).

La figure 1.6, représentée cette variabilité par le profil d'un sondage pénétrométrique.

La variation spatiale d'une propriété ξ avec la profondeur z peut être décomposée :

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (1.1)$$

où $\xi(z)$ 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.

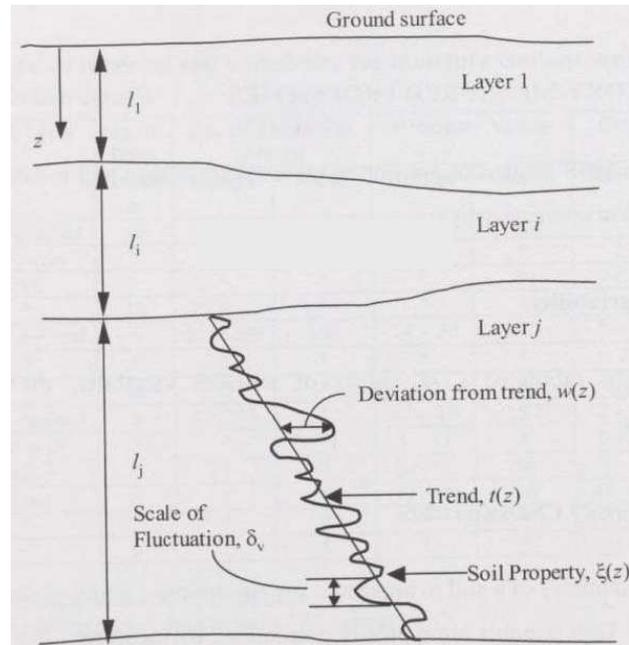


Figure. 1.6 Diagramme schématisant la variabilité spatiale inhérente selon Kulhawy (1992).

La fonction $w(z)$ représente la dispersion de la propriété du sol autour de sa fonction moyenne (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, et la corrélation entre deux valeurs à deux profondeurs différentes est fonction seulement de la distance qui les sépare.

1.5 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à une brève recherche bibliographique relative aux incertitudes en géotechnique. Les sources d'incertitudes sont très nombreuses, en toute rigueur, les plus graves sont généralement celles qui proviennent d'une mauvaise connaissance de caractérisation des propriétés.

Dans le travail de ce présent mémoire, les incidences des incertitudes sur les paramètres lors de l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées sont examinées par l'utilisation d'une approche probabiliste.

« Il n'y a pas de probabilités en soi, il n'y a que des modèles probabilistes ».

G. MATHÉRON

Chapitre II

THÉORIE DE PROBABILITÉ EN GÉOTECHNIQUE

2.1	Introduction	14
2.2	Intérêt de l'Approche Probabiliste	14
2.3	Modélisation Probabiliste des Paramètres	15
2.3.1	Représentation graphique.....	15
2.3.1.1	Histogramme des fréquences relatives	15
2.3.1.2	Diagramme des fréquences relatives cumulées.....	16
2.3.2	Caractérisation numérique	17
2.3.2.1	Tendance centrale	17
2.3.2.2	Dispersion	17
2.3.2.3	Dissymétrie.....	20
2.3.2.4	Corrélation	21
2.4	Distributions des Propriétés Géotechniques	23
2.4.1	Distribution normale.....	24
2.4.2	Distribution log normale.....	24
2.5	Conclusion	25

2.1 INTRODUCTION

Il a été vu au chapitre précédent qu'aucune mesure physique n'est exemptée d'incertitudes. L'utilisation d'une approche probabiliste est un moyen de lever ces incertitudes.

Ce chapitre est une introduction aux notions fondamentales de probabilités, et a pour l'objet de décrire sommairement l'application de la théorie de probabilités dans le domaine de la géotechnique, et d'aborder successivement les méthodes d'analyse des:

- variations spatiales des propriétés des sols;
- corrélations entre les propriétés;
- distributions de ces mêmes propriétés.

Dans chaque cas, une synthèse des principaux résultats publiés pour les différents types de sols, est présentée sous forme des tableaux.

2.2 INTÉRÊT DE L'APPROCHE PROBABILISTE

Récemment et pour le dimensionnement des ouvrages, il est remarqué un passage progressif des méthodes qui basent sur l'approche déterministe dans laquelle des coefficients de sécurité sont appliqués vers celles qui basent sur l'approche probabiliste, ce passage fait dans tous les domaines de l'ingénierie. En géotechnique aussi, ces dernières années, l'utilisation de cette approche dans l'analyse des problèmes de la mécanique des sols a une augmentation remarquable.

Les méthodes classiques (approche déterministe) se résument à des critères de sécurité basés sur des inégalités à satisfaire par des grandeurs moyennes ou caractéristiques déterminées sous des hypothèses d'homogénéité globale ou locale. Ces méthodes, non seulement ne tiennent pas compte des incertitudes sur les paramètres du dimensionnement, mais, ne définissent pas de mesure de sécurité, ne permettent pas de comparer rationnellement des solutions voisines entre elles. Elles ne constituent qu'une approximation du fonctionnement mécanique réel des systèmes et elles sont donc d'un intérêt limité en tant qu'outil d'aide à la décision.

Dans ce contexte, la description statistique des sols et les calculs de probabilités constituent un outil précieux pour la quantification des incertitudes et leur incorporation dans la conception et l'analyse des ouvrages en géotechnique.

Il est reconnu aujourd'hui que le bon cadre pour tenir compte de la variabilité spatiale des paramètres est celui de les modéliser dans une approche probabiliste. Pour cela, une panoplie des méthodes statistiques et probabilistes, s'appuyant sur ce type de modélisation, est développée.

L'approche probabiliste quantifie l'évolution du risque dans le temps en prenant en compte la variabilité des différentes grandeurs d'entrée des modèles par l'intermédiaire, notamment de leur distribution statistique, et non plus simplement de leur moyenne.

Le principe même de l'approche probabiliste de la sécurité est donc que la sécurité absolue n'existe pas quelque soit le type de l'ouvrage, cette approche est assez naturelle puisqu'elle s'agit de domaines où le poids de l'incertain est évident (Favre, 1998, 2004).

En guise de conclusion, l'approche probabiliste constitue l'approche la plus appropriée pour tenir compte de la variabilité des paramètres. A cette fin, plusieurs approches statistiques ou probabilistes ont été développées. L'intérêt de l'utilisation de l'approche probabiliste se résume en trois points : (1) Aide au diagnostic; (2) Etude de sensibilité et aide à la décision ; et (3) Amélioration des outils déterministes de conception.

2.3 MODÉLISATION DES PARAMÈTRES

2.3.1 Représentation Graphique

Dans cette section, quelques méthodes graphiques pour analyser la variabilité, comme: l'histogramme et le diagramme des fréquences relatives sont présentées.

2.3.1.1 Histogramme des Fréquences Relatives

L'histogramme des fréquences relatives est la manière la plus commode de la représentation graphique des données dispersées. L'histogramme représente graphiquement le nombre de mesures faisant partie des intervalles spécifiques de valeurs comme barre verticale. Ainsi, un histogramme s'appelle parfois un diagramme à barres. La taille de la barre au-dessus de chaque intervalle montre le nombre de valeurs mesurées dans l'intervalle, et la somme des tailles des barres est égale à tout le nombre de mesures.

Pour construire un histogramme des valeurs de la propriété étudiée en opérant de la façon suivante (Magnan, 1982):

- le calcul de l'étendue de la distribution, différence entre la valeur la plus élevée et la valeur la plus faible;
- le partage de l'étendue de la distribution en k classes d'amplitudes égales (k est calculé par la formule Sturges) ;
- le comptage du nombre de valeurs comprises dans chacune des classes ;
- le reportage de ces nombres n_i sur un graphique où les valeurs de paramètre étudié sont portées en abscisse et les effectifs de chaque classe en ordonnée.

La figure 2.1 présente, deux exemples d'histogrammes de 542 et 133 valeurs de la résistance à la compression des sols sableux et cohésifs.

Le nombre de classes k doit être ni trop petit (perte d'information), ni trop grand (zéro ou une mesure dans la plupart des classes) ; la formule de Sturges donne une valeur approximative :

$$k \cong 1 + 3.22 \log_{10} n \quad (2.1)$$

Soit, en géotechnique où les effectives sont faibles et souvent inférieurs à 10, $k \cong 4$. Dans le cas de figure 2.1.a où $n = 542$, on obtient un histogramme avec $k \cong 10$, et pour la figure 2.1.b où $n = 133$, $k \cong 8$.

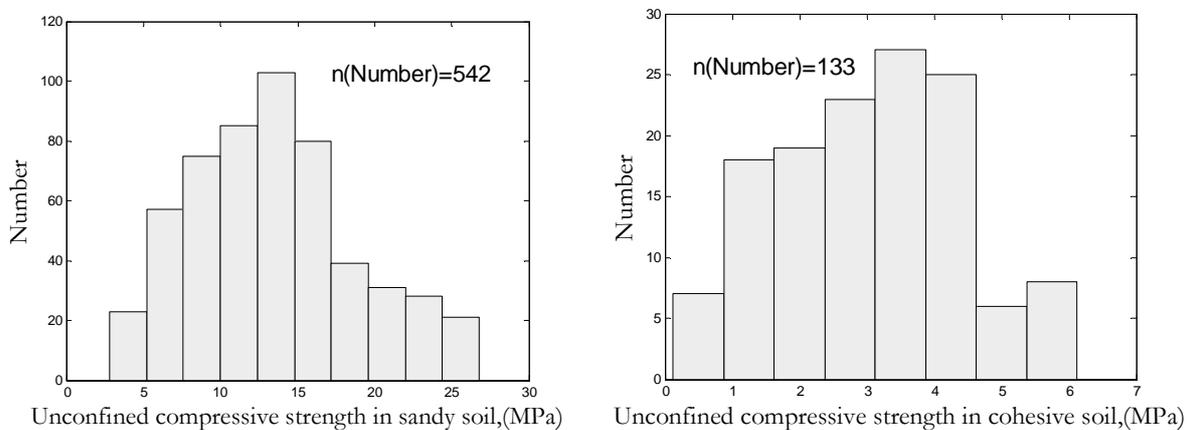


Figure. 2.1 Histogramme de la résistance à la compression non confiné dans les sols cohésifs et sableux.

2.3.1.2 Diagramme des Fréquences Relatives Cumulées

La fréquence cumulée est la fréquence des points d'une série de mesures qui ont des valeurs inférieures ou égales à la limite supérieure d'un intervalle dans l'histogramme des fréquences relatives. La fréquence cumulée est obtenue en sommant les fréquences d'intervalles pour tous les intervalles au dessous de la limite supérieure (Figure 2.2).

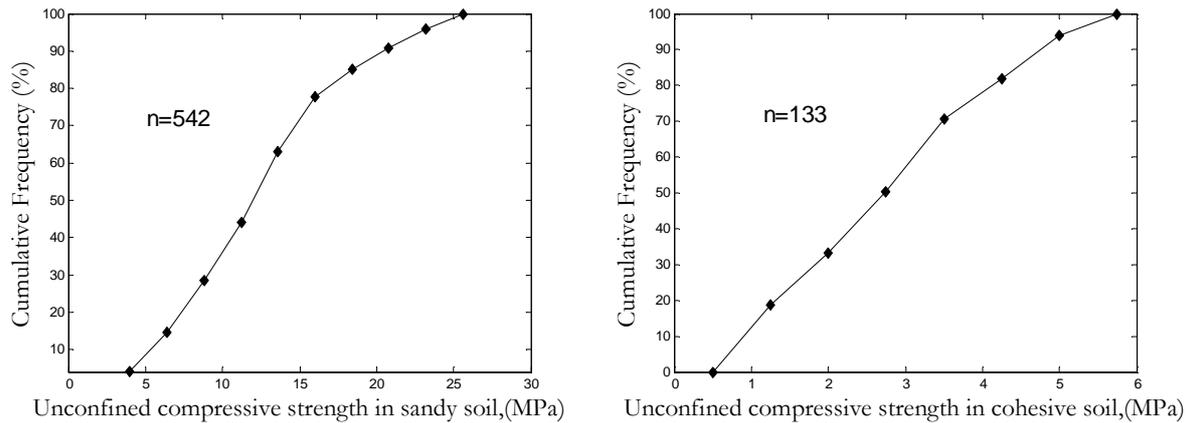


Figure. 2.2 Courbe des fréquences relatives cumulées de la résistance à la compression non confiné dans les sols cohésifs et sableux.

2.3.2 Caractérisation Numérique

En plus des analyses graphiques, la variabilité des données peut également être effectuée quantitativement. Les statistiques d'une série de mesures (statistique d'échantillon) fournissent des mesures quantitatives de la variabilité.

Dans cette section, les mesures sont résumées par quelques quantités statistiques, comme: tendance centrale, dispersion, dissymétrie des données et corrélation ou dépendance des échantillons.

2.3.2.1 Tendance Centrale

La mesure de la tendance centrale d'une série de mesures, est généralement donnée par une valeur moyenne μ_x d'un ensemble de valeurs mesurées par x_i de n série de mesures pour la variable aléatoire x , est obtenue en additionnant les valeurs puis en divisant par n :

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.2)$$

2.3.2.2 Dispersion

La quantité de dispersion la plus facile à mesurer dans un échantillon est le rang de l'échantillon, qui est simplement la valeur maximale moins la valeur minimale dans la série de mesures.

Écart Type

L'écart type est un critère de dispersion; il mesure l'écart moyen à la moyenne observée.

La variance de l'échantillon σ_x^2 est la valeur moyenne des carrés des distances entre les différentes valeurs et la moyenne de l'échantillon.

L'écart type de l'échantillon σ_x est la racine carrée de la variance.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [(x_i - \mu)^2]}{n-1}} \quad (2.3)$$

Coefficient de Variation

Le coefficient de variation de l'échantillon Cov -mesure sans dimension de la dispersion- est défini par :

$$Cov = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \cdot 100\% \quad (2.4)$$

Ce coefficient est un excellent outil de contrôle pour la variabilité naturelle des propriétés des sols.

Dans le cas des informations insuffisantes sur l'échantillon, il est impossible de déterminer le coefficient de variation par l'équation précédente.

De nombreuses études statistiques ont été réalisées sur les variations des propriétés géotechniques des sols. Le tableau 2.1 rassemble les résultats, tels qu'ils sont parus dans les publications spécialisées.

D'après Duncan (2000), ces résultats (valeurs des coefficients de variation) peuvent être utilisés pour déterminer l'écart type dans le cas d'insuffisances des informations.

Tableau 2.1 Coefficient de variation de différentes propriétés des sols : ^(a)-(Magnan, 1982), ^(b)-(Hassan et Wolff, 1999), ^(c)-(Duncan, 2000), ^(d)-(Baecher et Christian, 2003), ^(e)-(Dubost et al 2007), ^(f)-(Holtz et Kovacs 1981).

Paramètres, unité	Sols	Moyen	Cov (%)	Auteurs (référence)	
Poids volumique γ , kN/m^3	Sable	-	3	Mikheev et Ignatova (1977) ^(a)	
	Argile	14.9	8	Baghery (1980) ^(a)	
		-	1.9-12.3	Hammitt (1966) ^(a)	
	Limon	-	6	Cassan (1979) ^(a)	
		-	-	1.4-22	Grolimund et Recordon (1972) ^(a)
-	-	-	3-7	Harr (1984), Kulhawy (1992) ^(c)	
Angle de frottement interne effectif ϕ' , °	Sable	-	2-13	Harr (1984) ^(c)	
		10	5-15	Singh (1971) ^(d)	
	-	-	2-5	Lacasse et al (1996) ^(d)	
	Sable ou gravier	-	5.3	Schultze (1972) ^(a)	
		-	-	6-11	Harr (1977) ^(a)
-	-	-	12-14	Singh (1972) ^(a)	
Angle de frottement interne ϕ_{uu} , °	Sable	32	6.25	Wolff et al (1995) ^(b)	
		-	8.5	100	Wolff (1985) ^(b)
	Argile	15	60	Wolff (1985) ^(b)	
		18	33.3	Wolff et al (1995) ^(b)	
Cohésion effective c' , kPa	Argile	10.9	79	Baghery (1980) ^(a)	
		38.31	40	Hassan et Wolff (1999) ^(b)	
	-	-	13-40	Harr (1984), Duncan (2000) ^(c)	
	Sable	-	-	25-30	Lumb (1996), Singh (1971) ^(d)
		117.79	50	Wolff (1985) ^(b)	
Argile	47.88	80	Wolff et al (1995) ^(b)		
Cohésion non drainée c_u , kPa	Limon	-	30-41	Cassan (1979) ^(a)	
		-	114	Grolimund et Recordon (1972) ^(a)	
	Tous	-	20-50	Lumb (1996) ^(d)	
	Argile	23.4	51	Baghery (1980) ^(a)	
Cohésion non drainée S_u (Essais triaxiaux), kPa	Argile	25.5	55	Baghery (1980) ^(a)	
Cohésion non drainée S_u (Scissomètre de laboratoire), kPa	Argile	29.9	45	Baghery (1980) ^(a)	
Cohésion non drainée S_v (Rhéotest), kPa	-	-	10-20	Kulhawy (1992) ^(c)	
Indice de compression (C_c), -	-	-	10-37	Harr (1984), Duncan (2000) ^(c)	
		Argile	-	25.5	Lumb (1966) ^(a)
	Limon	-	52.2	Corotis et al (1975) ^(a)	
		-	15.7	Grolimund et Recordon (1972) ^(a)	
		0.96	43	Dubost et al (2007) ^(e)	
Pression de préconsolidation σ'_p , kPa	-	-	10-35	Harr (1984), Duncan (2000) ^(c)	
	Argile	97	37	Dubost et al (2007) ^(e)	
Indice des vides initial e_0 , -	Sable	-	13.3-29.6	Schultze (1972) ^(a)	
	Limon	-	21.6	Schultze (1972) ^(a)	
		1.9	33	Dubost et al (2007) ^(e)	
	Argile	-	15.1-31.6	Fredlund et Dahlman (1977) ^(a)	
Coefficient de perméabilité	Argile	2.42	47	Baghery (1980) ^(a)	
		-	68-90	Harr (1984), Duncan (2000) ^(c)	

$(k), m/s$	saturé		130-240	Harr (1984), Benson et al (1999) ^(c)
	Argile	-		
	P saturé	-		
Coefficient de consolidation	-	-	33-68	Duncan (2000) ^(c)
$(c_v), m^2/s$	Argile	0.31.10 ⁻⁷	167	Baghery (1980) ^(a)
		3,81.10 ⁻⁷	50	Ladd et Luscher (1965) ^(f)
Nombre de coups CPT $(q_c), MN/m^2$	Sable	0.5-30	20-60	Phoon et Kulhawy (1999)
	Argile	0.5-2.0	20-40	
Vitesse de cisaillement $(V_s), m/s$	-	195	24	Andrus et al (2006)
Module d'Young E', kPa	Argile	7695	49	Dubost et al (2007) ^(c)
	Limons	8312	88	
	Vase	5404	153	
	-	-	2-42	Otte (1987) ^(d) , Kennedy (1978) ^(d)

L'analyse du tableau 2.1 montre que : (1) le rang des valeurs des coefficients de variations de l'angle de frottement des sols argileux est parfois très large en comparaison avec des sols sableux ; (2) le rang des valeurs des coefficients de variations du poids du sol s'avère moins large ; (3) la variabilité naturelle mesurée dans les dernières années est beaucoup plus faible que dans des années précédentes ; (4) les sols à faibles caractéristiques mécaniques présentent une variabilité importante de leurs propriétés ; (5) la méthode de mesure (l'utilisation d'un appareil de laboratoire ou in situ) a une influence remarquable sur le coefficient de variation.

2.3.2.3 Dissymétrie

Le coefficient de dissymétrie de l'échantillon ψ_x , qui est proportionnel à la moyenne des cubes des distances entre les différentes valeurs et la valeur moyenne fournit une mesure de symétrie pour une série de mesures.

$$\psi_x = \left[\frac{n}{(n-1)(n-2)} \right] \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^3}{\sigma_x^3} \quad (2.5)$$

Un coefficient de dissymétrie égal à zéro signifie que les valeurs de l'échantillon sont distribuées symétriquement autour de la valeur moyenne. Un coefficient de dissymétrie positif signifie que les données sont biaisées autour de la valeur moyenne vers la droite (vers les grandes valeurs), alors qu'un coefficient de dissymétrie négatif signifie que les données sont biaisées vers la gauche (vers les petites valeurs).

2.3.2.4 Corrélation

Un autre paramètre statistique important dans une modélisation probabiliste est celui du coefficient de corrélation entre les caractéristiques géotechniques et physiques des sols. L'incertitude dans une caractéristique peut être associée à d'autres, c'est-à-dire que les incertitudes ne sont pas indépendantes. Pour fournir une mesure non dimensionnelle du degré de corrélation entre x_i et y_i , le coefficient de corrélation ρ_{xy} est obtenu en divisant la covariance par le produit des écarts type:

$$\rho_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n [(x_i - \mu_x)(y_i - \mu_y)]}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2}} \quad (2.6)$$

Le coefficient de corrélation s'étend dans l'intervalle $[-1, +1]$. Les valeurs de ρ_{xy} proches aux limites révèlent une forte corrélation ; qui indique qu'il y a une corrélation linéaire parfaite, tandis que les valeurs proches de zéro révèlent une faible corrélation ; qui indique aucune corrélation linéaire entre les variables.

De très nombreuses corrélations ont été publiées pour les propriétés des sols. Beaucoup d'entre elles n'existent que sous la forme d'une relation entre paramètres, sans accès possible aux données étudiées ni même d'indication du coefficient de corrélation correspondant, et il convient d'être prudent quand on les utilise.

Malgré leurs imperfections, les corrélations entre propriétés physiques et mécaniques des sols prises deux à deux ont connu un grand succès auprès des chercheurs de la communauté scientifique en géotechnique (tableau 2.2).

Tableau 2.2 Coefficients de corrélations entre les différentes propriétés des sols, ^(a)-(Magnan, 1982), ^(b)-(Hassan et Wolff, 1999), ^(c)-(Low et Tang, 2001), ^(d)-(Low, 2005).

Propriétés		Sol	Corrélation (ρ)	Référence
Cohésion effective c', kPa	Angle de frottement effectif $\phi', ^\circ$	Grave argileux	0.1	Holtz et Krizek (1972) ^(a)
		-	-0.49 à -0.24	Yuceman et al (1973) ^(a)
		Remblai	-0.3	Low et Tang (2001) ^(c)
		-	-0.7 à -0.37	Lumb (1970) ^(a)
		Sable et gravier	-0.49	Holtz et Krizek (1972) ^(a)
Cohésion non drainée c_u, kPa	Angle de frottement $\phi_u, ^\circ$	Argile compactée	-0.55 à +0.1	Wolff et Harr (1987) ^(b)
		Argile	+0.55 à +0.7	Wolff et al (1995) ^(b)
Indice de compression $C_c, -$	Indice des vides initial $e_0, -$	Argile	-0.702 à 0.775	Matsuo et Asaoka (1977) ^(a)
		Limon	-0.026 à 0.898	Matsuo et Asaoka (1977) ^(a)
Poids volumique des solides $\gamma_s, kN/m^3$	Angle de frottement effectif $\phi', ^\circ$	Grave argileux	0.18	Holtz et Krizek (1972) ^(a)
		Remblai	0.5	Low (2005) ^(d)
		Argile molle	0.5	Low et Tang (2001) ^(c)
		Sable et gravier	0.39	Holtz et Krizek (1972) ^(a)
Poids volumique des solides $\gamma_s, kN/m^3$	Cohésion effective c', kPa	Grave argileux	-0.06	Holtz et Krizek (1972) ^(a)
		Argile molle	0.5	Low et Tang (2001) ^(c)
		Sable et gravier	0.07	Holtz et Krizek (1972) ^(a)

Une lecture du tableau montre des variations très importantes sur les coefficients de corrélation calculés entre les paramètres, et même des changements de signe, d'un sol à l'autre, ce qui prouve que ces corrélations ne suivent pas une loi générale mais résultent de conditions locales précises. En fait, les paramètres : indice des vides e_0 et indice de compression C_c , n'ont aucune raison d'être reliés deux à deux puisque l'indice de compression C_c est lié à structure et à la nature du sol, l'indice des vides initial dépend à la fois de C_c et de l'histoire du chargement.

Concernant la corrélation entre les paramètres élastiques du sol (E et ν), il n'y a pas d'informations suffisantes. Les résultats reportés par quelques auteurs permettent de conclure qu'une corrélation négative existe entre ces deux paramètres.

2.4 DISTRIBUTIONS DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES

Afin d'appliquer une démarche probabiliste en problème de géotechnique, il apparaît primordial, de bien définir les différentes entrées nécessaires (moyenne μ , écart-type σ et coefficient de corrélation ρ) au fonctionnement des modèles.

Une fois ces paramètres définis, il faut sélectionner la loi de distribution afin que celle-ci décrive de manière satisfaisante les données. Il existe un grand nombre de lois de distribution décrivant une variable aléatoire dans la littérature mathématique.

En géotechnique, nombreuses études statistiques ont été réalisées dans le monde entier sur les propriétés des sols. Ces études ont porté sur des sols très variés et sur la plupart des propriétés utilisées. La plupart de ces études ont testé la représentativité des deux lois les plus simples : loi normale et loi log-normale, quelque rares autres s'intéressaient à la loi bêta.

Tableau 2.3 Distribution des différentes propriétés des sols, ^(a)-(Magnan, 1982), ^(b)-(Baecher et Christian, 2003), ^(c)-(Fenton et Griffiths, 2003), ^(d)-(Pieter et Vermeer, 2005).

Propriétés	Sol	Distribution (PDF)	Référence
Cohésion non drainée c_u	Argile	LN	Lacasse et Nadim (1996) ^(b)
	limons argileux	N	Lacasse et Nadim (1996) ^(b)
	-	LN	Fenton et Griffiths (2003) ^(c)
Cohésion effective c'	Argile	LN	Moormann et Katzenbach (2003) ^(d)
Angle de frottement effectif ϕ'	Sable	N	Lacasse et Nadim (1996) ^(b)
	Argile	N	Moormann et Katzenbach (2003) ^(d)
	-	Bêta	Fenton et Griffiths (2003) ^(c)
Indice des vides e , Indice des vides initial e_0	Tous les sols	N	Matsuo et Asaoka (1977) ^(a)
Poids volumique des solides γ_s	Tous les sols	N	Lacasse et Nadim (1996) ^(b)

Concernant la densité de probabilité des propriétés élastiques du sol (E et ν), il existe moins d'informations dans la littérature. La plupart des auteurs, qui utilisent ces paramètres comme étant des paramètres aléatoires, leur attribuent à une densité de probabilité log-normale.

Dans ce travail nous intéressons aux deux lois: normale et log-normale, dont les expressions et caractéristiques sont données dans cette partie.

2.4.1 Distribution Normale ou de ‘Gauss’

La distribution la plus couramment utilisée est la loi dite normale ou la distribution de Gauss. Elle est définie par les deux paramètres μ et σ , elle est notée $N(\mu, \sigma)$, où le premier est l'espérance ou la moyenne, tandis que le deuxième est l'écart type. La densité de probabilité de la loi normale s'écrit sous la forme:

$$f(x; \mu; \sigma^2) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}, \quad -\infty < x < +\infty$$

Avec

$$-\infty < \mu < +\infty, \quad \sigma^2 > 0$$
(2.7)

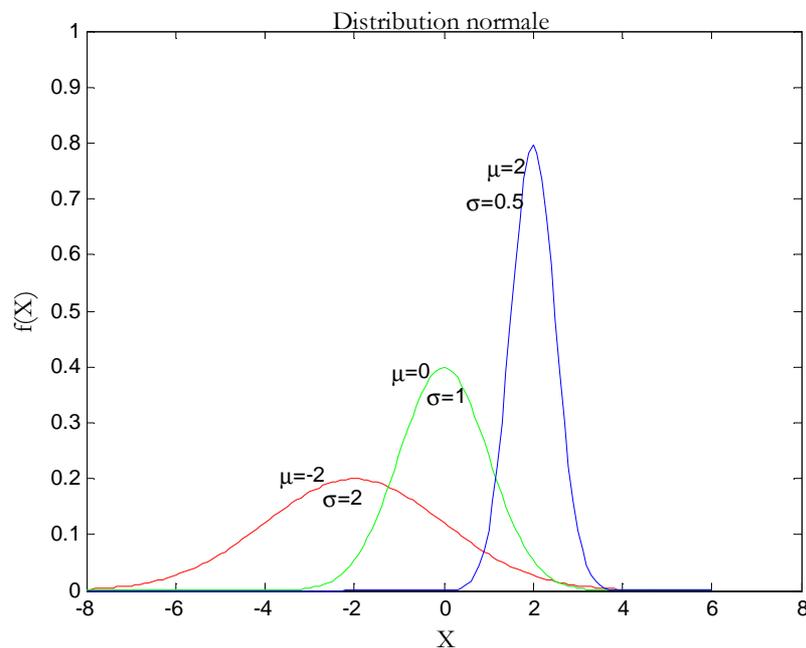


Figure. 2.3 Fonction de densité de la distribution normale.

L'importance de cette loi est due au résultat du théorème de la limite centrale, ce théorème est établi que la loi de probabilité d'une somme d'un nombre important de variables aléatoires tend vers une loi normale.

2.4.2 Distribution Log-Normale ou de ‘Galton’

Une autre loi très utile est la loi de distribution log normale, cette loi est souvent utilisée pour les trois raisons suivantes :

- elle résulte de la multiplication d'un certain nombre de variables aléatoires indépendantes identiquement distribuées ;

- une variable qui suit une distribution log-normale ne peut pas prendre une valeur négative ;
- elle est commode pour modéliser les quantités qui varient et s'étendent sur plusieurs ordres de grandeur.

La fonction de densité de probabilité et les paramètres de ce distribution, sont donnés par :

$$f(x; \lambda; \xi) = \frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(\log(x) - \lambda)^2}{2\xi^2}\right\}, \quad 0 \leq x \leq +\infty$$

Avec

$$\lambda = E[\ln(x)] = \ln(\mu) - \frac{1}{2}\xi^2, \quad \xi^2 = \ln\left[1 + \left(\frac{\sigma}{\mu}\right)^2\right]$$
(2.8)

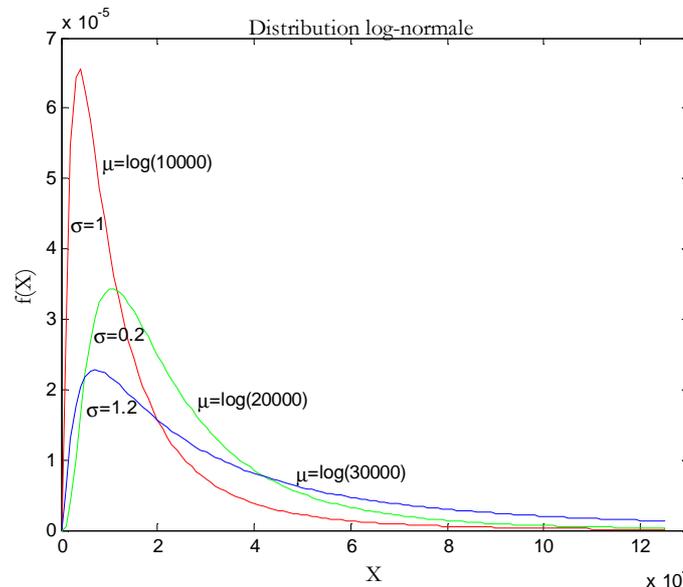


Figure. 2.4 Fonction de densité de la distribution log-normale

Sur ces deux dernières figures la comparaison entre les deux lois utilisées est nettement visible.

2.5 CONCLUSION

Il ressort de ce chapitre que l'approche probabiliste permet de prendre en compte les incertitudes des paramètres qui influencent dans les calculs géotechniques.

Les paramètres de résistance et de géométrie ont un caractère aléatoire, ce qui rend leur connaissance exacte très difficile. Pour cette raison, l'utilisation de la théorie de la fiabilité se présente comme un outil capable d'aider à caractériser et à traiter les incertitudes.

«... La notion de sécurité est une de ces notions abstraites, difficiles à saisir dans leur mécanisme intime parce qu'elles résument un cheminement de pensée compliqué, malgré l'apparente simplicité qui résulte de leur caractère familier».

M M Port

Chapitre III

FIABILITÉ EN GÉOTECHNIQUE

3.1	Introduction	26
3.2	Concepts de l'Analyse de Fiabilité	26
3.2.1	Fonction d'état limite.....	27
3.2.2	Probabilité de rupture.....	28
3.2.3	Indice de fiabilité.....	29
3.2.4	Point de conception.....	31
3.2.5	Transformations probabilistes.....	31
3.3	Niveaux d'Analyse de Fiabilité	34
3.4	Méthodes Approximatives d'Analyse de Fiabilité	35
3.4.2	Méthode du premier ordre et du second moment (<i>FOSM</i>).....	38
3.4.3	Méthode d'estimation de points (<i>PEM</i>).....	39
3.4.4	Méthode de Simulation de Monte Carlo (<i>MCs</i>).....	41
3.5	Conclusion	43

3.1 INTRODUCTION

La notion de sécurité sous un angle probabiliste fut introduite peu à peu au milieu du XX^{ème} siècle, tout d'abord pour la résistance mécanique des structures. En géotechnique, l'impact des incertitudes sur la fiabilité de la conception et de l'évaluation de la performance des ouvrages est souvent significatif, en conséquence l'application la plus répandue de la fiabilité est dans la quantification de ces incertitudes. L'analyse de fiabilité consiste à déterminer la probabilité de rupture par le biais des méthodes approximatives.

Le présent chapitre est organisé comme suit : Dans un premier temps, les concepts fondamentaux de l'analyse de fiabilité sont présentés, puis les différents niveaux de cette analyse sont définis. Enfin, dans ce chapitre les différentes méthodes approximatives de l'analyse de fiabilité sont arborées, et il est focalisé de situer leurs objectifs, recensées leurs avantages et critiques.

Une description plus détaillée des différentes méthodes de calcul fiabiliste utilisées en géotechnique peut être trouvée dans les références: Baecher et Christian (2003), Griffiths et Fenton (2007), et Phoon (2008).

3.2 CONCEPTS DE L'ANALYSE DE FIABILITÉ

Le concept fondamental de l'analyse de fiabilité est que les facteurs de résistance R et de sollicitations S sont des quantités statistiques ayant une tendance centrale (moyenne) et une dispersion autour de cette moyenne (écart-type).

Le terme fiabilité est une innovation introduit dans les années 1960 pour traduire le terme anglo-saxon *reliability*. Linguistiquement est un mot provenant de l'adjectif « fiable » ; le petit Larousse en donne la définition suivante : « probabilité de fonctionnement sans défaillance d'un dispositif dans des conditions spécifiées et pendant une période de temps déterminée ». Techniquement, le texte retenu par la norme française AFNOR, donne la définition : « aptitude d'un dispositif à accomplir une fonction requise dans des conditions données, pendant une durée donnée...le terme est aussi utilisé comme caractéristique désignant une probabilité de succès ou un pourcentage de succès », et présente l'intérêt d'une définition qualitative (aptitude) et d'une définition quantitative (probabilité) étroitement associées. Actuellement, l'analyse de fiabilité devient un art à part entière. Prévoir la fiabilité d'un système est essentiel pour des raisons économiques et de sécurité.

Historiquement, afin de voir quantifier les risques encourus sur la sûreté des ouvrages, il est envisagé de lier la notion de risque à la conséquence de l'événement redouté. En séquelle, le risque est défini par l'existence d'un événement redouté possédant une probabilité d'occurrence et par la gravité des conséquences de cet événement. L'application directe du diagramme de Farmer (Figure 3.1), permet de diminuer la probabilité de l'événement redouté, par l'augmentation des conséquences pour assurer la responsabilité d'ouvrage même si les conséquences sont catastrophiques.

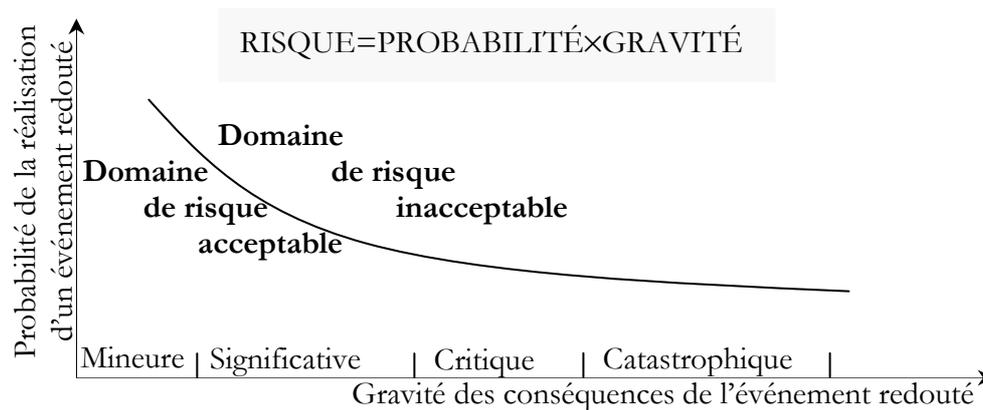


Figure. 3.1 Diagramme de Probabilité-Gravité de Farmer 1967, (Lemaire, 2005).

En 1928, le professeur Streltsky, proclama que la notion de coefficient de sécurité était dépourvue de sens réel. Leurs valeurs avaient été arbitrairement fixées sur la base de propriétés mécaniques des matériaux utilisés. En géotechnique aussi, avec l'utilisation des données méconnues l'estimation de la sécurité réelle est une question complexe.

Avant d'entrer dans les aspects pratiques de l'analyse de fiabilité, il doit d'abord présenter les concepts fondamentaux de fonction d'état limite, de probabilité de rupture, d'indice de fiabilité (β) ainsi que les transformations probabilistes.

3.2.1 Fonction d'État Limite

Un critère de défaillance classiquement appelé la fonction d'état limite de performance ou de base, dénotée $g(X)$ où X désigne l'ensemble des paramètres aléatoires d'entrée, cette fonction est définie de telle manière que la rupture apparaisse quand $g(X) < 0$. La limite définie par $g(X) = 0$ constitue l'état limite, qui sépare les domaines dits de sécurité et de défaillance.

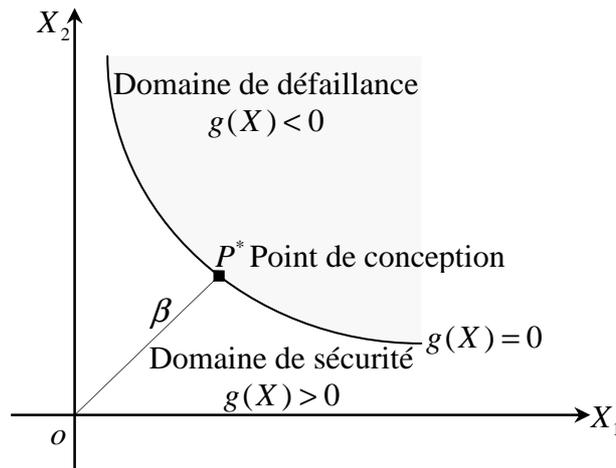


Figure 3.2 Illustration de la fonction d'état limite, point de conception, domaine de défaillance et de sécurité.

La fonction d'état limite tout simplement peut s'exprimer par une relation entre la résistance R et les sollicitations S . Cette relation est habituellement définie soit par la marge de sécurité M , ou par le facteur de sécurité F_s :

$$M = R - S \quad (3.1)$$

$$F_s = R / S \quad (3.2)$$

Il est remarqué que la marge de sécurité est une fonction linéaire et elle est préférable pour les analyses de fiabilité bien que, le facteur de sécurité soit le plus souvent très utilisé historiquement car l'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques est typiquement caractérisée par ce facteur.

3.2.2 Probabilité de Rupture

Quand M est la marge de sécurité, la probabilité de rupture p_f est une mesure globale déterminée par l'intégrale de la densité de probabilité conjointe des variables de base dans la zone de rupture :

$$p_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f(X) dX \quad (3.3)$$

L'évaluation de l'intégrale précédente est une tâche souvent difficile, et représente le problème fondamental de la théorie de fiabilité.

3.2.3 Indice de Fiabilité

Le facteur de sécurité conventionnel ne reflète pas l'incertitude potentielle des paramètres fondamentaux qui le composent. Au contraire, l'indice de fiabilité est une grandeur qui permet de porter un jugement sur la stabilité en y intégrant une connaissance sur l'incertitude des paramètres. Cet indice permet de calculer une probabilité de rupture.

L'indice de fiabilité β est un concept clef et indispensable dans la théorie de fiabilité, à tel point qu'il est préféré à la probabilité de rupture. En effet, cette dernière est souvent très petite et varie de 0 à 1 ($0 \leq p_f \leq 1$). L'indice de fiabilité variant dans $(-\infty < \beta < \infty)$ permet de zoomer le niveau de sécurité et de travailler sur des valeurs numériquement mieux maniables. Géométriquement cet indice est la distance la plus courte entre l'origine et la surface d'état limite dans l'espace des variables centrées réduites et dé-corrélées (figure 3.4). Il lui correspond un point appelé point de conception ou de défaillance le plus probable.

Rjanitzyne dans les années 1950 en Union Soviétique est le premier qui propose l'idée de l'indice de fiabilité, Cornell (1970) qui a popularisé cette idée. Hasofer et Lind (1974) ont présenté la forme la plus complète en appuyant sur une définition rigoureuse.

3.2.3.1 Indice de Rjanitzyne-Cornell

La définition proposée de l'indice de fiabilité β de Rjanitzyne-Cornell est très simple et apparaît comme l'inverse du coefficient de variation Cov , cet indice est de la forme :

$$\beta = \frac{\mu}{\sigma} \quad (3.4)$$

La représentation graphique (Figure 3.3) montre clairement que cet indice indique le nombre des écarts types entre la moyenne et l'état limite.

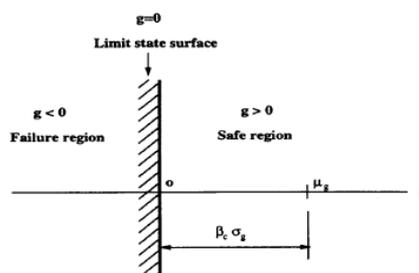


Figure 3.3 Illustration géométrique de l'indice de Rjanitzyne-Cornell, de (Grandhi et Wang, 1999).

L'indice de Rjanitzyne-Cornell ne donne pas la probabilité de rupture p_f directement, et rarement retenu dans la pratique en raison du manque d'invariance vis-à-vis de la formulation de la fonction de performance, c'est ce qui a conduit à des développements de l'indice de Hasofer et Lind.

3.2.3.2 Indice de Hasofer et Lind

Hasofer et Lind (1974), proposent comme nouvelle définition : « la plus courte distance euclidienne, dans l'espace gaussien réduit, de l'origine à l'équation de performance ».

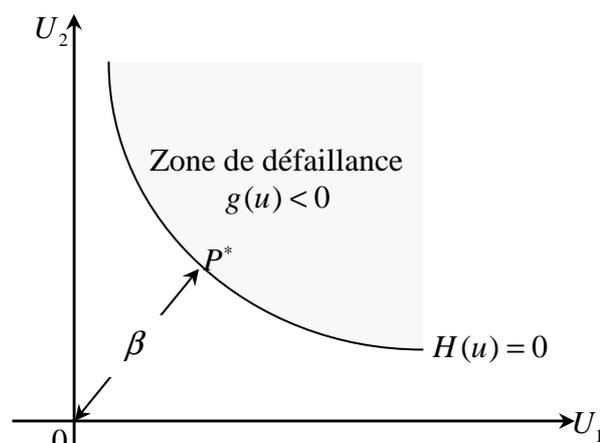


Figure 3.4 Représentation de l'indice de Hasofer-Lind, la distance (OP^*) est l'indice de fiabilité (β) .

Ces auteurs proposent de travailler dans l'espace des variables indépendantes centrées et réduites (figure 3.4) plutôt que dans l'espace des variables physiques de base, cette procédure permet une détermination invariante de β . Cette détermination comporte les deux étapes essentielles illustrées en figure 3.5 : (1) le passage de l'espace des variables physiques aux variables normées, centrées et dé-corrélées; (2) la recherche de la distance de l'origine à la frontière de l'état limite dans l'espace normalisé.

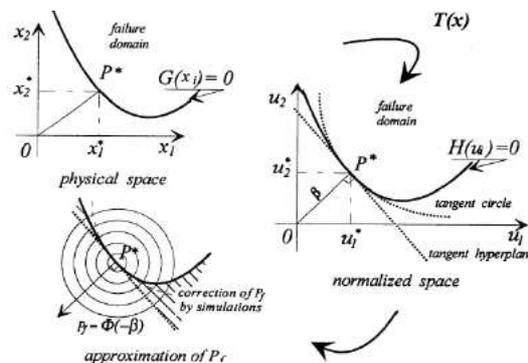


Figure 3.5 Méthodologie de l'analyse de fiabilité, (Kadry, 2007).

Et le calcul de l'indice de fiabilité exige : (1) Un modèle mécanique déterministe ; (2) Une fonction de base ; (3) Des paramètres statistiques caractéristiques de l'incertitude des variables aléatoires ; (4) Une définition d'état limite ; et (5) Une méthode de calcul pour estimer les valeurs des moments statistiques de l'état limite.

La relation entre l'indice de fiabilité et la probabilité de rupture est un changement d'échelle, elle est donnée par la relation habituelle :

$$p_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.5)$$

Où Φ représente la fonction de distribution cumulative (CDF), l'illustration graphique de cette relation est donnée par la figure 3.6.

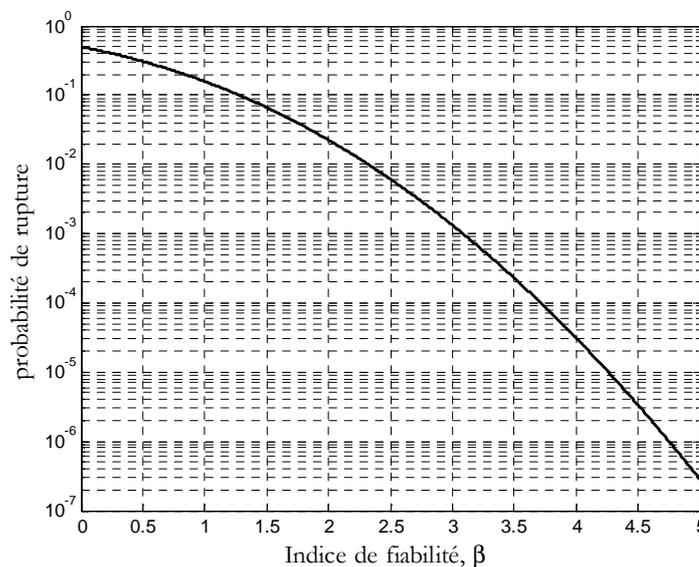


Figure 3.6 Relation entre l'indice de fiabilité et la probabilité de rupture.

3.2.4 Point de Conception

Comme on peut le voir sur la figure 3.2, le point de conception est défini comme le point de l'état limite correspondant au maximum de la densité de probabilité dans l'espace normé. Il a été désigné sous le terme de *most probable failure point*. Cette dénomination est relative au rôle de ce point dans l'analyse de fiabilité au sens de l'indice de Hasofer et Lind.

3.2.5 Transformations Probabilistes

La transformation probabiliste des variables physiques X en variables aléatoires normales centrées réduites non corrélés U est une étape essentielle de l'analyse de fiabilité.

$$p_f = \int_{g(X) \leq 0} f(X) dX = \int_{H(U) \leq 0} \varphi_n(U) dU \quad (3.6)$$

φ_n : la densité de probabilité d'une loi normale centrée réduite à n dimensions.

De ce fait cette transformation est une application permettant de substituer la métrique de l'espace physique par une métrique euclidienne, tout en conservant la valeur de la probabilité en chacun des points de cet espace qui est parfaitement adapté à une conduite simple des calculs. D'une part, les difficultés liées aux domaines de définition des densités des variables physiques sont ainsi évitées étant donné que la densité gaussienne est à support infini. D'autre part, celles liées à une différence trop importante entre les ordres de grandeurs des valeurs moyennes des variables en jeu ne se posent plus. Enfin, comme nous l'avons mentionnée précédemment, la métrique de l'espace normé est la métrique euclidienne. C'est pourquoi l'indice de fiabilité prend alors une signification géométrique. Le calcul de l'indice de fiabilité passe par cette transformation. La partie suivante donne le détail des deux célèbres transformations.

3.2.5.1 Transformation de Rosenblatt

Cette transformation permet d'opérer une transformation marginale des variables de l'espace normé vers l'espace physique. La transformation de Rosenblatt, notée $u = T(x)$, n'est applicable que si la densité conjointe de toutes les variables aléatoires est connue. Son principe réside dans l'hypothèse que la distribution multivariable $F_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n)$ est équivalente à $F_{X_1}(x_1)F_{X_2|X_1}(x_2|x_1) \dots F_{X_n|X_1, \dots, X_{n-1}}(x_n|x_1, \dots, x_{n-1})$.

La transformation de Rosenblatt est s'écrit :

$$x_i \xrightarrow{T} u_i = T_i(x_j) \quad (3.7)$$

avec:

$$\begin{cases} u_1 = \Phi^{-1}(F_{X_1}(x_1)) \\ u_2 = \Phi^{-1}(F_{X_2}((x_2)|x_1)) \\ \vdots \\ u_i = \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i|x_1, x_2, \dots, x_{i-1})) \\ \vdots \\ u_n = \Phi^{-1}(F_{X_n}(x_n|x_1, x_2, \dots, x_{n-1})) \end{cases} \quad (3.8)$$

La transformation inverse s'obtient successivement de la même manière :

$$\begin{cases} x_1 = F_{X_1}^{-1}(\Phi(u_1)) \\ x_2 = F_{X_2}^{-1}(\Phi(u_2)|x_1) \\ \vdots \\ x_n = F_{X_n}^{-1}(\Phi(u_n)|x_{n-1}, \dots, x_1) \end{cases} \quad (3.9)$$

Dans la pratique, la difficulté majeure dans l'application de cette transformation réside dans la détermination des probabilités conditionnelles en jeu. De plus, la densité conjointe des variables physique n'est pas toujours connue.

Dans le cas de variables indépendantes, la transformée de Rosenblatt ne pose pas de problème, puisque seules les transformées marginales sont nécessaires. Pour une variable normale $N(\mu, \sigma)$, cette transformation marginale s'écrit :

$$X = \mu + \sigma U \quad (3.10)$$

En revanche, pour une variable lognormale $LN(\mu, \sigma)$, la transformation marginale est:

$$X = \frac{\mu}{\sqrt{1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}}} \exp\left(U \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)} \right) \quad (3.11)$$

3.2.5.2 Transformation de Nataf

Cette transformation ne demande que la connaissance des moyennes, des écarts types, de la matrice de corrélation et des distributions marginales. En revanche, elle ne requiert pas la connaissance de la densité conjointe des variables physiques. Son principe consiste à considérer une suite des variables normales centrées unitaires corrélées deux à deux $\hat{U} = (\hat{U}_1, \dots, \hat{U}_n)$, issues de la transformation (3.12), où Φ représente la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. \hat{u} représente le vecteur des réalisations des variables intermédiaires :

$$\hat{u}_i = \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i)) \quad (3.12)$$

La figure 3.7 illustre graphiquement le processus de transformation pour deux variables.

Les corrélations $\rho_{0,ij}$ des variables intermédiaires \hat{U} sont fictives et a priori différente de la corrélation des variables physiques X , $\rho_{0,ij}$ sont des solutions de l'équation intégrale (3.13), dans laquelle ϕ_2 représente la densité de la loi binormale:

$$\rho_{ij} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \frac{x_j - \mu_j}{\sigma_j} \phi_2(\hat{u}_i, \hat{u}_j, \rho_{0,ij}) \frac{f_{x_1}(x_1) f_{x_2}(x_2)}{\phi(\hat{u}_i) \phi(\hat{u}_j)} dx_i dx_j \quad (3.13)$$

Et, en introduisant la relation entre $d\hat{u}$ et dx_i , il vient :

$$\rho_{ij} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x_i(\hat{u}_i) - \mu_i}{\sigma_i} \frac{x_j(\hat{u}_j) - \mu_j}{\sigma_j} \phi_2(\hat{u}_i, \hat{u}_j, \rho_{0,ij}) d\hat{u}_i d\hat{u}_j \quad (3.14)$$

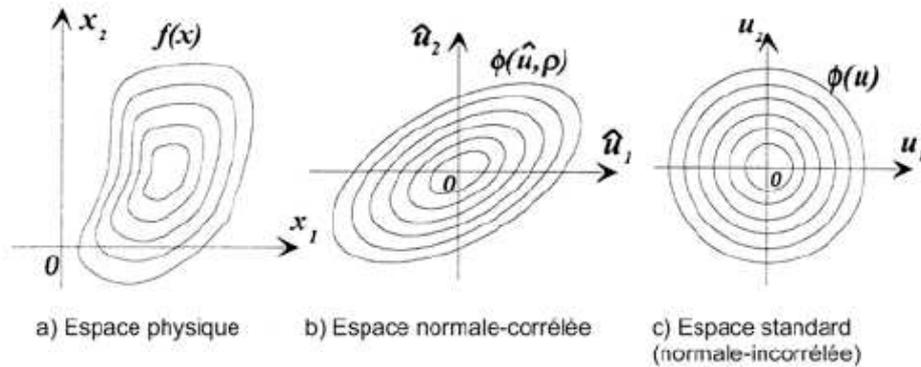


Figure. 3.7 Les espaces variables dans la transformation de Nataf.

Dans la pratique, l'utilisation de la relation (3.8) est délicate, il existe des relations semi-empiriques entre les coefficients de corrélation pour en aider le calcul. La matrice de dé-corrélation des variables physiques est alors construite à partir de la matrice de corrélation des variables intermédiaires en considérant sa décomposition de Cholesky.

3.3 LES NIVEAUX D'ANALYSE DE FIABILITÉ

Diverses méthodes peuvent être utilisées pour évaluer les probabilités de rupture, et il est classique de les regrouper en méthodes par niveaux, dans l'ordre subséquent:

Méthodes de Niveau I (Semi Probabilistes):

Les méthodes de niveau I usuellement sont appliquées dans la conception des codes de vérification des structures (codes basés sur le concept des facteurs de sécurité partiels sur chaque paramètre plutôt qu'un seul coefficient global sur le résultat). Le paramètre incertain est modélisé par une valeur caractéristique (un écrêtement des incertitudes à un niveau jugé acceptable).

Il est rappelé que, les règles aux états limites comme le BAEL sont fondées sur un format de ce niveau, et elles sont utilisées pour le béton armé, alors que les Eurocodes sont généralisés à tous types de construction.

Méthodes de Niveau II (Totalemment Probabilistes avec Approximations):

Le paramètre incertain est modélisé par les deux premiers moments de sa distribution, l'espérance et l'écart type. Ces méthodes calculent la probabilité de rupture moyenne d'une idéalisation de la fonction d'état limite où les fonctions de densité de probabilité de toutes les variables aléatoires sont estimées par des fonctions de distribution normales équivalentes. Elles regroupent les méthodes d'approximations, et les plus répandues sont : FOSM, FORM, SORM et PEM. Ces méthodes ont été spécifiquement développées pour l'étude des petites probabilités, et elles abandonnent le domaine des grandes probabilités.

Méthodes de Niveau III (Totalemment Probabilistes):

Elles englobent les méthodes basées sur des techniques de simulations comme les méthodes de type Monte Carlo (MCs), ces méthodes sont souvent très consommatrices en temps de calculs, et exigent une machine de calcul très puissante.

Méthodes de Niveau IV (Décisionnelles):

Méthodes probabilistes calculant les paramètres de projet optimaux. Elles utilisent la théorie de la décision et visent à minimiser le risque qui est utilisé comme une mesure de la fiabilité, différentes conceptions peuvent être comparées sur une base économique tenant compte des incertitudes et coûts.

L'analyse dans ce mémoire est faite en considérant les niveaux II et III.

3.4 MÉTHODES APPROXIMATIVES D'ANALYSE DE FIABILITÉ

Les différentes méthodes disponibles de l'analyse de fiabilité peuvent être classées en trois groupes : les méthodes des moments statistiques, les méthodes numériques, et les méthodes par simulation. La figure 3.8 propose une structuration générale de ces méthodes, qui vont être brièvement décrites ci-après.

Dans le cas des méthodes de gradient, il faut estimer les moments de la fonction d'état limite en un point approprié. Les approches itératives proposées dans la littérature sont nombreuses. On compte ainsi principalement la méthode de fiabilité du premier ordre second moment (*First Order Second Moment*), la méthode de fiabilité du premier ordre (*First Order Reliability Method*), la méthode de fiabilité du deuxième ordre (*Second Order Reliability Method*).

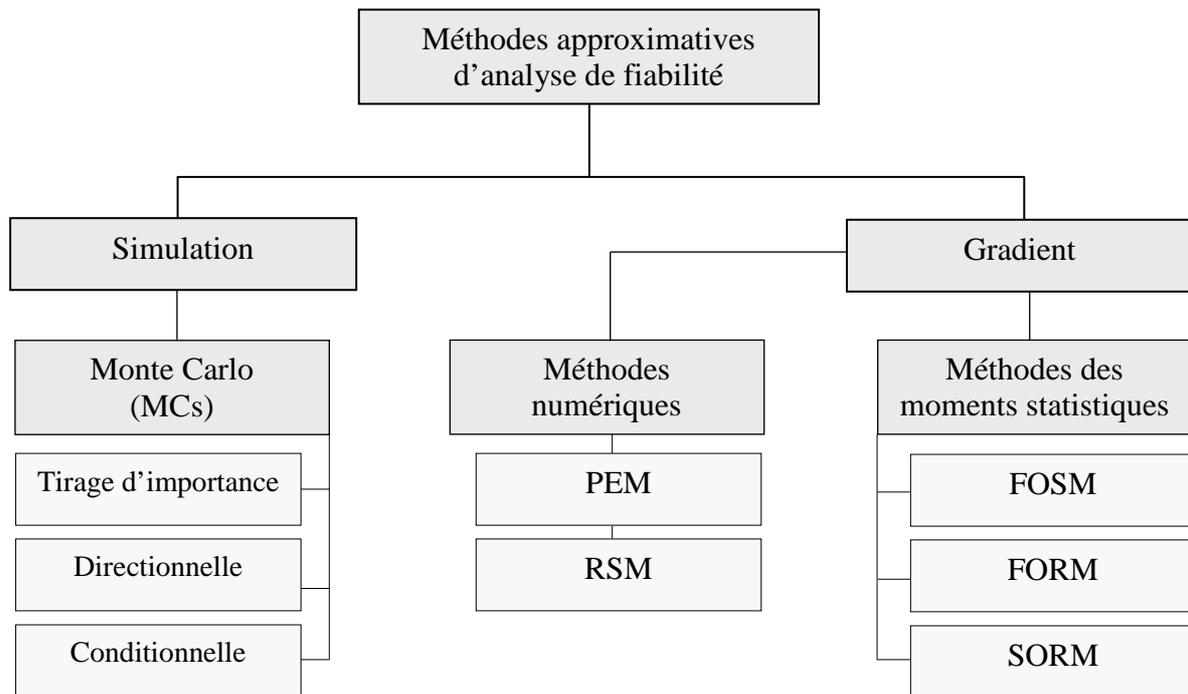


Figure 3.8 Méthodes approximatives d'analyse de fiabilité.

Le développement de la méthode FOSM a commencé dans les années soixante-dix (indice de fiabilité de Cornell en 1969). Cette méthode a été utilisée pour élaborer les règlements et les codes du calcul, tel que *the American Institute of Steel Costruction, Inc.* (AISC, 1986), *Canadian Standard Association* (CSA, 1974), et Comité Européen du Béton (CEB, 1976). La méthode FOSM est bien établie en géotechnique.

La méthode FORM proposée par Hasofer et Lind (1974), est considérée comme une des méthodes informatiques les plus acceptables pour la géotechnique. La méthode FORM a été développée pour corriger la non invariance de l'indice de fiabilité à la fonction de base choisie, et pour contourner les limitations mathématiques de la méthode FOSM.

L'approximation de l'état limite au point dit de conception par une ligne droite ou un plan est une étape qui entraîne des erreurs dans l'analyse de fiabilité par la méthode FORM, dont la magnitude dépend du degré de non linéarité de l'équation d'état limite. C'est la raison pour laquelle des méthodes de moments d'ordres plus élevés, telle que la méthode SORM, ont été développées.

La méthode SORM a été développée par Fiessler et al (1979) pour améliorer la précision de la méthode FORM, dans cette méthode, un polynôme d'ordre parabolique, quadratique ou supérieur est utilisé pour décrire la surface d'état limite au niveau du point de

conception. Cette méthode elle-même induit des erreurs significatives, et sa précision est indépendante du nombre de variables aléatoires utilisées.

Dans la pratique il est difficile et voire impossible de donner une description analytique du système étudié. Par conséquent, l'analyse de fiabilité de ce système ne peut être faite qu'au moyen d'algorithmes numériques. La méthode de surface de réponse (RSM) et la méthode d'estimation de points (PEM) sont des méthodes numériques (approximatives) utilisées en géotechnique. La méthode RSM proposée et développée par Wong (1984) et Bucher et Bourgund (1990) pour l'approximation de la fonction de base au point de conception par un polynôme de premier ou de second ordre des variables de base permet d'évaluer le gradient. La PEM est une méthode approximative proposée par Rosenblueth (1975) qui permet d'estimer les deux premiers moments d'une fonction de base à partir des deux premiers moments des variables aléatoires de base.

Les méthodes de simulation reposent sur le principe de la fabrication d'un ensemble synthétiques de réponses à partir duquel la probabilité de rupture peut être estimée:

$$p_f = \frac{N_f}{N} \quad (3.15)$$

où N_f est le nombre de réponses situant dans le domaine de rupture et N le nombre total de réponses. La technique la plus simple est la méthode de Monte Carlo (MCs) qui consiste à tirer au hasard des valeurs numériques des variables de base en résolvant les problèmes structuraux résultant de leur combinaison aléatoire. Le coût d'exploitation de cette méthode est très élevé en raison du nombre de simulations nécessaires pour obtenir une approximation satisfaisante de p_f . Des méthodes spéciales, telles que la simulation conditionnelle, le tirage d'importance et la simulation directionnelle ont été proposées, pour réduire le nombre de simulations à réaliser.

Le choix de la méthode stochastique à utiliser dépend du degré de précision et de la rapidité recherchée. Il y a des situations dans lesquelles la méthode MCs peut être relativement rapide et des situations où la méthode FOSM peut être relativement précise. En général, les méthodes de simulation telle que la méthode MCs sont des méthodes plus précises pour de grand nombre de simulations.

Dans ce travail les méthodes des moments FOSM et PEM et des simulations de Monte Carlo (MCs) ont été utilisées. Ces trois méthodes seront détaillées dans les sections suivantes pour être utilisées lors de l'analyse fiabiliste des colonnes ballastées.

3.4.1 Méthode du Premier Ordre et du Second Moment (FOSM)

Une méthode (abrégée FOSM en anglais), proposée par Cornell (1971), est également basée sur une approximation de la fonction d'état limite $g(X)$ par un développement en série de Taylor du premier ordre autour de la valeur moyenne de X , tel que l'espérance mathématique μ_g et l'écart type σ_g de la fonction d'état limite puissent être facilement calculés à partir des moyennes et des écarts types des variables.

L'indice de fiabilité peut alors être défini comme le rapport des deux premiers moments statistiques de la fonction d'état limite $g(X)$ (voir § 3.2.3.1).

Dans le cas général, R et S ne sont pas statistiquement indépendants et sont des fonctions de plusieurs variables qui peuvent avoir des distributions quelconques. La fonction d'état limite $g(X)$ peut prendre n'importe quelle forme. Pour calculer la moyenne et l'écart type de la fonction d'état limite, on effectue un développement en série de Taylor de la fonction d'état limite autour de la moyenne des variables aléatoires de base. Ainsi, pour :

$$g(X) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3.16)$$

Le développement en série de Taylor autour du vecteur aléatoire moyen donne :

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial x_i} \quad (3.17)$$

L'espérance mathématique du deuxième terme de cette équation est nulle par définition de la moyenne. En négligeant les termes d'ordre supérieur ou égal à deux, on obtient :

$$\mu_g \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (3.18)$$

De même, la variance de $g(X)$ peut être obtenue de la façon suivante :

$$Var[g] = \sigma_g^2 = E[(g - \mu_g)^2] \quad (3.19)$$

$$\sigma_g^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{x_i x_j} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j} \quad (3.20)$$

$$= \sum_{i=1}^n \sigma_{x_i}^2 \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j \neq i}^n Cov(X_i, X_j) \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j}$$

Les dérivées partielles de la fonction d'état limite $g(X)$ sont évaluées aux valeurs moyennes de tous les paramètres et $Cov(X_i, X_j)$ représente la covariance entre X_i et X_j .

Dans le cas des variables non corrélées, cette dernière expression devient :

$$\sigma_g^2 \approx E \left[\left(\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 \right] \quad (3.21)$$

Quand la fonction d'état limite $g(X)$ est non linéaire et complexe, une erreur significative peut être introduite du fait que les ordres plus élevés du développement en série de Taylor sont négligés. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle produit différents résultats pour différentes formulations mécaniquement équivalentes du même problème (par exemple : les équations (3.1) et (3.2)). De plus, cette méthode ignore l'information sur les distributions probabilistes des variables aléatoires. En d'autres termes, la méthode FOSM fournit des résultats corrects seulement quand les variables ont effectivement une distribution normale et que la fonction d'état limite $g(X)$ est linéaire (Halder et al, 2000).

3.4.2 Méthode d'Estimation de Points (PEM)

La méthode PEM a été présentée par Rosenblueth (1975) dans le cas de paramètres stochastiques symétriques et corrélés. Etendue par ce même auteur en 1981 aux cas de distributions asymétriques. Cette méthode permet d'estimer les premiers moments d'une fonction de variables aléatoires sans aucune linéarisation. La méthode est essentiellement reposée sur une approximation de la densité de probabilité d'une variable aléatoire par une distribution discrète concentrée en deux points qui conserve les trois premiers moments de la distribution initiale. Une formulation générale de la méthode est possible avec un nombre quelconque de variables aléatoires corrélées ou non.

Cette méthode a eu donné des résultats satisfaisants, et elle est utilisée récemment dans de nombreux problèmes d'analyse de fiabilité en géotechnique, on peut citer notamment: l'étude de la capacité portante des fondations superficielles par Russelli et Vermeer (2005) et l'analyse des pieux soumis aux chargements latéraux par Sawant (2008).

Suivant Baecher et Christian (2003), cette méthode est robuste et d'une précision satisfaisante pour certains types de problèmes si le coefficient de variation n'est pas très grand.

Auvinet et al (2000), donnent le commentaire suivant sur PEM: « la méthode devient malheureusement trop lourde dès que le nombre de variables aléatoires dépasse la dizaine, surtout s'il s'agit de variables corrélées entre elles ».

Le présent paragraphe se limite à rappeler les fondements théoriques nécessaires à la compréhension de la méthode, ainsi que les hypothèses retenues.

Soit X une variable aléatoire continue et $f_X(x)$ sa fonction de distribution de probabilité (PDF). Y est une fonction de performance déterministe de X , $Y = g(X)$. X peut représenter : propriétés de sol, paramètres géométriques ou de chargement.

Rosenblueth estime les premiers moments par le remplacement de la variable aléatoire continue par une variable discrète telle que $p_X(x)$ sa fonction de masse de probabilité (PMF) a les mêmes moments d'ordre m que $f_X(x)$.

Le premier moment de $f_X(x)$ est :

$$\mu_X = \int x.f_X(x).dx \quad (3.22)$$

Les moments d'ordre m sont :

$$\mu_{Xm} = \int (x - \mu_X)^m .f_X(x).dx \quad (3.23)$$

Les moments correspondants de la fonction de masse de probabilité discrète (PMF) sont :

$$\mu_{Xm} = \sum (x - \mu_X)^m .p_X(x) \quad (3.24)$$

Rosenblueth utilise les notations de la démarche générale représentée sur la figure 3.9 :

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (3.25)$$

Où : Y fonction déterministe, $Y = g(X)$;

$E[Y^m]$ valeur attendue de Y ; y_+ valeur de Y évaluée au point $x_+ > \mu_X$; y_- valeur de Y évaluée au point $x_- < \mu_X$; et P_+ , P_- sont les poids.

La méthode se généralise pour les fonctions de plusieurs variables aléatoires corrélées:

$$P_{s_1 s_2 \dots s_n} = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j)\rho_{ij} \right] \quad (3.26)$$

Le moment d'ordre m est approximativement égal:

$$E[Y^m] \approx \sum P_i (y_i)^m \quad (3.27)$$

Les coefficients s_i , s_j sont égales à +1 dans les points supérieures au moyenne, et à -1 dans le cas contraire.

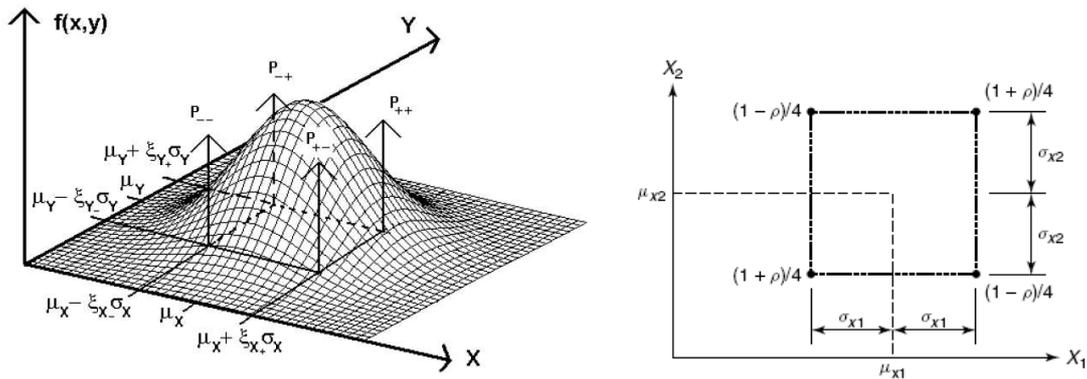


Figure. 3.9 PEM pour deux variables aléatoires.

Dans le même raisonnement, Bolle (1988) à l'EPFL a proposé une méthode dite des perturbations indépendantes, basée sur la discrétisation en trois points de la fonction de distribution de probabilité d'une variable aléatoire et faisant appel au développement limité en série de Taylor et à la transformation des variables de base en variables principales non corrélées. Les premiers moments sont déterminés en ajoutant à la valeur calculée au point central de la distribution discrétisée la somme des différents termes dispersants, ou perturbateurs, liés à chaque variable aléatoire indépendante. Cette méthode est très avantageuse si le nombre de variables aléatoires est très élevé.

Dans toutes les méthodes sus indiquées, la probabilité de rupture est définie à partir de l'indice de fiabilité, néanmoins la méthode MCs permet d'estimer la valeur directement.

3.4.3 Méthode de Simulation de Monte Carlo (MCs)

Cette méthode de simulation numérique a été introduite à la fin de la deuxième guerre mondiale par Jon von Neumann et S. M Ulam, mais c'est seulement depuis une dizaine d'années, grâce à la montée en puissance des ordinateurs que la simulation Monte Carlo devient populaire, et occupe une place aussi importante.

Une des raisons du développement rapide des méthodes de simulation est que les systèmes qu'on veut étudier sont de plus en plus complexes. La théorie ne peut, dans la plupart des cas, apporter des réponses claires et satisfaisantes. Souvent, elle a recours à des approximations. La simulation permet de tester la validité de ces approximations théoriques et de proposer des mécanismes qui permettent à la théorie d'améliorer à son tour les modèles.

Les méthodes de simulation de Monte Carlo visent la construction d'une estimation de la probabilité de défaillance. Des tirages pseudo-aléatoires des variables sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données. Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant l'optimisation des stratégies de tirs dans le but de réduire le coût du calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul. Tout d'abord la formulation sur laquelle se fondent toutes ces méthodes est présentée.

Méthode de Simulation de Monte Carlo Directe

La simulation de Monte Carlo directe est la technique la plus simple pour estimer une espérance ou une intégrale mathématique. Elle est basée sur l'application de la loi des grands nombres. Elle consiste à réaliser un grand nombre de tirages aléatoires, calculer pour chaque tirage la réponse de la fonction d'état limite et exécuter alors un traitement statistique de cette réponse pour en déduire la probabilité de défaillance. La Figure 3.5 illustre un exemple de la méthode de Monte Carlo.

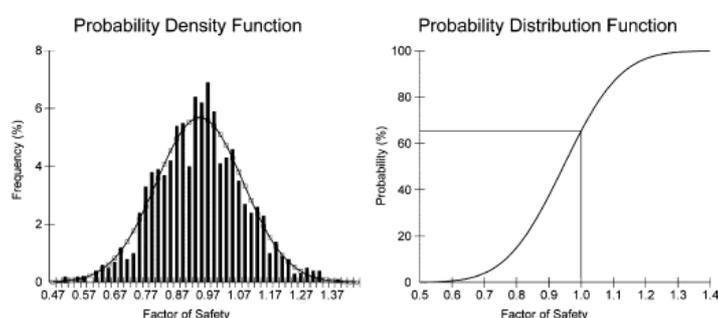


Figure. 3.10 Exemple de simulation de Monte Carlo, (Leynaud et al, 2004).

Pour effectuer la simulation par cette technique, on suit les étapes suivantes (Halder et Mahadevan, 2000):

- définition du problème en termes de toutes les variables aléatoires ;
- mesure des caractéristiques probabilistes de toutes les variables aléatoires en termes de leurs fonctions de densité de probabilité et paramètres correspondants;
- génération des valeurs pour ces variables aléatoires;
- évaluation du problème d'une manière déterministe pour chaque série de réalisation de toutes les variables aléatoires;
- extraction des informations pour N réalisations ;
- détermination de l'efficacité et de la précision de la méthode.

N'importe quelle simulation qui se fonde sur des nombres aléatoires exige qu'il y ait une certaine manière de produire des nombres aléatoires. La plupart des programmes disponibles (Fortran, Matlab,...) peuvent produire des nombres aléatoires pour des distributions couramment utilisées. Dans les travaux réalisés pendant ce mémoire, les générateurs de nombres aléatoires utilisés sont issus de la bibliothèque Matlab.

Pour une estimation plus précise de la probabilité de rupture, il est nécessaire d'utiliser au moins un nombre de simulation N de l'ordre de $1/p_f$. Il est évident que cette méthode est impossible à utiliser pour les systèmes à faible probabilité de rupture.

Pour la construction d'une bonne estimation de la probabilité de défaillance, N évaluations de la fonction d'état limite sont nécessaires. De nombreuses relations empiriques, permettant de prédire le nombre de tirages N , existent. Une relation couramment employée est donnée par:

$$N = \frac{C}{p_f} \quad (3.28)$$

où la constante C représente le niveau de confiance avec lequel on souhaite connaître p_f .

Une valeur typique de C est 1000.

La méthode de simulation de Monte Carlo a plusieurs intérêts, le principal est d'estimer la forme de distribution de la fonction de base, permettant dans les cas favorables, une évaluation plus précise des probabilités de rupture. Néanmoins cet avantage constitue également le principal inconvénient de la méthode car pour obtenir une estimation correcte des probabilités de rupture un nombre suffisamment grand de simulations est nécessaire, et nécessite des temps de calcul souvent prohibitifs.

3.5 CONCLUSION

L'objectif du présent chapitre était de présenter les principaux concepts de la théorie de fiabilité ainsi que les différentes méthodes utilisées dans le domaine de la géotechnique. Ces méthodes fiabilistes consistent à faire proposer un traitement réaliste des incertitudes, et apportent une aide à la décision conduisant à une conception plus sécurisée et encore économique.

Dans nos analyses nous utilisons les méthodes de gradient FOSM et PEM et les qualifions par comparaison avec les résultats de MCs en tenant un grand nombre de simulations.

«Il n'y a pas de problèmes résolus, il n'y a que des problèmes plus ou moins résolus».

HENRI POINCARÉ

Chapitre IV

CONCEPTION DES COLONNES BALLASTÉES

4.1	Introduction	44
4.2	Renforcement des Sols par Colonnes Ballastées	44
4.2.1	Introduction.....	44
4.2.2	Bref historique.....	44
4.2.3	Domaines d'application.....	45
4.2.4	Techniques de réalisation	47
4.2.5	Conclusion.....	49
4.3	Principes Généraux	49
4.3.1	Caractéristiques des colonnes.....	49
4.3.2	Cellule unitaire.....	52
4.3.3	Rapport de concentration des contraintes.....	53
4.3.4	Facteur de réduction des tassements.....	54
4.3.5	Mécanismes de rupture.....	55
4.3.6	Sollicitations et contraintes admissibles	61
4.4	Dimensionnement et Justification	62
4.4.1	Capacité portante	63
4.4.1.1	Capacité portante d'une colonne isolée.....	63
4.4.1.2	Capacité portante de groupe des colonnes ballastées.....	65
4.4.2	Tassements des colonnes ballastées	66
4.4.2.1	Méthode de Priebe	67
4.4.2.2	Méthode de Balaam et Booker	68
4.4.3	Taux de consolidation par colonnes ballastées	69
4.4.3.1	Méthode de Barron	70
4.4.3.2	Méthode de Han et Ye	70
4.4.4	Colonnes ballastées et liquéfaction.....	71
4.5	Conclusion	74

4.1 INTRODUCTION

Actuellement, à cause des grands développements civilisateurs; la construction des ouvrages sur les sols médiocres représente un problème majeur. Cela conduit à quérir des solutions de traitement adaptées à ce type de terrains, la technique des colonnes ballastées est apparue de façon intensive par le biais d'attrait économique et d'efficacité.

Les colonnes ballastées ont été, dès leur origine, mises en place dans différents types de sols cohérents et pulvérulents, naturels ou anthropiques, sous différentes fondations, souples (remblais, réservoirs...) ou rigides (semelles isolées, semelles filantes...), et avec des charges concentrées ou uniformément réparties (Dhouib et Blondeau, 2005).

Le présent chapitre est organisé comme suit. Dans un premier temps, l'utilisation des colonnes ballastées pour le renforcement des sols est présentée. Ensuite, les principes généraux utilisés telle que les mécanismes de rupture, le rapport de concentration des contraintes et le facteur de réduction des tassements, sont exposés. Enfin, les méthodes de dimensionnement et de justification pour calculer l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement, ainsi que l'accélération du taux de consolidation et la diminution du potentiel de la liquéfaction des sols traités, sont aussi exposés en détail.

L'article de Soyez (1985) donne un aperçu très lisible sur le dimensionnement des colonnes ballastées, et le rapport de *Federal Highway Administration* de Barksdale et Bachus (1983) présente une étude plus approfondie de ce type d'inclusions.

4.2 RENFORCEMENT DES SOLS PAR COLONNES BALLASTÉES

4.2.1 Introduction

La technique des colonnes ballastées est plus captivante du fait de la simplicité de sa mise en œuvre et de son coût réduit. Les multiples objectifs de la technique des colonnes ballastées lui ont permis d'avoir un grand essor durant ces dernières décennies.

4.2.2 Bref Historique

Depuis plusieurs dizaines d'années, avec les problématiques de traitement des sols médiocres, une nouvelle technique dite colonnes ballastées '*Stone Columns*' est apparue en Europe vers 1950, et a connu un grand essor aux Etats-Unis depuis 1972. Cette

technique, basée sur l'inclusion de matériau naturel généralement du ballast, permet d'améliorer globalement les caractéristiques des sols in situ. L'histoire des utilisations pionnières des colonnes ballastées est comme suit:

- Selon Moreau et al (1835) référencé par Ayadat (1991), la technique des colonnes ballastées utilisée pour la première fois en 1830 par les ingénieurs militaires Français afin de soutenir les bases lourdes des forges d'un arsenal d'artillerie fondé sur des dépôts mous. Ces colonnes étaient de deux mètres de long, et de 0,2m de diamètre, remplies par '*crushed limestone*', et chargées par 10kN pour chacune ;
- Au début des années 1930 en Allemagne, le développement de la vibroflottation afin de compacter les sables et les graviers;
- Depuis les fins des années 1950 en Europe, la variété des sols à traiter, pulvérulents à cohérents, a nécessité d'une modification du matériel et de technique originale, par l'introduction d'un matériau pulvérulent grossier (ballast), et la compaction.

4.2.3 Domaine d'Application

Les colonnes ballastées sont utilisées sous fondations de type superficielles: semelles isolées ou filantes, radiers et dallages des constructions (bâtiments, silos et réservoirs), et également sous ouvrages en terres : remblais, routes et autoroutes.

La figure suivante (4.1) représente les domaines d'application des techniques d'amélioration des sols suivant la granulométrie. La vibroflottation est surtout utilisée pour des chantiers de faible et de moyenne importance dans des zones déjà construites. Elle constitue un excellent moyen de compactage pour les sols pulvérulents, par contre, elle est totalement inefficace en milieu cohérent. De manière plus précise seule sont susceptibles d'être traités d'une manière efficace par vibroflottation les sols pulvérulents dont le fuseau granulométrique est représenté sur la figure 4.1.

Dhouib et Blondeau (2005) dans leur livre «Colonnes ballastées, techniques de mise en oeuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement» définissent la technique de traitement des sols par colonnes verticales de la manière suivante : Un matériau granulaire constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) est incorporé dans le sol afin d'obtenir un

milieu "composite" ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité et permettant d'atteindre généralement les buts:

- d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité ;
- d'augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- de réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- d'accélérer le drainage et la consolidation primaire du sol (dans le cas de renforcement par vibro-substitution);
- de contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques susceptible à ce phénomène.

Utiliser des inclusions rigides pour améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol, coûte souvent très cher. Une solution très économique consiste à utiliser la technique des colonnes ballastées, qui est constitué d'incorporer des ballasts dans les sols.

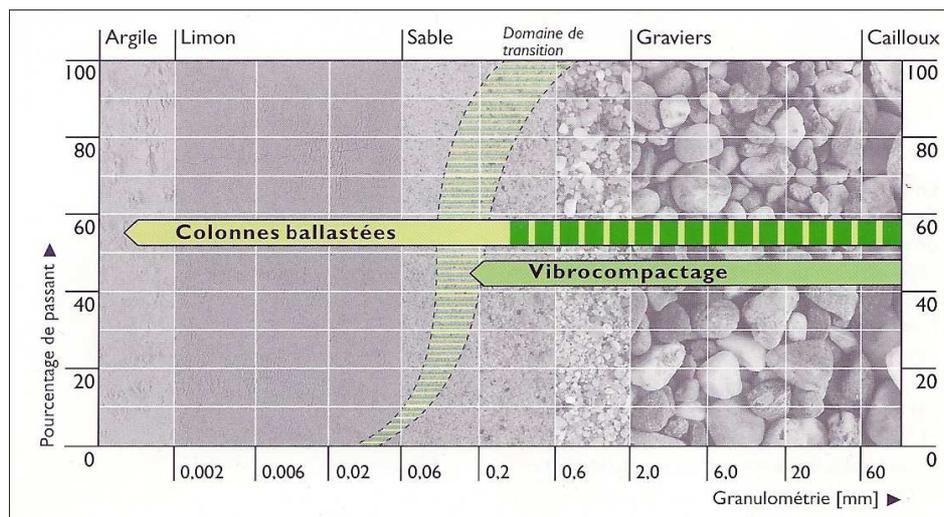


Figure. 4.1 Procédés d'amélioration des sols en place en fonction de la nature granulométriques des sols (Keller, 2007).

Le tableau 4.1 représente les principaux sols concernés par le renforcement et l'amélioration de ces caractéristiques par les colonnes ballastées.

Tableau 4.1 Colonnes ballastées : sols concernés, (Dhouib et Blondeau, 2005).

Sols concernés	Commentaire
Sols mous non organiques (argile, limon et sable fin lâche à forte proportion de fines) et remblais anthropiques inertes	Tolérance pour de faibles épaisseurs de matériaux défavorables (sols organiques, déchets ménagers)
Sols organiques (tourbe, argile et vase organique) et matériaux de décharge	Colonnes ballastées proscrites

La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour supporter l'expansion latérale du ballast grenu.

La technique de renforcement par colonnes ballastées atteint toutefois ses limites, soit lorsque le sol encaissant est trop mou (les sols fortement compressibles d'épaisseur supérieure à $0.5m$ présentant des caractéristiques inférieures à $C_u < 20kPa$ et $q_c < 300kPa$) ou organique et n'offrent donc pas d'étreinte latérale suffisante en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation dans le temps par fluage, soit lorsque les charges sont très élevées, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible sans une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques comme le préchargement et la consolidation (Berthelot et al, 2005), ou l'entourage de géotextile (Murugesan et Rajagopal, 2006).

4.2.4 Techniques de Réalisation

La stabilisation par colonnes ballastées est une méthode très économique et rapide à réaliser, utilisée où une partie du sol médiocre est remplacée par les ballasts, ce remplacement est réalisé par deux techniques: (vibro-refoulement, et vibro-substitution).

Greenwood et Kirsch (1983), ont indiqué que le vibro-substitution est utilisé seulement dans les sols relativement imperméable et cohérent où $C_u = 15 - 50kPa$, tandis que le vibro-refoulement est appliqué dans les sols cohérent peu sensibles ($C_u = 30 - 60kPa$).

Technique de Vibro-Refoulement

Cette technique est faite par refoulement du sol et ne génère pas de déblai, elle permet d'améliorer les propriétés du sol encaissant lors de la construction des colonnes. Le procédé présenté en figure 4.3 est celui de l'entreprise *Geomechanical Foundations* (GeMech, 2006). Dans un premier temps (figure 4.3.a), le vibreur pénètre dans les sols médiocres par refoulement (de l'anglais *displacement*), et maintenu en place un court instant.

Avec le remontant lentement du vibreur, une partie du matériau de remplissage est placée par la gravité dans le forage (figure 4.3.b). Ensuite, le vibreur est réintroduit et le ballast est compacté, ce qui a pour effet de refouler un peu plus le sol ambiant (figure 4.3.c). Une colonne composée d'un matériau de remplissage très compact peut ainsi être réalisée

jusqu'au niveau du sol par introductions successives de ballast, chacune suivie d'un compactage (figure 4.3.d).

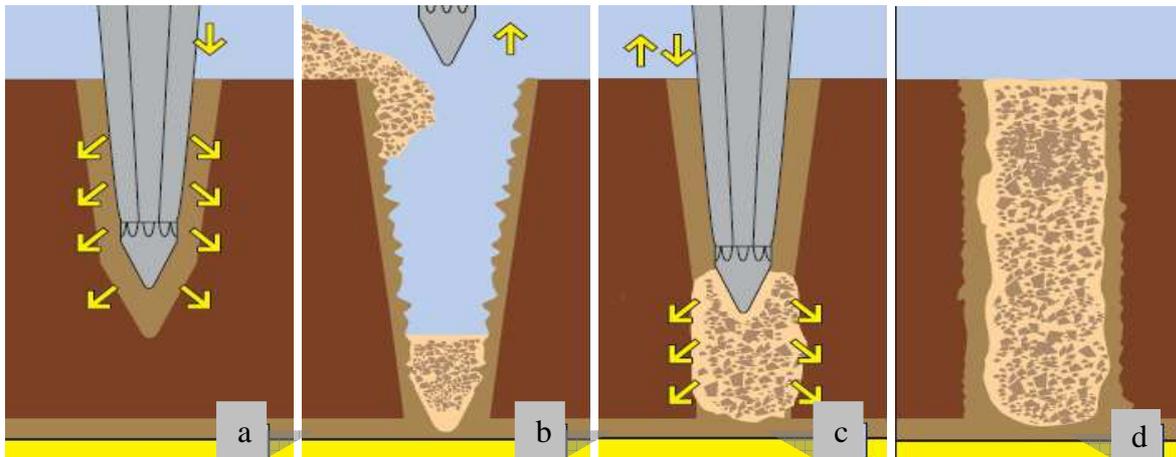


Figure. 4.3 Séquence de réalisation: vibro-refoulement.

Technique de Vibro-Substitution

La figure 4.2 issue d'un document KELLER illustre les séquences de réalisation d'une colonne ballastée par vibreur à sas. Les vibreurs à sas de type KELLER sont guidés le long d'un mât, permettant ainsi de contrôler la verticalité de la colonne et de mobiliser des efforts de poussée sur l'outil pouvant dépasser 250 kN. Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne.

Sur la figure 4.2.a, le vibreur est positionné à l'emplacement souhaité de la colonne, la machine étant stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet approvisionne les agrégats.

La benne monte ensuite le long du mât et déverse automatiquement son contenu dans un sas situé au sommet du vibreur (figure 4.2.b).

Après la fermeture du sas, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie. Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol jusqu'à la profondeur prévue, grâce à la vibration, à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil (figure 4.2.c).

À la profondeur requise, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place par la gravité et la pression d'air. L'expansion et le compactage de matériau sont faites latéralement par redescendant de vibreur (figure 4.2.d).

L'exécutée de la colonne, par passes successives jusqu'au niveau prévu (figure 4.2.e).

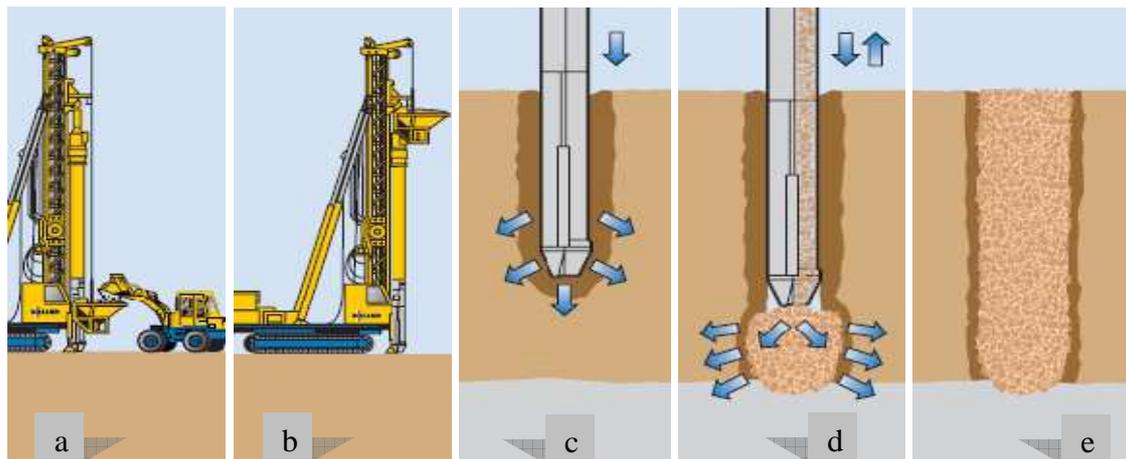


Figure. 4.2 Séquence de réalisation: vibreur à sas.

4.2.5 Conclusion

Le traitement des sols dans les travaux géotechniques est connu pour être facile et pratique à réaliser. Le développement de ce type de traitement par colonnes ballastées est également dû à son faible coût de revient (coût, délais d'exécution) par rapport à d'autres solutions telles que les fondations profondes ou autres.

4.3 PRINCIPES GÉNÉRAUX

Le développement rapide des colonnes ballastées à travers le monde a été dû à deux facteurs intéressants : D'une part, des raisons économiques : la technique est très rapide de mise en oeuvre et ne nécessite qu'un équipement réduit, tout en pouvant s'adapter à tous types de sol médiocre. Et d'autre, un important effort de recherche sur la technique est apparu durant ces dernières années. Cette technique est moins chère à force égale que les autres techniques d'amélioration des sols médiocres.

4.3.1 Caractéristiques des Colonnes

Angle de Frottement Interne des Ballasts

Les matériaux d'apport doivent être relativement homogènes et de granulométries contrôlées (gaves naturelles, roulées ou concassées). L'angle de frottement interne, du ballast généralement utilisé en France et recommandé par le DTU 13.2, est de 38° . Cependant en Allemagne, Soyez (1985) affirme que dans de nombreux cas ce paramètre est pris dès le départ supérieur ou égal à 42° .

D'après Besançon et al (1984), et malgré des indications trop fragmentaires pour proposer une règle précise, il semble correct d'adopter pour les projets :

- la valeur de 38° dans le cas d'un granulats relativement fin ($\leq 50mm$) et d'un sol naturel argileux;
- la valeur de 42° dans le cas d'un matériau d'apport plus gros (jusqu'à $100mm$) et d'un sol naturel plus limoneux.

Ces valeurs sont indiquées pour un matériau concassé. Dans le cas d'un matériau roulé, la valeur de 38° semble plus indiquée. Berthelot et al (2005) fournissent une valeur de 38° et 40° pour respectivement un matériau roulé et concassé.

Hughes et al (1975), ont fait le commentaire suivant sur l'erreur des valeurs d'angle de frottement, "If the assumed value of ϕ'_c is incorrect by up to 2° the effect on calculated column load is only about 6% variation. This is not a very important source of error".

Diamètre des Colonnes Ballastées

En fonction du matériel couramment utilisé, les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0,60 à 1,20 m. Celles-ci reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée et le mécanisme de transfert peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial. Comme bien illustré par la figure 4.4, le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur en fonction des différences de résistance des couches traitées. Ce diamètre est de 0,6 m à 0,8 m lorsque l'étreinte latérale rencontrée augmente et de 0,8 m à 1,2 m lorsque l'étreinte latérale diminue.

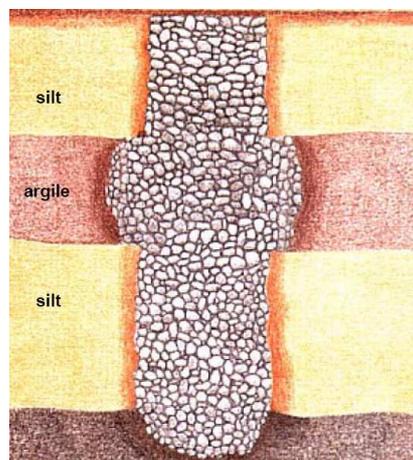


Figure 4.4 La variance de diamètre avec l'étreinte latérale des sols, (Debats et al, 2006).

Besançon et al (1984) indiquent, dans leurs analyses des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées, que le diamètre théorique de la colonne est fonction: (1) des caractéristiques géotechniques du sol ; (2) de procédé d'exécution des colonnes; et (3) de granulométrie du matériau d'apport retenu.

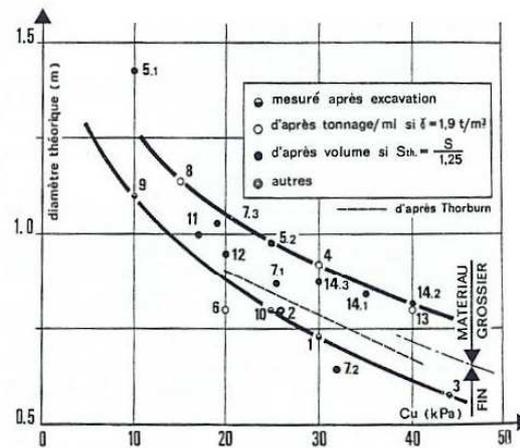


Figure. 4.5 Diamètre théorique de la colonne, (Besançon et al, 1984).

Rapport des Modules des Déformations Élastiques

Il ne trouve que très peu d'indications sur la valeur du module d'Young drainé E'_c du matériau constitutif de la colonne.

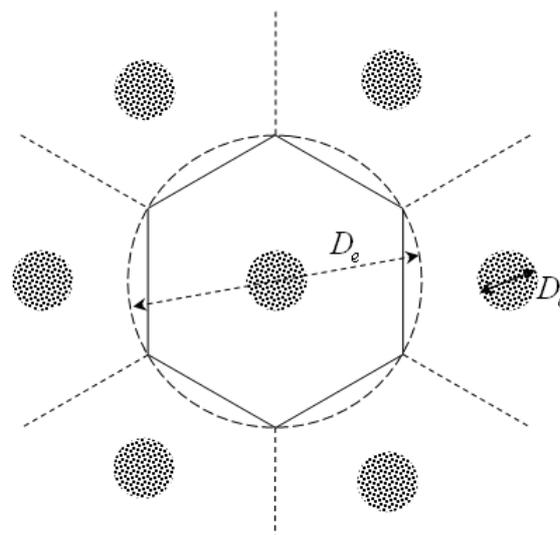
Le tableau suivant résume les valeurs des modules de déformation élastique données par plusieurs auteurs. Typiquement, ces valeurs éditées de module d'Young pour les ballasts sont dans l'intervalle de 8 à 48 fois ceux des sols environnants.

Tableau 4.2 Quelques exemples des modules E' pour les sols et le ballast.

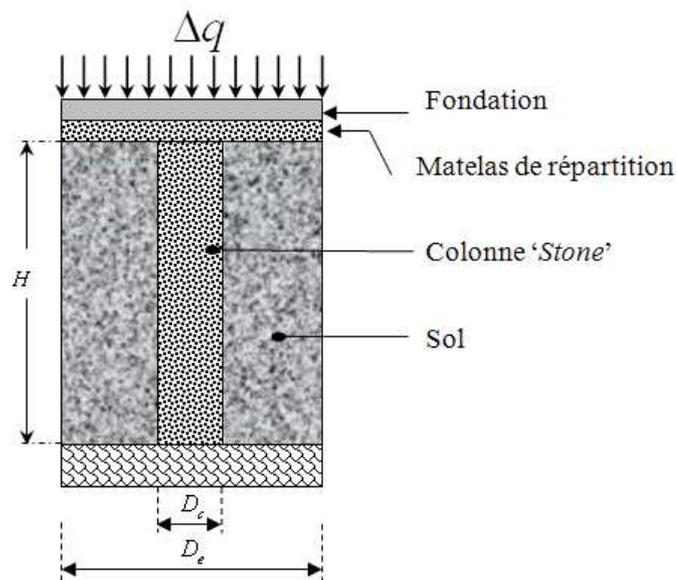
Auteurs	Type du sol à traiter	E'_c	E'_s
		Ballasts [kPa]	Sols [kPa]
Priebe (1976)	-	15000	650
Schweiger et Pande (1986)	Argile	80000	8000
Bouassida et al (2003)	-	20000	2000
Six et al (2003)	Sol compressible	80000	1950
Ambily et Gandhi (2007)	-	55000	2150-5500
Elshazly et al (2008)	Argile molle	22200	2600
Abusharar et al (2008)	Argile très molle	100000	2100
Bouassida et al (2008)	Argile molle	32000	4000

4.3.2 Cellule Unitaire

Dans le cas où les colonnes suffisamment rapprochées et réparties très souvent selon un maillage régulier, il est d'usage Besançon (1984) et dans la plupart des études de considérer le comportement d'une cellule élémentaire '*unit cell idealization*' ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant et est à la base des calculs axisymétriques (figure 4.6). Cette cellule élémentaire est supposée limiter latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.



a) Vue en plan



b) Section.

Figure. 4.6 Principe de la cellule unitaire.

Lorsque la forme de la fondation n'est pas symétrique ou bien les colonnes ne sont pas régulièrement réparties, ou ont des diamètres différents, le modèle de la cellule unitaire n'est plus utile. Et il faudra, dans ces situations, recourir à un modèle permettant de prédire correctement la réalité à savoir celui de « groupe de colonne », Bouassida et al (2003) traitent ce problème par le développement d'une approche variationnelle.

4.3.3 Rapport de Concentration des Contraintes

Suivant l'hypothèse habituellement admise, la charge verticale Δq appliquée à la surface du sol se répartit proportionnellement entre la colonne et le sol (fig. 4.7).

La concentration des contraintes due à la charge de terrains de recouvrement au-dessus de la colonne cause une augmentation de résistance au cisaillement dans la colonne, et une réduction du tassement du sol environnant. Cette concentration des contraintes se produit parce que la colonne est plus raide que le sol environnant.

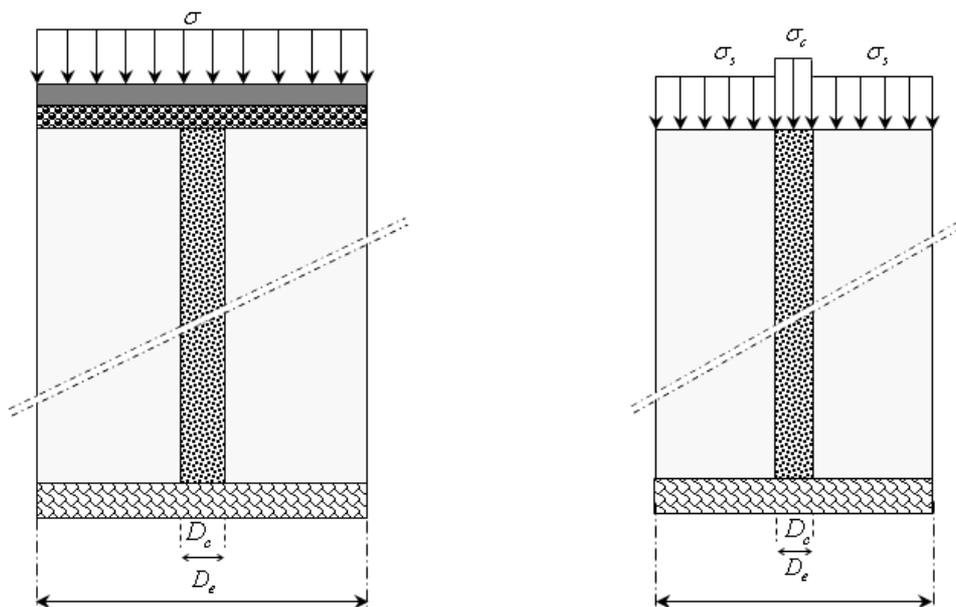


Figure. 4.7 Principe de conception de contraintes.

Le rapport de concentration de contraintes constitue un paramètre fondamental dans la caractérisation du comportement des colonnes ballastées. Cette concentration n'est pas immédiate mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol autour de la colonne, et calcule par:

$$n = \sigma_c / \sigma_s \quad (4.1)$$

Vautrain (1980) montré que pour des sols particulièrement mou et hétérogènes, ce rapport pouvait atteindre des valeurs aussi élevées que cinquante, Mitchell et Katti (1981) proposent que n est dans l'intervalle de 2 à 6, et usuellement prend une valeur de 3 à 4 pour les colonnes ballastées construites dans des sols cohérents de type argileux, Schlosser (1984) prend pour l'état final de transfert de charge une valeur de n comprise entre 3 et 5, et pour les sols supposés élastiques n égal au rapport des modules de déformation, Schweiger et Pande (1986) obtenus des valeurs de n variées entre 2 et 8, Dhouib (2005) indique pour les fondations rigides une valeur de n est variée de 4 à 10. Le rapport de remplacement représentant le volume de sol remplacé par du ballast est donné par :

$$a_c = (A - A_s) / A \quad (4.2)$$

La contrainte moyenne σ qui doit exister au-dessus de la cellule unitaire à une profondeur donnée, et pour l'équilibre des forces verticales qui existe dans la cellule unitaire, doit être égale pour un rapport de remplacement a_c donné :

$$\sigma = \sigma_c \cdot a_c + \sigma_s (1 - a_c) \quad (4.3)$$

La solution de cette équation des contraintes dans la colonne et le sol utilise le facteur de concentration des contraintes n , et la relation entre la contrainte moyenne σ appliquée sur l'aire totale A de la cellule, le supplément de contrainte σ_c transféré à la colonne d'aire A_c et le supplément de contrainte σ_s supporté par le sol sur l'aire A_s est défini par l'équation suivante :

$$\sigma_s = \sigma / [1 + (n - 1)a_c] = \mu_s \sigma \quad (4.4)$$

$$\sigma_c = n\sigma / [1 + (n - 1)a_c] = \mu_c \sigma \quad (4.5)$$

Ces deux dernières équations, donnent la contrainte due à la charge appliquée dans la colonne et les sols encaissants, et sont très utilisés dans les analyses des tassements et de stabilité.

4.3.4 Facteur de Réduction des Tassements

Un autre paramètre utile permettant de caractériser l'efficacité du traitement est le facteur de réduction des tassements (β). Sur la figure 4.8, s_{na} définit le tassement moyen dû au

chargement q appliqué par l'intermédiaire de la fondation sur un sol non traité, et s_a désigne le tassement obtenu après renforcement.

Le facteur de réduction des tassements β est donné par :

$$\beta = s_{na} / s_a \quad (4.6)$$

Dans le cas des fondations rigides, les tassements sont identiques en tête de colonnes et à la surface du sol et dans le cas des fondations souples comme les remblais et les réservoirs, ils diffèrent un peu et dépendent au rapport des sections (sols/colonnes). Balaam et Poulos (1983) ont indiqué que le facteur de réduction des tassements sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelques pour-cent pour des géométries courantes de traitement.

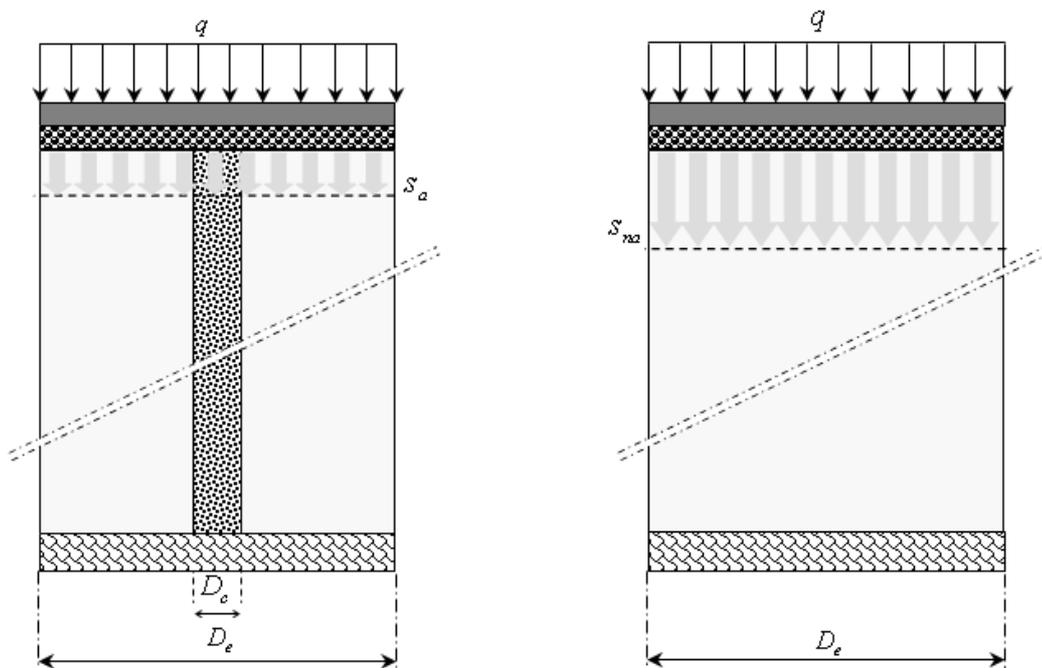


Figure. 4.8 Facteur de réduction des tassements.

Les deux facteurs n et β permettent de qualifier et de quantifier l'amélioration par colonnes ballastées.

4.3.5 Mécanismes de Rupture

Les mécanismes de rupture des colonnes ballastées sont très variés. Les comportements des colonnes ballastées sont fonction : (1) de la nature du sol à améliorer ; (2) du type de colonne (ancrée ou flottante), et ballasts de colonne elles-mêmes; (3) de la disposition des

colonnes (isolée ou en groupe) ; (4) du type de chargement (fondation superficielle : souple ou rigide) ; et (5) de la charge appliquée.

4.3.5.1 Colonne Isolée

Datye (1982) a considéré les cas suivants, figure 4.9, de rupture d'une colonne ballastée isolée : (1) expansion latérale de la colonne ; (2) cisaillement généralisé ; et (3) poinçonnement. Et il distingue les colonnes reposant sur un horizon raide (figure 4.9.a et figure 4.9.b) et les colonnes dites "flottantes" (figure 4.9.c).

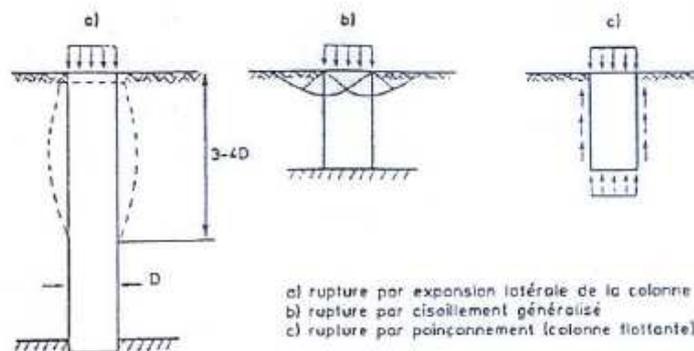


Figure. 4.9 Modes de ruptures d'une colonne ballastée isolée d'après (Datye, 1982).

En règle générale, la rupture par expansion latérale n'est envisagée que pour les colonnes dont la longueur telle qu'elle est définie par la figure 4.9.a, est supérieure de trois à quatre fois le diamètre (D_c). En dessous de cette valeur de trois, issue d'observations faites sur des colonnes réelles excavées sur divers chantiers ainsi que sur des modèles réduits testés en laboratoire (Hughes et Withers, 1974), le cisaillement généralisé est considéré (colonnes courtes).

Rupture par Expansion Latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale (de l'anglais *bulging*) repose sur la théorie de capacité portante de Bell (1915), qui élaborée par Greenwood en 1970 pour les colonnes ballastées. Selon Greenwood, la colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure 4.10), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales. Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. Ainsi, q_c , K_{pc} , p sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la

colonne à l'instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

$$q_c = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \cdot p = K_{pc} \cdot p \quad (4.7)$$

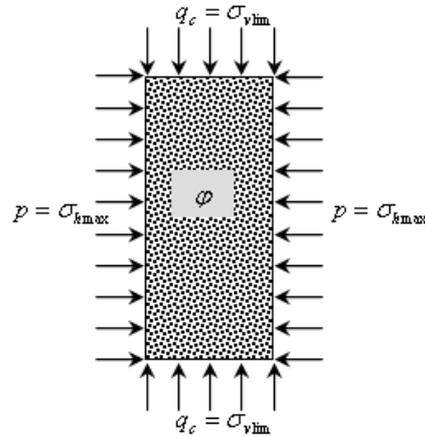


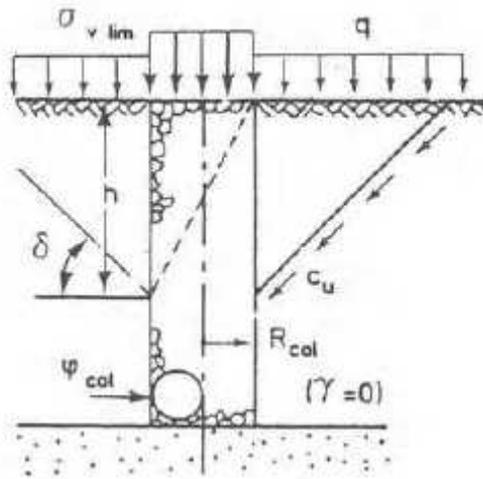
Figure. 4.10 Schéma des contraintes dans une colonne par analogie éprouvette triaxial.

Rupture par Cisaillement Généralisé

Ce mode de rupture peut être étudié lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol (Soyez, 1985). L'expérience montre que, dans le cas de colonnes courtes ancrées dans un substratum, la rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée. Brauns (1978-1980) in Soyez (1985) a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite "ballast-sol" délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle δ avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur h .

$$\sigma_{v,lim} = \left[q_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot \left[1 + \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)}{\tan \delta} \right] \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (4.8)$$

La contrainte verticale limite $\sigma_{v,lim}$ en tête de colonne dépend de la surcharge q_s appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne. Celle-ci tient compte de quelques hypothèses simplificatrices comme notamment l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes. La cohésion non drainée du sol c_u est supposée constante sur toute la profondeur du traitement, le substratum est schématisant par un sol de rigidité élevée.



$$h = D_c \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2}\right)$$

Figure. 4.11 Caractérisation de la rupture par cisaillement généralisé (Brauns, 1978).

Rupture par Poinçonnement

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (Soyez, 1985). En faisant l'hypothèse qu'une colonne flottante travaille comme un pieu rigide, Hughes et Withers (1975) et Brauns (1980) ont cherché à déterminer la longueur minimale nécessaire pour éviter son poinçonnement. Sur la colonne se développent un effort de pointe et un frottement latéral positif.

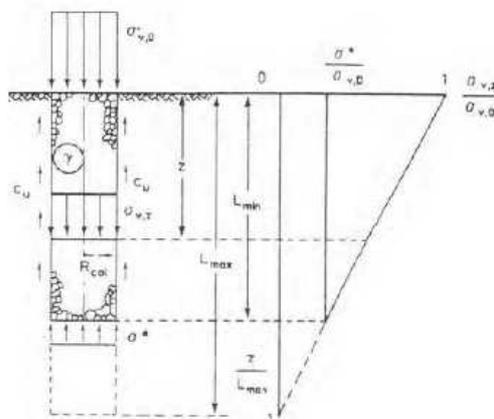


Figure. 4.12 Rupture par poinçonnement d'une colonne flottante isolée (Brauns, 1980).

La résistance mobilisée sur la périphérie de la colonne est supposée égale à la résistance au cisaillement non drainé c_u du sol. L'équilibre d'un tronçon de colonne pesante de poids volumique γ_c conduit à l'expression de la contrainte verticale $q_c(z)$ régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne:

$$\sigma_v(z) = \sigma_{v,0} + z \cdot \left(\gamma_c - 4 \cdot \frac{c_u}{D_c} \right) \tag{4.9}$$

En pratique, et pour éviter tout risque de poinçonnement, la contrainte verticale σ_v (L_{\min}) ne doit pas excéder l'effort limite σ^* en pointe mobilisable par la couche d'argile dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de $9c_u$. En négligeant le poids propre du ballast, L_{\min} est donnée par la relation :

$$L_{\min} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \left(\frac{\sigma_{v,0}}{c_u} - 9 \right) \quad (4.10)$$

Le traitement devient inutile lorsque σ_v (L_{\max}) = 0, ce qui donne la relation suivante :

$$L_{\max} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \frac{\sigma_{v,0}}{c_u} \quad (4.11)$$

La profondeur de traitement L sera finalement déterminée de telle façon que :

$$L_{\max} \geq L \geq L_{\min} \quad (4.12)$$

Mécanisme de Rupture dans les Sols Cohérents non Homogènes

Les mécanismes de rupture décrits ci-dessus sont pour des cas parfaits où l'homogénéité des propriétés des sols est répandue, mais les sols sont rarement, voire jamais, trouvés en nature aux propriétés homogènes. Le mécanisme de rupture d'une colonne ballastée construite pour améliorer les sols stratifiés non homogènes est schématisé sur la figure 4.13. En effet, une rupture par cisaillement se produira si une couche molle est présentée en surface, alors qu'une couche très molle en profondeur, dont le rapport épaisseur de couche diamètre de la colonne est inférieur ou égal à l'unité, pourra induire une légère expansion latérale. Cependant, si ce rapport est supérieur ou égal à deux, une rupture par expansion latérale de la colonne se produira.

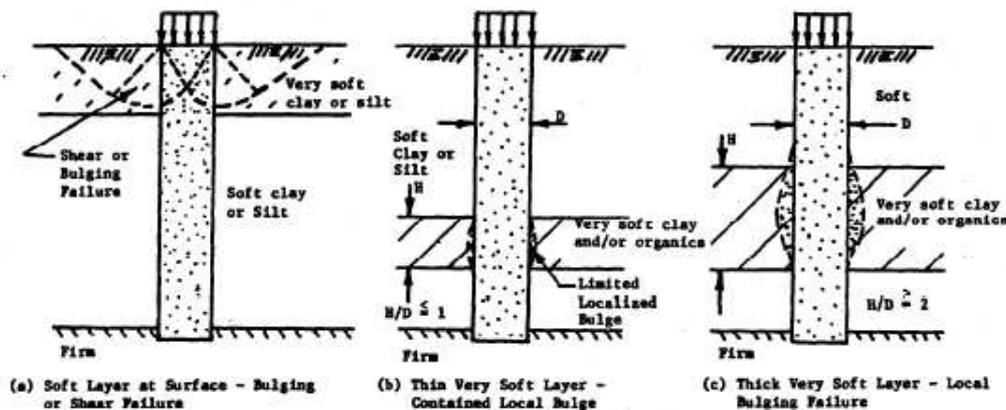


Figure.4.13 Mécanisme de rupture d'une colonne isolée dans les sols non homogènes, (Barksdale et Bachus, 1983).

4.3.5.2 Groupe de Colonnes

La colonne qui fait partie d'un groupe à un comportement différent de celui de la colonne isolée examinée précédemment. En général, les colonnes ballastées sont disposées suivant un réseau régulier. Il y a trois arrangements possibles représentés sur la figure 4.14.

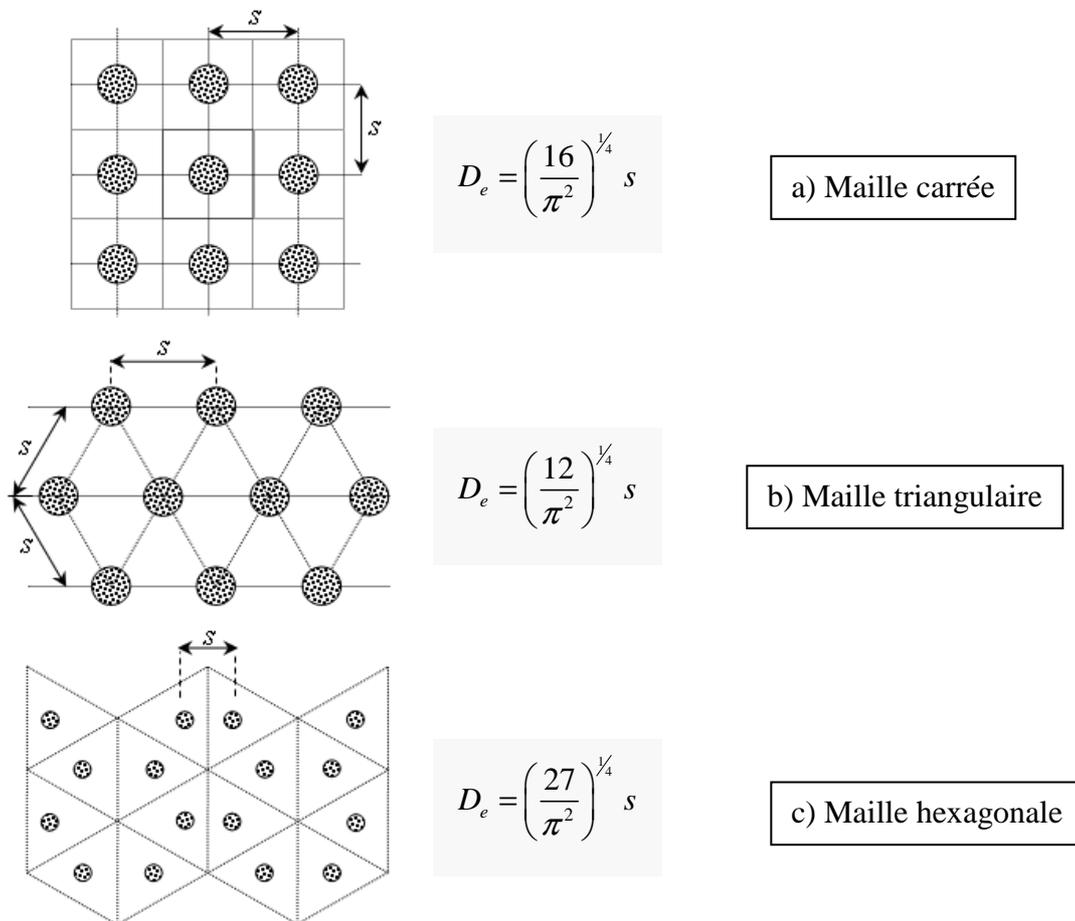


Figure. 4.14 Réseaux des colonnes ballastées d'après Balaam et Poulos 1983.

Domaine d'Influence des Colonnes

Suivant le type de maille retenu, la figure 4.14 définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul. Le diamètre D_e de la cellule (voir fig. 4.6) représente donc le diamètre d'influence de la colonne. Un groupe de colonnes ballastées installé dans un sol médiocre subit probablement une combinaison de deux types de rupture de refoulement et de portance locale comme illustré dans la figure 4.15c. Une rupture locale de portance est faite par le poinçonnement de la colonne ballastée relativement rigide (ou du groupe) dans le sol médiocre environnant. La rupture des groupes ayant des longueurs courtes des colonnes

est fait à l'extrémité de la portance (figure 4.15.d) ou peut-être subir une rupture de toutes les colonnes semblables au mode de rupture des colonnes singulières courtes.

Parmi les modes de rupture d'un groupe des colonnes ballastées, et comme montre sur la figure 4.15, il convient de distinguer la rupture interne et la rupture externe.

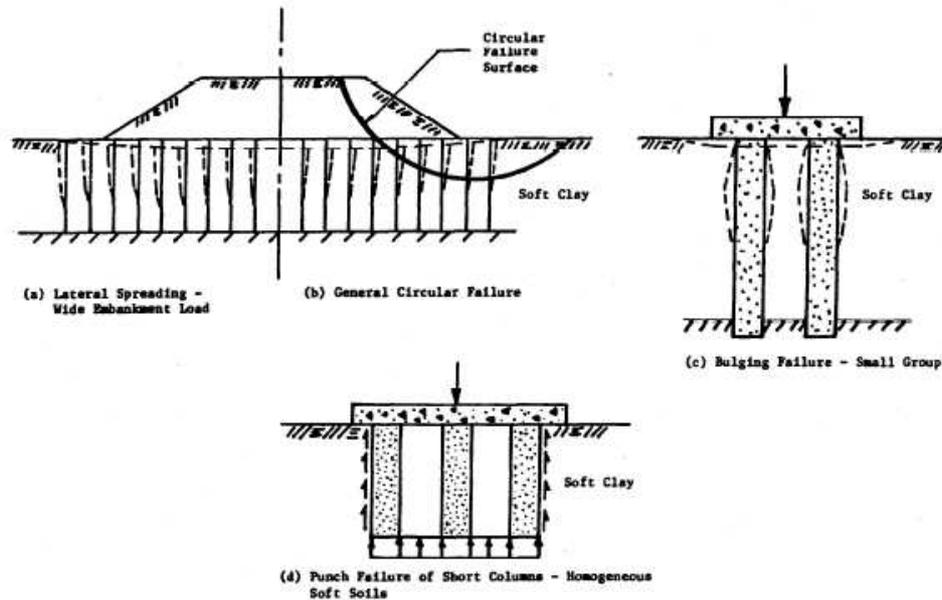


Figure. 4.15 Mode de rupture de groupe des colonnes ballastées, (Barksdale et Bachus, 1983).

Toutes ces mécanismes de rupture sont basés sur des observations : expérimentales avec les essais sur modèles réduits, ou numériques avec les simulations par les méthodes tels que *FEM*, et autres.

4.3.6 Sollicitations et Contraintes Admissibles

Soit une semelle de dimensions $B \times L$, soumis à un torseur d'efforts dont les éléments au centre de la base sont la charge verticale Q , et les moments M_x et M_y , L est parallèle à l'axe des x .

On suppose qu'il y ait des colonnes sur plus d'un axe parallèle

- à l'axe des x dès que $M_x / Q > B / 6$;
- à l'axe des y dès que $M_y / Q > L / 6$.

Les valeurs de M_x , (M_y) majorées des facteurs ψ_x , (ψ_y) sont égales à:

- 1,25 s'il y a des colonnes sur plusieurs axes parallèles à l'axe des x , (y);
- 1,5 si toutes les colonnes sont alignées sur l'axe des x , (y).

Il se ramène alors à une répartition rectangulaire équivalente (Modèle de Meyerhof) q' :

$$q' = q \times B \times L / \{(B - 2\delta_y) \times (L - 2\delta_x)\} \quad (4.13)$$

où les excentricités $\delta_x = \psi_x M_x / Q$ et $\delta_y = \psi_y M_y / Q$.

Contraintes Admissibles dans les Colonnes

La contrainte admissible q_a à l'ELS est obtenue par l'application d'un coefficient de sécurité $F_s > 2$ sur la contrainte verticale de rupture q_r .

La contrainte admissible retenue doit être inférieure à deux fois l'étreinte latérale du sol sans toutefois supérieure à 0,8 MPa (valeur plafonnée par DTU 13.2).

$$q_a = \text{Min} \left(0.8 \text{MPa}; \frac{q_r}{2} \right) \quad (4.14)$$

La contrainte maximale de calcul q_a à l'ELU dans la colonne est obtenue par l'application d'un coefficient de sécurité $F_s = 1.5$ sur la contrainte verticale de rupture q_r .

Ceci revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible à l'ELS :

$$q_{aELU} = 1.33 q_a \quad (4.15)$$

L'action du séisme intervient dans les combinaisons ELU sismiques.

Ceci revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible ELS évaluée hors conditions sismiques.

4.4 MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT ET JUSTIFICATION

Le dimensionnement des colonnes ballastées tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

Le but de cette partie est d'exposer les méthodes de dimensionnement de ces colonnes.

La littérature traite généralement de la justification: de la capacité portante, de l'estimation des tassements du site renforcé sous les charges appliquées par le projet, du taux de consolidation par drainage et de la construction contre le risque de la liquéfaction.

4.4.1 Capacité Portante

La capacité portante a toujours été l'un des sujets d'intérêt majeur dans le domaine de conceptions des ouvrages. Le traitement des terrains par les colonnes ballastées est une technique efficace pour renforcer la capacité portante des remblais et des pentes des argiles molles. L'utilisation d'une méthode analytique pour le dimensionnement de colonnes ballastées reste essentielle. Les colonnes peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

4.4.1.1 Capacité Portante d'une Colonne Singulière Isolée

La capacité portante ultime (q_{ult}) d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir à les trois modes de rupture de §4.3.4.1.

Le fait que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de colonne atteigne sa base fut démontré par Hughes et Withers (1974). En effet, les essais sur modèles réduits ont mis en évidence qu'au fur et à mesure que la colonne se dilate latéralement et son sommet tasse, (Figure 4.16), le matériau granulaire constituant la colonne ballastée est poussé dans le sol environnant et transfère ainsi les contraintes.

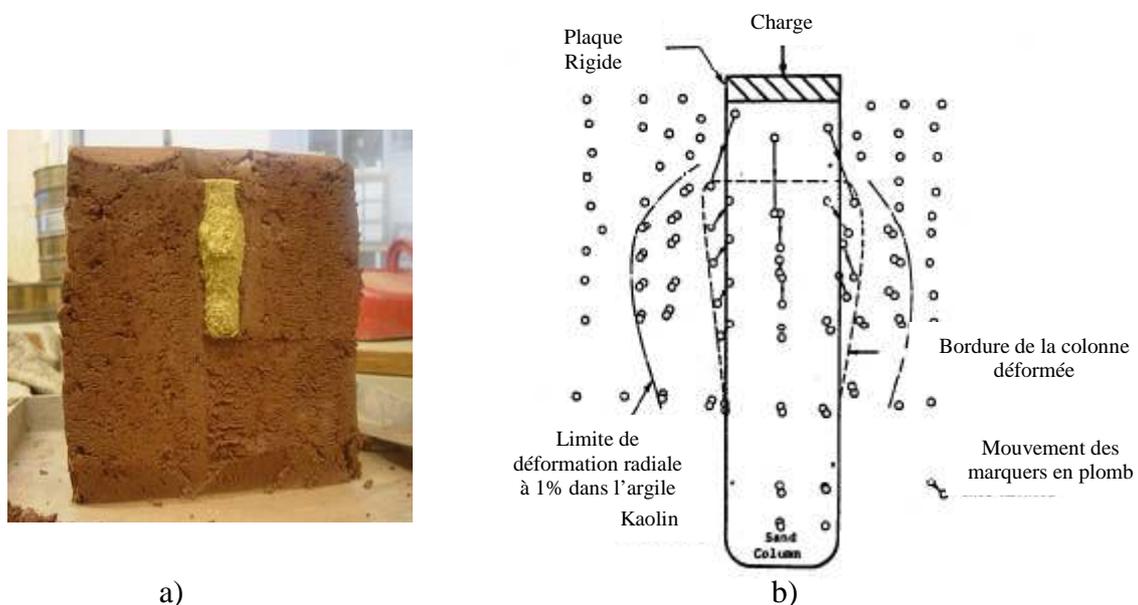


Figure. 4.16 Mode de rupture d'une colonne ballastée isolée observé dans les essais de modèle réduit, a) (McCabe et al, 2003) et b) (Hughes et Withers, 1974).

La force portante de colonnes ballastées est calculée suivant le schéma de contraintes indiqué par la figure 4.10 par analogie avec l'essai triaxial. Le rapport de contraintes verticale σ_1 et latérale σ_3 pour un sol pulvérulent à la rupture est égale à :

$$\sigma_1 / \sigma_3 = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \quad (4.16)$$

Méthode de Hughes et Withers

Selon Hughes et Withers (1974), la similarité du mode de rupture du sol autour de la colonne ballastée à l'expansion d'une cavité pressiométrique, permet de considérer la pression latérale σ_3 comme similaire à la pression limite mesurée au pressiomètre, cette similitude permet d'exprimer la contrainte verticale σ_1 comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (4.17)$$

avec: φ_c angle de frottement du ballast.

Ces auteurs supposent que la résistance passive développée par le sol environnant peut être modélisée par une expansion latérale. A cette fin ils utilisent la théorie de Gibson et Anderson (1961) traitant de l'expansion d'une cavité cylindrique de longueur infinie dans un milieu élastique homogène et isotrope. Cette théorie permet d'exprimer la contrainte latérale ultime σ_3 par :

$$\sigma_3 = \sigma_{r_0} + c_u \left[1 + \log_e \frac{E_s}{2c_u(1+\nu_s)} \right] \quad (4.18)$$

dans laquelle: σ_{r_0} la pression totale latérale initiale ; c_u la cohésion non drainée; E_s le module d'Young; et ν_s le coefficient de Poisson du sol.

La substitution de l'équation (4.18) dans l'équation(4.16), permet d'estimer la pression ultime ($\sigma_1 = q_{ult}$) qui peut supporter par la colonne juste avant la rupture:

$$q_{ult} = \left\{ \sigma_{r_0} + c_u \left[1 + \log_e \frac{E_s}{2c_u(1+\nu_s)} \right] \right\} \left(\frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \right) \quad (4.19)$$

q_{ult} est la contrainte ultime qui peut supporter par la colonne juste avant la rupture, donc Q_{ult} sera la capacité portante.

4.4.1.2 Capacité Ultime de Groupe des Colonnes Ballastées

La capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées n'est pas nécessairement égale à la somme des capacités portantes des colonnes isolées. La distance entre colonnes ballastées affecte la capacité portante du groupe de colonnes ballastées.

Considérons la résistance ultime d'un groupe avec un maillage carrée de quatre colonnes ballastées, et d'un groupe infiniment long. Comme illustré dans la figure 4.18 un matelas de répartition rigide se reposant sur la surface de sol renforcé. L'évaluation de la capacité portante d'un groupe de colonnes ballastées est obtenue par la méthode de Bell (1915), généralisée par Terzaghi puis modifiée par Sowers (1951). Cette méthode consiste à approximer la surface de rupture, comme présenté sur la figure 4.17, par deux lignes droites formant deux blocs triangulaires – l'un en équilibre limite actif et l'autre en équilibre limite passif. L'équilibre des blocs donne les paramètres de résistance de cisaillement moyennes suivantes:

$$[\tan \varphi]_{moy} = \mu_c a_c \tan \varphi_c \quad (4.20)$$

$$c_{moy} = (1 - a_c) c_u \quad (4.21)$$

La surface de rupture faite un angle β avec la fondation, cet angle est égal :

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{moy}}{2} \quad (4.22)$$

Pour calculer la capacité portante d'un groupe, la détermination de la pression latérale ultime σ_3 est nécessaire. Pour une attitude infiniment longue, et d'après la théorie classique des pressions des terres pour une argile saturée:

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_s B \tan \beta}{2} + 2c_u \quad (4.23)$$

Les contraintes ultimes vertical q_{ult} (qu'égale σ_1) et latéral σ_3 sont des contraintes principales, l'équilibre des blocs s'exprime par:

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2c_{moy} \tan \beta \quad (4.24)$$

Selon Barksdale et Bachus (1983), cette méthode donne des résultats assez proches que celles de la théorie de rupture locale de Terzaghi.

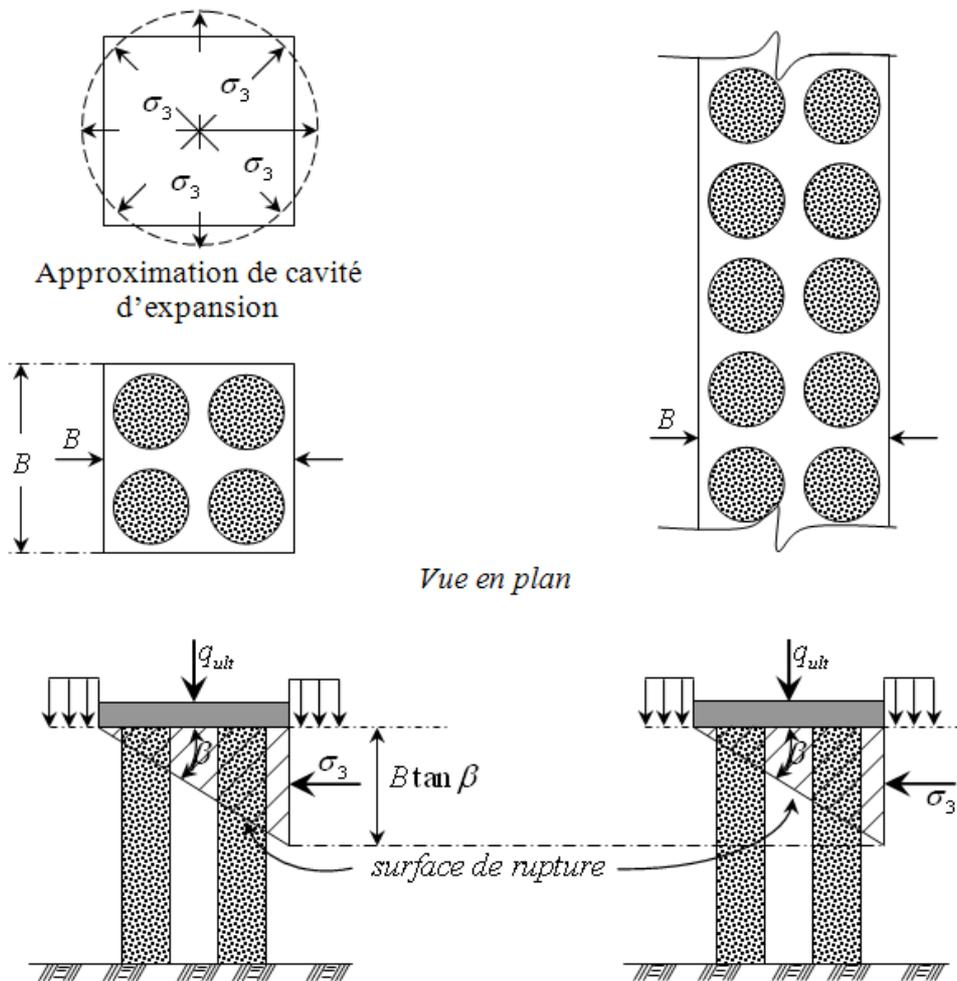


Figure. 4.17 Analyse de groupe des colonnes ballastées.

4.4.2 Tassements des Colonnes Ballastées

La majorité des désordres observés dans les structures sont attribués aux tassements excessifs. La technique des colonnes ballastées pour limiter les tassements a été recommandée par plusieurs auteurs, toutefois les méthodes d'estimation des tassements du système sol- colonnes ballastées sont très diverses. Ces méthodes ont été bien développées par Balaam et Booker (1981), mais restent encore du domaine de la recherche Priebe (1976, 1995).

Selon Poorooshasb et Meyerhof (1997), les colonnes isolées ainsi les colonnes flottantes ne sont pas efficaces pour réduire les tassements.

Les géotechniciens confrontés au calcul des tassements d'ouvrages sur sols compressibles ont l'habitude, par souci de simplification, de simuler la réalité en considérant trois phases successives, indépendantes les unes des autres, à savoir un tassement instantané, non

drainé, un tassement de consolidation primaire et un tassement de fluage. Dans le cas où la couche compressible est renforcée par un réseau de colonnes ballastées, la consolidation primaire du sol ambiant est accélérée par le caractère drainant des inclusions, et le tassement instantané non drainé est considéré soit d'amplitude négligeable devant celle du tassement de consolidation primaire, soit d'amplitude nulle.

4.4.2.1 Méthode de Priebe

La méthode proposée par Priebe (1976, 1995) assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, de caractéristiques élastiques drainées E'_s et ν'_s similaires à celles du terrain compressible.

Les principales hypothèses de cette méthode sont:

- Les tassements en surface sont égaux ($s_s = s_c$) ;
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre plastic «actif» contenu et les déformations de la colonne «suivent» celles du sol;
- Le matériau de la colonne est incompressible et les déformations de la colonne se font à volume constant;
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E'_s et un coefficient de Poisson ν'_s constant sur toute la profondeur ;
- Il y a conservation des sections planes;
- Dans tous les cas, les déformations du sol et ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge q en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne.

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{hc} - \Delta\sigma_{hs} \quad (4.25)$$

L'accroissement de la contrainte horizontale dû à q_c :

$$\Delta\sigma_{hc} = q_c K_{ac} = q_c \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (4.26)$$

Preibe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique des contraintes à l'interface sol-ballast, attribué aux conditions de réalisation des colonnes ballastées où l'accroissement de la contrainte horizontale résultant de la surcharge verticale q_s appliquée sur le sol:

$$\Delta\sigma_{hs} = q_s \quad (4.27)$$

La condition aux limites de la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube est appliquée.

Le facteur (β) de réduction des tassements s'exprime par:

$$\beta = \frac{q}{q_s} = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(v'_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(v'_s, A_c/A)} - 1 \right] \quad (4.28)$$

$$f(v'_s, A_c/A) = \frac{1-v_s'^2}{1-v_s' - 2v_s'^2} \frac{(1-2v_s')(1-A_c/A)}{1-2v_s' + A_c/A} \quad (4.29)$$

La figure 4.18 représente le facteur β de réduction des tassements en fonction du rapport des sections (A/A_c) pour la valeur du coefficient de Poisson $v'_s = 1/3$.

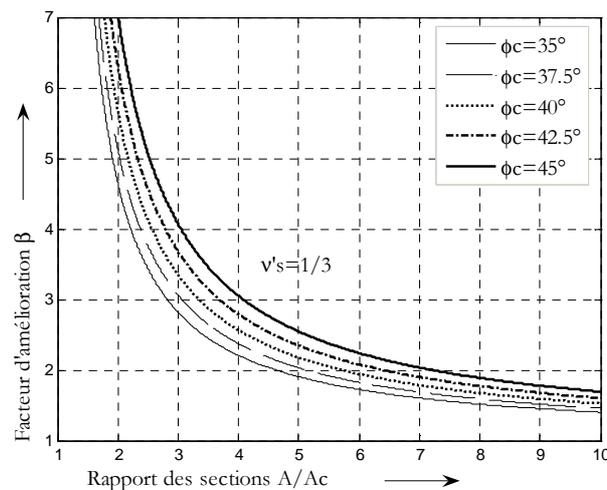


Figure. 4.18 Abaque de dimensionnement de (Priebe, 1995).

4.4.2.2 Méthode de Balaam et Booker

Dans leur analyse du comportement de fondations rigides de grandes dimensions sur sol renforcé par colonnes ballastées, Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule unitaire soumise aux conditions oedométriques. A partir des résultats établis par ces auteurs, le facteur β de réduction des tassements peut alors être défini directement par:

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \left[\frac{(\lambda_c + 2 \cdot \mu_c) - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{(\lambda_s + 2 \cdot \mu_s)} - 1 \right] \cdot \frac{D_c^2}{D_e^2} \quad (4.30)$$

Où $F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(D_e^2 - D_c^2)}{2[D_c^2(\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2(\lambda_c + \mu_c + \mu_s)]}$; et

λ_i et μ_i sont les coefficients de Lamé définis de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu_i \cdot E_i}{(1 - 2 \cdot \nu_i) \cdot (1 + \nu_i)} ; \quad \mu_i = \frac{E_i}{2 \cdot (1 + \nu_i)} .$$

4.4.3 Taux de Consolidation

La vitesse de consolidation est en général très faible dans les sols fins parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir le massif de sol, et les tassements peuvent durer pendant de longues périodes, ce qui est souvent irrecevable. La mise en place des colonnes ballastées dans ce massif permet d'augmenter cette vitesse par la réduction des distances de drainages, ce qui à un effet très bénéfique sur le temps de consolidation primaire par la dissipation de l'excès de pression interstitielle sous l'action de surcharge en courte durée et sans crainte des tassements ultérieurs. L'écoulement de l'eau dans le sol vers les colonnes est considéré comme un cheminement radial (figure. 4.19).

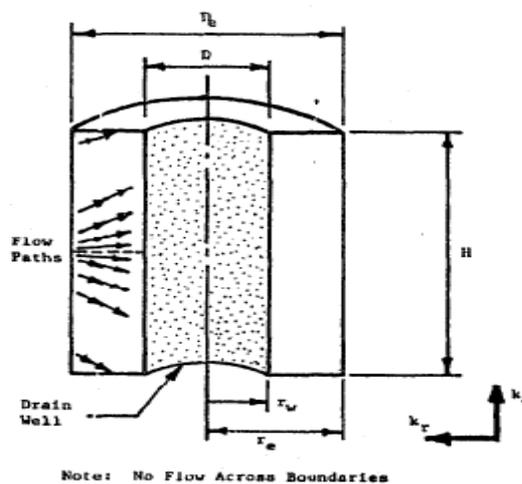


Figure. 4.19 L'écoulement radial d'eau vers les colonnes, (Barksdale et Bachus 1983).

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer le taux de consolidation des sols améliorés par la technique des colonnes ballastées. Les plus courantes sont :

4.4.3.1 Méthode de Barron

Les méthodes de calcul développées pour la consolidation par drains verticaux sont utilisées pour déterminer l'efficacité des colonnes ballastées à accélérer la consolidation du sol. Le degré de consolidation d'un cylindre de sol-colonnes ballastées (cellule unitaire) est obtenu en utilisant la théorie de la consolidation tridimensionnelle radiale et verticale de Barron (1947) inspirée de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1923). La relation de Carillo (1942) permet de déterminer le degré moyen de consolidation U d'un système de sol drainant radialement et verticalement en termes des degrés moyens de consolidation vertical U_v et radial U_r comme suit:

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (4.30)$$

La solution de la théorie de la consolidation verticale et radiale de Terzaghi (1923) et Barron (1947) peut s'écrire aussi sous la forme suivante:

$$U_{rv} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left[(-8/F(N))T_r - (\pi^2/4)T_v\right] \quad (4.31)$$

où $T_v = c_v t / H_{dr}^2$; $T_r = c_r t / D_e^2$: représentent les facteurs adimensionnels du temps respectivement pour la consolidation verticale et la consolidation radiale; H_{dr} hauteur de drainage; $F(N) = \left[N^2 / (N^2 - 1)\right] \ln(N) - (3N^2 - 1) / (4N^2)$; $N = D_c / D_e$ avec D_e le diamètre externe délimitant la zone d'influence; et c_v et c_r les coefficients de consolidation verticale et radiale.

4.4.3.2 Méthode de Han et Ye

Dans le cas des colonnes ballastées, il y a lieu de tenir compte des rigidités relatives des colonnes ballastées et du sol. Han et Ye (2001) ont proposé de calculer le taux de consolidation par colonnes ballastées en introduisant des coefficients modifiés de consolidation c'_v et c'_r , tenant compte du coefficient de concentration des contraintes n :

$$c'_v = c_v \left(1 + n \frac{1}{N^2 - 1}\right) \quad (4.32)$$

$$c'_r = c_r \left(1 + n \frac{1}{N^2 - 1}\right) \quad (4.33)$$

4.4.4 Colonnes Ballastées et Liquéfaction

La liquéfaction des sols est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique, l'appréhension du risque de ce phénomène prend une importance grandissante dans les projets même les plus modestes. La technique des colonnes ballastées est également possible d'utiliser en zone sismique pour la réduction voire l'élimination de la susceptibilité des sols à ce risque. La liquéfaction se traduit par la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau, elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. Il est nécessaire pour cela que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée.

Il convient de noter que depuis son apparition le sujet de construction des colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction a fait l'objet de plusieurs études, Engelhardt et Golding (1975), et il connaît des contributions récentes de Adalier et al (2003), Adalier et Algamal. (2004), Shenthan et al (2004) et Al-Homoud et Degen (2006).

Engelhardt et Golding (1975), ont considéré la technique de renforcement par colonnes ballastées comme une solution de fondation adéquate dans les zones de sismicité élevée, et ont réalisé des essais de grandeurs réelles pour démontrer entre autre que : (1) l'utilisation des colonnes ballastées assure la densification des lentilles de sables existents en profondeur contre le potentiel de liquéfaction; (2) la sécurité de résistance au cisaillement développée par les colonnes dans les sols environnants contre une accélération sismique horizontale de 0.25g .

Pour Adalier et al (2003), compte tenu de la très faible perméabilité du limon, lors des secousses sismiques, les colonnes ballastées n'ont pas diminué de manière importante l'augmentation de l'excès de pression interstitielle, ainsi, tout changement de comportement entre le sol non amélioré et le sol amélioré, est dû à l'effet de renforcement des colonnes. Ils constatent aussi que le sol s'est étalé sur les côtés et a entraîné le tassement de la semelle lors des secousses sismiques.

Shenthan et al (2004), ont développé une méthodologie analytique pour évaluer l'efficacité de la technique des colonnes ballastées dans la prévention contre la liquéfaction des sables et silts non plastiques saturés, les paramètres de conception et les propriétés des sols qui

affectent l'efficacité de cette technique, et les choix de la méthode de construction appropriés ont été également identifiés.

Al-Homoud et Degen (2006), ont indiqué l'utilisation des colonnes ballastées dans le port de Patras au Grec pour la prévention contre la liquéfaction d'une couche de loess et sable silteux, et ont utilisé les méthodes de Seed et Idriss (1971) et Priebe (1998) pour étudier la sécurité en basant sur l'essai CPT. Selon les mêmes auteurs, l'utilisation des colonnes ballastées dans les milieux marines pour traiter la variété des sols de nature sableux lâches à cohérents molles est plus en plus augmentée notamment après les récents séismes. Ces auteurs donnent une introduction à la conception sismique des colonnes ballastées et spécifiquement en zones marines.

La méthode de Seed et Idriss (1971) d'évaluation du risque de liquéfaction est très utilisée dans la pratique ; elle donne le *CSR* (*Cyclic Stress Ratio*), qui est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{avg}) normalisé par rapport à la contrainte effective (σ'_{v0}), d'un sol naturel soumis à un tremblement de magnitude $M_w = 7.5$ par l'équation:

$$CSR = \frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (4.34)$$

Où a_{max} l'amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol ; σ_{v0} et σ'_{v0} les contraintes verticales totale et effective des sols sous-jacents ; r_d coefficient réducteur des contraintes dépendant de la profondeur.

Réduction des Contraintes de Cisaillement Cycliques dans le Sol

Les colonnes ballastées permettent de dissiper les pressions interstitielles dues à l'action sismique, en outre leurs rigidités réduisent l'intensité des efforts de cisaillement, résultant de l'action sismique sur le sol. Le principe de la réduction des contraintes de cisaillement sur les sols par la présence des colonnes ballastées est illustré dans la figure 4.20, l'effort sismique de cisaillement repris par le sol (τ_s) représente la différence de la contrainte sismique de cisaillement τ et de la contrainte sismique de cisaillement reprise par les colonnes ballastées (τ_c) -- $\tau_s = \tau - \tau_c$.

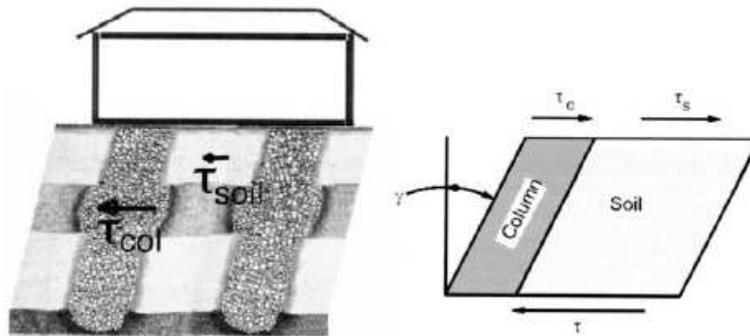


Figure 4.20 Principe de base - égalité des déformations de cisaillement dans la colonne et le sol, (Baez, 1995; Al-Homoud et Degen, 2006).

L'incorporation des colonnes ballastées dans les sols susceptibles à se liquéfier réduit le CSR par le rapport de contrainte (*Stress Ratio, SR*) de colonnes ballastées donné par la figure (4.21), qui traduit l'équation de Priebe (1998) :

$$SR = \frac{1}{n_0} = 1 + \frac{A_c}{A} \left(\frac{1}{K_{ac} (1 - A_c / A)} - 1 \right) \tag{4.38}$$

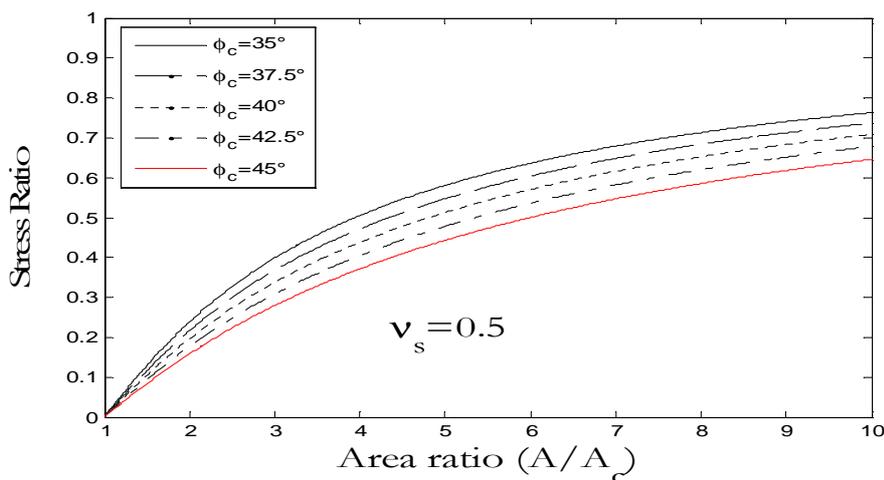


Figure. 4.21 Coefficient de réduction de CSR par les colonnes ballastées (Priebe, 1998).

Dans un sol traité par la technique de colonnes ballastées contre le risque de la liquéfaction, le CSR est fonction du chargement sismique et des colonnes elles-mêmes, alors que le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (*Cyclic Resistance Ratio, CRR*) représente la résistance à la liquéfaction du sol. Cette résistance pour un séisme d'amplitude de 7,5 ($CRR_{7,5}$) est en fonction d'un paramètre de résistance normalisée d'un essai in situ ($(N_1)_{60}, q_{c1}, V_{s1}$).

L'utilisation de vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_s) comme un indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance d'un sol à la liquéfaction et

V_s sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique. Normalement, la liquéfaction est un phénomène lié très étroitement à la génération de la pression interstitielle dans le sol.

Le calcul du CRR par la méthode de Andrus et Stokoe (1997) est donné en fonction de la vitesse corrigée de propagation des ondes de cisaillement dans le sol (V_{s1}) par:

$$CRR = \left\{ a \left[\frac{V_{s1}}{100} \right]^2 + b \left[\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right] \right\} MSF \quad (4.39)$$

où a et b sont des paramètres d'ajustement, égaux à 0,03 et 0,9 respectivement ; V_{s1} est la vitesse de cisaillement corrigée par rapport à la contrainte verticale effective et est égale

à : $V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$; MSF (*Magnitude Scaling Factor*) est le facteur d'échelle, égal à

$(M_w / 7,5)^{-2,56}$; V_{s1}^* la valeur limite de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, marquant le début de la liquéfaction dans les sols sableux, elle a été estimée par : $V_{s1c} = 215 \text{ m/s}$ pour $F.C(\%) \leq 5$, $V_{s1c} = 215 - 0.5(F.C - 5) \text{ m/s}$ pour $5 < F.C(\%) \leq 35$ et $V_{s1c} = 200 \text{ m/s}$ pour $F.C(\%) \geq 35$.

4.5 CONCLUSION

A l'issue de ce chapitre, il est à retenir que les vérifications de la capacité portante et du tassement admissible du sol renforcé, du temps de consolidation lorsque les colonnes jouent le rôle de drains verticaux, et de la prévention contre le risque de la liquéfaction lorsque la justification vise également la réduction de ce risque constituent, en général, les points essentiels au dimensionnement des sols par colonnes ballastées. Toutes ces méthodes de dimensionnement utilisent l'approche déterministe et ne gèrent pas la difficulté de définir les incertitudes sur les paramètres intervenant dans le dimensionnement (insuffisante ou une connaissance imparfaite des propriétés des sols et des colonnes), qui mène ce dimensionnement comme un exercice délicat. Compte tenu de cette observation, le chapitre suivant va consister à incorporer puis quantifier ces incertitudes par l'application des méthodes basées sur l'approche probabilistes, qui sont fournies également des outils d'analyse de fiabilité de colonnes ballastées.

« Il faut placer le concept de sécurité dans le royaume de la réalité physique où il n'y a pas d'absolu
et où la connaissance est incertaine »

FRÉUNDENTHAL

Chapitre V

APPLICATIONS À L'ANALYSE FIABILISTE DE COLONNES BALLASTÉES

5.1	Introduction	75
5.2	Analyse Fiabiliste des Colonnes Ballastées	75
5.2.1	Analyse fiabiliste de la capacité portante.....	76
5.2.2	Analyse fiabiliste du tassement.....	82
5.2.3	Analyse fiabiliste de l'accélération de consolidation.....	85
5.2.4	Analyse fiabiliste de la liquéfaction.....	87
5.3	Sensibilité et Réduction des Variables	88
5.4	Efficacité des Méthodes Fiabilistes	101
5.4.1	Efficacité de la méthode <i>FOSM</i>	101
5.4.2	Efficacité de la méthode <i>PEM</i>	102
5.4.3	Efficacité de la méthode <i>MCs</i>	102
5.5	Conclusion	104

5.1 INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'effectuer une analyse fiabiliste des colonnes ballastées en prenant en compte l'aspect probabiliste par les méthodes qui ont été évoquée dans le troisième chapitre. Les calculs des indices de fiabilité ont été effectués, en approche probabiliste en utilisant les méthodes FOSM, PEM et les simulations numériques de MCs, les résultats sont présentés sous forme des graphes d'indice de fiabilité en fonction des coefficients des variations des variables considérées comme aléatoires afin de limiter le surdimensionnement qui est inévitable avec les calculs des coefficients de sécurité par l'approche déterministe.

Ce chapitre apporte des éléments quantitatifs permettant de cerner l'effet de l'incertitude sur la grandeur choisie pour qualifier la fiabilité des colonnes ballastées. L'étude aborde successivement l'analyse fiabiliste des colonnes ballastées, la sensibilité et réduction des variables aléatoires puis l'efficacité des méthodes fiabilistes utilisées.

5.2 ANALYSE DE FIABILITÉ DES COLONNES BALLASTÉES

Dans l'analyse fiabiliste des colonnes ballastées, nous nous intéressons de présenter les conditions de sol ainsi que les paramètres liés aux colonnes et sols à améliorer, parmi ces paramètres, certaines sont considérées comme aléatoires ; d'autres sont déterministes et sont appelées paramètres de la fonction d'état limite. Sont ensuite présentés, analysés et interprétés les résultats de l'analyse de fiabilité de la capacité portante des colonnes isolées et en groupes. Ce travail est répété pour l'analyse fiabiliste : du tassement des colonnes ballastées en deuxième, de l'utilisation des colonnes ballastées pour accélérer le taux de consolidation des sols en troisième, et en quatrième pour la construction des colonnes ballastées contre le risque de la liquéfaction en zones sismiques.

Pour chaque fonction d'état limite, les deux types de distributions des variables aléatoires : normale et lognormale ont été considérées. Aussi les deux cas des variables aléatoires corrélés et non corrélés sont examinés (si possible de faire corrélés les paramètres).

Les variations de l'indice de fiabilité en fonction du coefficient de variation d'une des variables aléatoires sont obtenues à travers le changement de l'écart type de la variable en considération, et à moyenne constante. Les coefficients de variations des autres variables ont été arbitrairement fixés à des valeurs de 2, 5 ou 10 %.

5.2.1 Analyse de Fiabilité de la Capacité Portante

Pour l'analyse fiabiliste de la capacité portante des colonnes ballastées, deux cas sont considérés à savoir le cas d'une colonne isolée, et le cas d'un groupe de colonnes ballastées. Le tableau 5.1 récapitule la nature et les valeurs moyennes des paramètres utilisés dans les modèles de prédiction de la capacité portante par des études paramétriques.

Tableau. 5.1 Caractéristiques des variables du système sol-colonne(s) ballastée(s) considérés dans l'analyse probabiliste de la capacité portante.

Paramètre	Symbole	Variable	Moyenne
Paramètres communs			
Cohésion non drainée 'sol'	c_u	Aléatoire	22kPa
Angle de frottement 'ballast'	ϕ'_c	Aléatoire	40°
Poids volumique des solides 'sol'	γ_s	Aléatoire	19kN / m ³
Diamètre de la colonne	D_c	Aléatoire	1m
Module d'Young 'sol'	E'_s	Aléatoire	2000kPa
Longueur de la colonne	H	Déterministe	15m
Paramètres spécifiques à la méthode de dimensionnement d'une colonne isolée			
Charge verticale appliquée	Q_v	Aléatoire	300kN
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	Aléatoire	0.45
Moment de renversement	M	Aléatoire	230kN.m
Côte de la semelle	B	Déterministe	1m
Paramètres spécifiques à la méthode de dimensionnement d'un groupe de colonnes			
L'espacement des colonnes	S	Déterministe	2m
Charge verticale appliquée	Q_v	Aléatoire	3500kN
Module d'Young 'ballast'	E'_c	Aléatoire	60MPa
Côté de la semelle	B	Déterministe	4m

Les calculs présentés ont été entreprises pour l'estimation des variations des indices de fiabilité en fonction des coefficients des variations de chaque paramètre par les différentes méthodes fiabilistes, et pour chaque modèle de conception déterministe. Différents calculs ont été réalisés pour évaluer la fiabilité d'augmentation de la capacité portante des sols médiocres, les résultats de ces calculs sont rassemblés dans les figures de A1 et A2.

5.2.1.1 Analyse de Fiabilité de la Capacité Portante d'une Colonne Isolée

Pour l'analyse de fiabilité de la capacité portante d'une colonne isolée, la fonction d'état limite est définie par l'équation (5.1).

$$g(\varphi_c, \nu_s, \gamma_s, c_u, E_s, M, Q_v, D_c) = q_{ult}(\varphi_c, \nu_s, \gamma_s, c_u, E_s) - q(Q_v, D_c, M) \quad (5.1)$$

Le cas de corrélation suivant a été examiné :

Le diamètre de la colonne D_c et la cohésion non drainée c_u , et les paramètres d'élasticité du sol E_s et ν_s sont supposées négativement corrélés avec des coefficients de corrélation linéaires $\rho_{D_c c_u} = -0,5$ et $\rho_{E_s \nu_s} = -0,1$ respectivement.

L'analyse de fiabilité ici présente, permet de déterminer le poids des incertitudes sur les paramètres de dimensionnement d'une colonne ballastée isolée située sous une semelle d'une fondation superficielle excentrée, construit dans un sol médiocre.

Les résultats de l'analyse probabiliste de la capacité portante d'une colonne ballastée isolée et singulière dimensionné par la méthode déterministe de Hughes et Withers, sont représentés sur les figures en annexe A1.1-12. Ces figures présentent les variations de l'indice de fiabilité en fonction des valeurs du coefficient de variation des paramètres, obtenus par les trois méthodes probabilistes. Les principaux résultats obtenus sont:

- Pour tous les cas les trois méthodes probabilistes donnent des résultats très proches, surtout pour de faibles coefficient de variations, les résultats de la méthode PEM sont situés entre les résultats de FOSM et MCs, quelque soit les variables corrélées ou non, ou suivent une loi de distribution normale ou lognormale ;
- L'augmentation du coefficient de variation de paramètres engendre une diminution continue de l'indice de fiabilité ce qui reflète une augmentation de la probabilité de ruine due essentiellement à la propagation de l'incertitude à travers le modèle mécanique;
- Le type de distribution des variables aléatoires à une faible influence sur l'indice de fiabilité;
- Pour des valeurs du coefficient de variation élevées et dans les cas où les indices de fiabilités sont faibles, la méthode de MCs induit des erreurs très significatives dues au problème de la redondance lié essentiellement à la qualité de la générateur des

nombres pseudo aléatoires et de la forme de la fonction de performance elle-même;

- Il est à noter également que malgré la valeur moyenne du facteur de sécurité qu'est suffisamment supérieure à l'unité, ici à peu près égale à 2.00, la probabilité de ruine peut atteindre des valeurs supérieures à 16% ($\beta < 1$) pour des coefficients de variation élevés de l'angle de frottement interne de ballasts, de la charge appliquée et du diamètre de la colonne, donc toute analyse de calcul de la capacité portante des colonnes ballastées en se basant sur des valeurs moyennes des propriétés du sol ne permet pas de déterminer convenablement le risque de rupture qui se pose et par la suite une prise en compte des incertitudes est nécessaire dans la conception et le calcul ;

Afin de mieux illustrer l'influence du coefficient de variation des paramètres sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les variations de l'indice de fiabilité en fonction du coefficient de variation de chacun des paramètres du modèle. Les graphes de la figure A1.13 présentent les résultats obtenus par la méthode PEM. Les remarques suivantes peuvent être tirées:

- Pour toutes les fonctions d'états limites considérées les variations des coefficients de variation des paramètres caractérisant les sollicitations influent d'une manière significative sur l'indice de fiabilité. Cet indice est extrêmement sensible aux coefficients de variation de l'angle de frottement du ballast, et du diamètre de la colonne ballastée ; il est moins sensible aux coefficients de variation du coefficient de Poisson du sol, de la résistance non drainée et du poids volumique du sol, et pratiquement peu sensible au coefficient de variation du module d'élasticité du sol;

Afin de mieux comprendre l'effet de la nature de la loi de distribution des variables aléatoires sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les résultats obtenus avec les deux distributions considérées. Seuls quelques résultats sélectionnés sont présentés sur les deux graphes de la figure 5.1. Il apparaît que les lois de distributions des variables n'ont aucune influence dans les courbes d'évolution des indices de fiabilité, car les courbes coïncident. En conséquence, l'étude de sensibilité des variables est menée, seulement, en considérant une loi de distribution normale.

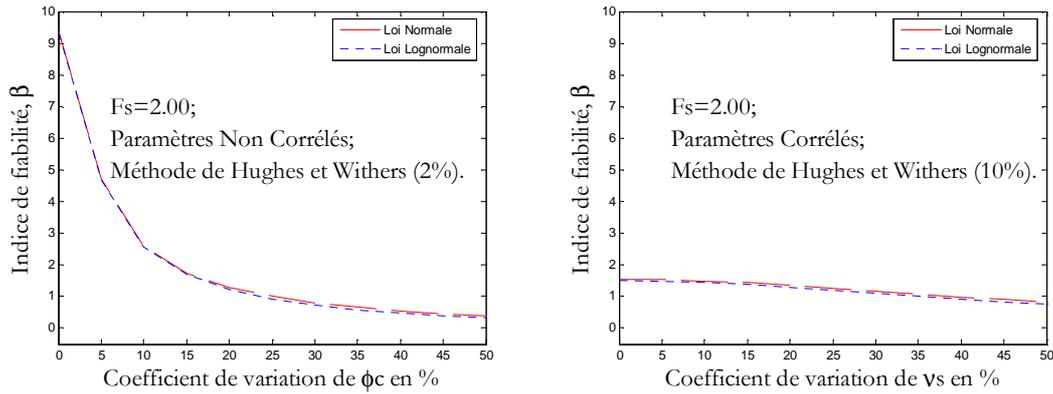


Figure. 5.1 Influence de la loi de distribution des variables sur l'indice de fiabilité.

Afin de mieux illustrer l'effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les graphes des trois cas de corrélations.

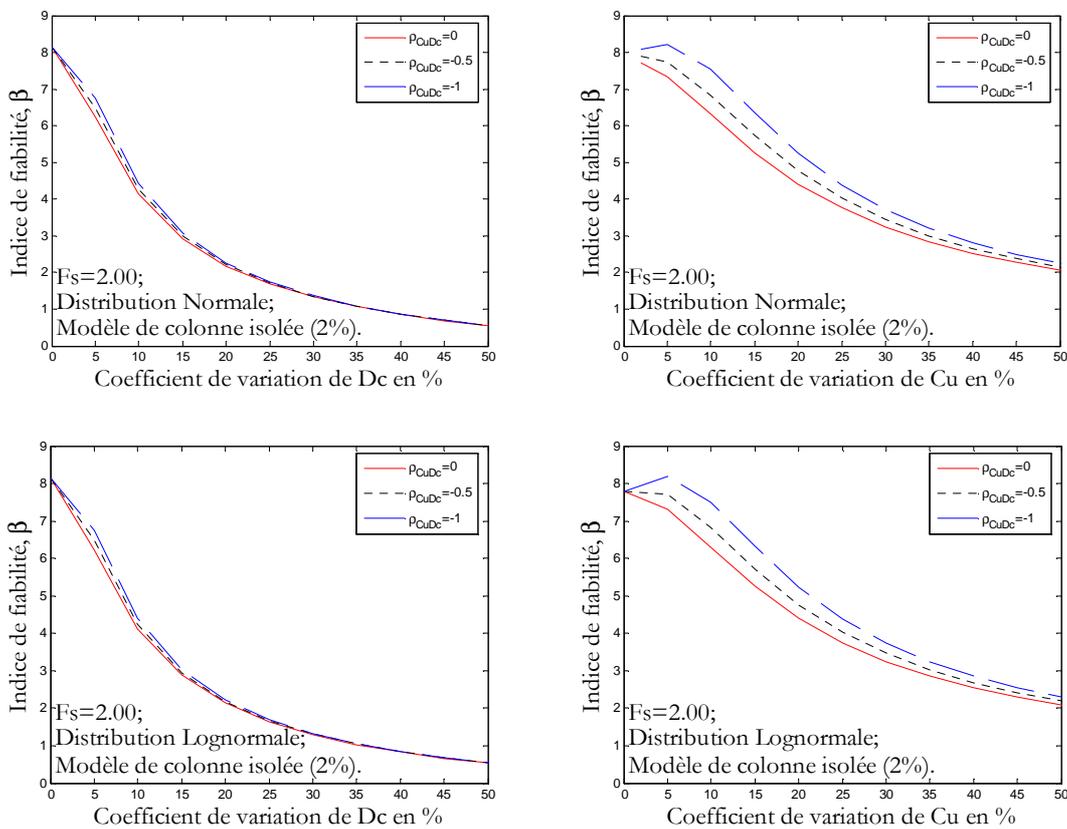


Figure. 5.2 Effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité: colonne isolée.

Quelques résultats sont portés sur la figure 5.2. Les résultats suivants peuvent être tirés:

- les graphes de la figure 5.2 montrent que, la prise en compte des corrélations négatives entre les paramètres se traduit toujours par une augmentation de l'indice de fiabilité, cette augmentation est plus sensible pour de faibles coefficients de variation; dans les coefficients de variation élevés les courbes coïncident.

5.2.1.2 Analyse de Fiabilité de la Capacité Portante d'un Groupe de Colonnes

L'équation (4.24) donne la contrainte ultime qui peut être supportée par un groupe de colonnes, la marge de sécurité prend la relation suivante:

$$g(\varphi_c, \gamma_s, c_u, E_s, E_c, Q_v, S, D_c) = q_{ult}(\varphi_c, \gamma_s, c_u, E_s, E_c, S, D_c) - q(Q_v) \quad (5.2)$$

L'effet de la variation du coefficient de variation des différents paramètres de dimensionnement d'un groupe de colonnes ballastées par la méthode de Bell sur l'indice de fiabilité calculé est montré sur les figures A2.1-12. Les principaux aboutissements obtenus sont les suivants :

- Pour de faibles coefficients de variation, l'indice de fiabilité augmente considérablement quelque soit la distribution et la corrélation considérée, les résultats de l'analyse de sensibilité indiquent clairement que l'indice de fiabilité tend toujours décroît à mesure que le coefficient de variation accroît. Ce résultat suggère l'augmentation de la probabilité de rupture avec l'accroissement de l'incertitude des paramètres;
- Comme montré précédemment dans l'analyse de la portance d'une colonne isolée, la méthode PEM fournit des résultats plus proches de la méthode MCs que la méthode FOSM. Et ces trois méthodes fournissent, de toutes façons, des résultats très similaires les uns des autres ;

Afin de mieux illustrer l'effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les graphes des deux cas des variables corrélées et indépendantes.

Quelques résultats représentatifs sont portés sur les graphes de la figure 5.3. Les résultats suivant peuvent être tirés:

- La prise en compte de la corrélation se traduit toujours par une augmentation de l'indice de fiabilité, quelque soit la distribution considérée, cette augmentation est sensible uniquement pour des faibles coefficients de variation.

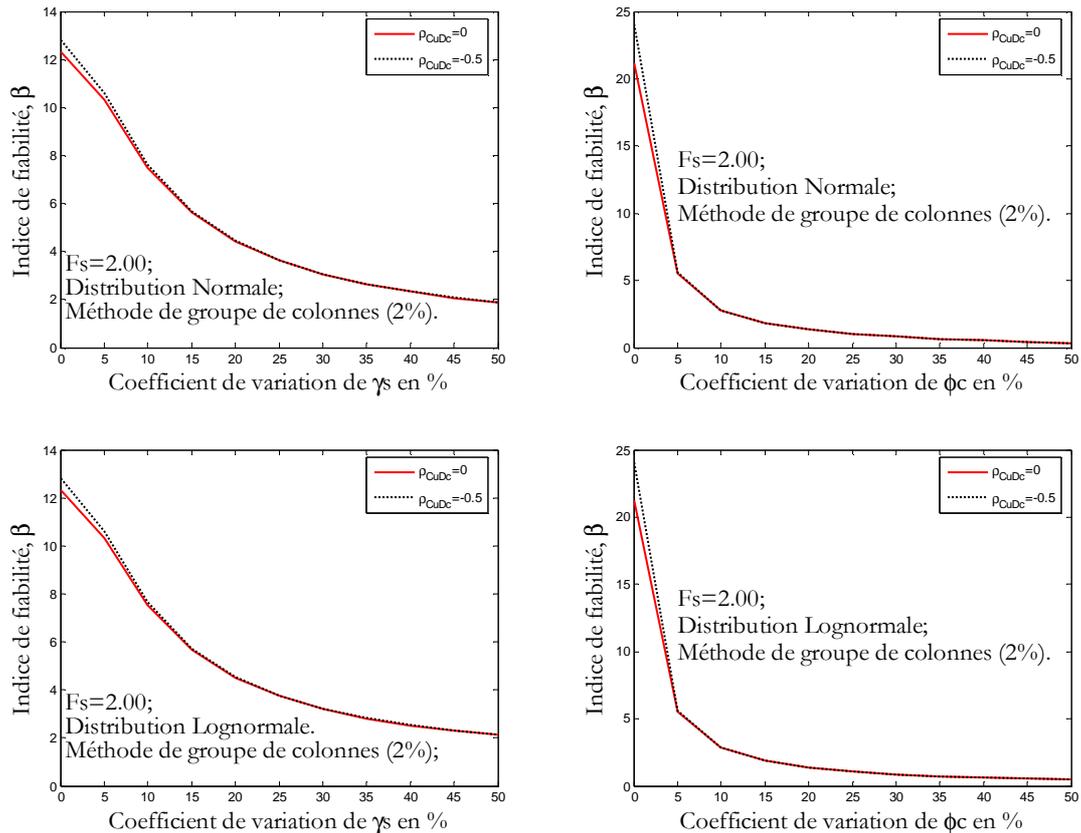


Figure. 5.3 Effet de la corrélation entre les variables sur l'indice de fiabilité: groupe de colonne.

Afin de mieux illustrer l'influence du coefficient de variation des paramètres sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les variations de l'indice de fiabilité en fonction du coefficient de variation de chacun des paramètres du modèle. Les graphes de la figure A.2.13 présentent les résultats obtenus par la méthode PEM. Les remarques suivantes peuvent être tirées:

- Dans tous les cas considérés l'indice de fiabilité est dépend fortement de l'angle de frottement du ballast, du diamètre de la colonne et de la charge appliquée ;
- L'angle de frottement de ballasts est le paramètre le plus dominant quelque soit la loi de distribution des paramètres, et quelque soit la corrélation considérée ;
- L'ordre d'influence des paramètres est indépendant à la nature de la loi de distribution et à la matrice de corrélation considérées.

5.2.2 Analyse de Fiabilité du Tassement

La nature et les valeurs moyennes des paramètres utilisés dans l'analyse probabiliste du tassement d'une semelle posée sur un sol compressible traité par un groupe de quatre colonnes ballastées disposé selon une maille carrée sont indiquées au tableau 5.2. Les caractéristiques de sol données par Kempfert et Gebreselassie (2006) sont utilisées. Dans ce cas, les tassements du sol avant traitement sont excessifs (inadmissible) et ayant une valeur moyenne de $0,97\bar{\text{ cm}}$. L'utilisation d'un système de colonnes ballastées permet de réduire le tassement à une valeur moyenne de $0,29\bar{\text{ cm}}$ (admissible), ce qui donne un coefficient de réduction du tassement $\beta=3,25$. L'épaisseur totale de la couche du sol compressible est de $30\bar{\text{ mètres}}$. Le traitement par colonnes ballastées concerne l'ensemble de la couche compressible: la longueur de la colonne ballastée est de 30 mètres.

Tableau. 5.2 Caractéristiques des variables du système sol-colonnes ballastées considérés dans l'analyse probabiliste du tassement.

Paramètre	Symbole	Variable	Moyenne
Paramètres communs			
Poids volumique saturé 'sol'	γ_{sat}	Aléatoire	$19kN / m^3$
Indice de compression 'sol'	C_c	Aléatoire	0.235
Indice des vides initial 'sol'	e_0	Aléatoire	1,04
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	Aléatoire	0.45
Charge verticale appliquée	Q_v	Aléatoire	2000kN
Diamètre de colonne	D_c	Aléatoire	1m
Tassement admissible	S_{adm}	Déterministe	30cm
L'espacement des colonnes	S	Déterministe	1,5m
Côte de la semelle	B	Déterministe	4m
Paramètre spécifique à la méthode de Priebe			
Angle de frottement 'Ballast'	φ_c	Aléatoire	40°
Paramètres spécifiques à la méthode de Balaam et Booker			
Module d'Young 'ballast'	E'_c	Aléatoire	60MPa
Coefficient de Poisson 'ballast'	ν_c	Déterministe	0.33
Module d'Young 'sol'	E'_s	Aléatoire	2000kPa

Ce tableau est divisé en deux catégories des variables : la première contient les variables communes aux deux modèles et la deuxième introduit les variables spécifiques pour chaque modèle de prédiction du tassement des sols renforcé par colonnes ballastées.

La marge de sécurité pour les deux modèles de Priebe et de Balaam et Booker sont donnée par les équations (5.3) et (5.4).

5.2.2.1 Méthode de Priebe

Pour l'analyse probabiliste du tassement par la méthode de Priebe, la fonction de performance est donnée par la relation suivante :

$$g(\varphi_c, \gamma_{sat}, C_c, e_0, \nu_s, Q_v, S, D_c) = S_{adm} - S_a(\varphi_c, \gamma_{sat}, C_c, e_0, \nu_s, Q_v, S, D_c) \quad (5.3)$$

Où S_a : Tassement du sol amélioré par les colonnes, calculé par l'équation (4.28).

Les variations de l'indice de fiabilité obtenues par les méthodes FOSM, PEM et MCs en fonction du coefficient de variation de chaque paramètre aléatoire de la fonction d'état limite considérée, sont portées sur les figures de l'annexe B.1. Ces figures montrent une fois de plus que les trois méthodes probabilistes donnent des résultats très proches, sauf le problème de redondance de la méthode de MCs avec quelques variables. D'autres observations peuvent être constatées de cette analyse:

- Les résultats d'analyse de la fiabilité obtenus avec les paramètres aléatoires: $(\gamma_{sat}, e_0, \nu_s)$, et dans le cas où les coefficients de variation sont élevés, montrent que, la méthode MCs ne peut pas converger. Ce problème de convergence est lié à la qualité du générateur de nombres pseudo aléatoires;
- L'augmentation des coefficients de variation des paramètres engendre une diminution de l'indice de fiabilité et par la suite une augmentation de la probabilité de rupture ;
- Pour toutes les fonctions d'états limites considérées l'indice de fiabilité dépend fortement du diamètre de la colonne, du poids volumique des sols saturés et de l'angle de frottement de ballasts. Cet indice est peu dépendant du coefficient de Poisson et de l'indice des vides initial des sols.
- Pour la même fonction d'état limite, l'ordre d'influence des paramètres est peu lié à la nature de la loi de distribution considérée. Le diamètre de la colonne est le paramètre le plus dominant, cette dominance est d'une importance similaire quelque soit la loi de distribution des paramètres.

Afin de mieux comprendre l'effet de la nature de la loi de distribution des variables aléatoires sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les résultats obtenus avec les deux

distributions considérées. Seuls quelques résultats sont présentés sur les graphes de la figure 5.4. Ces graphes montrent que l'influence du choix de la loi de distribution des paramètres sur l'indice de fiabilité est non sensible, surtout dans les faibles coefficients de variation.

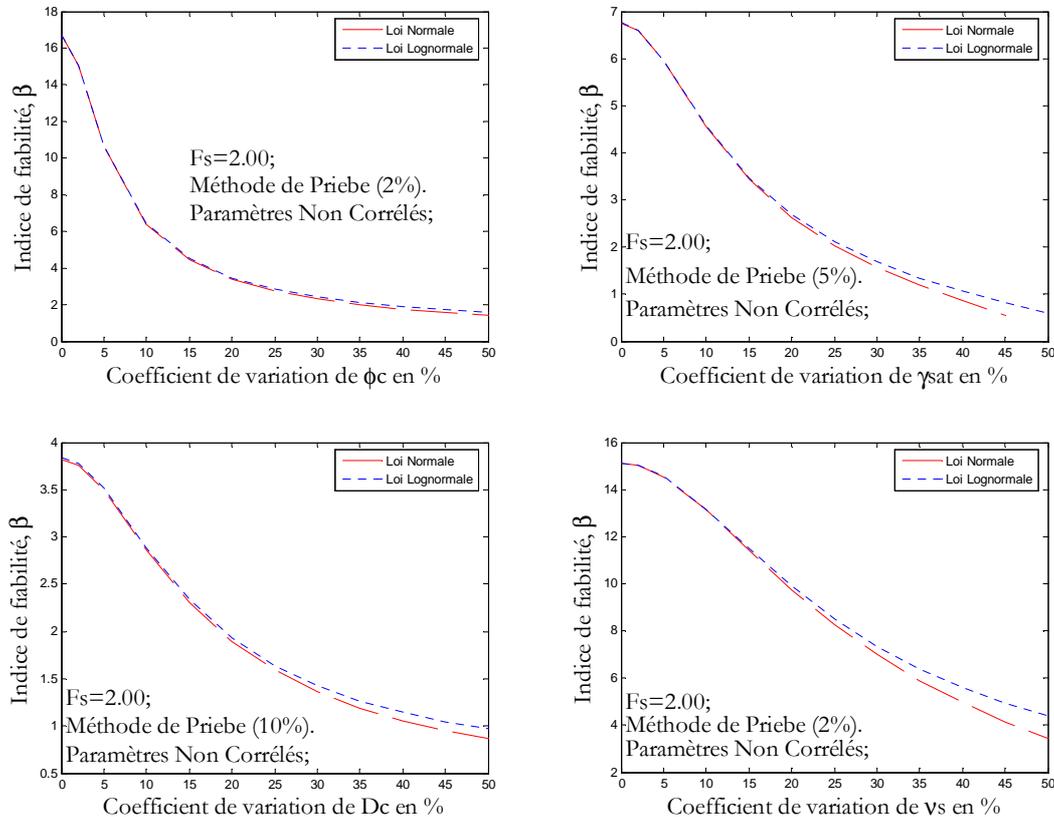


Figure. 5.4 Influence de la loi de distribution des variables sur l'indice de fiabilité.

5.2.2.2 Méthode de Balaam et Booker

Pour la méthode de Balaam et Boker la marge de sécurité prend la relation suivante :

$$g(\varphi_c, \gamma_{sat}, C_c, e_0, E_s, E_c, v_s, Q_v, S, D_c) = S_{adm} - S_a(\varphi_c, \gamma_{sat}, C_c, e_0, E_s, E_c, v_s, Q_v, S, D_c) \quad (5.4)$$

Où S_a : Tassement du sol amélioré par les colonnes, calculé par l'équation (4.30).

Les résultats de l'analyse fiabiliste du tassement d'un sol traité par les colonnes ballastées avec des variables normales sont portés sur les graphes de la figure B.2.1. Celles-ci représentent les variations de l'indice de fiabilité pour chaque paramètre de la fonction d'état limite considérée. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- Pour des coefficients de variation élevés de $(\gamma_{sat}, E_c, e_0, v_s)$, la méthode MCs, et malgré le nombre de simulations élevées, elle ne peut pas converger à cause de problème de la redondance ;

- Pour de faibles coefficients de variation, les trois méthodes de l'analyse de fiabilité donnent des résultats très semblables.

L'étude paramétrique nous a permis d'identifier les variables les plus sensibles aux variations de leurs coefficients de variation. Les graphes de la figure B.2.2 représentent les variations de l'indice de fiabilité, obtenus par la méthode PEM en fonction du coefficient de variation des paramètres du modèle. Ces graphes montrent que l'indice de fiabilité, dépend fortement du poids volumique des sols saturés, et du diamètre de la colonne, et pratiquement très peu de l'indice des vides initial pour lequel la variation de l'indice de fiabilité est moins sensible.

5.2.3 Analyse Fiabiliste du Taux de Consolidation

Pour l'étude de l'accélération de la consolidation par les colonnes ballastées, deux modèles de prédiction sont considérés, à savoir le modèle de Barron, et le modèle de Han et Ye, les fonctions d'état limite sont définies par les équations (5.5) et (5.6) respectivement.

Dans cette analyse de fiabilité de l'accélération de consolidation, toutes les variables sont supposées indépendantes. Le tableau 5.3, présente un bilan des variables nécessaires aux deux modèles de prédiction considérés. L'analyse paramétrique a été effectuée avec deux distributions: normale et lognormale pour chaque modèle.

Tableau. 5.3 Caractéristiques des variables du système sol-colonnes ballastées considérés dans l'analyse probabiliste de l'accélération de consolidation.

Paramètre	Symbole	Variable	Moyenne
Paramètres communs aux deux méthodes de Barron et de Han et Ye			
Coefficient de consolidation radiale	c_r	Aléatoire	$9,51 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$
Coefficient de consolidation	c_v	Aléatoire	$3,17 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$
Degré de consolidation moyen	U_{adm}	Aléatoire	83%
Diamètre de colonne	D_c	Aléatoire	1m
L'espacement	S	Déterministe	2 m
Temps de consolidation	t	Déterministe	15 jours
Paramètres spécifiques à la méthode de Han et Ye			
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	Aléatoire	0.45
Coefficient de Poisson 'ballast'	ν_c	Aléatoire	0.33
Module d'Young 'sol'	E'_s	Aléatoire	2000kPa
Module d'Young 'ballast'	E'_c	Aléatoire	60MPa

5.2.3.1 Méthode de Barron

La fonction d'état limite de ce modèle de Terzaghi-Barron est donnée par :

$$g(U, c_r, c_v, S, D_c) = U(c_r, c_v, S, D_c) - U_{adm} \quad (5.5)$$

où U : est le degré moyen de consolidation du sol traité par colonnes ballastées, calculé par l'équations (4.31).

Les résultats de l'analyse fiabiliste du taux de consolidation accéléré par la technique de colonnes ballastées avec des distributions normales et lognormales des variables aléatoires sont portés sur les figures C1.1 à C1.3. Ces figures montrent que l'indice de fiabilité, dépend fortement du diamètre de la colonne et du coefficient de consolidation radiale; et pratiquement non lié au coefficient de consolidation verticale pour lequel la variation de l'indice de fiabilité est pratiquement constante. De plus, ces figures montrent clairement que l'indice de fiabilité, est non sensible aux types de distributions utilisés pour modéliser les trois variables.

5.2.3.2 Méthode de Han et Ye

Pour ce modèle qui base sur le concept de concentration de contrainte, la marge de sécurité est donnée par :

$$g(c_r, c_v, \nu_s, \nu_c, E_c, E_s, S, D_c, t) = U(c_r, c_v, \nu_s, \nu_c, E_c, E_s, S, D_c, t) - U_{adm} \quad (5.6)$$

L'ensemble des résultats se trouve dans l'annexe C2. Les observations suivantes peuvent être tirées :

- Dans tous les cas l'écart entre les méthodes FOSM, PEM et MCs est très faible, à l'exception du cas de la variation de coefficient de variation de l'indice des vides initial où la méthode FOSM donne des résultats différents à ceux de PEM et MCs;
- L'étude paramétrique nous a permis d'identifier les variables les plus affectées sur l'indice de fiabilité lors la variation des coefficients de variation de ces variables. Cette étude a montré que le coefficient de Poisson des sols et le diamètre de colonnes sont les variables les plus dominantes.

5.2.4 Analyse Fiabiliste de la Liquéfaction

La bibliographie montre que les sols liquéfiables se situent dans 90% des cas à moins de 13 mètres de profondeur. Les colonnes ballastées placées dans la couche superficielle assurent une dissipation des pressions interstitielles dues à l'action sismique. En outre la mise en place des colonnes ballastées permet de densifier le sol.

Un exemple de traitement d'une couche de sol susceptible à la liquéfaction sous une excitation sismique est considéré. L'approche déterministe de cet exemple a été étudiée par Al-Homoud et Degen (2006). L'approche probabiliste a été considérée dans le cadre de cette étude.

Tableau. 5.4 Caractéristiques des variables du système sol-colonnes ballastées considérés dans l'analyse probabiliste de la susceptibilité à la liquéfaction.

Paramètre	Symbole	Variable	Moyenne
Accélération sismique	a_{\max}	Aléatoire	0,25g
Poids volumique saturé du sol	γ_{sat}	Aléatoire	21kN / m ³
Diamètre de colonne	D_c	Aléatoire	1m
Angle de frottement 'ballast'	ϕ'_c	Aléatoire	40°
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement	V_s	Aléatoire	200m / s
Pourcentage de fines	Fc	Aléatoire	15%
Magnitude du séisme	M_w	Déterministe	7,5
L'espacement	S	Déterministe	1,6m

La fonction de performance est exprimée par la relation suivante :

$$g(V_s, \gamma_{\text{sat}}, a_{\max}, Fc, \phi'_c, D_c, M_w) = CRR(V_s, \gamma_{\text{sat}}, Fc) - CSR(a_{\max}, \phi'_c, D_c, \gamma_{\text{sat}}, M_w) \quad (5.7)$$

où le CRR est obtenu par l'équation (4.39) ; et le CSR , auquel une réduction dépendante du rapport des contraintes est appliquée, est calculé par la méthode de Seed et Idriss (1971).

L'effet sur l'indice de fiabilité, de la valeur du coefficient de variation des différents paramètres de dimensionnement d'un groupe de colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction par la méthode de Priebe est représenté sur les figures D.1 à D.3. Les remarques suivantes peuvent être tirées:

- Dans la majorité des cas, il y a une grande similitude entre les résultats obtenus par l'utilisation des trois méthodes (FOSM, PEM et MCs);
- Pour tous les cas, l'indice de fiabilité diminue considérablement quelque soit la loi de distribution considérée.

Afin de mieux illustrer l'influence du coefficient de variation des paramètres sur l'indice de fiabilité, nous avons comparé les variations de l'indice de fiabilité en fonction du coefficient de variation de chacun des paramètres du modèle considéré. Les graphes de la figure D.3 (Annexe D) présentent les résultats obtenus par la méthode PEM. Les remarques suivantes peuvent être tirées :

- L'indice de fiabilité dépend fortement du coefficient de variation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, du poids volumique du sol saturé, et de l'angle de frottement du ballast;
- L'indice de fiabilité est non sensible au type de distribution – normale ou lognormale - des variables aléatoires.

5.3 SENSIBILITÉ ET REDUCTION DES VARIABLES

L'étude de la sensibilité des variables aléatoires d'un état limite quelconque est très utile. Cela se justifie par le fait que le changement de la valeur moyenne, ainsi que du coefficient de variation d'une variable donnée peut éventuellement induire des modifications importantes dans les valeurs des indices de fiabilité. 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 le jugement de l'ingénieur. Le coefficient d'omission pour une variable aléatoire est exprimé par :

$$\Omega_i = \left| \beta - \beta_{x_i = \chi_i} \right| \quad (5.8)$$

β_i correspond au calcul de l'indice de fiabilité où toutes les variables sont aléatoires, sauf X_i qui est déterministe d'une valeur χ_i . β est l'indice de fiabilité lorsque toutes les variables sont probabilistes.

Le tableau 5.5, de l'*U.S. Army Corps of Engineers* (1997), peut être utilisé pour décider si une variable peut être remplacée par une valeur déterministe. En effet, pour passer d'un niveau de sécurité faible à un niveau de sécurité plus satisfaisant, une augmentation de l'indice de fiabilité de 0,5 est nécessaire si l'indice de fiabilité est inférieur à 3. Si l'indice de fiabilité calculé est supérieur à 3, une augmentation de 1 est nécessaire pour passer d'un niveau de sécurité acceptable à un niveau de sécurité plus élevé.

Tableau 5.5 *Target Reliability Indices*, (Kamien, 1997).

<i>Expected performance level</i>	β	<i>Probability of unsatisfactory performance</i>
<i>High</i>	5.0	0.0000003
<i>Good</i>	4.0	0.00003
<i>Above average</i>	3.0	0.0010
<i>Below average</i>	2.5	0.006
<i>Poor</i>	2.0	0.023
<i>Unsatisfactory</i>	1.5	0.07
<i>Hazardous</i>	1.0	0.16

Le calcul du coefficient d'omission permet de vérifier si la réduction d'une ou plusieurs variables compromet le jugement de l'ingénieur. L'analyse de fiabilité est souvent conduite à de lourds calculs, la réduction des variables envisage la possibilité de ne pas probabiliser l'ensemble des variables, et de garantir une simplification des calculs.

5.3.1 Réduction des Variables de la Capacité Portante

Afin de vérifier la sensibilité des variables aléatoires de la capacité portante des colonnes ballastées, quatre séries de calcul ont été effectuées. Tout d'abord, deux calculs différents sont réalisés pour lesquels les moyennes de l'angle de frottement des ballasts et du diamètre de la colonne sont fixées et leurs coefficients de variations de la variable sont variées, les coefficients de variations des autres variables sont fixés à des valeurs constantes, mais différentes dans chaque cas. Deux autres calculs sont également menés pour lesquelles les valeurs moyennes de l'angle de frottement des ballasts et du diamètre de la colonne sont différentes du premier cas. Les moyennes et les coefficients de variation des propriétés utilisées sont issus de la littérature (voir le tableau 2.2). Le tableau 5.6 synthétise les valeurs moyennes et les coefficients de variations utilisés dans chaque cas pour l'étude de sensibilité des variables. L'analyse de la sensibilité des variables aléatoires pour l'état limite de la capacité portante a été vérifiée en utilisant deux modèles de prédiction, à savoir le modèle d'une colonne isolée et le modèle de groupe.

Tableau. 5.6 Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables de la capacité portante.

Paramètre	Symbole	Moyenne		Cov (%)	
		Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
Paramètres communs					
Cohésion non drainée 'sol'	c_u	22kPa	22kPa	50	70
Angle de frottement 'ballast'	ϕ'_c	40°	42°	0–20	0–20
Poids volumique 'sol'	γ_s	19kN/m ³	19kN/m ³	10	15
Diamètre de colonne	D_c	1m	1.2m	0–20	0–20
Module d'Young 'sol'	E'_s	2000kPa	2000kPa	40	40
Paramètres spécifiques à la méthode de dimensionnement d'une colonne isolée					
Charge appliquée	Q_v	300kN	300kN	10	15
Moment de renversement	M	225 kN.m	225 kN.m	10	15
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	0.45	0.45	5	5
Paramètres spécifiques à la méthode de dimensionnement d'un groupe de colonnes					
Module d'Young 'ballast'	E'_c	60MPa	60MPa	10	10
Charge appliquée	Q_v	3500kN	3500kN	10	15

L'étude de sensibilité des variables est menée en considérant des variables corrélées et non corrélées dans le cas du modèle de la colonne isolée, et des variables non corrélées seulement dans le cas du modèle de groupe. Dans tous les cas, des vérifications sont faites en considérant la loi de distribution normale. Quatre combinaisons des variables les plus dominantes sont utilisées dans les deux modèles.

Les Figures 5.5 à 5.7 présentent les variations des indices de fiabilité en utilisant les modèles, les lois de distribution, les matrices de corrélation, et les moyennes et coefficients de variations proposées précédemment dans le tableau 5.6.

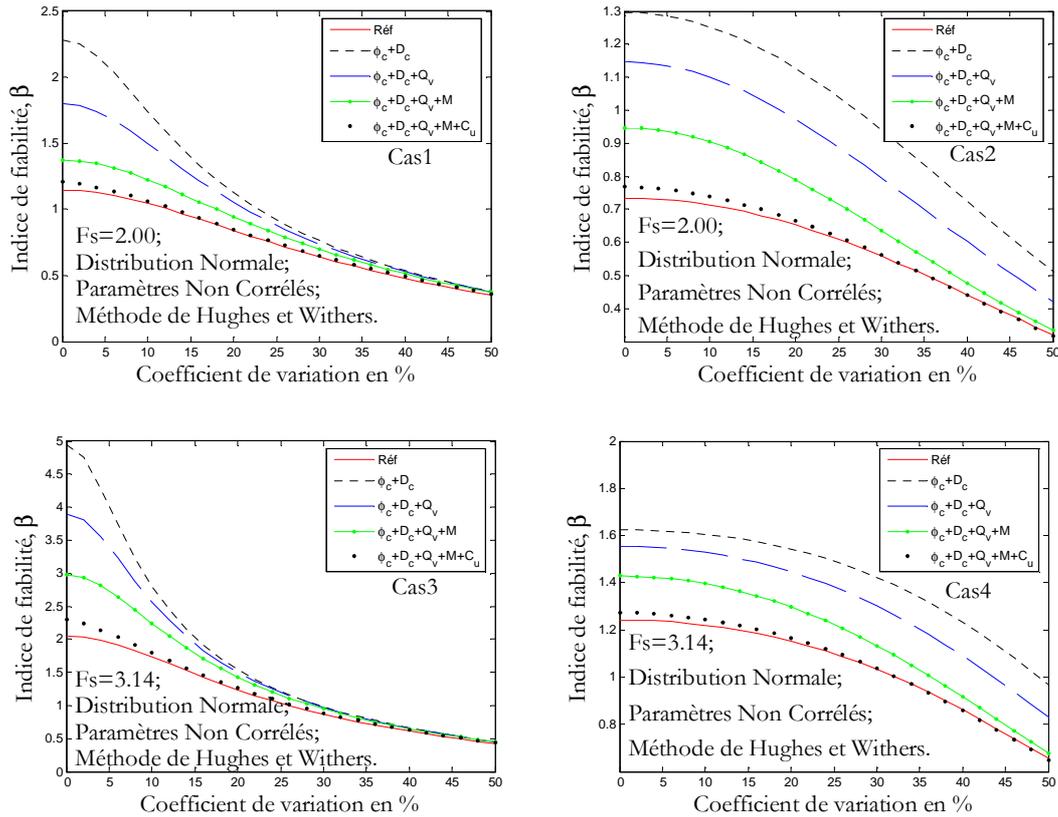


Figure. 5.5 Réduction des variables indépendantes. Capacité portante d'une colonne isolée.

Pour le modèle d'une colonne isolée, on peut constater un bon accord entre les variations des indices de fiabilité calculés avec huit variables aléatoires et les variations avec un nombre réduit de variables aléatoires. La réduction des variables aléatoires au cinq paramètres ($D_c + \varphi_c + Q_v + M + C_u$), constitue une réduction acceptable dans l'analyse de fiabilité au vu du facteur d'omission très proche de zéro. En conséquence, les incertitudes sur ces cinq paramètres doivent être considérées pour la capacité portante d'une colonne isolée. Dans le cas du modèle d'un groupe de colonnes la réduction des variables aléatoires (sept variables de référence) au cinq paramètres ($D_c + \varphi_c + Q_v + \gamma_s + C_u$) est considéré acceptable.

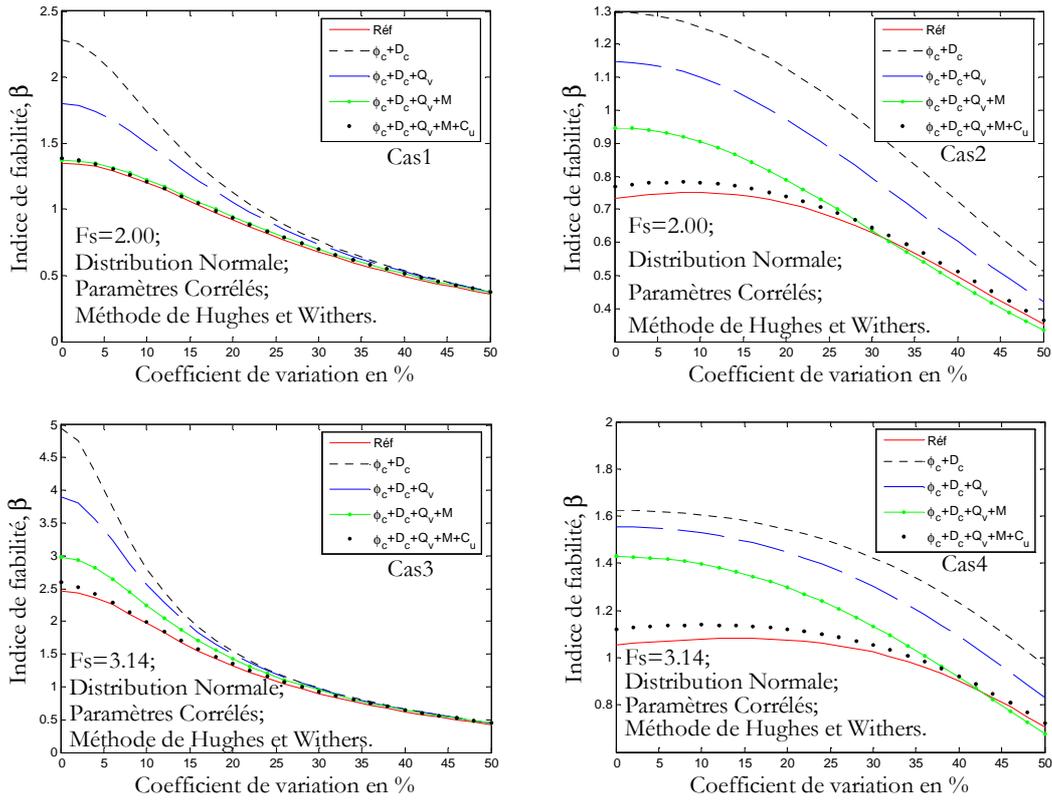


Figure. 5.6 Réduction des variables corrélés. Capacité portante d'une colonne isolée.

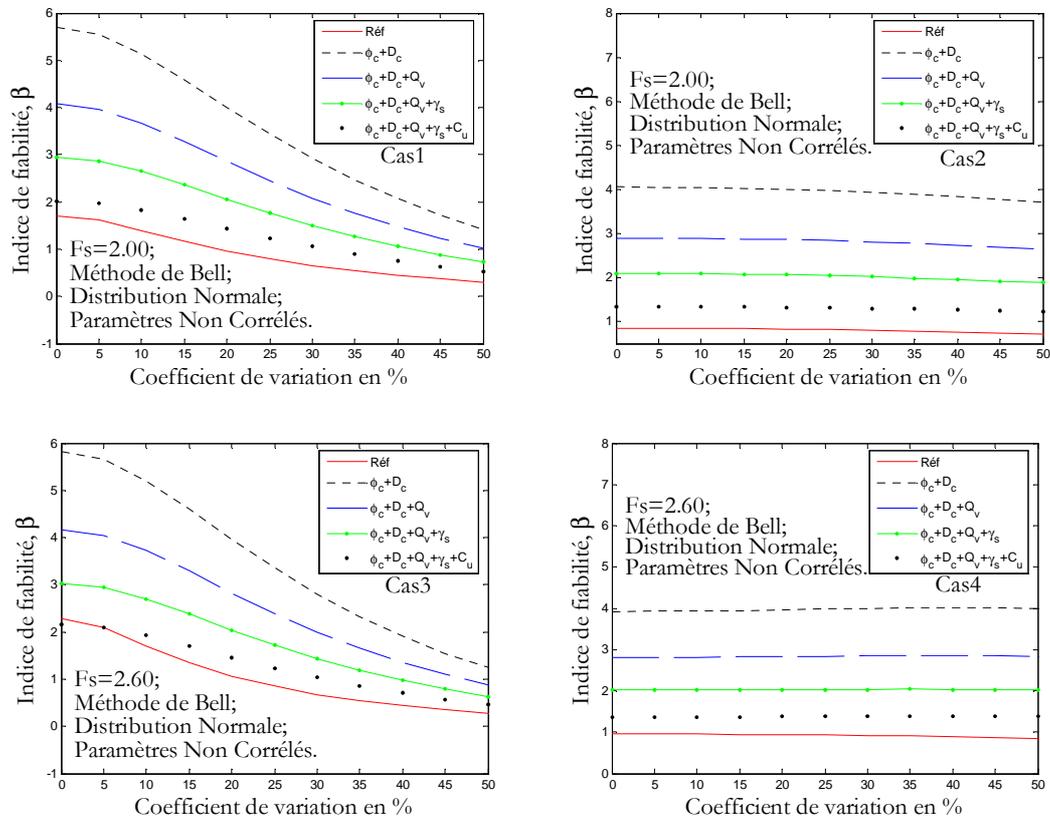


Figure. 5.7 Réduction des variables indépendantes. Capacité portante d'un groupe.

Le Tableau 5.7 résume les résultats obtenus après l'étude de sensibilité sur les variables utilisées dans les modèles de prédiction de la capacité portante. À partir de ce tableau, on remarque qu'une réduction acceptable des variables aléatoires du modèle de la colonne isolée dans tous les cas ne peut être faite que si l'angle de frottement interne du ballast, le diamètre de la colonne, la charge appliquée, le moment de renversement et la cohésion non drainée du sol à améliorer sont considérés comme des variables aléatoires.

On remarque aussi qu'une réduction acceptable du nombre des variables aléatoires du modèle de groupe de colonnes ne peut être faite que si l'angle de frottement interne de ballasts, le diamètre de la colonne, la charge appliquée, le poids volumique et la cohésion non drainée du sol à améliorer sont considérés comme des variables aléatoires.

Ces paramètres sont jugés essentiels dans l'évaluation de la fiabilité au vu du facteur d'omission inférieur à 0.5 ; les trois autres variables seulement peuvent être considérées comme déterministes.

Tableau. 5.7 Réduction des variables de la capacité portante.

Combinaison des paramètres aléatoires	Corrélation	Influence de la réduction				Proposition des variables aléatoires nécessaires pour l'analyse de fiabilité
		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	
dimensionnement d'une colonne isolée 'Méthode de Hughes et Withers'						
$D_c + \varphi_c$	Non	▲	▲	▲	▲	Angle de frottement du ballast + Diamètre de la colonne + La charge verticale appliquée + Le moment de renversement + Cohésion non drainée
	Oui	▲	▲	▲	▲	
$D_c + \varphi_c + Q_v$	Non	▲	●	▲	▲	
	Oui	●	●	▲	▲	
$D_c + \varphi_c + Q_v + M$	Non	●	●	▲	●	
	Oui	●	●	▲	●	
$D_c + \varphi_c + Q_v + M + C_u$	Non	●	●	●	●	
	Oui	●	●	●	●	
dimensionnement d'un groupe de colonnes 'Méthode de Bell'						
$c_u + \varphi_c$	Non	▲	▲	▲	▲	Angle de frottement du ballast + Diamètre de la colonne + La charge verticale + Poids volumique + Cohésion non drainée
$c_u + \varphi_c + Q_v$	Non	▲	▲	▲	▲	
$c_u + \varphi_c + Q_v + \gamma_s$	Non	▲	▲	▲	▲	
$c_u + \varphi_c + Q_v + \gamma_s + C_u$	Non	●	●	●	●	
● : facteur d'omission inférieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison est Sans Risque)						
▲ : facteur d'omission supérieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison représente un Risque)						

5.3.2 Réduction des Variables du Tassement

Le nombre de paramètres intervenant dans le calcul probabiliste du tassement de sol traité par les colonnes ballastées est de sept pour la méthode de Priebe, et de huit variables pour la méthode de Balaam et Booker. Néanmoins, il est possible d'identifier, parmi ces paramètres, ceux qui exercent une influence négligeable dans l'analyse de la fiabilité. Afin de vérifier la sensibilité des variables aléatoires du tassement, et pour chaque modèle de prédiction quatre séries de calcul ont été effectuées. Tout d'abord, deux calculs différents sont effectués en fixant les moyennes et en faisant varier les coefficients de variations du diamètre de la colonne, les coefficients de variations des autres variables sont fixés à des valeurs constantes, mais différentes dans chaque cas. De la même manière, deux autres calculs sont également menés pour lesquels la valeur moyenne de l'espacement entre les colonnes est différente du premier cas.

Tableau. 5.8 Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables du tassement.

Paramètre	Symbole	Moyenne		Cov (%)	
		Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
Paramètres communs					
Poids volumique saturé 'sol'	γ_{sat}	19kN / m ³	19kN / m ³	5	15
Indice de compression	C_c	0,235	0,235	25	50
Indice de vides initial	e_0	1,04	1,04	15	15
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	0.45	0.45	5	5
Charge appliquée	Q_v	2000kN	2000kN	10	15
Diamètre de colonne	D_c	1m	1.2m	0-20	0-20
Tassement admissible	S_{adm}	30cm	30cm	0	0
L'espacement	S	1,5m	1,7m	0	0
Paramètres spécifiques à la méthode de Priebe					
Angle de frottement 'ballast'	ϕ'_c	40°	40°	5	15
Paramètres spécifiques à la méthode de Balaam et Booker					
Module d'Young 'ballast'	E'_c	60MPa	60MPa	5	15
Module d'Young 'sol'	E'_s	2000kPa	2000kPa	40	40
Coefficient de Poisson 'ballast'	ν_c	0.33	0.33	5	5

Le tableau 5.8 synthétise les valeurs moyennes et les coefficients de variations utilisés dans chaque cas lors de l'étude de sensibilité des variables. Cette étude de sensibilité des variables est effectuée en considérant des variables indépendantes avec une loi de distribution normale. Trois combinaisons des variables les plus dominantes sont utilisées pour chaque méthode de calcul.

Les Figures 5.5 et 5.6 présentent les variations des indices de fiabilité en utilisant les modèles, les moyennes et coefficients de variations proposés précédemment. Pour la méthode de Priebe, on peut constater un bon accord entre les variations des indices de fiabilité calculés avec sept variables aléatoires et les variations avec un nombre réduit de variables aléatoires. La réduction des variables aléatoires au quatre paramètres ($D_c + \varphi_c + \gamma_{sat} + C_c$), constitue une réduction acceptable dans l'analyse de fiabilité au vu du facteur d'omission très proche de zéro. En conséquence, les incertitudes sur ces quatre paramètres doivent être considérées. Pour la méthode de Balaam et Booker, avec le nombre de variables aléatoire de huit, une réduction à cinq paramètres ($D_c + E_c + \gamma_{sat} + C_c + \nu_s$), est acceptable.

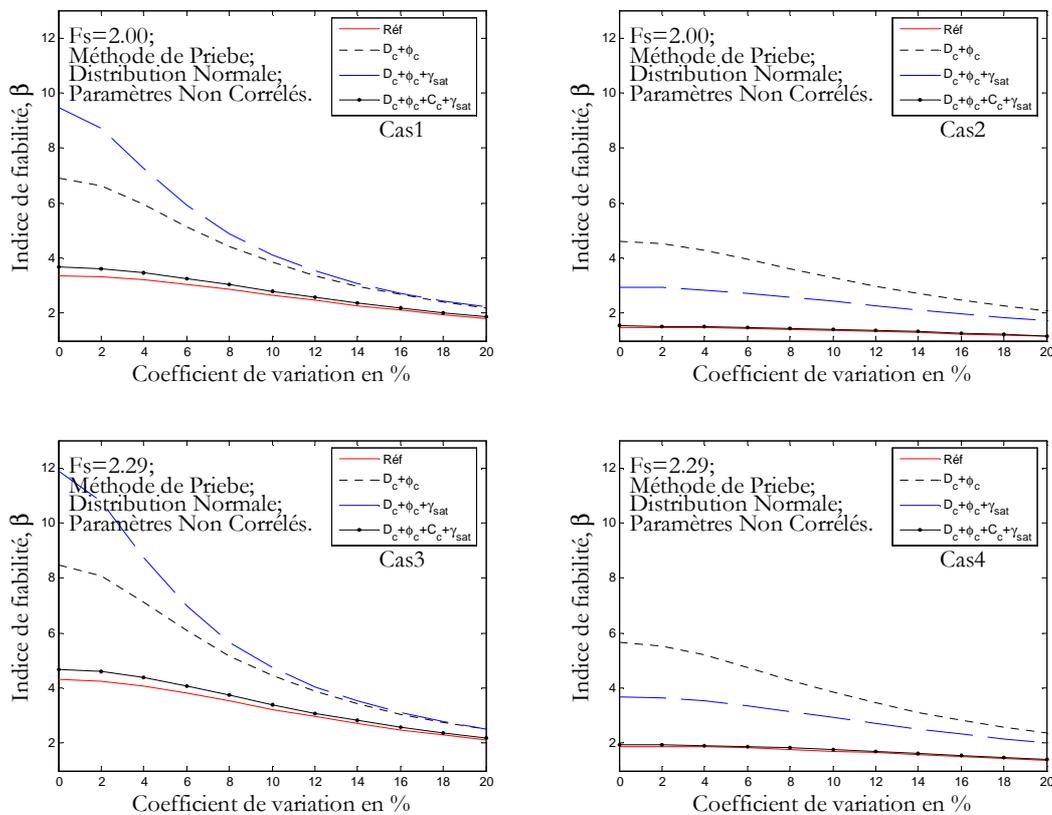


Figure. 5.8 Réduction des variables indépendantes. Tassement des sols traités par colonnes.

Le Tableau 5.9 résume les résultats obtenus après l'étude de sensibilité sur les variables utilisées dans les modèles de prédiction du tassement d'un sol renforcé par colonnes. À partir de ce tableau, on remarque qu'une réduction acceptable du nombre des variables aléatoires de la méthode de Priebe ne peut être faite que si le diamètre de la colonne, l'angle de frottement interne de ballasts, le poids volumique de sols saturés et l'indice de compression sont considérés comme des variables aléatoires. Pour la méthode de Balaam et Booker une réduction acceptable ne peut être faite que si le diamètre de la colonne, le module d'Young de ballasts, le poids volumique de sols saturés, l'indice de compression et le coefficient de Poisson sont considérés comme des variables aléatoires.

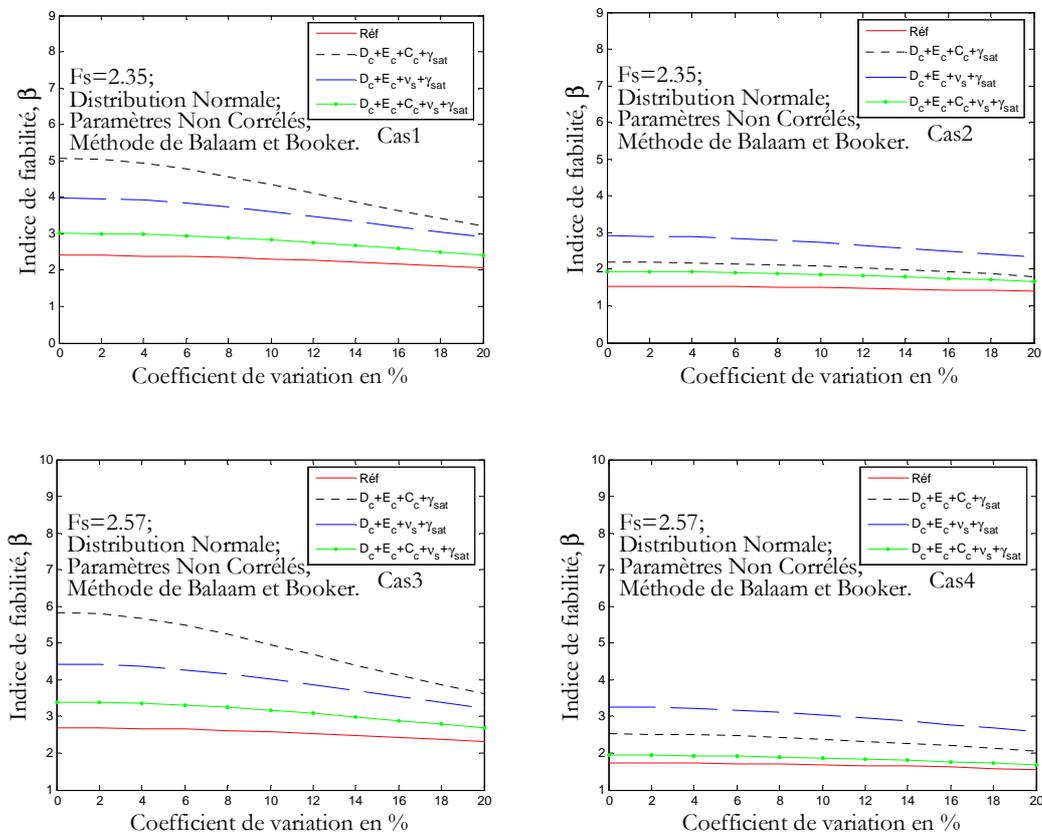


Figure. 5.9 Réduction des variables indépendantes. Tassement des sols traités par colonnes.

Tableau. 5.9 Réduction des variables du tassement.

Combinaison des paramètres aléatoires Normales	Influence de la réduction				Proposition des variables aléatoires nécessaires pour l'analyse de fiabilité
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	
Méthode de Priebe					
$D_c + \varphi_c$	▲	▲	▲	▲	Diamètre de la colonne + Angle de frottement du ballast
$D_c + \varphi_c + \gamma_{sat}$	▲	▲	▲	▲	+ Poids volumique de sols saturés + Indice de compression
$D_c + \varphi_c + \gamma_{sat} + C_c$	●	●	●	●	
Méthode de Balaam et Booker					
$D_c + E_c + \gamma_{sat} + \nu_s$	▲	▲	▲	▲	Diamètre de la colonne+ Module d'Young du ballast+
$D_c + E_c + \gamma_{sat} + C_c$	▲	▲	▲	▲	Poids volumique des sols saturés+ Indice de compression+ Coefficient de Poisson de sols.
$D_c + E_c + \gamma_{sat} + C_c + \nu_s$	●	●	●	●	
● : facteur d'omission inférieur à 0.5 ou 1 (l'utilisation de cette combinaison est Sans Risque)					
▲ : facteur d'omission supérieur à 0.5 ou 1 (l'utilisation de cette combinaison représente un Risque)					

5.3.3 Réduction des Variables du Taux de Consolidation

La même méthodologie que dans la réduction des variables de la capacité portante et de tassement est adoptée pour étudier la sensibilité des variables et vérifier parmi ces variables, ceux qui ont une influence négligeable dans l'analyse de fiabilité des taux de consolidation. L'analyse de la sensibilité des variables aléatoires pour cet état limite a été vérifiée en utilisant la méthode de Han et Ye seulement. Le tableau 5.10 présente les coefficients de variations et les moyennes utilisés dans l'étude des influences des variables. Les graphes de la figure 5.10 présentent les variations des indices de fiabilité en utilisant diverses moyennes et coefficients de variations, et trois combinaisons les plus dominantes sont utilisées pour vérifier la sensibilité des variables indépendantes avec la loi de distribution normale.

Tableau. 5.10 Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables du taux de consolidation.

Paramètre	Symbole	Moyenne		Cov (%)	
		Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
Coefficient de consolidation radiale	c_r	$9,51.10^{-4}$	$9,51.10^{-4}$	30	80
Coefficient de consolidation	c_v	$3,17.10^{-4}$	$3,17.10^{-4}$	30	80
Degré de consolidation moyen	U_{adm}	83%	95%	0	0
Diamètre de colonne	D_c	1m	0,8m	0-20	0-20
L'espacement	S	2 m	2 m	0	0
Temps de consolidation	t	15 jours	15 jours	0	0
Coefficient de Poisson 'sol'	ν_s	0.45	0.45	10	15
Coefficient de Poisson 'ballast'	ν_c	0.33	0.33	5	5
Module d'Young 'sol'	E'_s	2000kPa	2000kPa	40	40
Module d'Young 'ballast'	E'_c	60MPa	60MPa	5	15

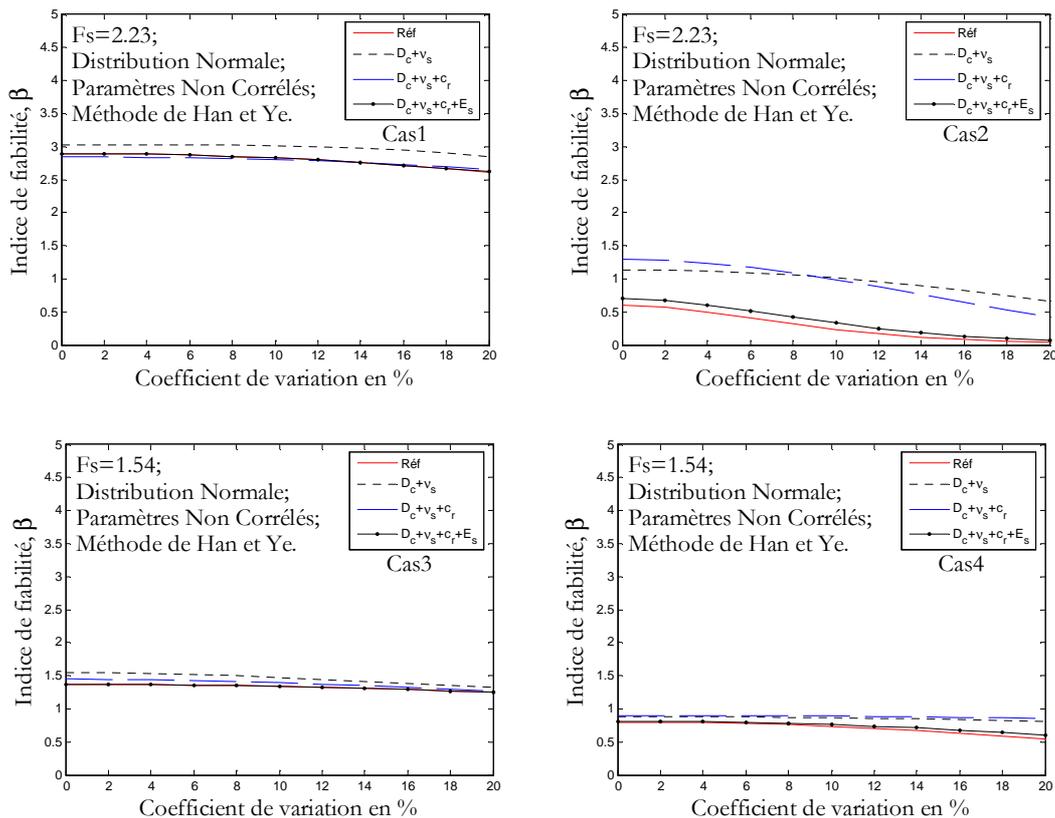


Figure. 5.10 Réduction des variables indépendantes. Accélération de la consolidation.

Le tableau 5.11 résume les résultats obtenus de l'étude de réduction des variables aléatoires utilisées dans l'analyse probabiliste du taux de consolidation. La réduction au

quatre paramètres ($D_c + c_r + v_s + E_s$), est acceptable dans l'analyse de fiabilité au vu du facteur d'omission très proche de zéro. En conséquence, les incertitudes sur ces quatre paramètres doivent être considérées et les restes peuvent être considérées déterministes.

Tableau. 5.11 Réduction des variables du taux de consolidation.

Combinaison des paramètres aléatoires distribués selon une loi normale	Influence de la réduction				Proposition des variables aléatoires nécessaires pour l'analyse de fiabilité
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	
Taux de consolidation 'Méthode de Han et Ye'					
$D_c + v_s$	●	▲	●	●	Diamètre de la colonne + Coefficient de consolidation radiale + Coefficient de Poisson du sol + Module d'Young du sol
$D_c + c_r + v_s$	●	▲	●	●	
$D_c + c_r + v_s + E_s$	●	●	●	●	
● : facteur d'omission inférieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison est Sans Risque)					
▲ : facteur d'omission supérieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison représente un Risque)					

5.3.4 Réduction des Variables de la Liquéfaction

La même méthodologie que dans les sections suivantes est adoptée dans cette section afin d'étudier la sensibilité des variables et de vérifier s'il est possible d'identifier, parmi ces variables, ceux qui ont une influence insignifiante dans l'analyse de fiabilité. Le tableau 5.12 présente les coefficients de variations et les moyennes utilisés dans l'étude de sensibilité des variables.

Tableau. 5.12 Coefficients de variations et valeurs moyennes considérés dans l'étude de sensibilité des variables de la liquéfaction.

Paramètres	Symbole	Moyenne		Cov (%)	
		Cas 1	Cas 2	Cas 1	Cas 2
Vitesse de propagation des ondes de cisaillement	V_s	200m/s	200m/s	5	10
Angle de frottement 'ballast'	ϕ'_c	40°	38°	0-2	0-20
Poids volumique 'sol'	γ_{sat}	21kN/m ³	21kN/m ³	10	15
Diamètre de colonne	D_c	1m	1m	10	20
Accélération sismique	a_{max}	0,25g	0,25g	10	15
Pourcentage de fines	F_c	15%	15%	0	0

Les graphes de la figure 5.11 présentent les variations des indices de fiabilité obtenus en utilisant la méthode de Priebe pour la réduction des contraintes cycliques dues au chargement sismique, divers coefficients de variations et moyennes, deux combinaisons utilisées pour vérifier la sensibilité des variables aléatoires, les vérifications sont faites en considérant le lois de distribution normale.

Le tableau 5.13 résume les résultats obtenus de l'étude de sensibilité sur les variables utilisées dans l'analyse probabiliste de la réduction de risque de liquéfaction. À partir de ce tableau, on remarque qu'une réduction acceptable des variables aléatoires dans tous les cas ne peut être faite que si l'angle de frottement interne du ballast, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et le poids volumique du sol saturé sont considérés comme des variables aléatoires. Ces paramètres sont jugés essentiels dans l'évaluation de la fiabilité au vu du facteur d'omission inférieur à 0.5 ; le diamètre de la colonne et l'accélération sismique peuvent être considérées comme déterministes.

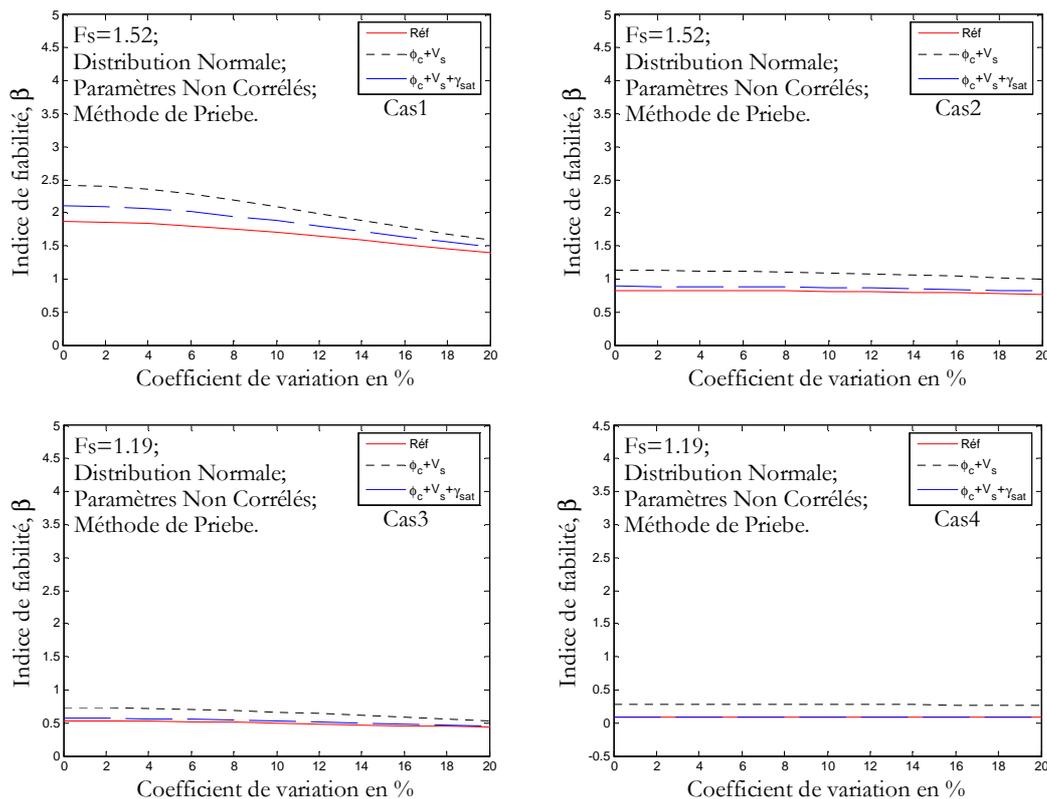


Figure 5.11 Réduction des variables, réduction du risque de liquéfaction.

Tableau. 5.13 Réduction des variables de la Liquéfaction.

Combinaison des paramètres aléatoires	Influence de la réduction				Proposition des variables aléatoires nécessaires pour l'analyse de fiabilité
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	
$\varphi_c + V_s$	▲	●	●	●	Angle de frottement du ballast + Vitesse de propagation des ondes de cisaillement + Poids volumique du sol saturé
$\varphi_c + V_s + \gamma_{sat}$	●	●	●	●	
● : facteur d'omission inférieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison est Sans Risque)					
▲ : facteur d'omission supérieur à 0.5 (l'utilisation de cette combinaison représente un Risque)					

5.4 EFFICACITÉ DES METHODES FIABILISTES

Cette section est consacrée à une présentation, avec plus de détail, des aspects numériques du problème de calcul de la probabilité de rupture en utilisant les trois méthodes d'analyse de fiabilité (FOSM, PEM et MCs). Les avantages et les limitations de ces méthodes sont discutés.

5.4.1 Efficacité de FOSM

La méthode de premier ordre seconde moment utilise un développement en série de Taylor de la fonction d'état limite, cette expansion est tronquée après la limite linéaire (origine du terme : *First order*). L'expansion tronquée est alors utilisée, avec les deux premiers moments des variables aléatoires, pour déterminer les valeurs des deux premiers moments de la fonction d'état limite (origine du terme : *Second moment*). En raison de la troncature de la série de Taylor après la limite linéaire, la précision de la méthode peut être altérée. En outre, la méthode ne tient pas compte de la fonction de densité de probabilité ; elle décrit les variables en utilisant uniquement leurs valeurs moyennes et les écarts type. Cette méthode est rarement utilisée dans l'analyse de fiabilité des structures, cependant elle reste largement utilisée en géotechnique pour plusieurs raisons:

- les incertitudes en géotechniques sont spécifiques au site, une analyse complète de la fiabilité est nécessaire pour chaque site, les procédures simples sont préférées ;
- la plupart des analyses en géotechnique sont approximatives et les géotechniciens préfèrent les calculs simples ;
- l'expérience, avec la méthode FOSM dans des applications en géotechnique est insuffisante pour exposer ses limitations.

Les résultats de l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées qui sont portés sur les figures des annexes A, B, C et D, montre clairement que la méthode FOSM donne des résultats acceptables en comparaison avec les deux autres méthodes (PEM et MCs). En conséquence, cette méthode doit être recommandée d'utiliser comme une méthode robuste dans l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées.

5.4.2 Efficacité de PEM

Beacher et Christian (2003), dans le cadre d'une conclusion sur les méthodes de l'analyse de fiabilité en géotechnique ont fait le commentaire suivant sur la méthode PEM: *“The method is reasonably robust and is satisfactorily accurate for range of practical problems, though computational requirements increase rapidly ,..., the method remains a simple, direct, and effective method of computing the low-order moments of functions of random variables. Its continued use in geotechnical reliability analysis is justified by experience and theory”*.

Savant (2008), dans un article relatif à l'utilisation de la méthode des éléments finis couplée avec la méthode PEM pour modéliser le chargement latérale d'un pieu, a rapporté le commentaire suivant sur la méthode PEM, *“The procedure, called the point estimate method, has become a stable of geotechnical reliability analysis. It is widely used in practice to good effect (Wolf 1996, Duncan 1999) and has been commented on further by several workers in reliability analysis (Lind 1983, Wong 1985, Harr 1989, Li 1992)”*.

Les résultats obtenus dans cette étude ont montré la pertinence de cette méthode. En effet, avec toutes les fonctions d'états limites, les matrices des corrélations, les coefficients de variation, et les lois de distribution considérées dans cette étude, les indices de fiabilité produits par cette méthode sont largement très proches de ceux obtenus par la technique de simulation de Monte Carlo (Annexes A, B, C et D). Avec l'avantage où la précision de calcul est ne s'affectée pas par l'ordre de la probabilité de rupture.

5.4.3 Efficacité de MCs

Généralement, les méthodes de simulation comme MCs constituent le moyen le plus coûteux, mais certainement le plus sûr, sous réserve de la qualité du générateur de nombres pseudo aléatoires.

Les variations de l'indice de fiabilité et de son coefficient de variation en fonction du nombre de simulations (figure 5.12), obtenues par la méthode brute de Monte Carlo sont

très utiles. Les résultats de l'analyse de la variation du coefficient de variation du module d'Young du ballast et du coefficient de Poisson de sols dans les méthodes de Bell et Preibe respectivement pour les calculs de la capacité portante et du tassement d'un groupe de colonnes, en fonction du nombre de simulations de la méthode de Monte Carlo sont représentés dans la figure 5.12. Cinq cas de simulations $2 \cdot (10^2, 10^3, 10^4, 10^5, 10^6)$ ont été utilisés dans la méthode MCs, et différents niveaux d'incertitude sur les variables ont été considérés. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- le problème de la redondance est augmenté dans la méthode de Monte Carlo avec l'augmentation du nombre de simulations pour des coefficients de variation élevés des variables aléatoires ;
- un degré de stabilité est atteint après un nombre suffisamment élevé de simulations.

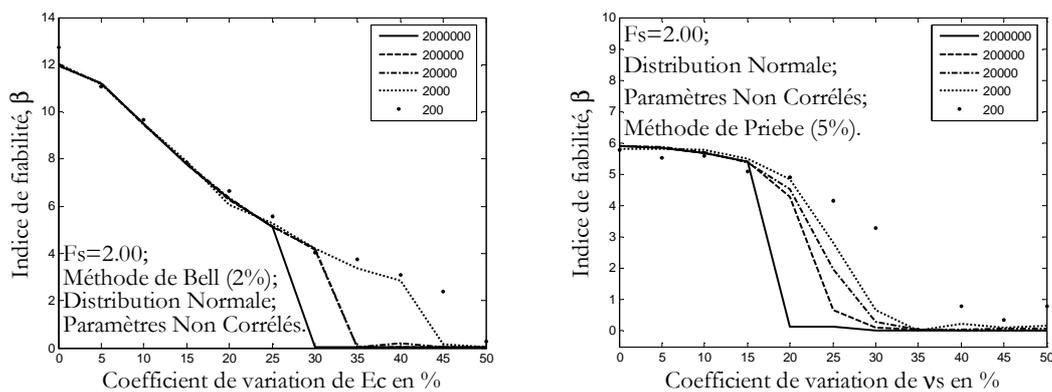


Figure. 5.12 Effet du choix du nombre de simulation sur l'efficacité de la méthode Monte Carlo.

Dans un exemple avec huit variables aléatoires indépendantes de distribution normale où la fonction d'état limite est donnée par l'équation (5.9), nous essayons de montrer que le problème de redondance est lié à l'emplacement de la variable dans la fonction de performance, et nous remarquons parmi toutes les huit variables que le problème de redondance apparaît au niveau des coefficients de variation élevés avec les variables : trigonométriques et d'exponentielles négatives (Figure 5.13).

$$g(x_i) = x_1^{-3} + x_2^{-2} + x_3^{-1} + x_4^1 + x_5^2 + x_6^3 + \log(x_7) + \tan(x_8) \quad (5.9)$$

Cette étude nous a permis de tirer quelques observations en ce qui concerne les problèmes de convergence de cette méthode. Les graphes de la figure 5.13 montrent qu'avec certaines variables la méthode MCs converge vers des valeurs aberrantes. Ce

problème de convergence, qui est lié à la qualité de générateur des nombres pseudo aléatoire, est fréquent mais surmontable par l'augmentation du nombre de simulations. Cette méthode peut, dans quelques situations, souffre du le problème de redondance.

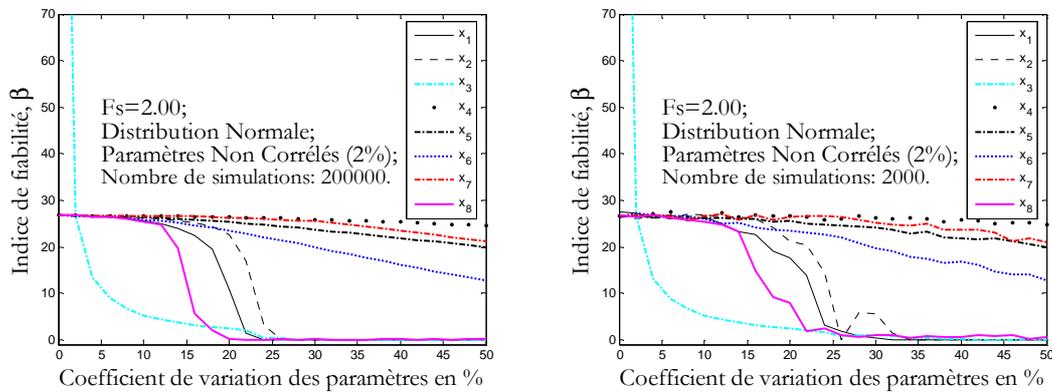


Figure. 5.13 Effet de type des variables sur l'efficacité de la méthode Monte Carlo: le problème de la redondance.

5.5 CONCLUSION

Dans un premier temps un calcul fiabiliste, tenant compte de l'incorporation des incertitudes étudiées, est effectué par les méthodes approximatives des moments statistiques (FOSM), numérique (PEM), avec une validation par la méthode de simulation (MCs). Une étude paramétrique visant à préciser l'influence des incertitudes des différents paramètres sur la conception a été effectuée. Il ressort de cette étude que:

- Les méthodes de fiabilité FOSM, PEM et MCs sont des outils pratiques pour calculer les probabilités de rupture. Pour tous les cas considérés, ces méthodes donnent des résultats proches, même lorsque les variables aléatoires suivent une loi de distribution normale ou lognormale et quelle que soit la matrice de corrélation considérée ;
- La méthode de *First Order Second Moment* (FOSM) suppose que la fonction d'état limite suit une loi de distribution normale. Cette supposition est acceptable dans l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées où le choix de distribution à une faible influence sur la fiabilité;
- La méthode d'estimation en points (PEM) fournit un outil pratique pour calculer les faibles probabilités de rupture. La convergence de cette méthode doit être vérifiée. Cette méthode donne des résultats très proches de ceux obtenus par la

technique de simulation de Monte Carlo. En revanche, la précision de calcul n'est pas affectée par l'ordre de la probabilité de rupture ;

- La technique de simulation de Monte Carlo a l'avantage de la simplicité conceptuelle. En l'absence d'une expérience déjà acquise sur le problème étudié cette méthode constitue un outil de vérification de la pertinence des méthodes approximatives. Son principal inconvénient est son inefficacité à estimer les faibles probabilités de rupture en raison du grand nombre de tirages requis pour réaliser un niveau acceptable de précision. Nonobstant le développement technologique, le temps nécessaire pour accomplir un grand nombre de simulations peut ne plus constituer un problème; néanmoins il reste le problème de la redondance qui présente une défaillance numérique est lié à la qualité de générateur des nombres pseudo aléatoires, la redondance perd ainsi la robustesse de cette méthode.

Chapitre VI

CONCLUSIONS, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

1.1	Conclusion Générale.....	106
1.2	Perspectives et Suggestions pour des Travaux Futurs	109

6.1 CONCLUSION GÉNÉRALE

Une analyse de fiabilité est effectuée pour évaluer l'incidence des incertitudes sur la performance des systèmes sol-colonnes ballastées. Les améliorations entraînées par la technique de traitement des sols médiocres à faibles caractéristiques par les colonnes ballastées sont considérées dans cette étude à savoir l'augmentation de la capacité portante, la réduction des tassements, l'accélération du taux de consolidation et l'élimination du potentiel de liquéfaction. Au total neuf (9) fonctions d'état limites ont été utilisées dans cette étude ; pour la capacité portante d'une colonne isolée et d'un group de colonnes, quatre (4) fonctions d'états limites ont été utilisées pour l'analyse probabiliste avec prise en compte de l'effet de la corrélation entre les variables aléatoires, et deux (2) fonctions d'états limites pour l'analyse probabiliste du tassement. Pour l'analyse probabiliste du taux de consolidation, deux (2) fonctions d'états limites ont été utilisées, et une (1) fonction d'état limite pour l'analyse probabiliste de la susceptibilité des sols traités par les colonnes ballastées au risque de liquéfaction.

Dans cette étude les trois méthodes d'analyse de fiabilité FOSM, PEM et MCs ont été utilisées pour l'analyse paramétrique de la fiabilité des fonctions d'états limites considérées en utilisant deux distributions: normale et lognormale pour modéliser les variables aléatoires corrélées et indépendantes. A l'issue de cette étude paramétrique, qui représente un travail précurseur consacré à l'application de l'analyse de fiabilité aux systèmes à colonnes ballastées, il est utile de résumer les conclusions les plus importantes dans l'évaluation des effets des incertitudes des paramètres de conception sur l'indice de fiabilité:

- L'utilisation d'une approche déterministe de conception et de dimensionnement des colonnes ballastées, basé sur des facteurs de sécurité, peut être fallacieuse. Des colonnes conçues avec de grands facteurs de sécurité ne sont pas exemptées du risque d'un dysfonctionnement, en particulier dans les cas où les incertitudes sur les paramètres de conception sont importantes. Les résultats obtenus dans cette étude montrent que pour des grandes incertitudes associées à certains paramètres, la probabilité de rupture tend vers des valeurs maximales (voisines de l'unité). Par contre, les conceptions déterministes des colonnes ballastées peuvent s'avérer

suffisantes lorsque la dispersion des mesures est faible, toutefois une analyse et un calcul basé sur des valeurs moyennes des propriétés du sol ne permet pas de déterminer le risque de rupture, l'expérience et l'expertise qui peut posséder un ingénieur expérimenté restent les seuls outils aptes à valider un dimensionnement basé sur une telle approche d'analyse;

- L'indice de fiabilité dépend fortement du modèle déterministe utilisé;
- L'analyse de fiabilité est un complément utile à l'analyse conventionnelle et permet de mieux canaliser les jugements;
- Les analyses de fiabilité fournissent un cadre logique pour incorporer des incertitudes dans les processus de conception, et améliorent la perception du risque dans les méthodes de conception traditionnelles. Un atout essentiel d'une démarche probabiliste est qu'il est possible d'estimer le niveau de sécurité à travers la probabilité de rupture. Dans l'approche déterministe, la fiabilité d'un ouvrage se fait de façon binaire : stabilité ou rupture;
- Dans l'analyse probabiliste de la capacité portante des systèmes sol-colonnes ballastées, le type de distribution des variables aléatoires n'a pas une forte incidence sur l'indice de fiabilité. En revanche, les corrélations entre les variables aléatoires doivent être considérées;
- L'analyse probabiliste du tassement des systèmes sol-colonnes ballastées, a montré que l'indice de fiabilité, dépend fortement des caractéristiques suivantes: le diamètre de la colonne ballastée, l'angle de frottement ou le module d'élasticité du ballast, le poids volumique du sol et l'indice de compression du sol;
- L'analyse paramétrique de l'accélération de la consolidation des sols renforcés montre que l'indice de fiabilité, dépend fortement des incertitudes sur le diamètre de la colonne ballastée et du coefficient de consolidation radiale. Les incertitudes sur le coefficient de consolidation verticale, sont sans incidence;
- L'angle de frottement du ballast, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et le poids volumique du sol saturé, ont une grande influence

dans l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées construites contre le risque de la liquéfaction;

- Dans tous les modèles de prédiction de la capacité portante, du tassement, du taux de consolidation et de la susceptibilité à la liquéfaction des sols traités par la technique des colonnes ballastées, l'angle de frottement du ballast a une influence prononcée sur l'indice de fiabilité ;
- L'analyse de la sensibilité des paramètres aléatoires utilisés dans la conception de l'augmentation de la capacité portante par colonnes ballastées montre que, l'indice de fiabilité, peut être estimé correctement en considérant comme variables aléatoires uniquement les paramètres de sollicitations, l'angle de frottement du ballast, le diamètre de colonnes, la cohésion non drainée et le poids volumique des sols;
- Les résultats obtenus dans l'analyse de sensibilité des paramètres du tassement du système sol-colonnes ballastées ont réaffirmé que le diamètre de colonne, l'angle de frottement du ballast, le poids volumique saturé et l'indice de compression du sol gouvernent la fiabilité;
- Pour l'analyse de sensibilité des paramètres d'accélération de consolidation par colonnes ballastées la réduction des paramètres aux: diamètre de colonnes, coefficient de consolidation radiale, et les paramètres d'élasticité du sol est jugé acceptable;
- Concernant l'analyse de sensibilité des variables aléatoires de la liquéfaction, l'angle de frottement interne du ballast, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement et le poids volumique du sol saturé sont considérés sont jugés essentiels pour l'évaluation de fiabilité du système sol-colonnes;
- Dans cette étude nous avons exploré les méthodes suivantes: *First Order Second Moment (FOSM)*, *Point Estimate Method (PEM)*, et la technique de simulation de Monte Carlo (MCs), et a fait ressortir les avantages et les lacunes de chaque méthode. Sur la base des résultats obtenus, les deux méthodes de fiabilité FOSM et PEM sont des outils pratiques pour l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées. La méthode de Monte Carlo nécessite un grand nombre de simulations et elle souffre avec le problème de redondance, particulièrement dans le cas où les coefficients de variations

sont élevés. Ce problème est lié essentiellement de la qualité de générateur de nombres pseudo aléatoires, et fortement dépendant de l'emplacement de paramètre dans la fonction d'état limite. La redondance est augmentée avec l'augmentation de nombre de simulations.

6.2 PERSPECTIVES ET SUGGESTIONS POUR DES TRAVAUX FUTURS

Un aspect fiabiliste sur l'analyse de conception et de dimensionnement des colonnes ballastées offre des perspectives et applications nouvelles pour la prise en compte des incertitudes. Dans le prolongement de tous ces résultats encourageants, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour ce travail :

- Les conclusions obtenues lors de cette étude ont pu être validés par l'analyse de cas réels, en réalisant l'étude de fiabilité avec des données in situ. Comme le cas de renforcement de la zone portuaire de Béjaia étudiée par (Bahar et Sadaoui, 2008) sous une approche déterministe ;
- L'approche adoptée dans ce mémoire utilise une variable aléatoire unique par paramètre. Néanmoins, il est évident que beaucoup de propriétés géotechniques sont variées dans l'espace et généralement auto corrélées. Cette variabilité est une source d'incertitude importante dans les analyses de fiabilité. Un tel modèle ne correspond pas à la variabilité spatiale observée dans les sols. Un modèle de modélisation par champ aléatoire nécessite la définition des caractéristiques statistiques supplémentaires outre l'approche probabiliste habituelle à savoir la distance d'auto corrélation où l'échelle de fluctuation serait plus adéquate. Celle-ci permet de mieux comprendre le rôle des incertitudes de l'ensemble des paramètres. Une étude comparative entre ces deux approches probabilistes est aussi recommandée pour les travaux ultérieurs.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Si la référence est un article, on écrira son titre entre guillemets. Si c'est un livre, son titre sera écrit en italique. On trouvera aussi en souligné des adresses URL disponibles à travers le *world wide web* (www). Voici la liste complète des bibliographies:

Adalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., Baez, J.I., « **Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils** ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 23, p. 571-584, 2003.

Adalier, K., Elgamal, A., « **Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns** ». Engineering Geology, Vol. 72, p. 275-291, 2004.

Al-Homoud, A.S., Degen, W.S., « **Marine stone columns to prevent earthquake induced soil liquefaction** ». Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, p. 775-790, 2006.

Ambily, A.P., Gandhi, S.R., « **Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis** ». Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No, 4, p. 405-415, 2007.

Andrus, R.D., Stokoe, K.H., « **Draft guide lines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures** ». Proc NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Buffalo, p. 89-128, 1997.

Andrus, R.D., Stokoe, K.H., « **Draft guide lines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures** ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 11, p. 1015-1025, 2000.

Andrus, R.D., Cedric, D.F., Zhang, J., et autres., « **Shear wave velocity and seismic response on near surface sediments in Charleston, South Carolina** ». Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 96, p. 1897-1914, 2006.

Auvinet, G., Mellah, D., Masrouri, F., Rodriguez, J.F., « **La méthode des éléments finis stochastiques en géotechniques** ». Revue Française de Géotechnique, N° 93. p. 67-80, 2000.

Auvinet, G., « **La gestion des incertitudes en géomécanique** ». Communication lors du Premier Colloque Albert CAQUOT, 2001.

Ayadat, T., **Collapse of stone columns foundation due to inundation**, Thesis of Doctor of Philosophy, Sheffield University, 1991.

Baecher, G.B., Christian, J.T., *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley & Sons, 2003.

Baguelin, F., Kovarik, J.B., « **Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques** ». Revue Française de Géotechnique, N° 93. p. 35-42, 2000.

- Bahar, R., Sadaoui, O., « **Analyse des tassements de silos fondés sur des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées : cas de la zone portuaire de Béjaia** ». *International Conference on Geotechnical Engineering*, Tunisia, March 2008.
- Balaam, N.P., Booker, J.R., « **Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay**». *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 9. p. 331-351, 1985.
- Barksdale, R.D., Bachus, R.C., «**Design and construction of stone columns**». *Vol. I*, Federal Highway Administration, FHWA/RD-83/027, May 1983.
- Beaud, M., *L'art de la thèse : Comment préparer et rédiger une thèse de doctorat, de magister ou un mémoire de fin de licence. Guide approches*. CASBAH éditions, Alger, 2005.
- Berthelot, P., Besson, C., Boucherie, M., et autres., « **Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement**». *Revue Française de Géotechnique*, N. 111, p. 3-16, 2005.
- Besançon, G., Iorio J.P., Soyez B., **Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées**. *Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches*. Paris, Vol.1, pp. 119-126, (1984).
- Boissier, D., « **Décision et incomplétude** ». *Revue Française de Géotechnique*, N° 93. p. 81-92, 2000.
- Bolle, A., « **Etude et prise en compte de la variabilité spatiale** ». *Revue Française de Géotechnique*, N° 93. p. 55-65, 2000.
- Bouassida, M., Guetif, Z., De Buhan, P., Dormieux, L., «**Estimation du tassement en élasticité linéaire d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes**». Séminaire International de Géomatériaux, Université M^{ed} Boudiaf de M'sila, GEOMAT'02: 01-14, 2003.
- Bouassida, M., Guetif, Z., De Buhan, P., Dormieux, L., «**Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes**». *Revue Française de Géotechnique*, N°102, 21-29, 2003.
- Bouassida, M., Ellouze, S., Debats, J.M., « **Parametric study of improved soft clay due to installation of a group of stone columns**». *Proceedings of the International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08*, October 2008.
- Bourennane, H., Kinga, D., Couturiera, A., Nicoullauda, B., Maryb, B., Richarda, G., « **Uncertainty assessment of soil water content spatial patterns using geostatistical simulations: An empirical comparison of a simulation accounting for single attribute and a simulation accounting for secondary information**». *Can. Geotechnical*, J. 33: 956-983 (1996).
- Cassan, M., « **Utilisation de la statistique descriptive en géotechniques**». *Revue Française de Géotechnique*, N° 93. p. 21-34, 2000.
- Corneille, S., « **Essais en grandeur réelle de colonne ballastée chargée par des semelles rigides**». XXV^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, 2007.

Cremona, C., *Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants*. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 2003.

Das, B.M., *Shallow foundations: bearing capacity and settlements*. CRC Press, 1999.

Deb, K., Chandra, S., Basudhar, P.K., « **Response of multilayer geosynthetic-reinforced bed resting on soft soil with stone columns**». Computers and Geotechnics, 16 Mai, 2007.

Dhouib, A., Blondeau, F., *Colonnes ballastées: techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 2005.

Djefal, H., **Fiabilité en géotechnique: applications à l'analyse de la stabilité des pentes**, Mémoire de magister, Ecole Nationale Polytechnique, 2008.

Duncan, J.M., « **Factors of safety and reliability in geotechnical engineering**». Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, 307-316, 2000.

Einstein, H.H., « **Risk and risk analysis in rock engineering** ». Tunnelling and underground space technology, Vol. 20, No. 1, 141-155, 1996.

Engelhardt, K., Golding H. C., «**Field Testing to evaluate stone column performance in a seismic area**». Géotechnique, Vol. 25, p. 61-69, 1975.

Elshazly, H.A., Hafez, D.H, Mossaad, M.E., «**Reliability of conventional settlement evaluation for circular foundations on stone columns**». Geotech Geol Eng, Springer, 2008.

Favre, J.L., « **Les différents types d'erreurs et leur prise en compte dans les calculs géotechniques**». Revue Française de Géotechnique, N° 93. p. 11-20, 2000.

Favre, J.L, *Sécurité des ouvrages Risque Modélisation de l'incertain. fiabilité. Analyse des risques*, ellipses, 2004.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V., Williams, M.B., « **Reliability of traditional retaining walls design**». Géotechnique 55, No. 1, 55-62, 2005.

Hachi, F., Favre, J.L., « **Comportement de référence pour la caractérisation des erreurs de modèle et de mesures** ».Communication lors du Premier Colloque Albert CAQUOT, 2001.

Haldar, A., Mahadevan, S., *Probability, reliability and statistical methods in engineering design*, John Wiley & Sons, 2000.

Han, J., Ye, S.L., « **Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations**». Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 7, p. 597-603, 2001.

Hasofer, A.M., Lind, N.C., « **Exact and invariant second-moment code format**». Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, No. 1, pp. 111-121, 1974.

Hassan, A., Wolff, T.F., « **Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes**». Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 4, p. 301-308, 1999.

Hughes, J.M.O., Withers, N. J., « **Reinforcing of soft cohesive soils with stone column** ». *Ground Engineering*, N°3, Vol.7, pp. 42-49, 1974.

Hughes, J.M.O., Withers, N. J., Greenwood, D. A., « **A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil**». *Géotechnique* Vol. 25, pp 31-44, 1975.

GeMech., (2006), **Ground improvement vibro displacement stone columns**, page web de Geomechanical Foundations à l'adresse <http://www.gemech.co.uk>.

Grandhi, R.V., Wang, L., ***Structural Reliability Analysis and Optimization: Use of Approximations***, National Aeronautics and Space Administration, 1999.

Greenwood D.A., Kirsch, K., « **Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods**». Technical paper, 11-53 E, 1983.

Greenwood D.A., « **Mechanical improvement of soils below ground surface** ». *Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers*. London, pp. 11-22, 1970.

Griffin, R.H., (1996) « **Risk-based analysis for flood damage reduction studies** ». Department of The Army U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000.

Griffiths, D.V., Fenton, G.A., ***Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering***, Springer Wien New York, 2007.

Kadry, S., « **A proposed method for reliability analysis in higher dimension**». *Engineering Letters*, 15 :1, EL_15_1_2, August 2007.

Kamien, D.J., « **Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering**». Department of the army corps of engineers, ETL 1110-2-547, 1997.

Kanda, J., Adachi, A., « **Influence of probability distribution of loads on optimum reliability**». *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 73, p. 197-204, 2001.

Kempfert, H-G., Gebreselassie, B., ***Excavations and Foundation in Soft Soils***, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006.

Keller., (2007), **les colonnes ballastées en zone sismique**, page web de Keller Fondation spéciales à l'adresse <http://www.keller-france.com>.

Kim, H., ***Spatial variability in soils: stiffness and strength***, Thesis of Doctor of Philosophy, Georgia Institute of Technology, 2005.

Kulhawy, F.H., « **On evaluation of static soil properties**». Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, p. 169-182, 1992.

Kumar, S., « **Reducing liquefaction potential using dynamic compaction and construction of stone columns**». Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, p. 169-182, 2001.

Larsson, S., Stille, S., Olsson, L., « **On horizontal variability in lime-cement columns in deep mixing**». Géotechnique, Vol. 55, No. 1, p. 33-44, 2005.

Lemaire, M., *Fiabilité des structures: couplage mécano-fiabiliste statique*, hermès science, 2003.

Leynaud, D., Mienert, J., Nadim, F., « **Slope stability assessment of the Helland Hansen area offshore the mid-Norwegian margin**». Marine Geology, Vol. 213, p. 457-480, 2004.

Liang, R.Y., Nusier, O.K., Malkawi, AH., « **A reliability based approach for evaluating the slope stability of embankment dams**». Geology Engineering, Vol. 54, p. 271-285, 1999.

Low, B.K., « **Reliability-based design applied to retaining walls**». Géotechnique 55, No. 1, 63-75, 2005.

Magnan, J.P., *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982.

Magnan, J.P., « **Quelques spécificités du problème des incertitudes en géotechnique** ». Revue Française de Géotechnique, N° 93. p. 3-10, 2000.

Martinez, W.L., Martinez, AR., *Computational Statistics Handbook with MATLAB®*, Chapman & Hall/CRC, 2002.

McCabe, B.A., McNeill, J.A., Black, J.A., «**Ground improvement using the vibro-stone column technique**». Meeting of Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland, NUI Galways, (2003).

Murugesan, S., Rajagopal, K., « **Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation** ». Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, pp. 349-358, 2006.

Phoon, K.K., *Reliability based design in Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis, 2008.

Poorooshasb, H.B., Meyerhof, G.G., «**Analysis of behaviour of stone columns and lime columns**». Computers and Geotechnics, Vol. 20, No, 1, pp. 47-70, 1997.

Pouget, P., Cadoux, N., ., Magnan, J.P., « **Deux applications de l'analyse factorielle à des données géotechniques** ». Revue Française de Géotechnique, N° 93. p. 43-54, 2000.

Priebe, H., « **The design of vibro replacement**». Ground Eng, Vol. 26, pp. 7-31, 1995.

Rackwitz, R., « **Reviewing probabilistic soils modelling** ». Computers and Geotechnics, Vol. 26, pp. 199-223, 2000.

Raju, V.R., Hoffmann, G., « **Treatment of tin mine tailings in Kuala Lumpur using vibro replacement** ». Technical paper 12-63E, Proceedings of the 12th SEAGC, May 1996.

Rouaski, L., **Fiabilité en géotechnique: applications aux fondations superficielles et profondes**, Mémoire de magister, Ecole Nationale Polytechnique, 2007.

Russeli, C., Vermeer, P.A., « **Probabilistic methods applied to geotechnical engineering** ». 2nd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, pp. 57-60, 2005.

Sawant, V.A., « **Analysis of pile using point estimate method** ». 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advanced in Geomechanics, pp. 3103-3110, 2008.

Schweiger, H.F., Pande, G.N., « **Numerical analysis of stone column supported foundations** ». Computers and Geotechnics, Vol. 2, p. 347-372, 1986.

Schweckendiek, T., **Structural Reliability Applied To Deep Excavations –Coupling Reliability Methods With Finite Elements-**, MSc Thesis Delft University of Technology, 2006.

Shenthan, T., Nashed, R., Thevanayagam, S., Martin, G.R., « **Liquefaction mitigation in silty soils using composite stone columns and dynamic compaction** ». Earthquake Engineering And Engineering Vibration, Vol. 3, No.1 p. 39-50, 2004.

Sivakumar, V., Black, J., McNeill, J., « **A laboratory model study of performance of vibrated stone columns in soft clay** ». Comptes Rendus du XIVème Congrès Européen de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Madrid, 24-27, septembre 2007.

Six, V., Mroueh, H., Cuvillier, A., Shahrour, I., « **Emploi de colonnes ballastées pour la réduction du chargement de pieux induit par des remblais** ». 16^{ème} Congrès Français de Mécanique, Nice, 1-5, septembre 2003.

Sowers, G.B., Sowers, G.F., *Introductory soil mechanics and foundations*, The Macmillan Company. Third edition, p 556, 1970.

Soyez, B., « **Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées** ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No 135. Paris, pp. 35-51, 1985.

Thompson, M.J., White, D.J., « **Review of Stability Berm Alternatives for Environmentally Sensitive Areas** ». Report of Partnership for Geotechnical Advancement Iowa State University, 2005.

Toutlouyan, M., « **Traitement d'alluvions compressibles par pieux colonnes ballastées** ». *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No 69. Paris, pp. 30-33, 1974.

Yarahmadi-Bafghi, A.R., **La méthode des groupes-clef probabiliste**, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Polytechnique de Lorraine, Ecole des Mines de Nancy, 2003.

Annexe A

**RÉSULTATS DE
L'ANALYSE DE FIABILITÉ
DE L'AUGMENTATION DE LA
CAPACITÉ PORTANTE PAR
COLONNES BALLASTÉES**

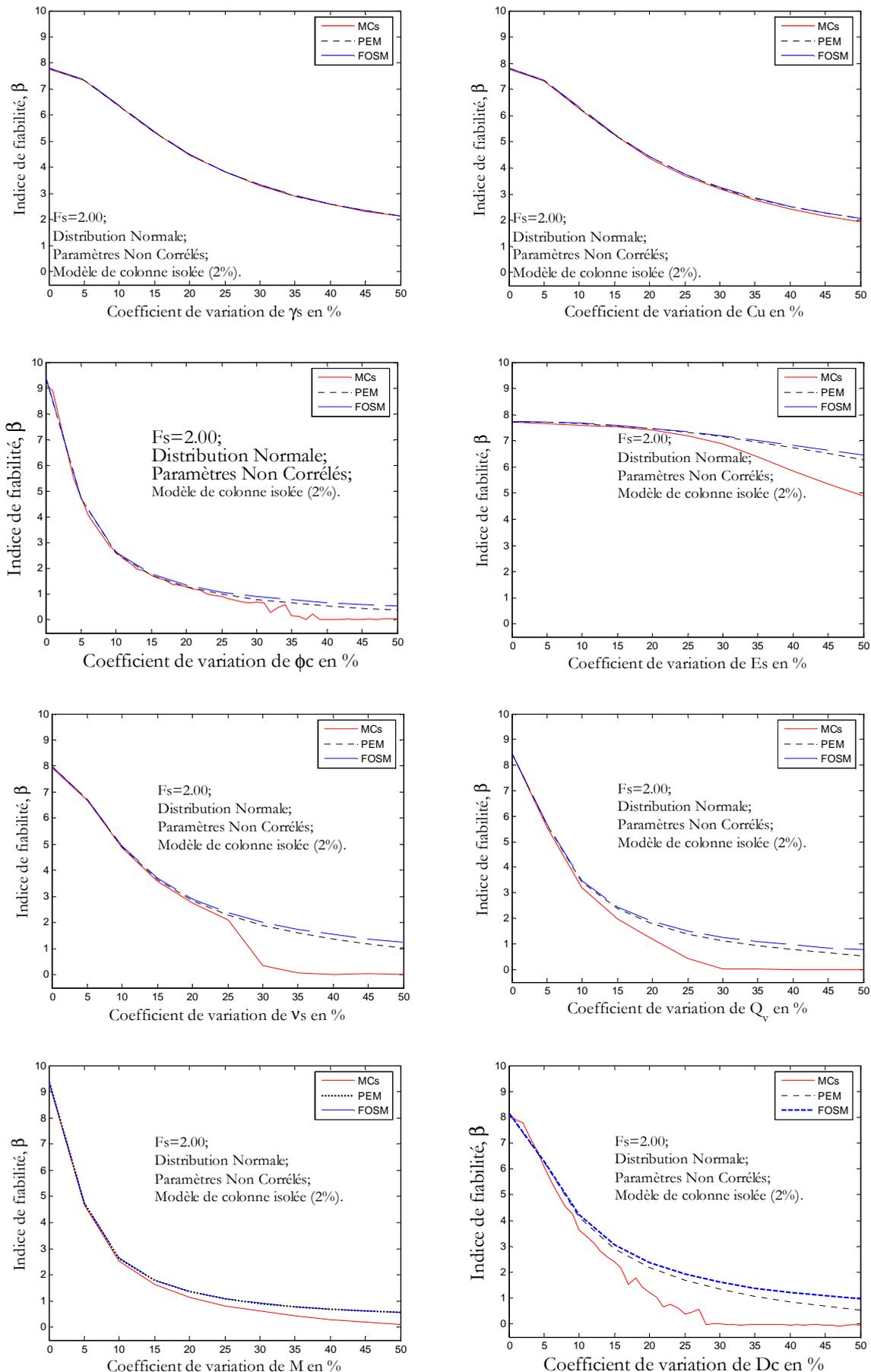


Figure A1.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

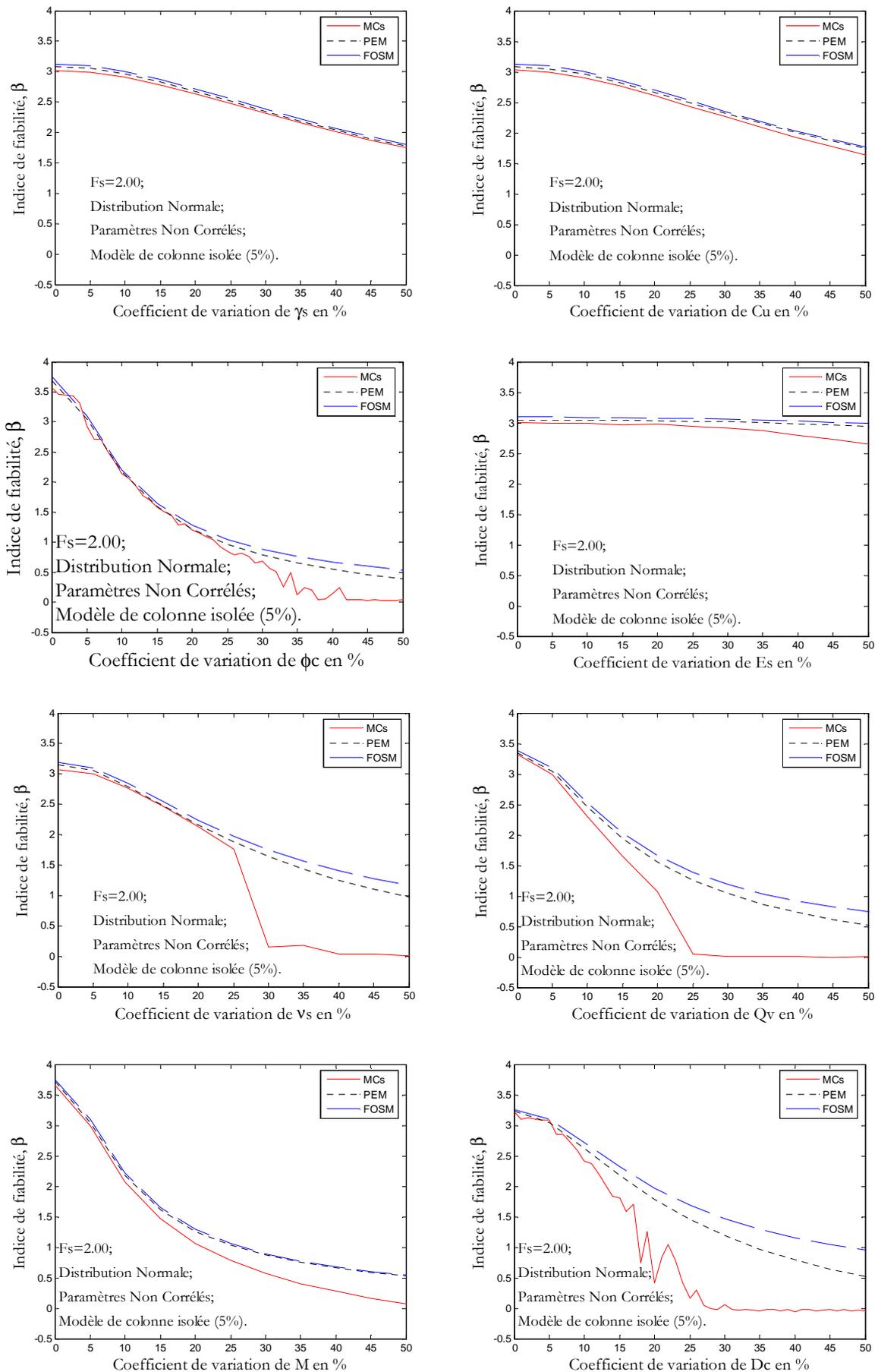


Figure. A1.2. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

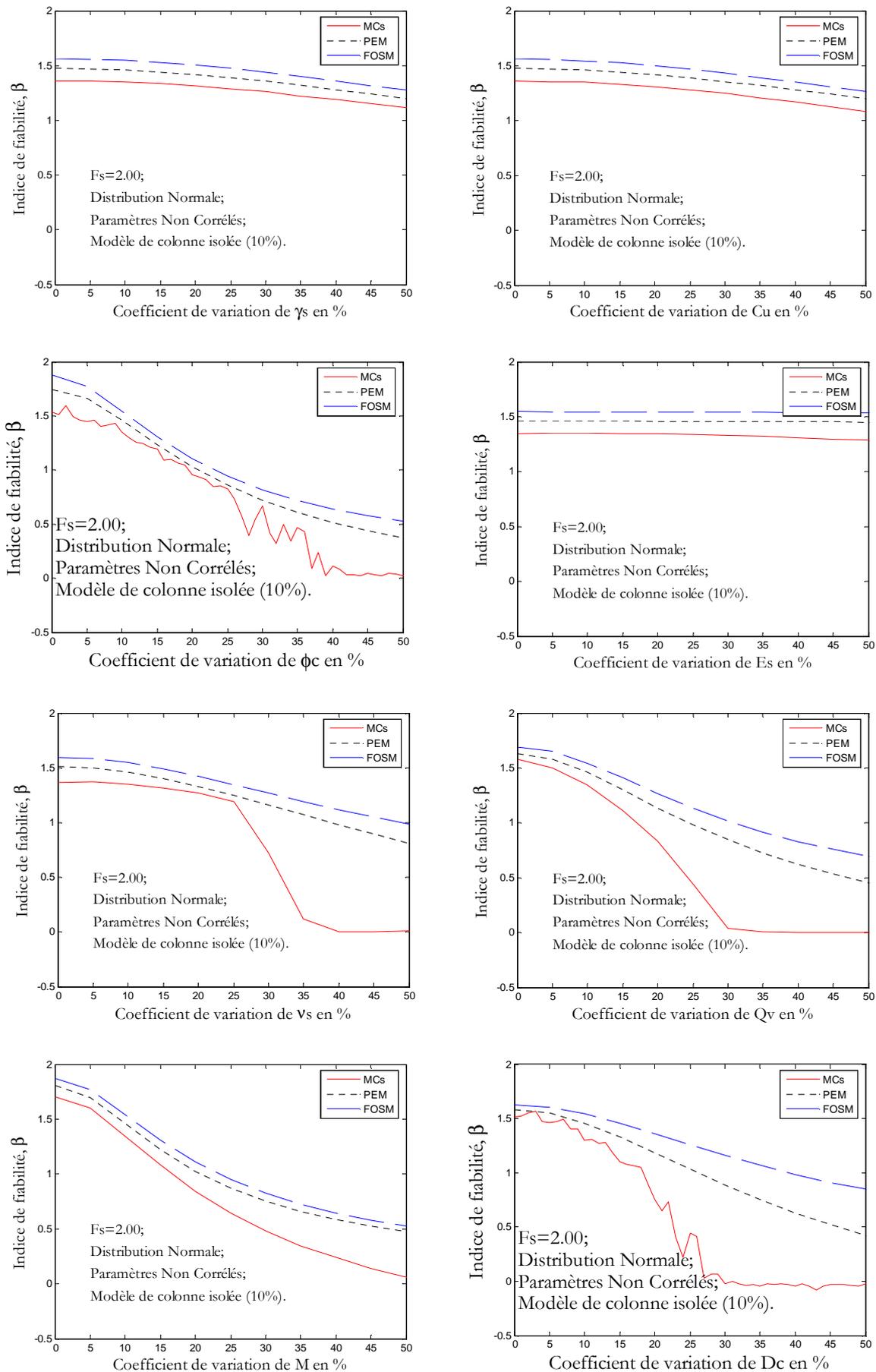


Figure. A1.3. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

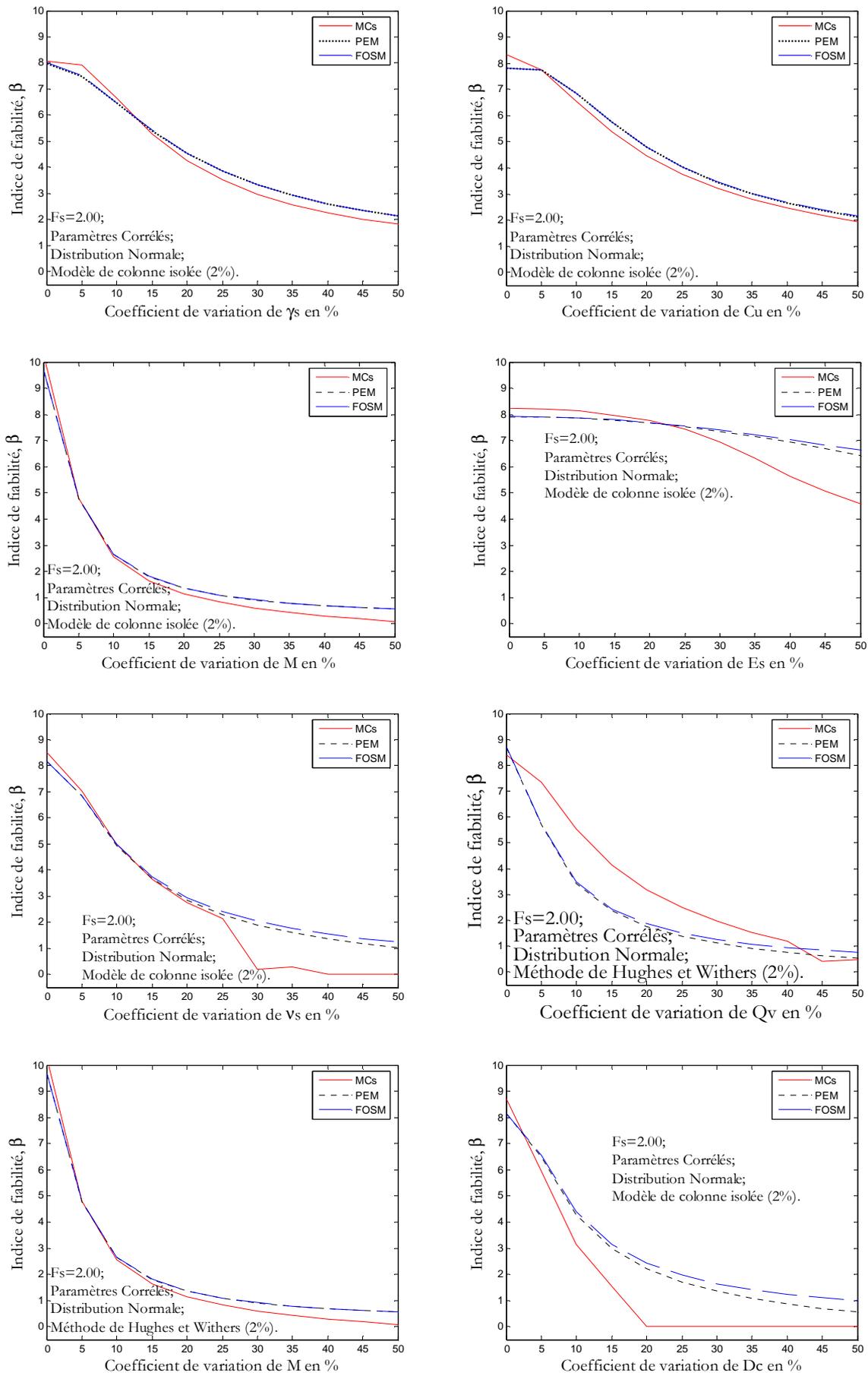


Figure. A1.4. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

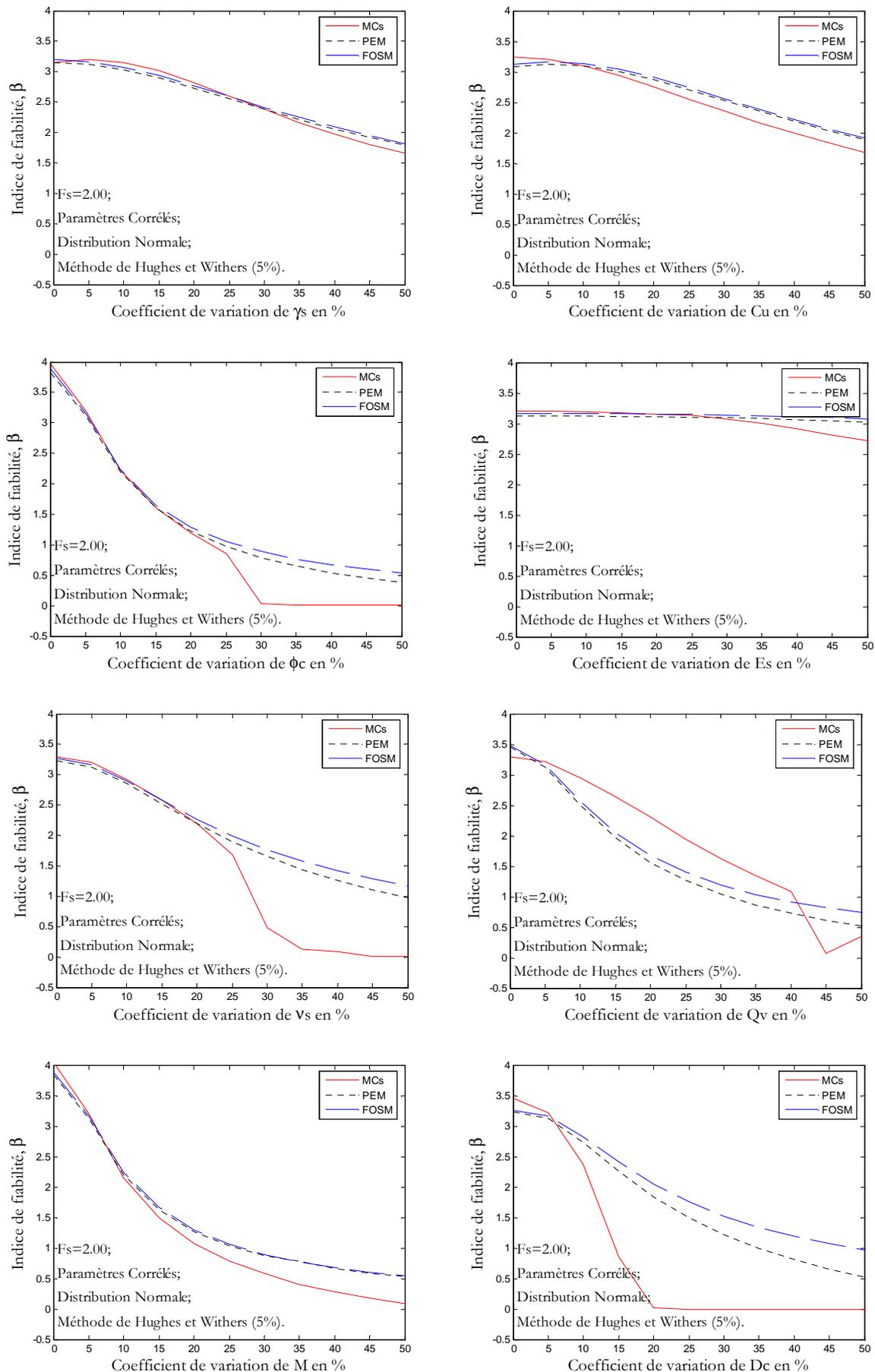


Figure. A1.5. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

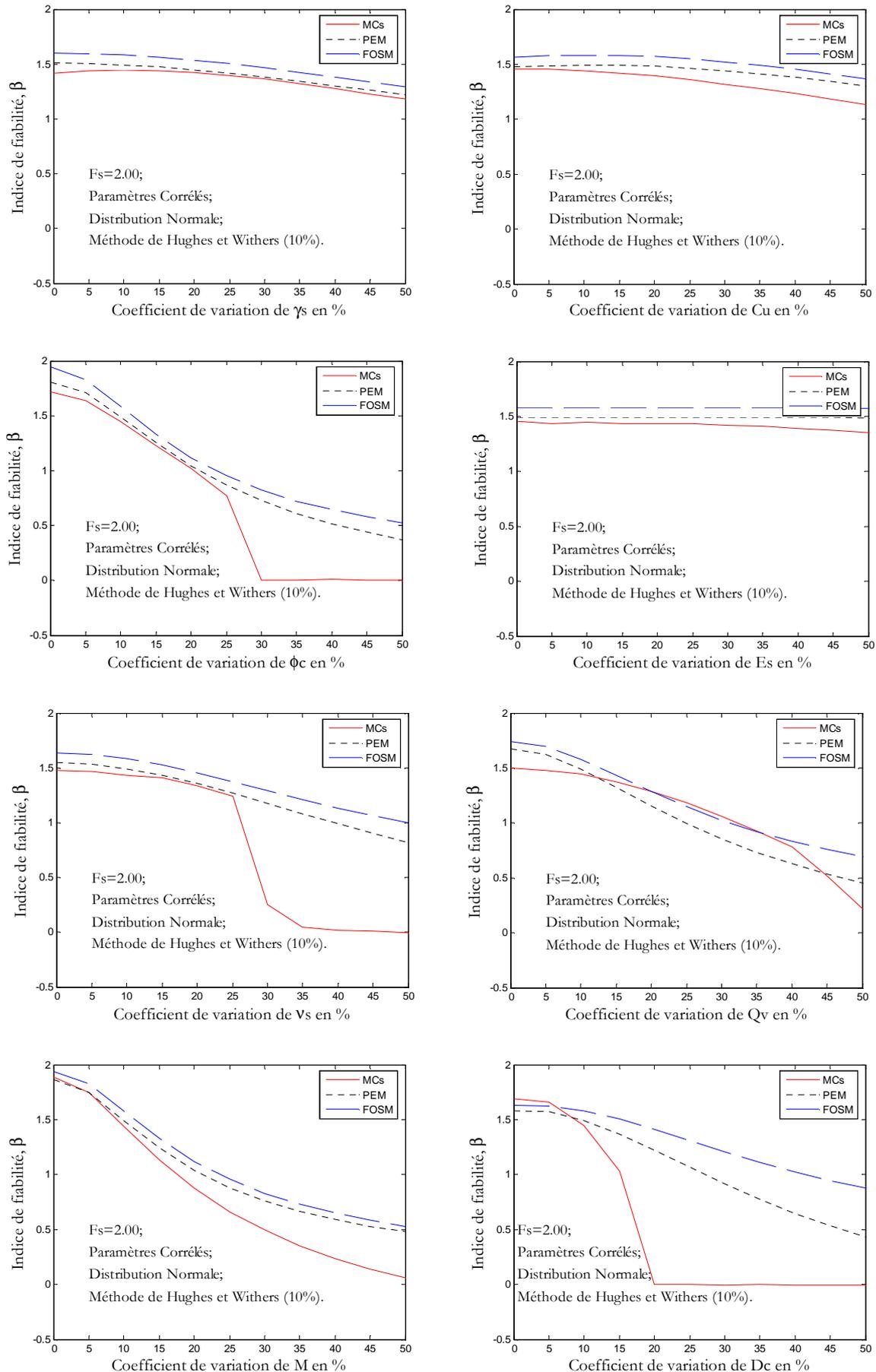


Figure. A1.6. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

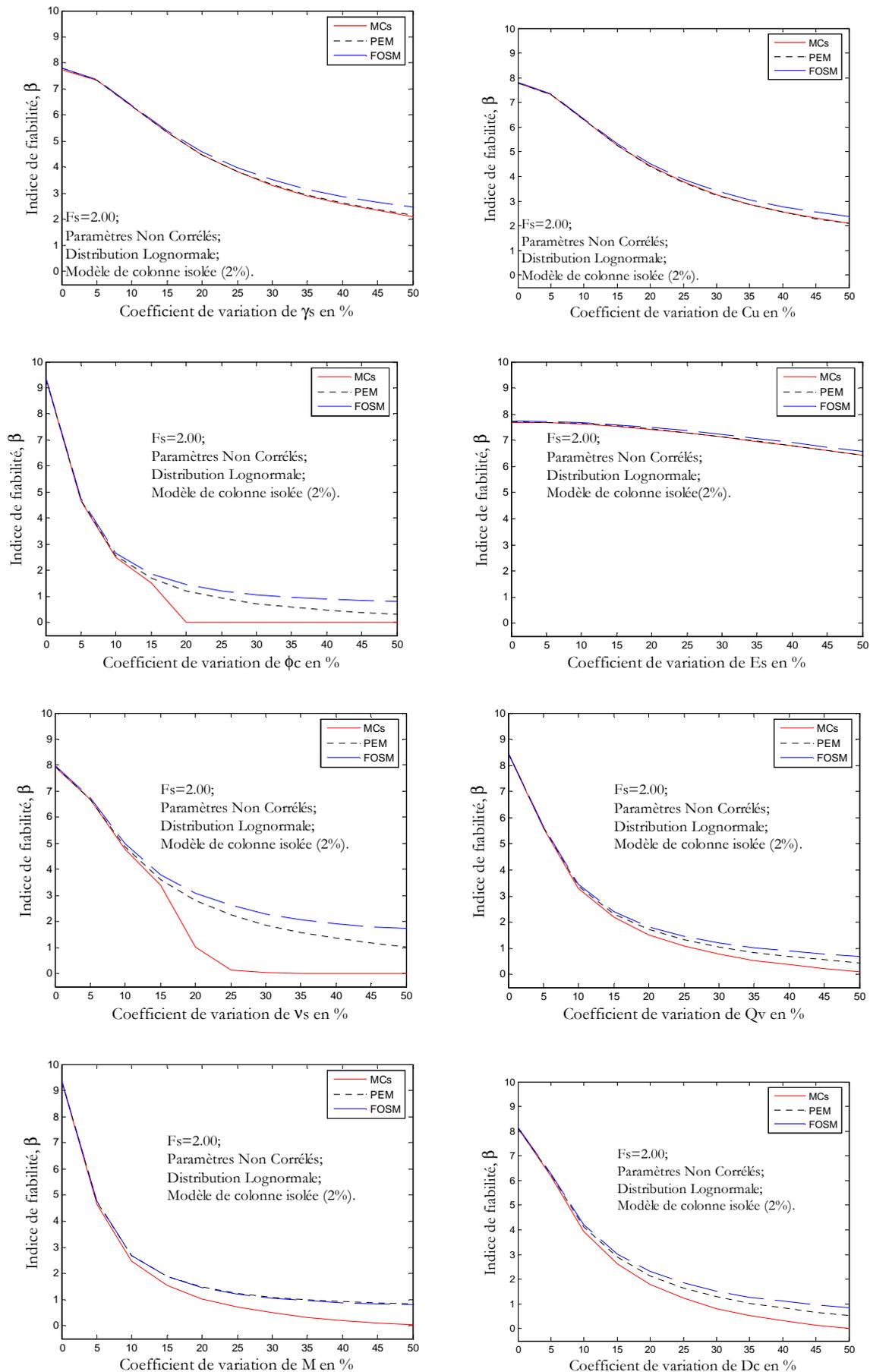


Figure. A1.7. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

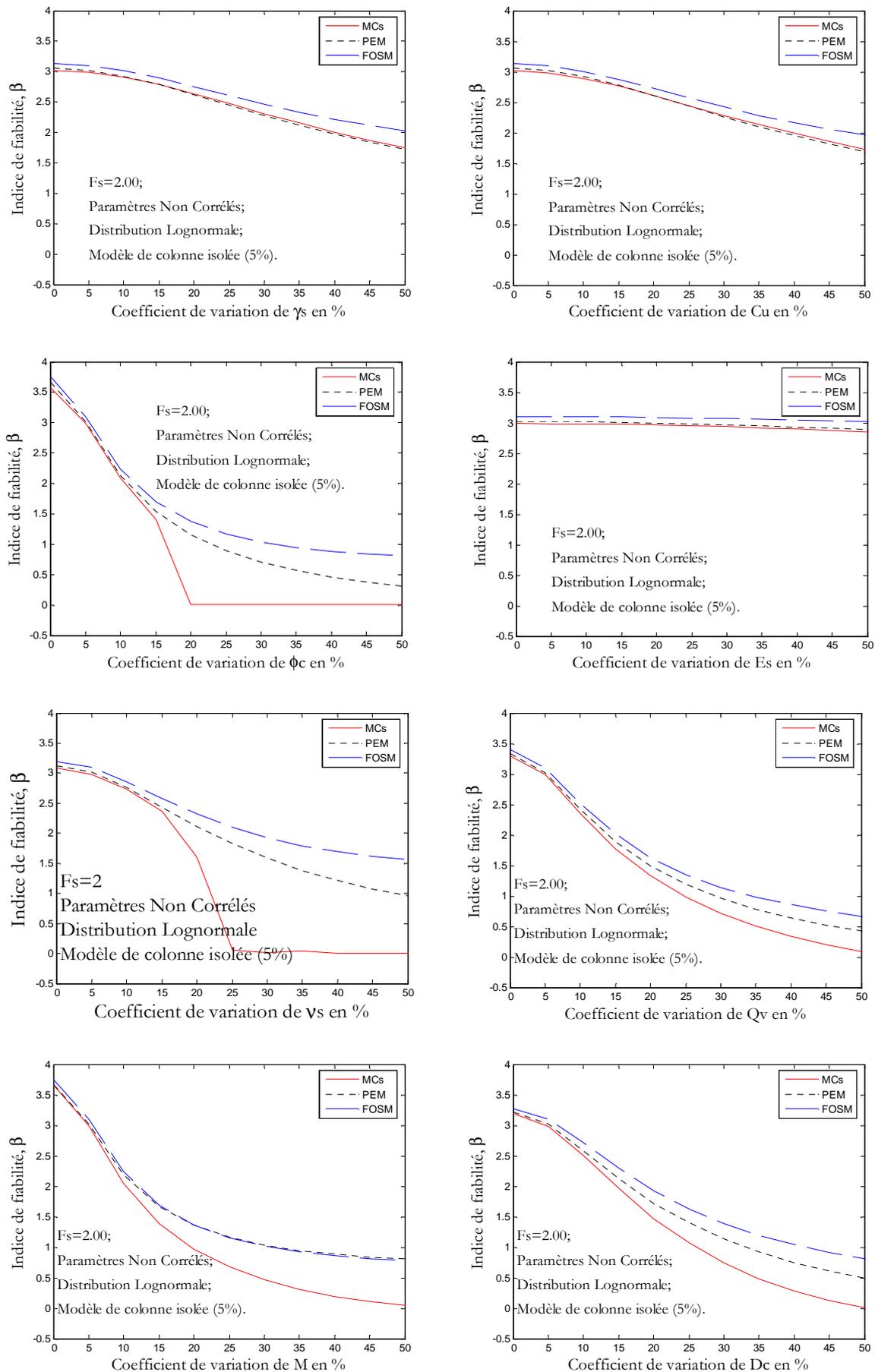


Figure. A1.8. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

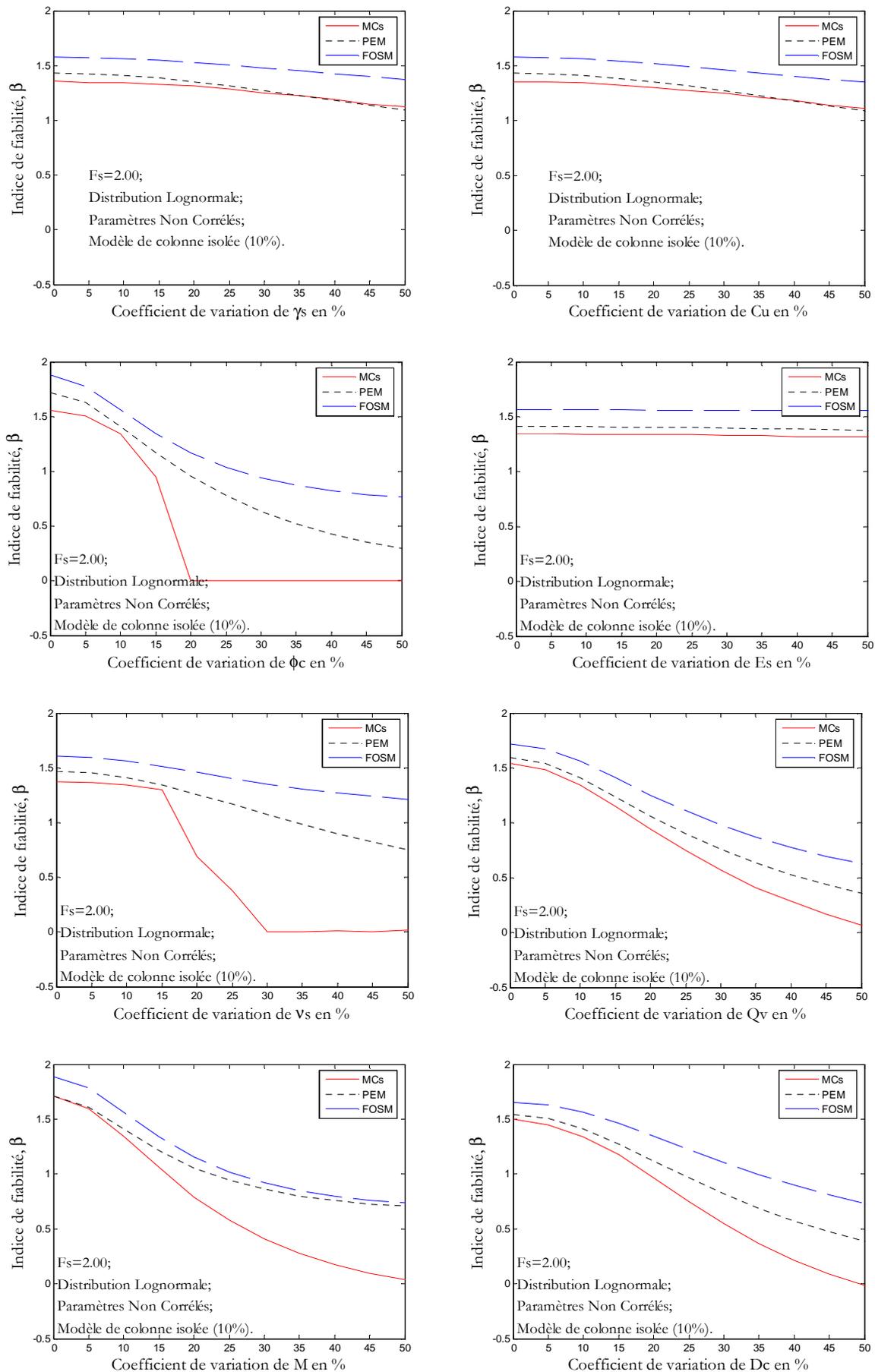


Figure. A1.9. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

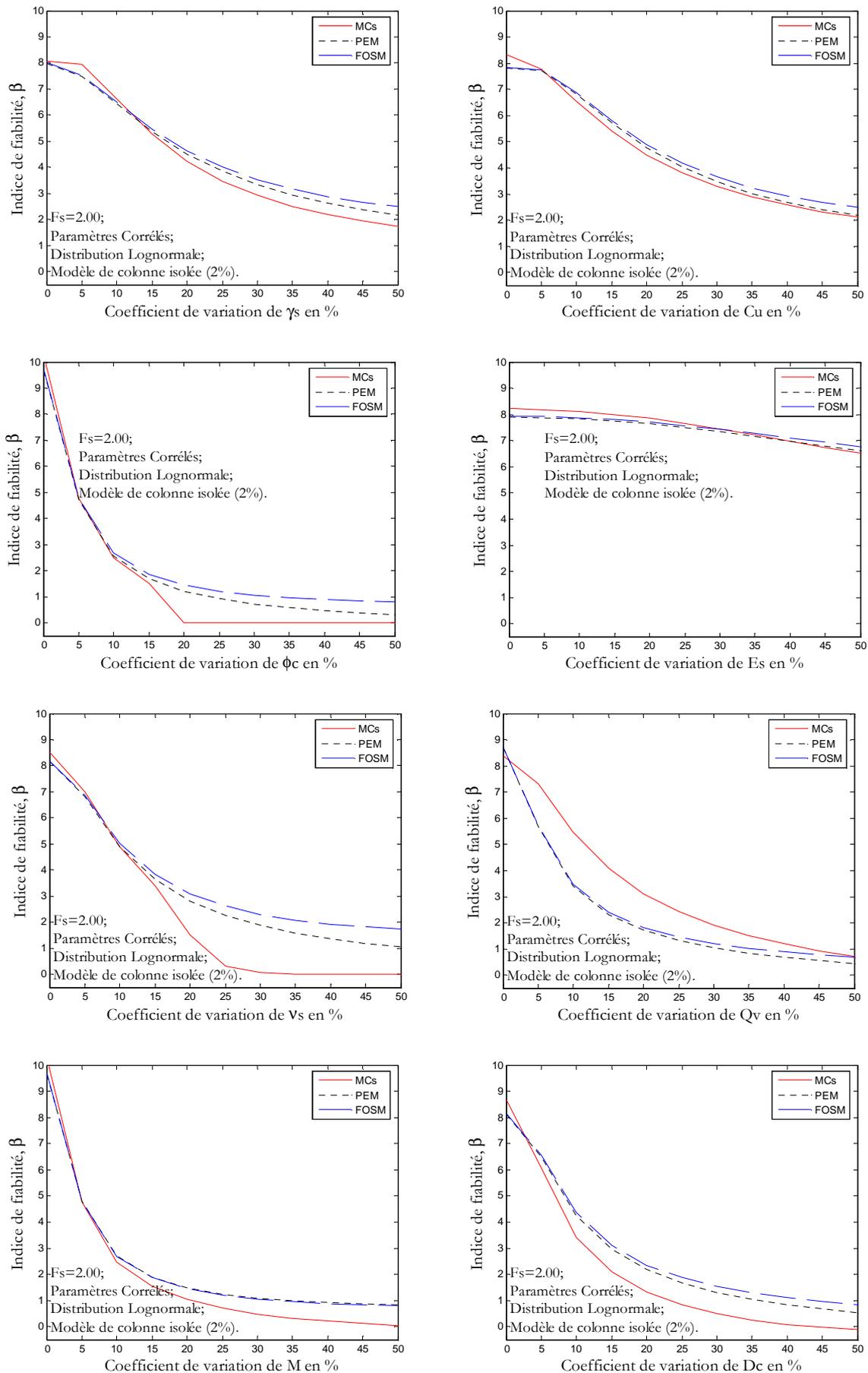


Figure. A1.10. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

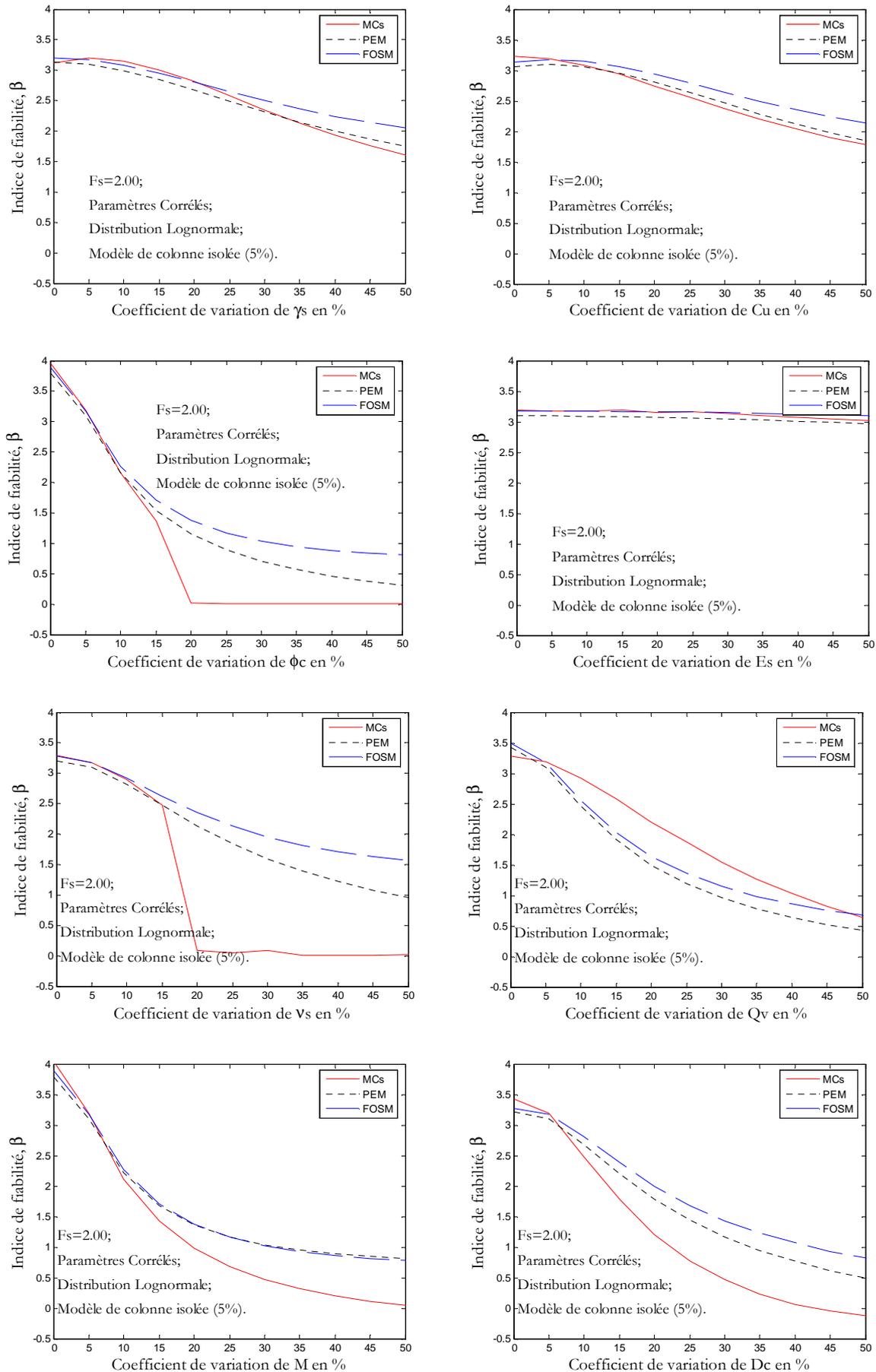


Figure. A1.11. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

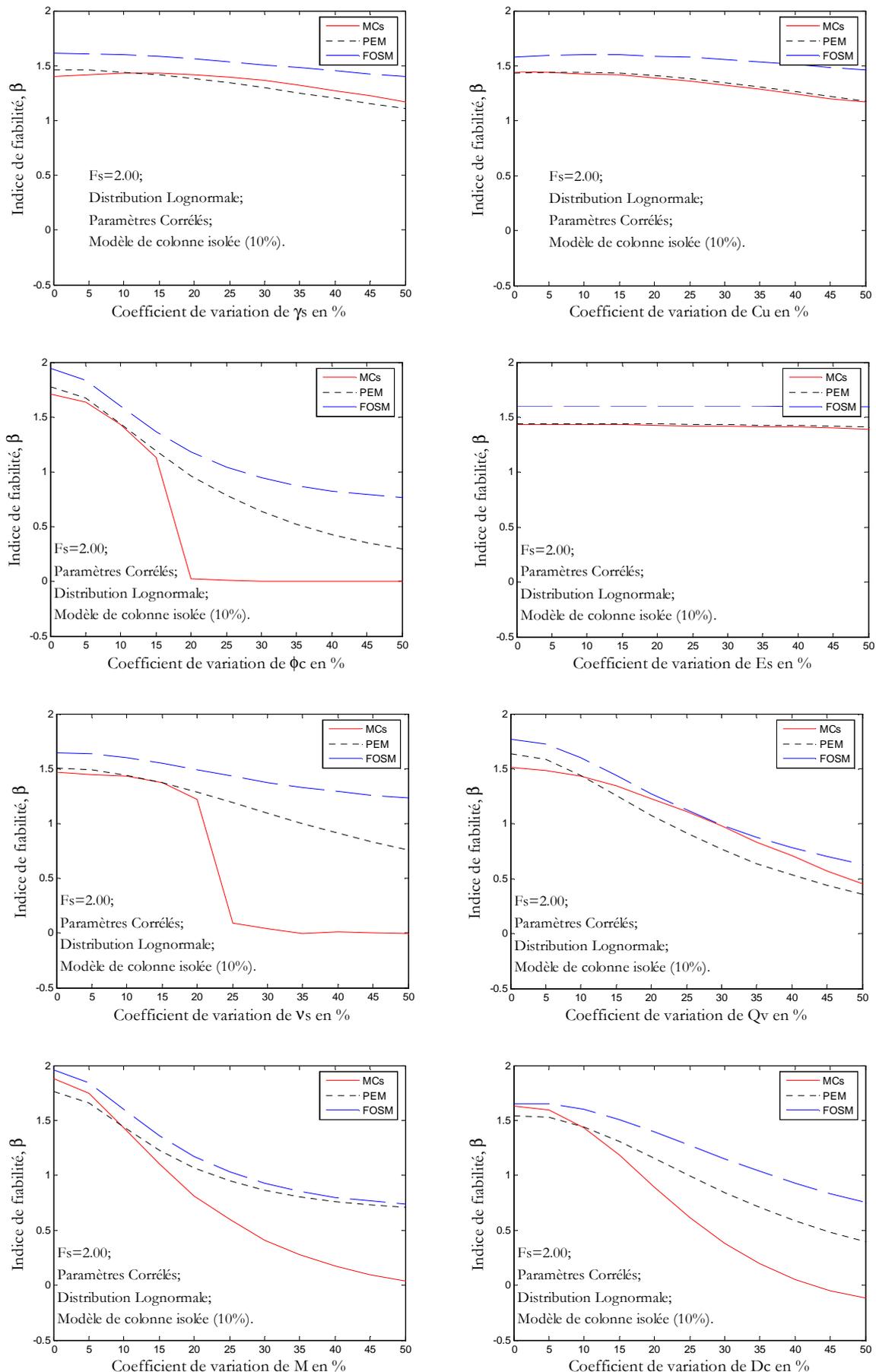


Figure. A1.12. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Hughes et Withers pour prédiction de la capacité portante d'une colonne isolée sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

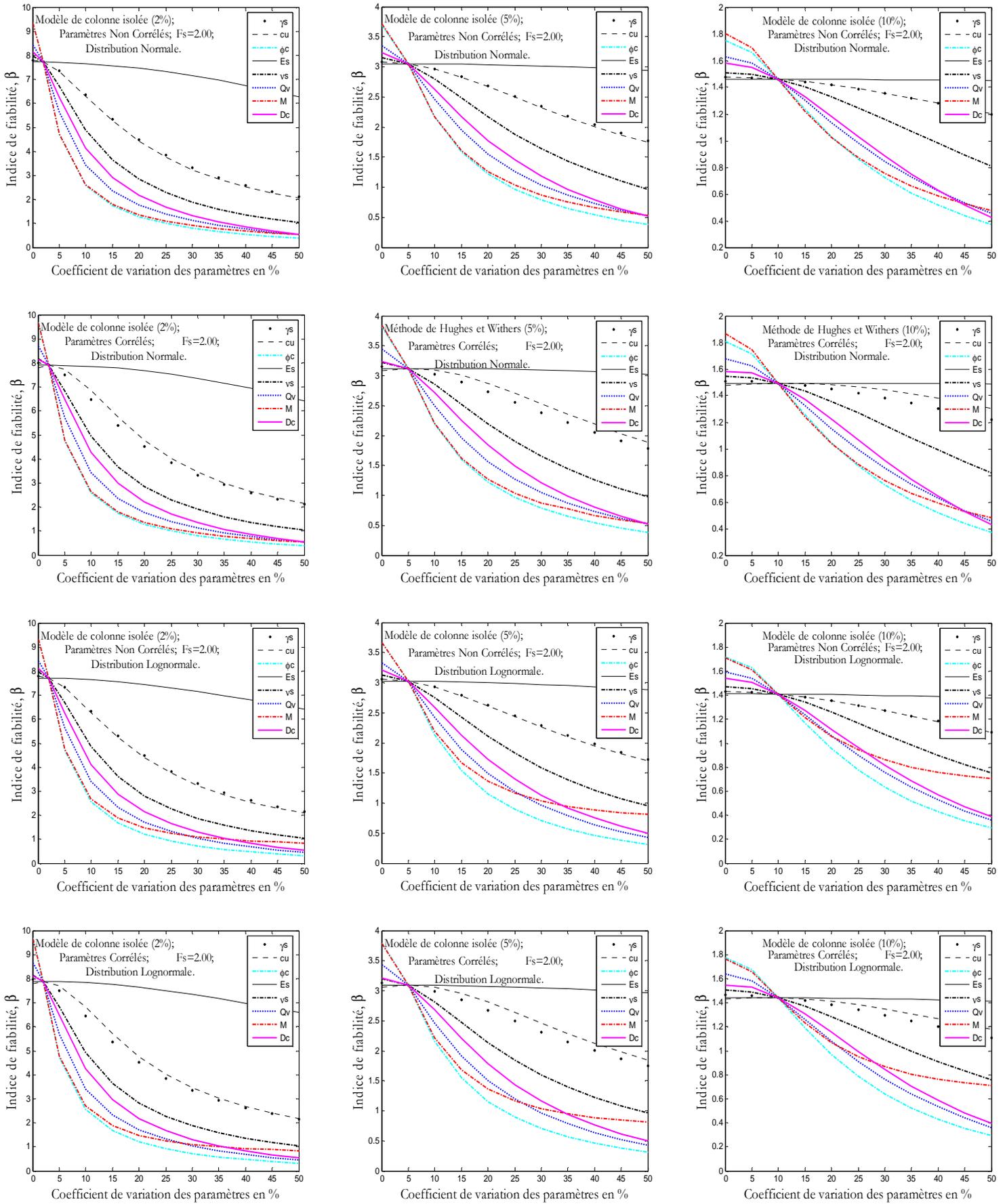


Figure. A1.13. Influence des paramètres du modèle de prédiction de la capacité portante d'une colonne isolées par la méthode de Hughes et Withers, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2, 5 et 10%., $F_s \approx 2,00$.

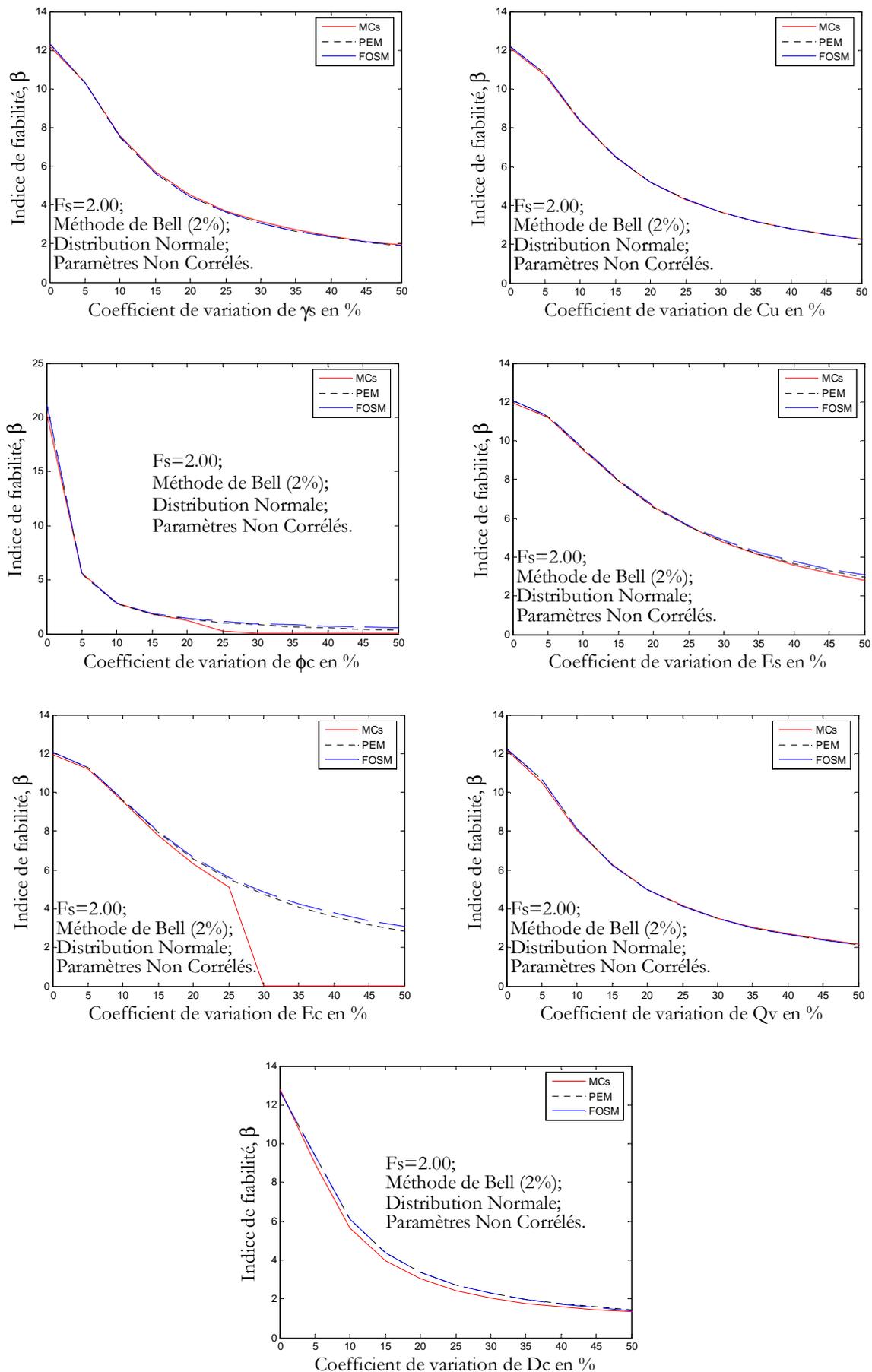


Figure. A2.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

Paramètres Non corrélés, distribution Normale, $F_s \approx 2,00$.

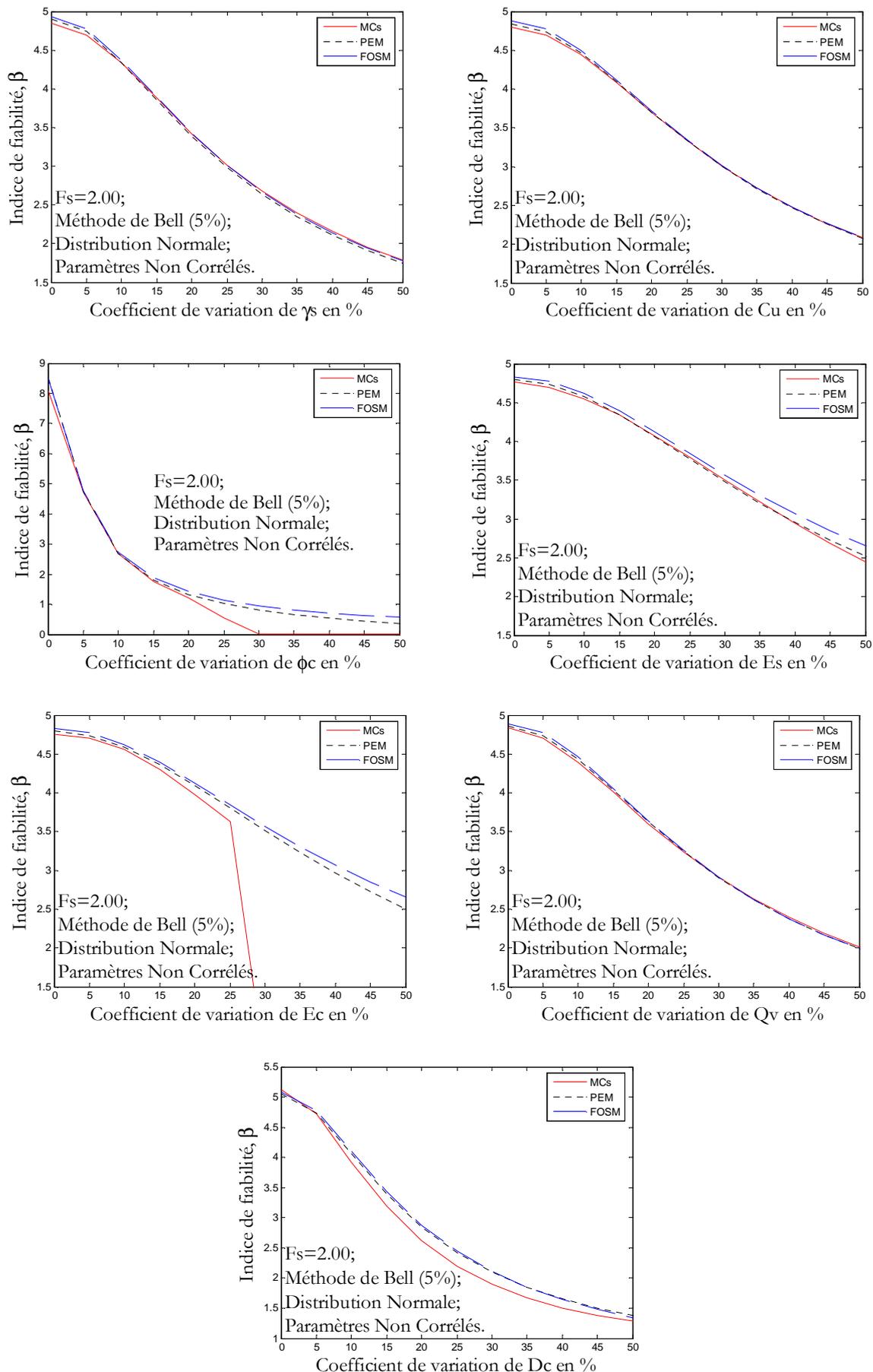


Figure. A2.2. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

Paramètres Non corrélés, distribution Normale, $F_s \approx 2,00$.

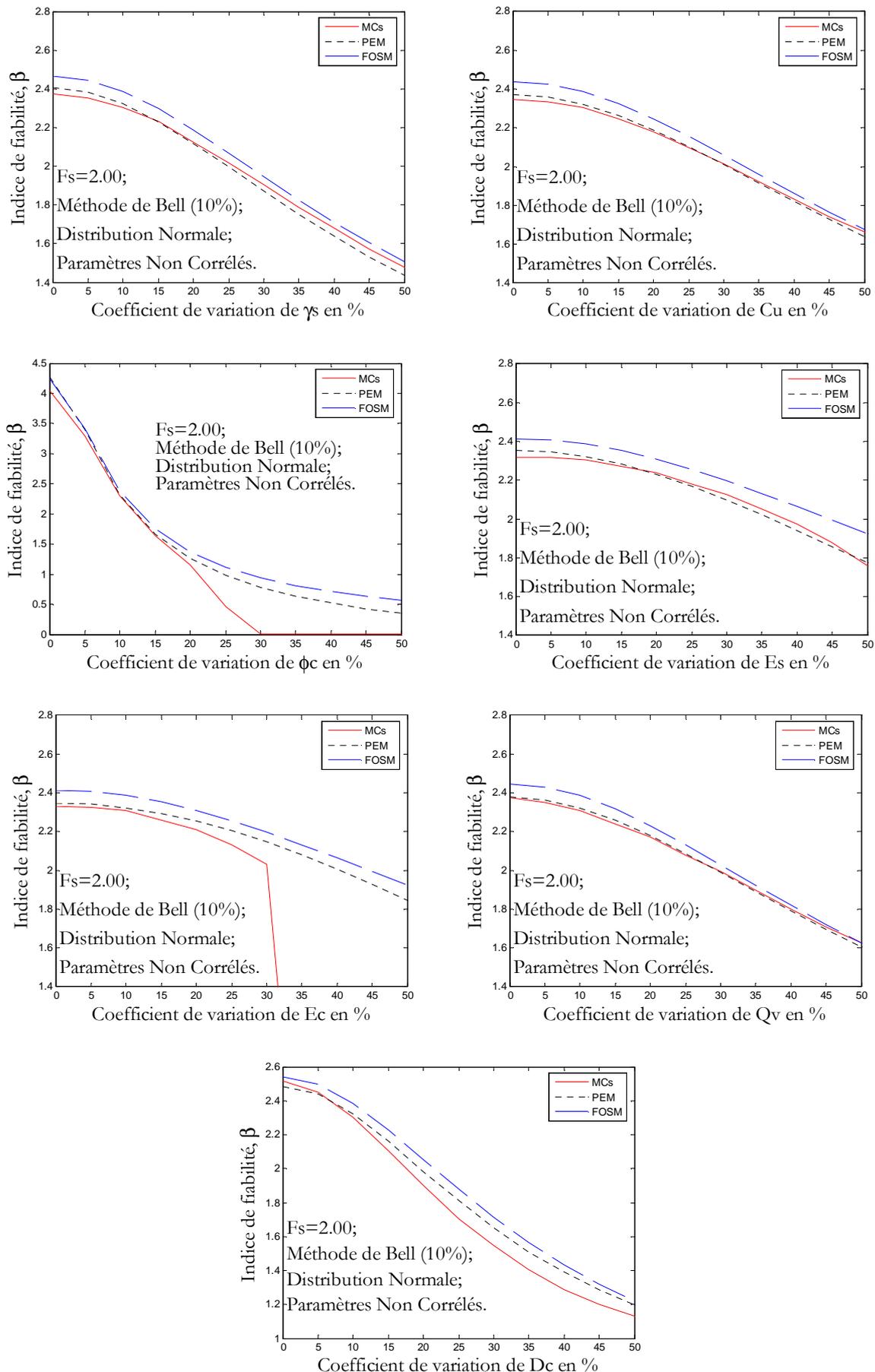


Figure. A2.3. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

Paramètres Non corrélés, distribution Normale, $F_s \approx 2,00$.

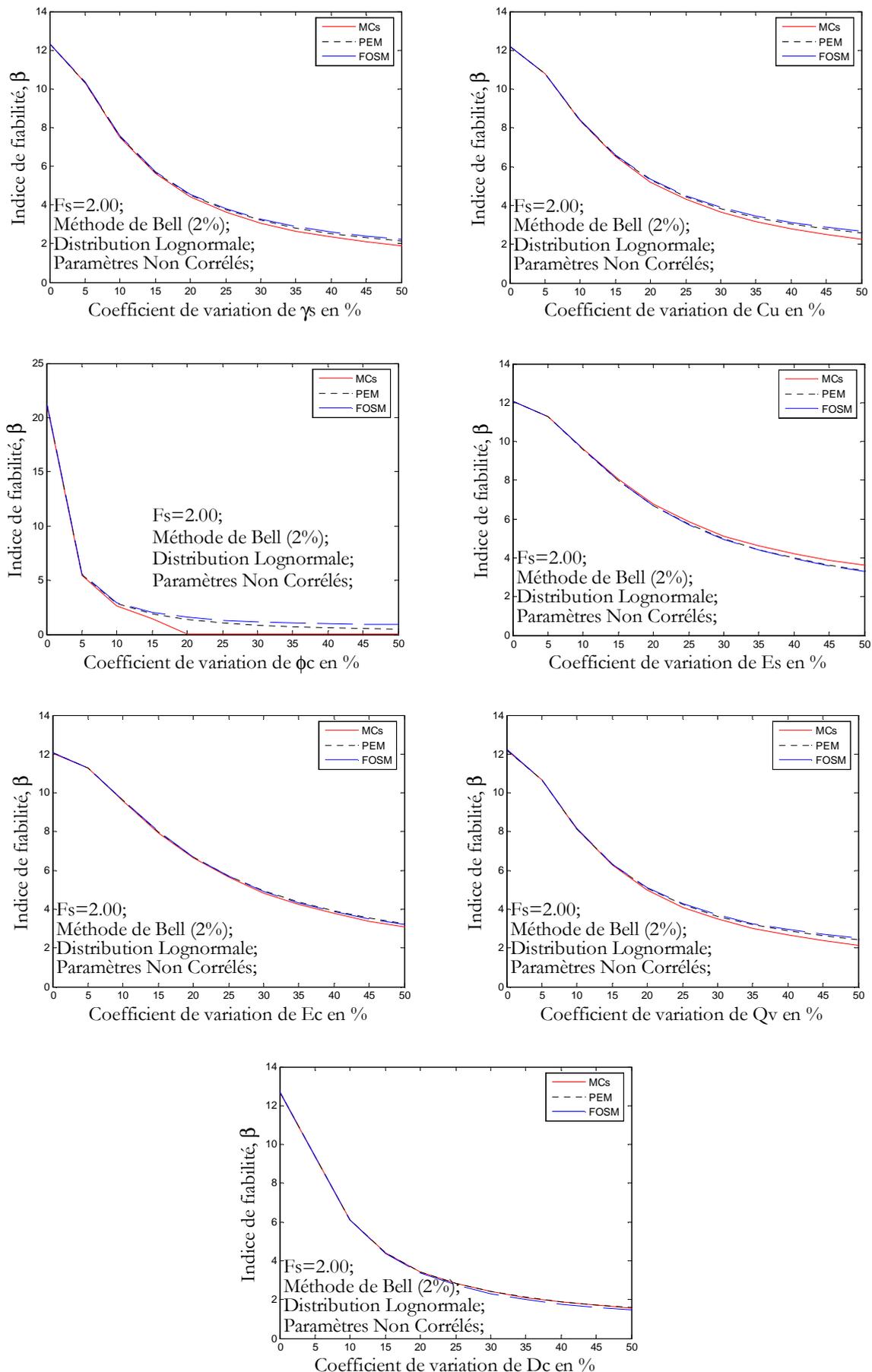


Figure. A2.4. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

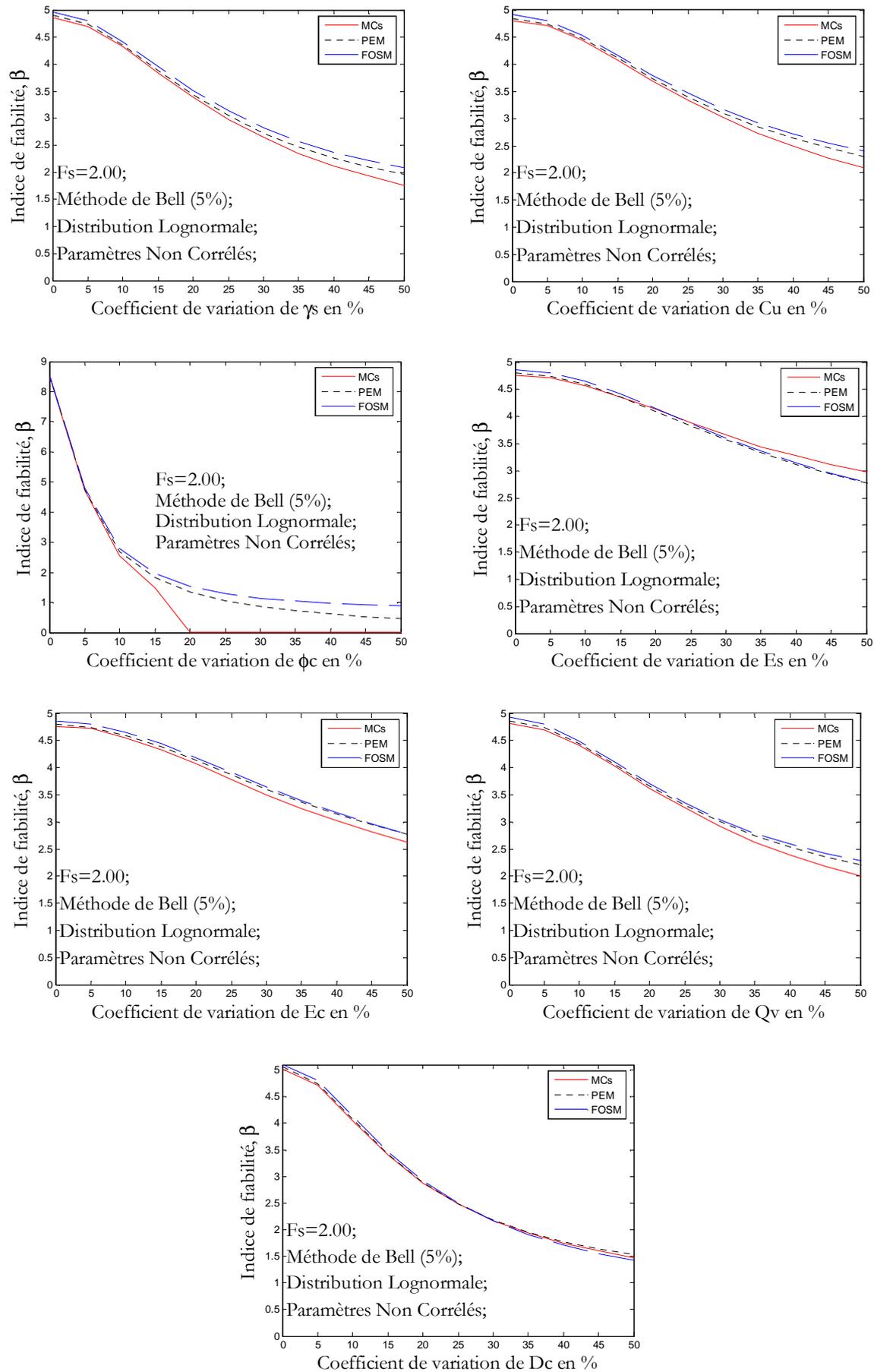


Figure. A2.5. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

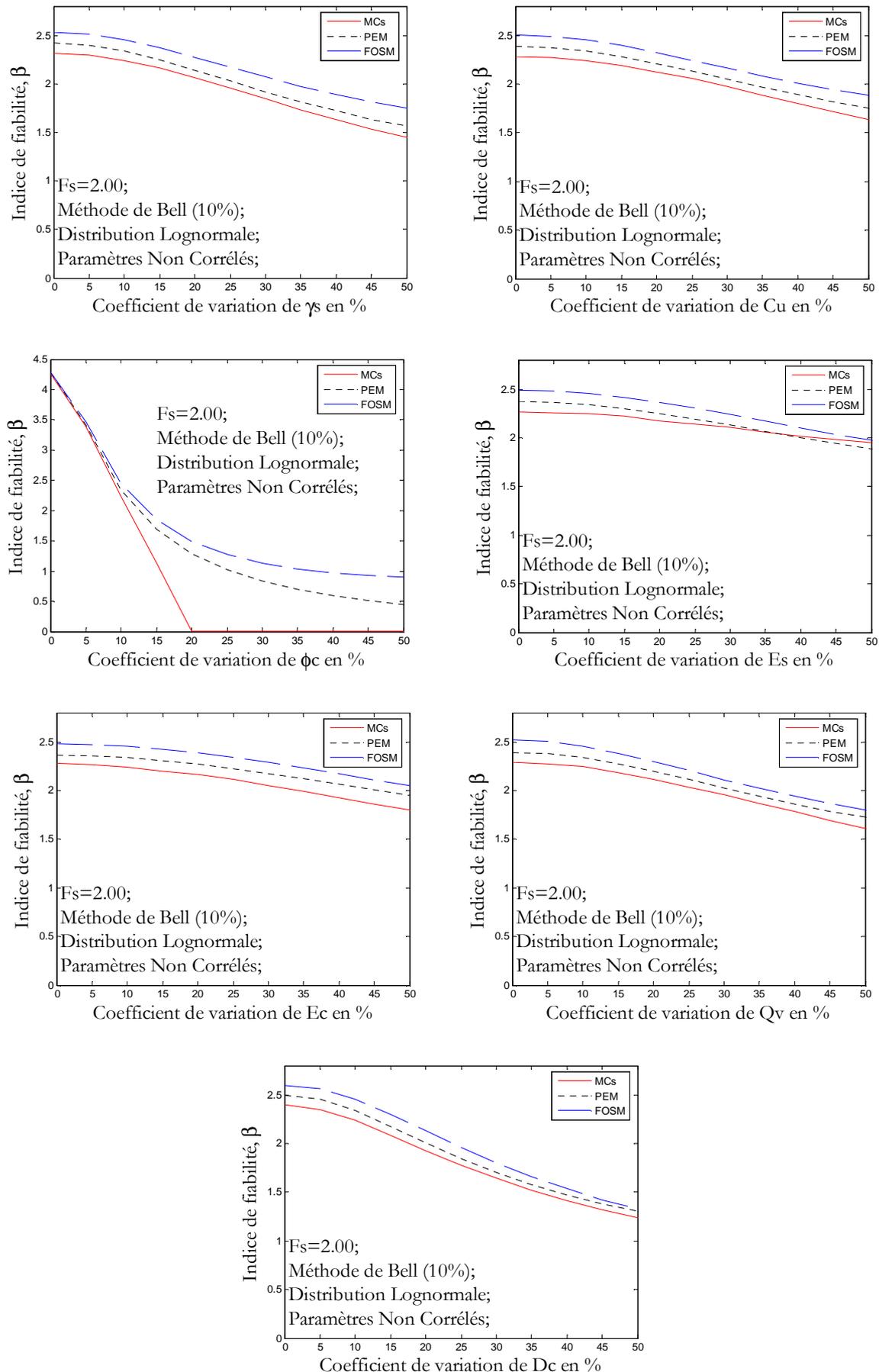


Figure. A2.6. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

Paramètres Non corrélés, distribution Lognormale, $F_s \approx 2,00$.

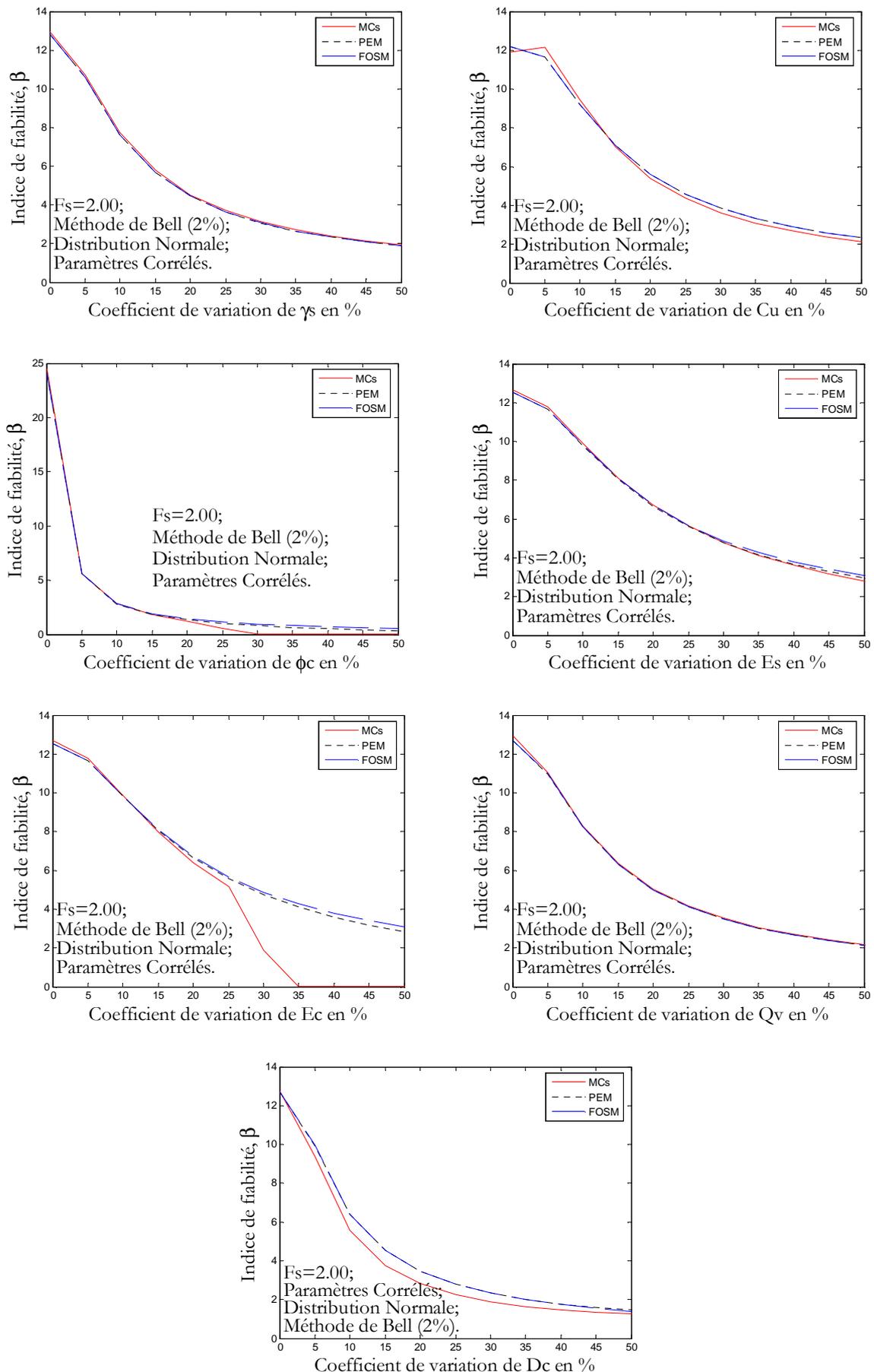


Figure. A2.7. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

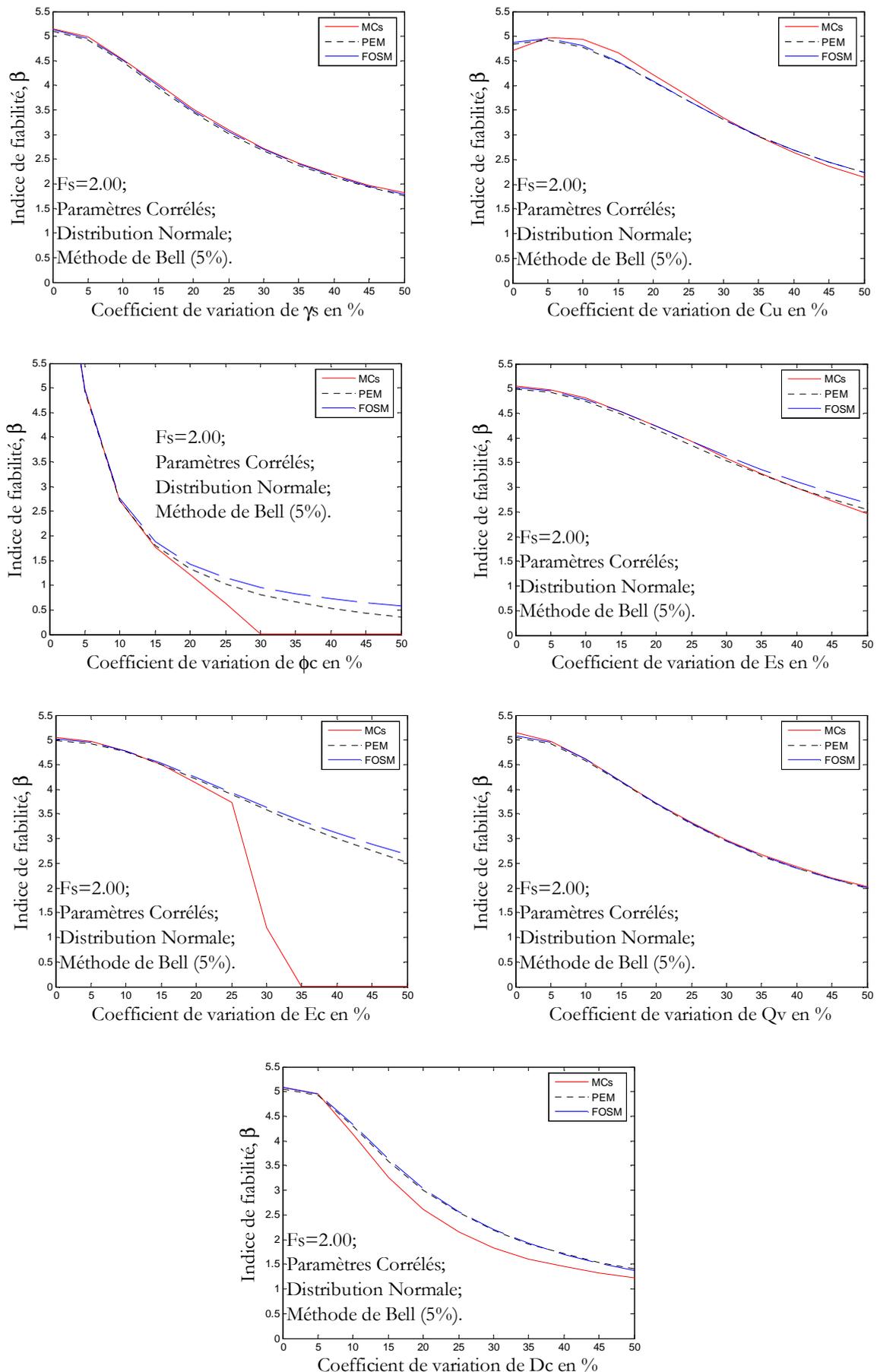


Figure. A2.8. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

Paramètres Corrélés $C_u D_c$, distribution Normale, $F_s \approx 2,00$.

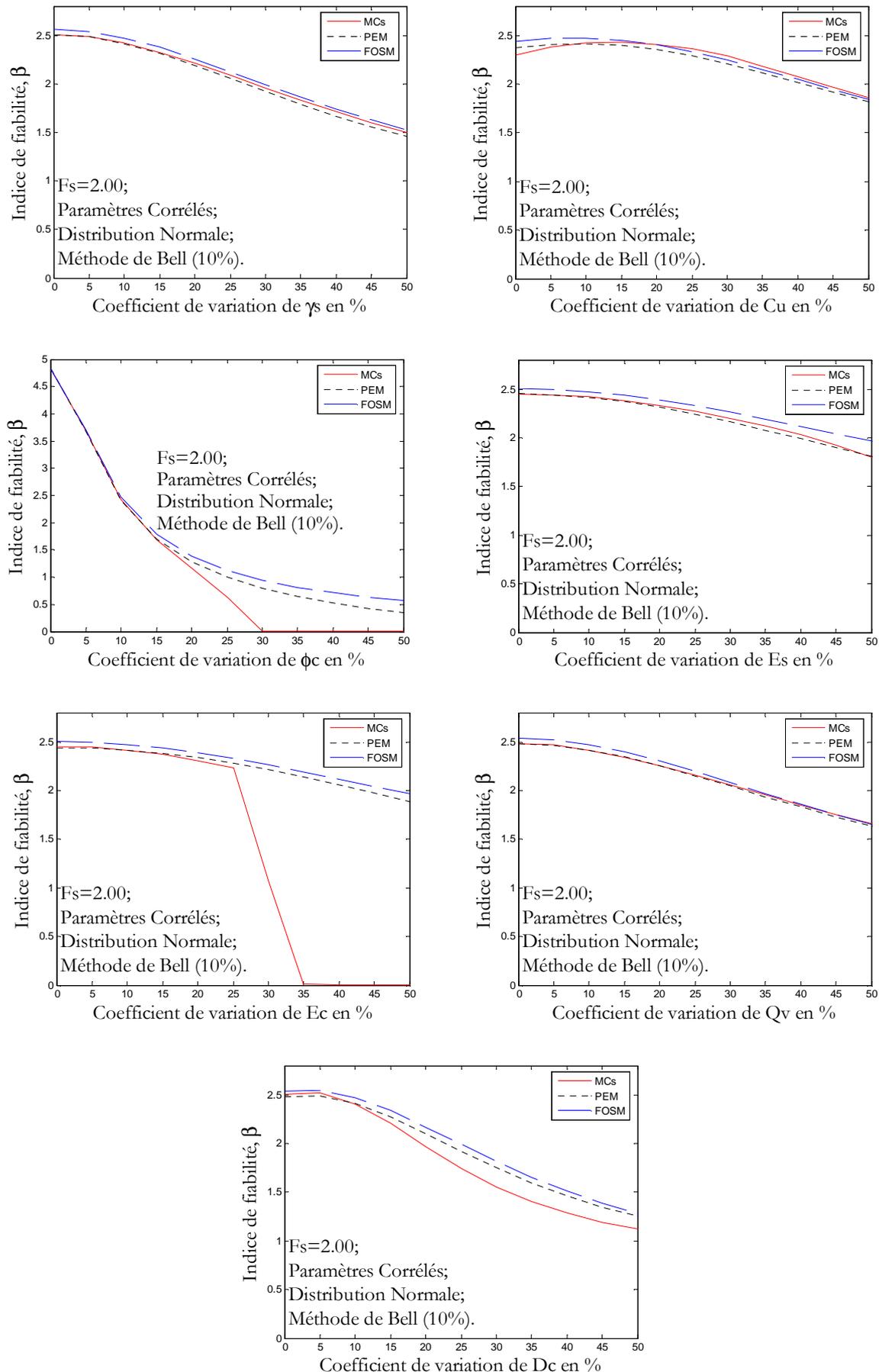


Figure. A2.9. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

Paramètres Corrélés $C_u D_c$, distribution Normale, $F_s \approx 2,00$.

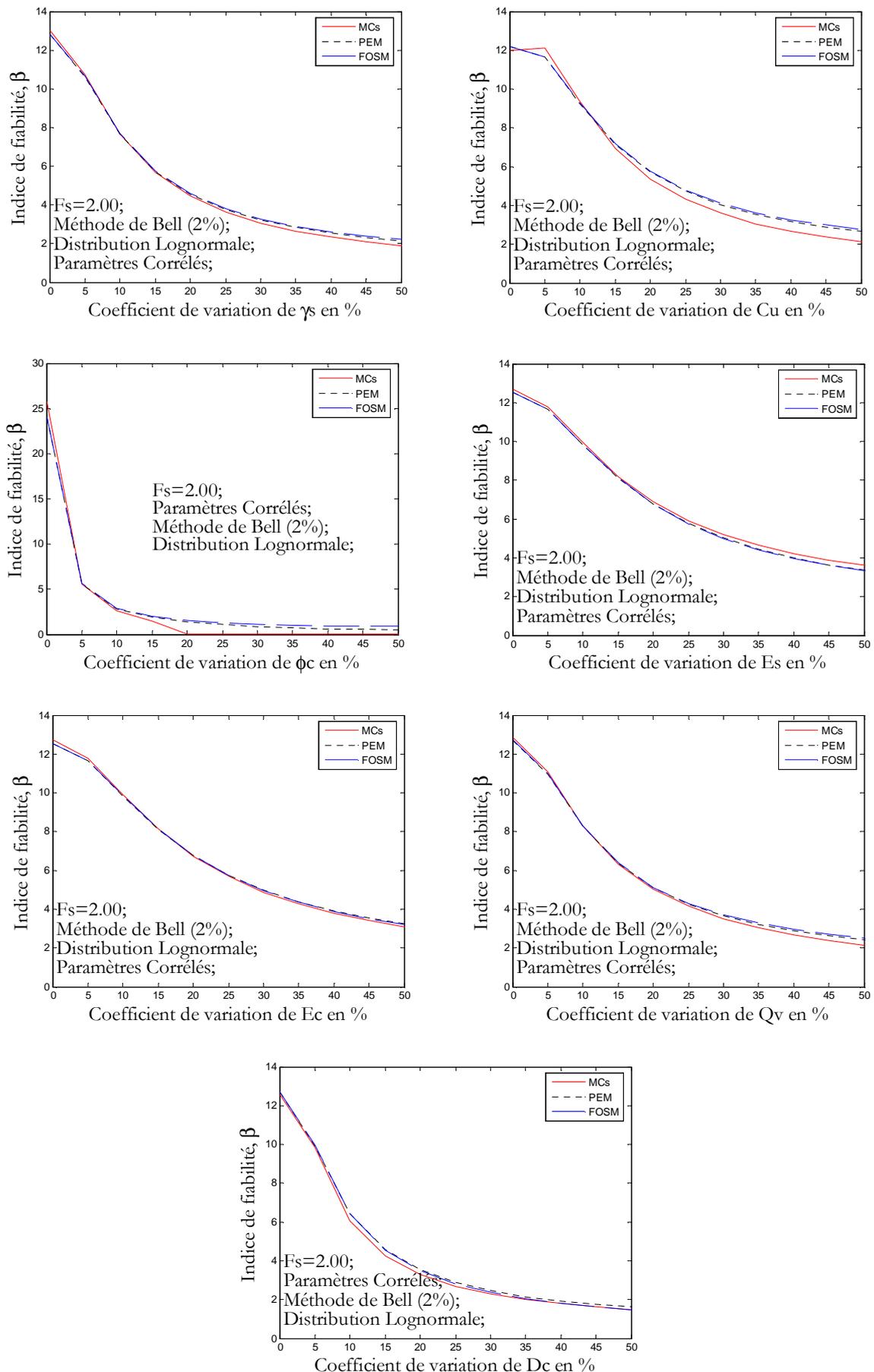


Figure. A2.10. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

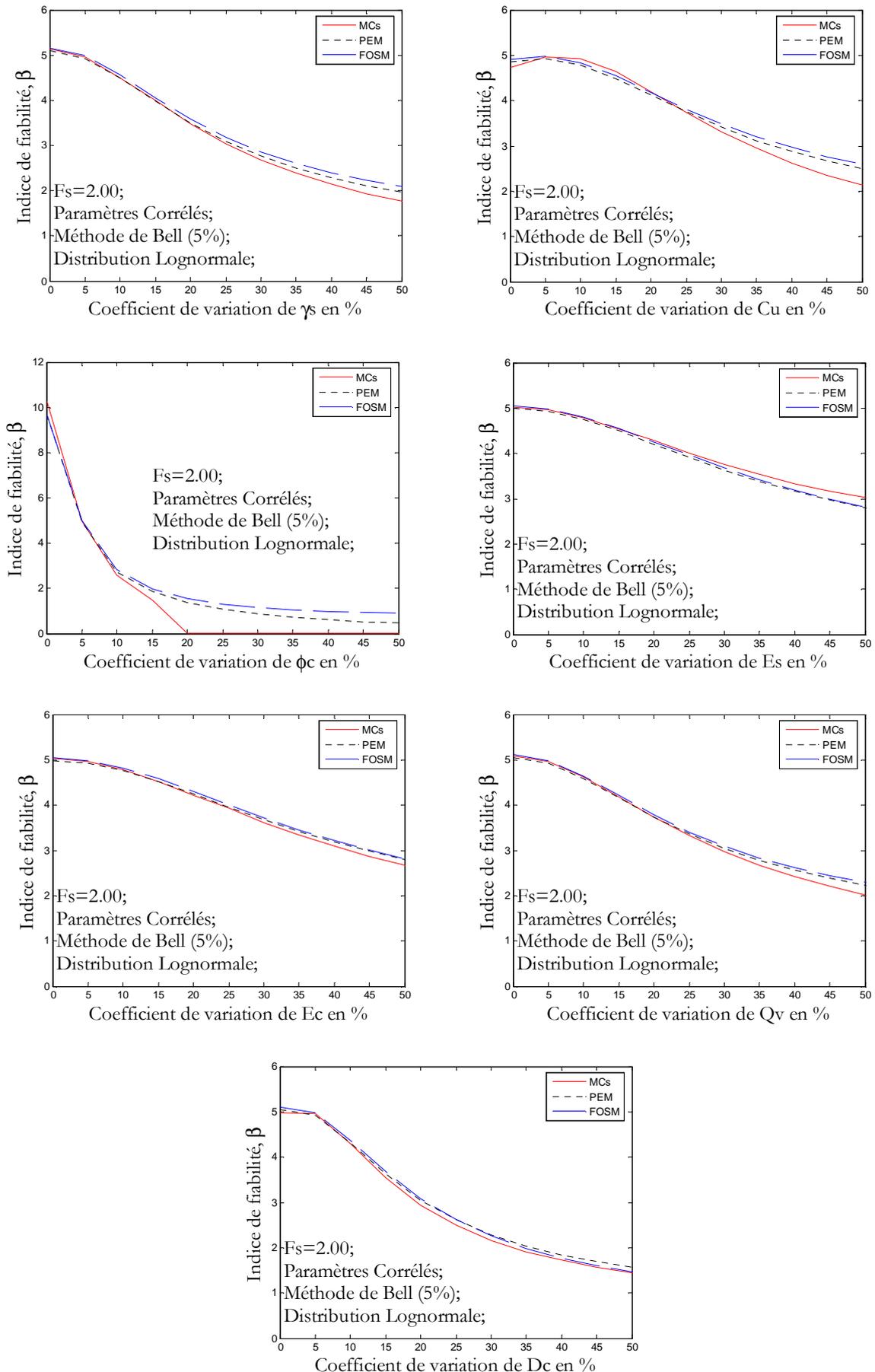


Figure. A2.11. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

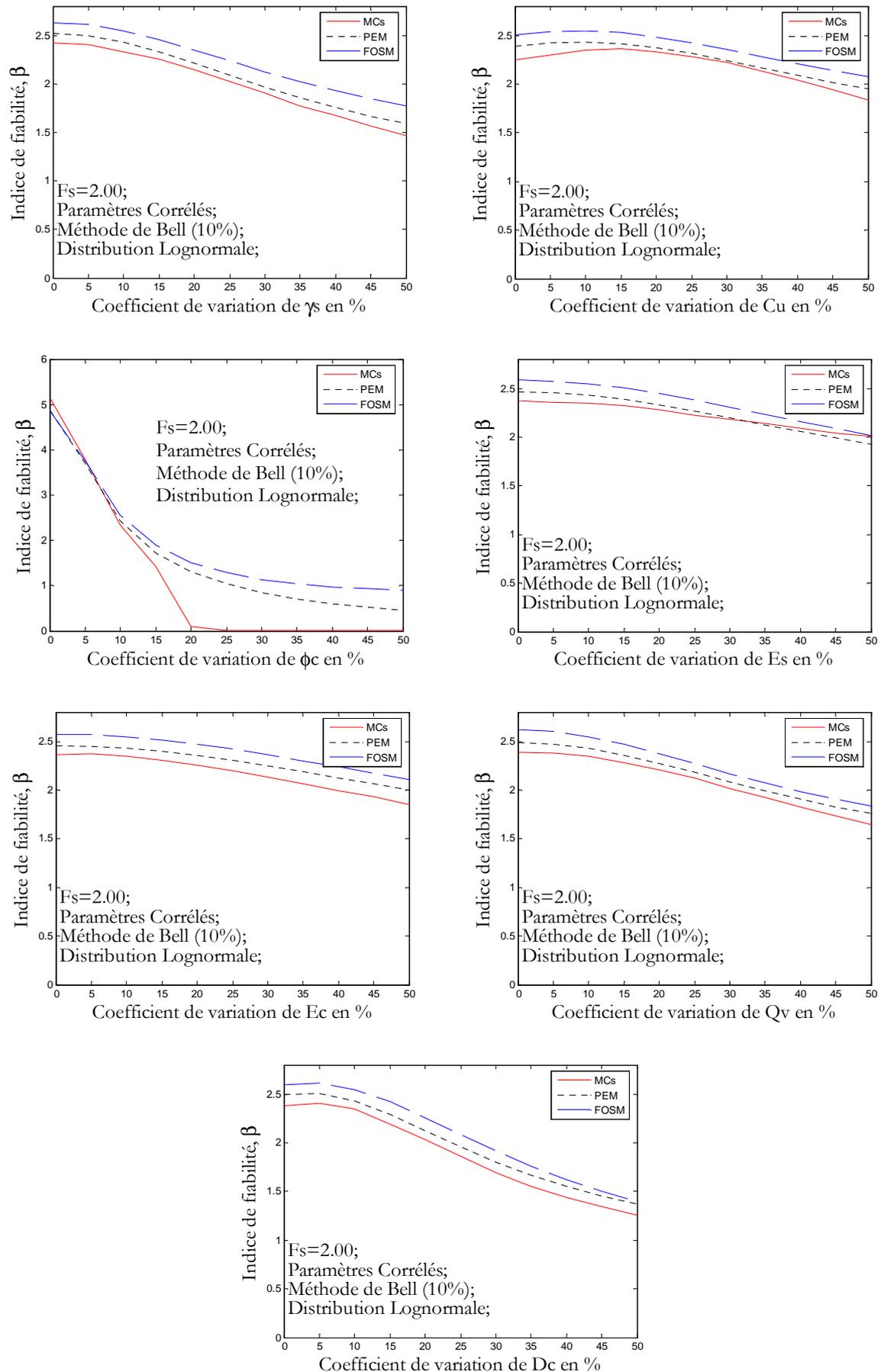


Figure. A2.12. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Bell pour prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

Paramètres corrélés $C_u D_c$, distribution lognormale, $F_s \approx 2,00$.

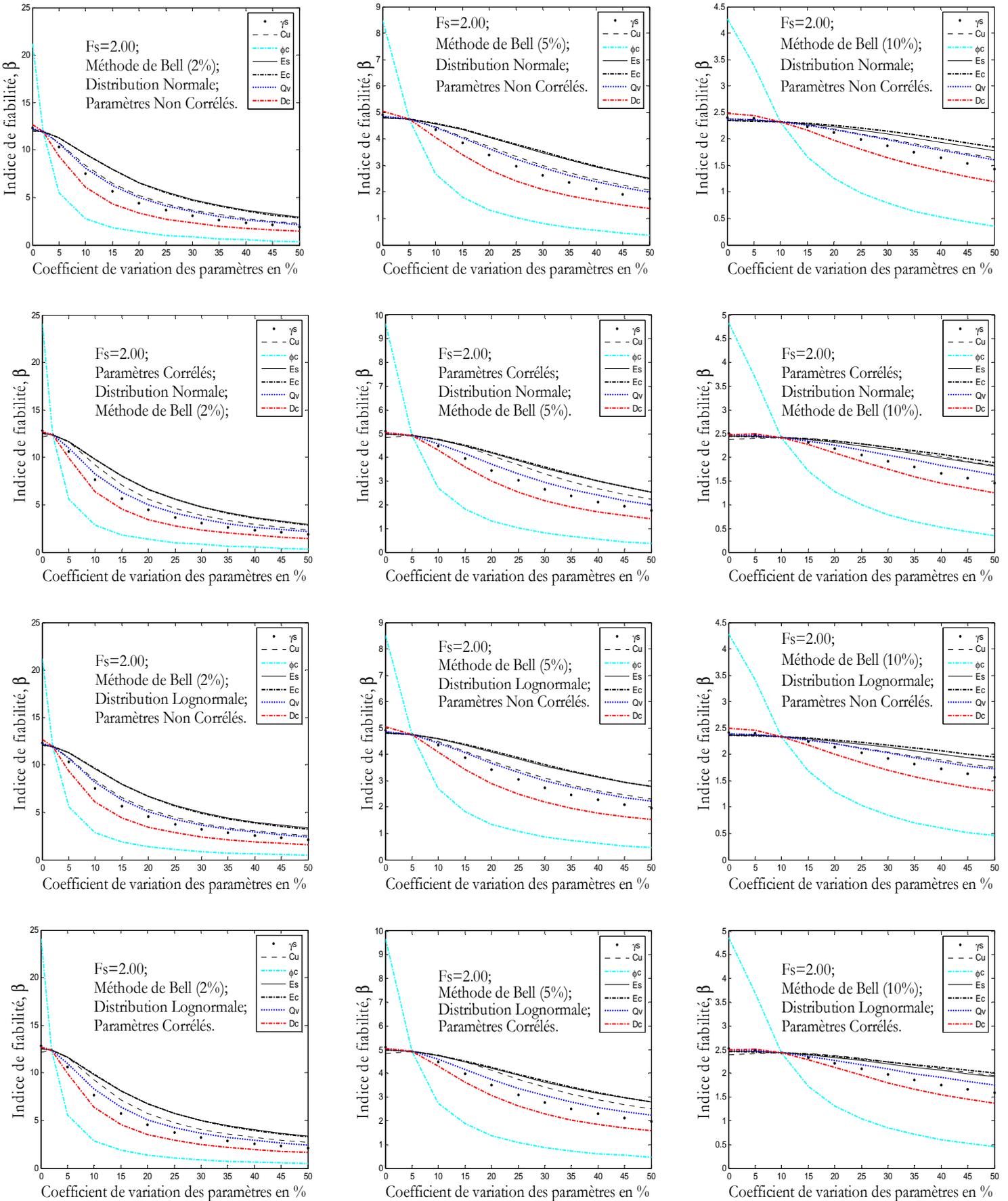


Figure. A2.13. Influence des paramètres du modèle de prédiction de la capacité portante d'un groupe de colonnes par la méthode de Bell, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2, 5 et 10%, $F_s \approx 2,00$.

Annexe B

**RÉSULTATS DE L'ANALYSE DE
FIABILITÉ DE LA RÉDUCTION
DU TASSEMENT PAR LES
COLONNES BALLASTÉES**

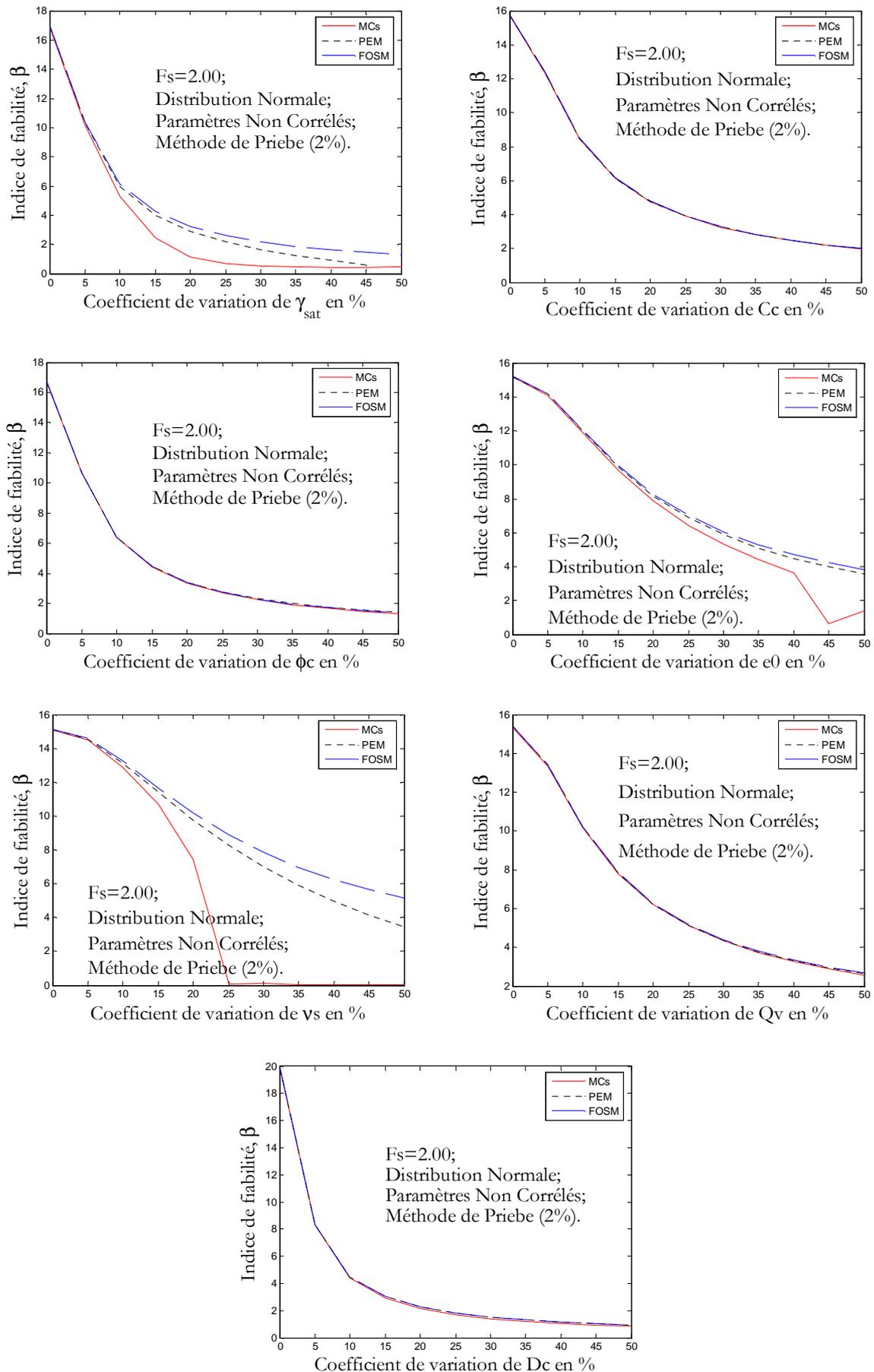


Figure. B1.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Priebe pour prédiction du tassement d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 2,00$.

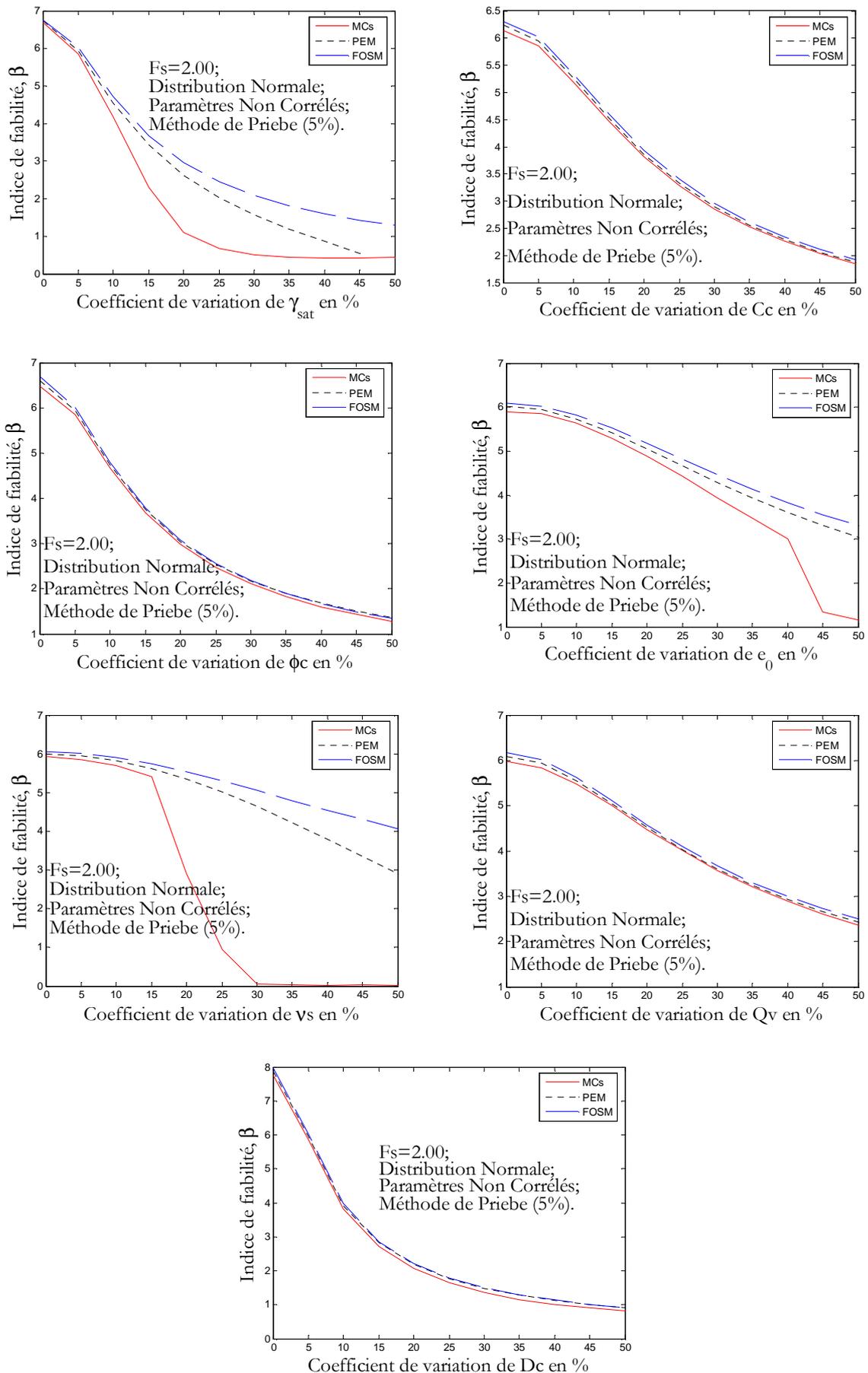


Figure. B1.2. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Priebe pour prédiction du tassement d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 5%.

Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 2,00$.

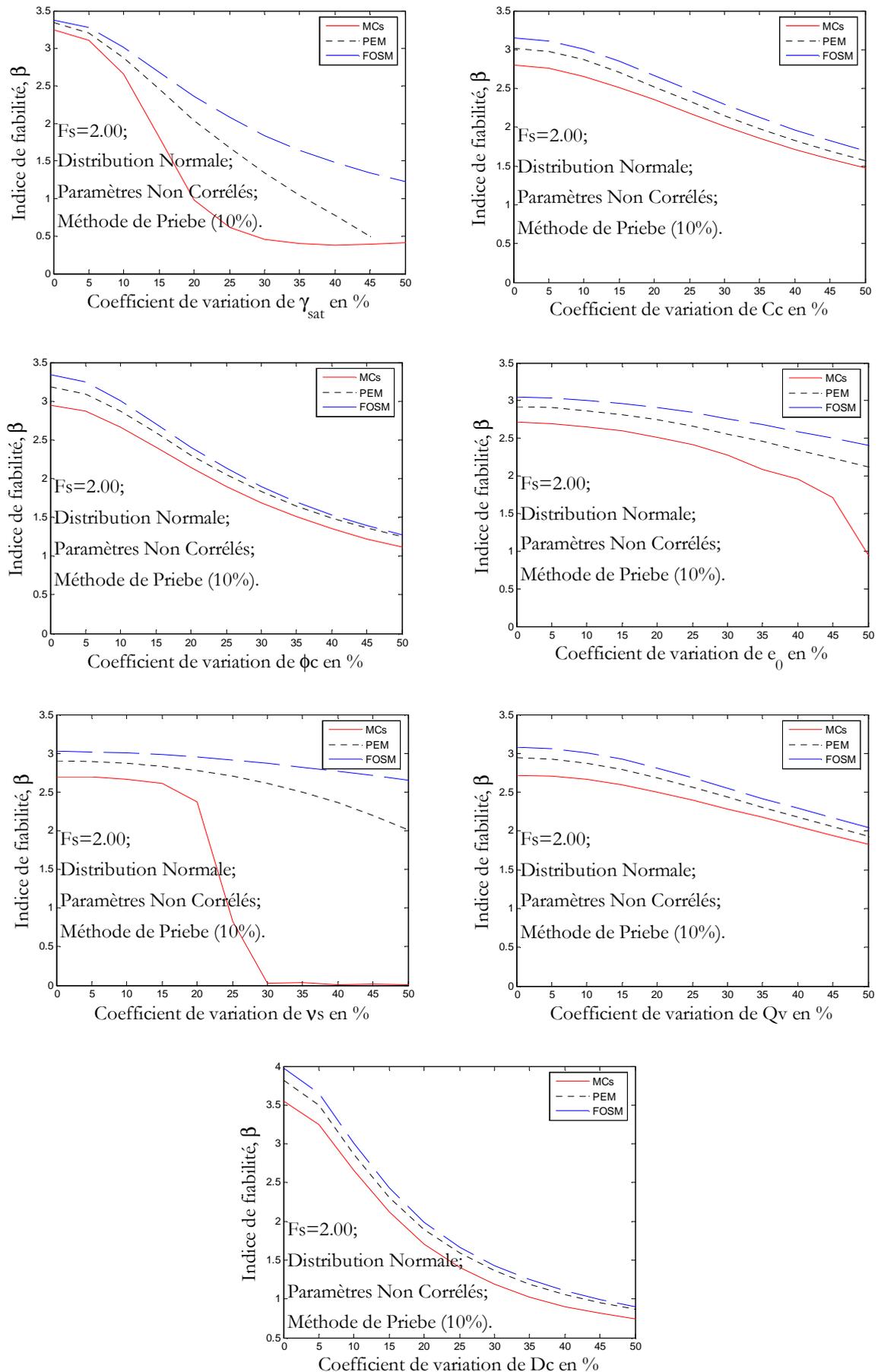


Figure. B1.3. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Priebe pour prédiction du tassement d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 10%.

Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 2,00$.

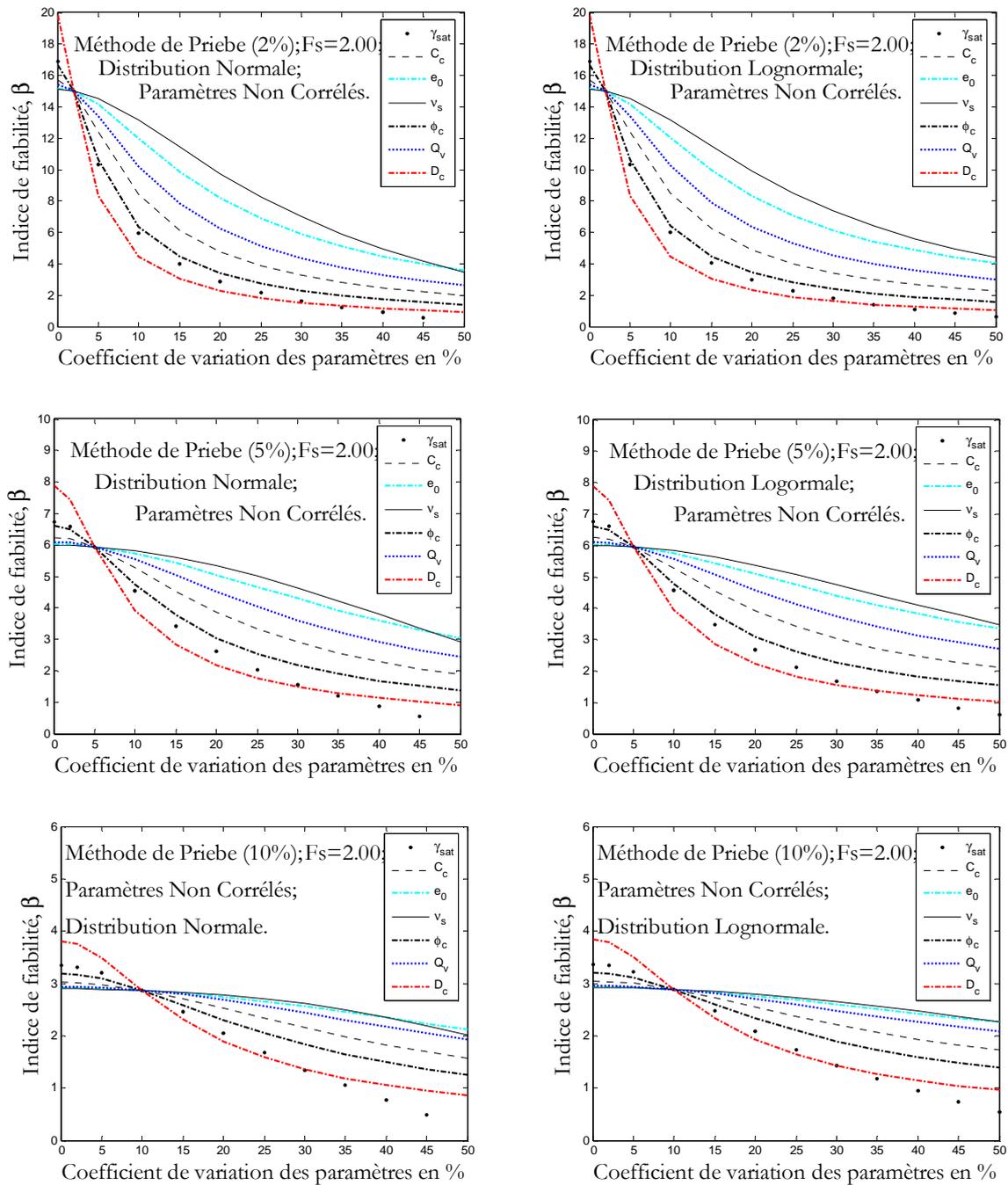


Figure. B1.4. Influence des paramètres du modèle de prédiction du tassement d'un sol traité par la technique de colonnes ballastées par la méthode de Priebe, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2, 5 et 10%, $F_s \approx 2,00$.

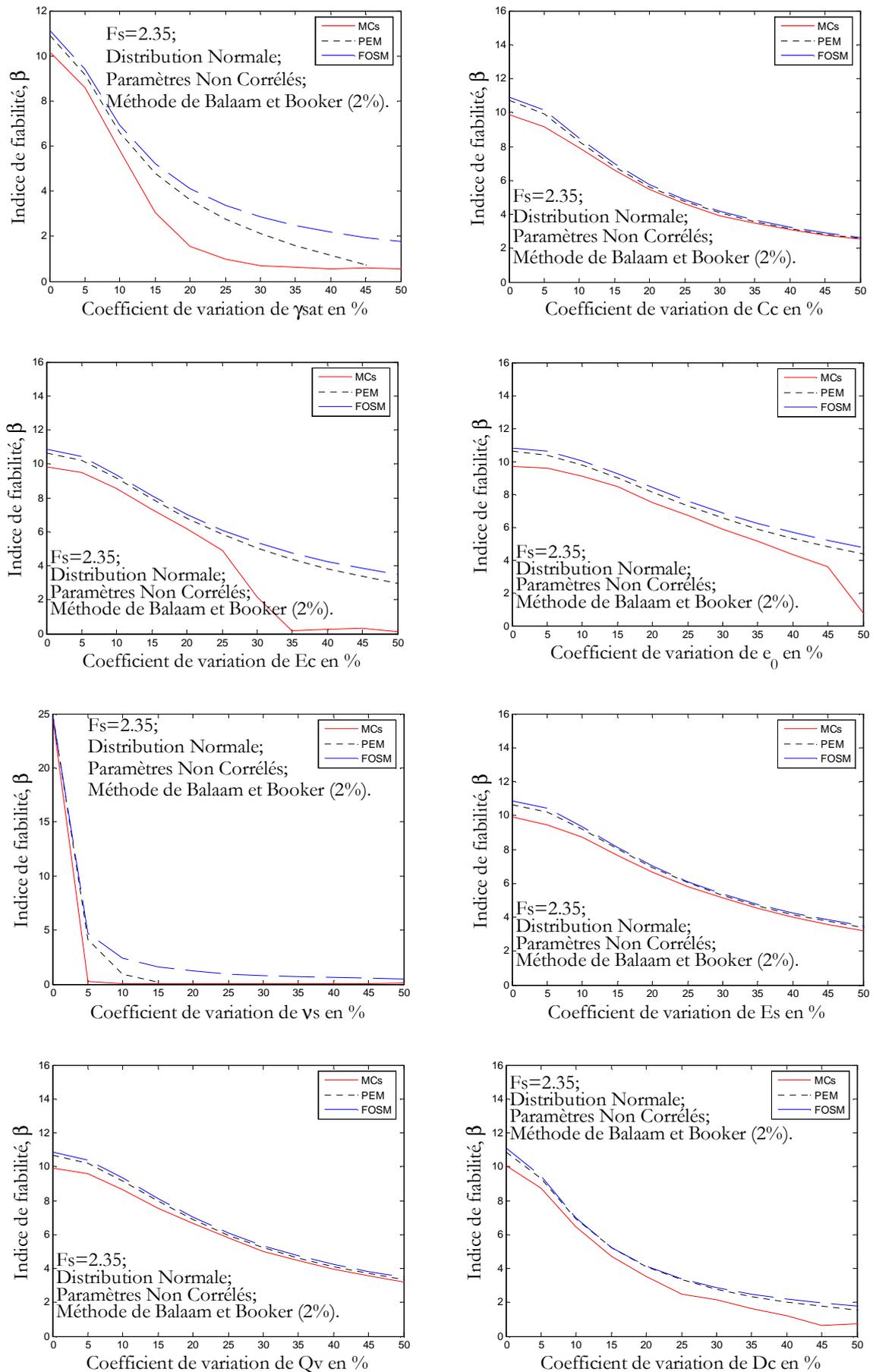


Figure. B2.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Balaam et Booker pour prédiction du tassement d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%. Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 2,35$.

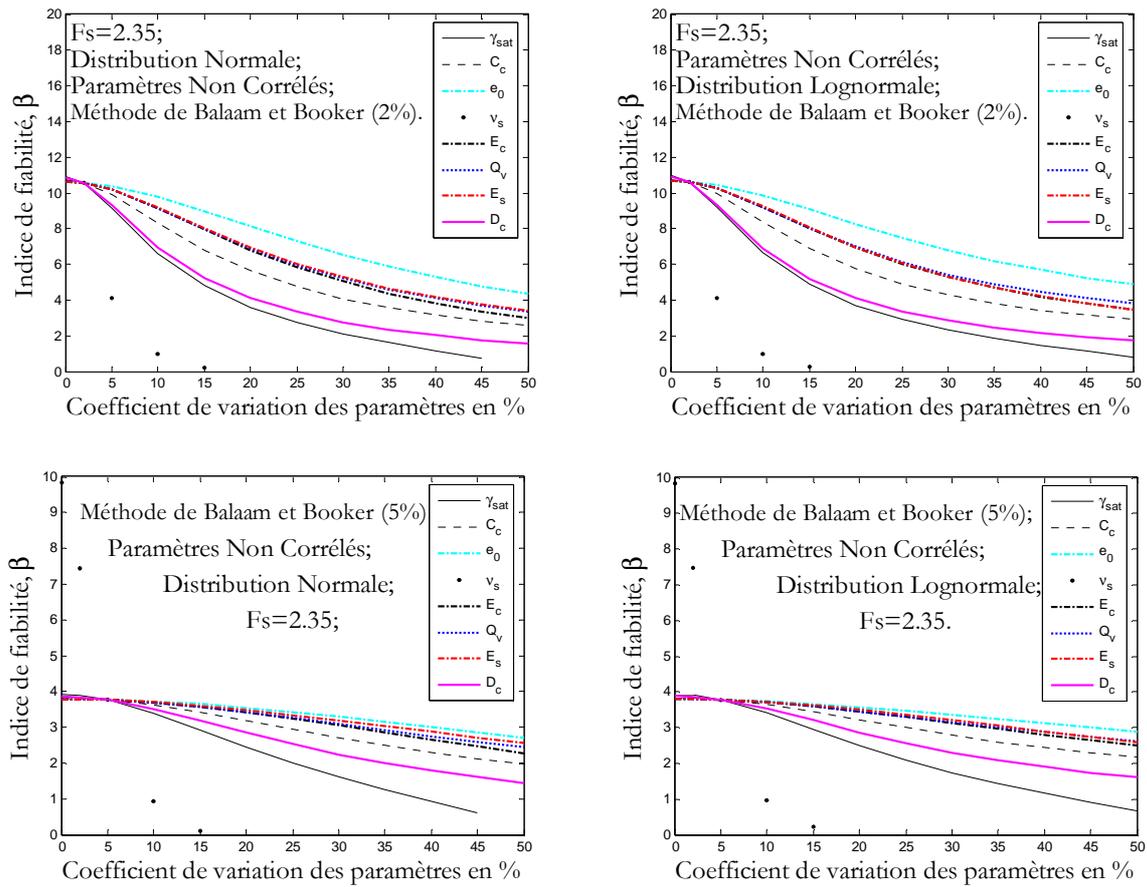


Figure. B2.2. Influence des paramètres du modèle de prédiction du tassement d'un sol traité par la technique de colonnes ballastées par la méthode de Balaam et Booker, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2 et 5%, $F_s \approx 2,35$.

Annexe C

**RÉSULTATS DE L'ANALYSE DE
FIABILITÉ DE L'ACCÉLÉRATION
DU TAUX DE CONSOLIDATION
PAR LES COLONNES
BALLASTÉES**

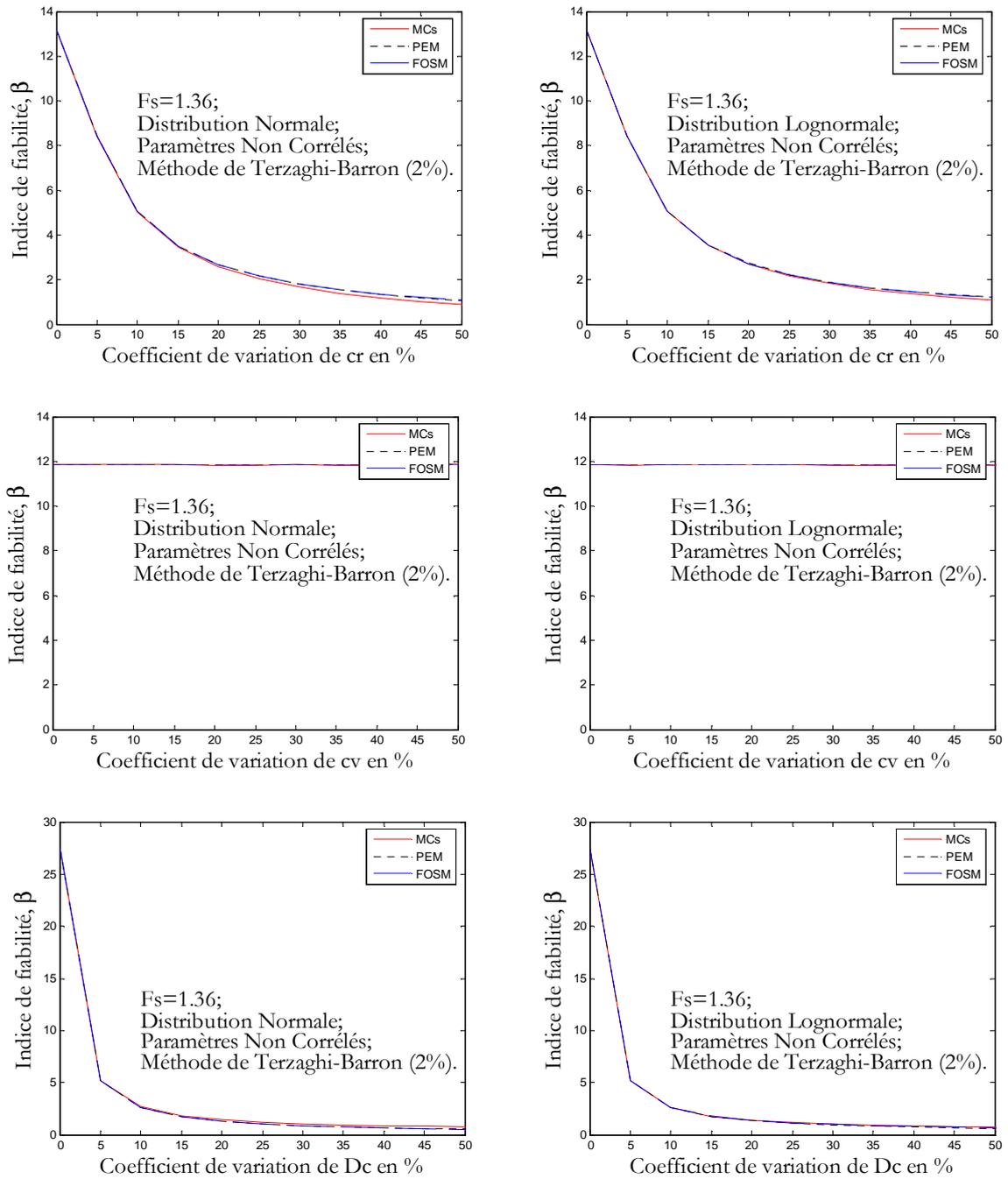


Figure. C1.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Terzaghi-Barron pour prédiction des taux de consolidation d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur 2%.

Paramètres non corrélés, distribution normale et lognormale, $F_s \approx 1,36$.

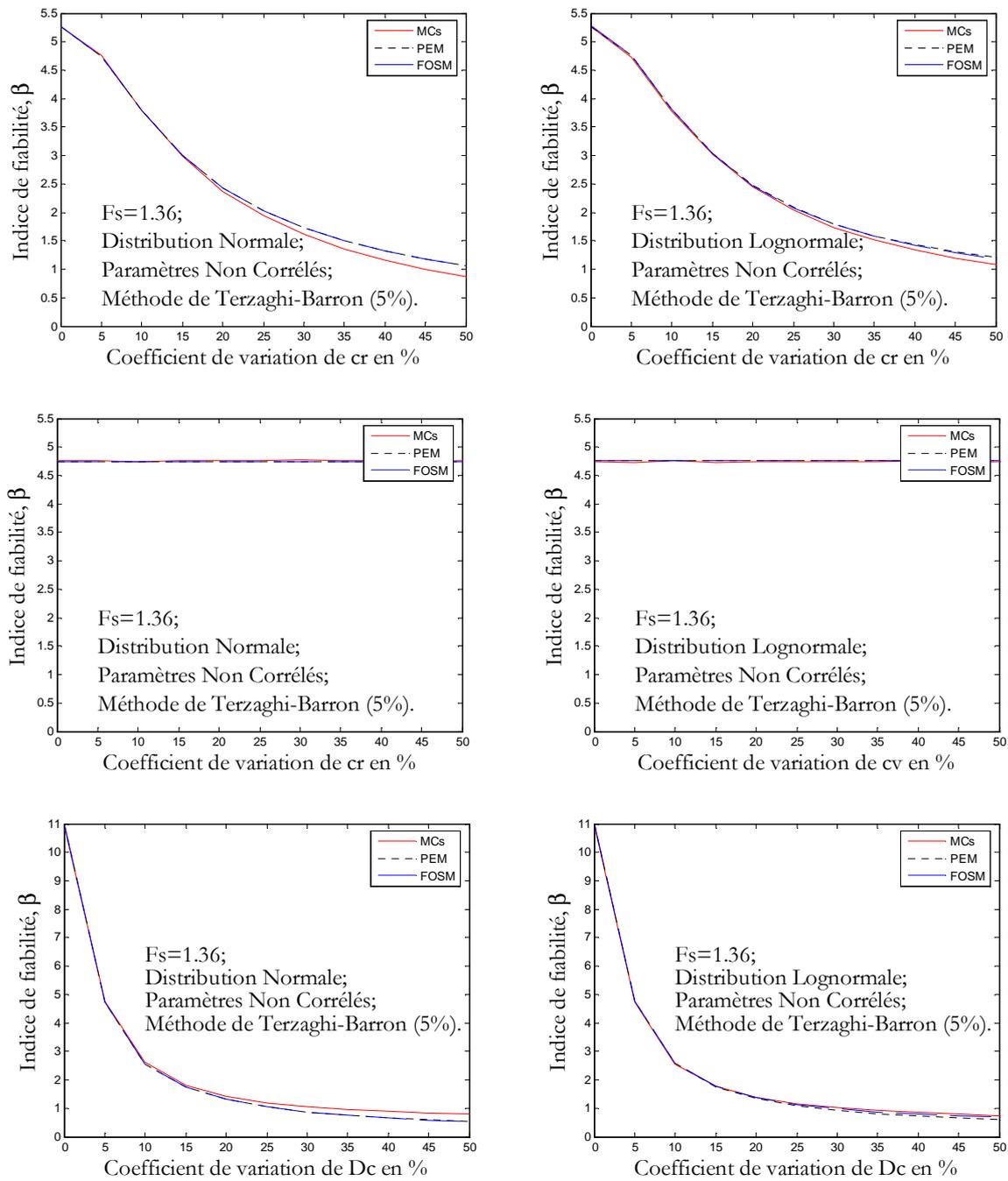


Figure. C1.2. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Terzaghi-Barron pour prédiction des taux de consolidation d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur 5%.

Paramètres non corrélés, distribution normale et lognormale, $F_s \approx 1,36$.

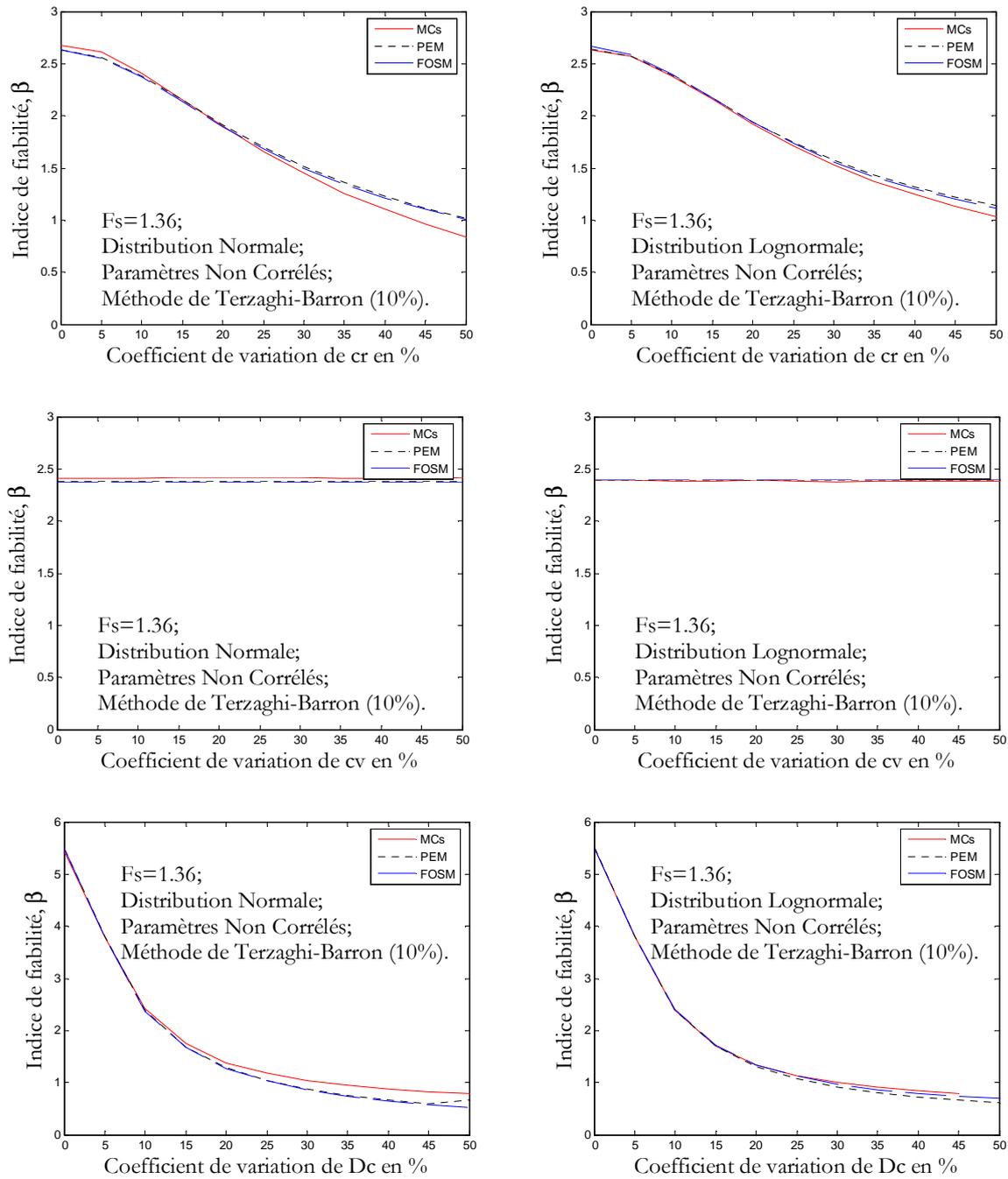


Figure. C1.3. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Terzaghi-Barron pour prédiction des taux de consolidation d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur 10%.

Paramètres non corrélés, distribution normale et lognormale, $F_s \approx 1,36$.

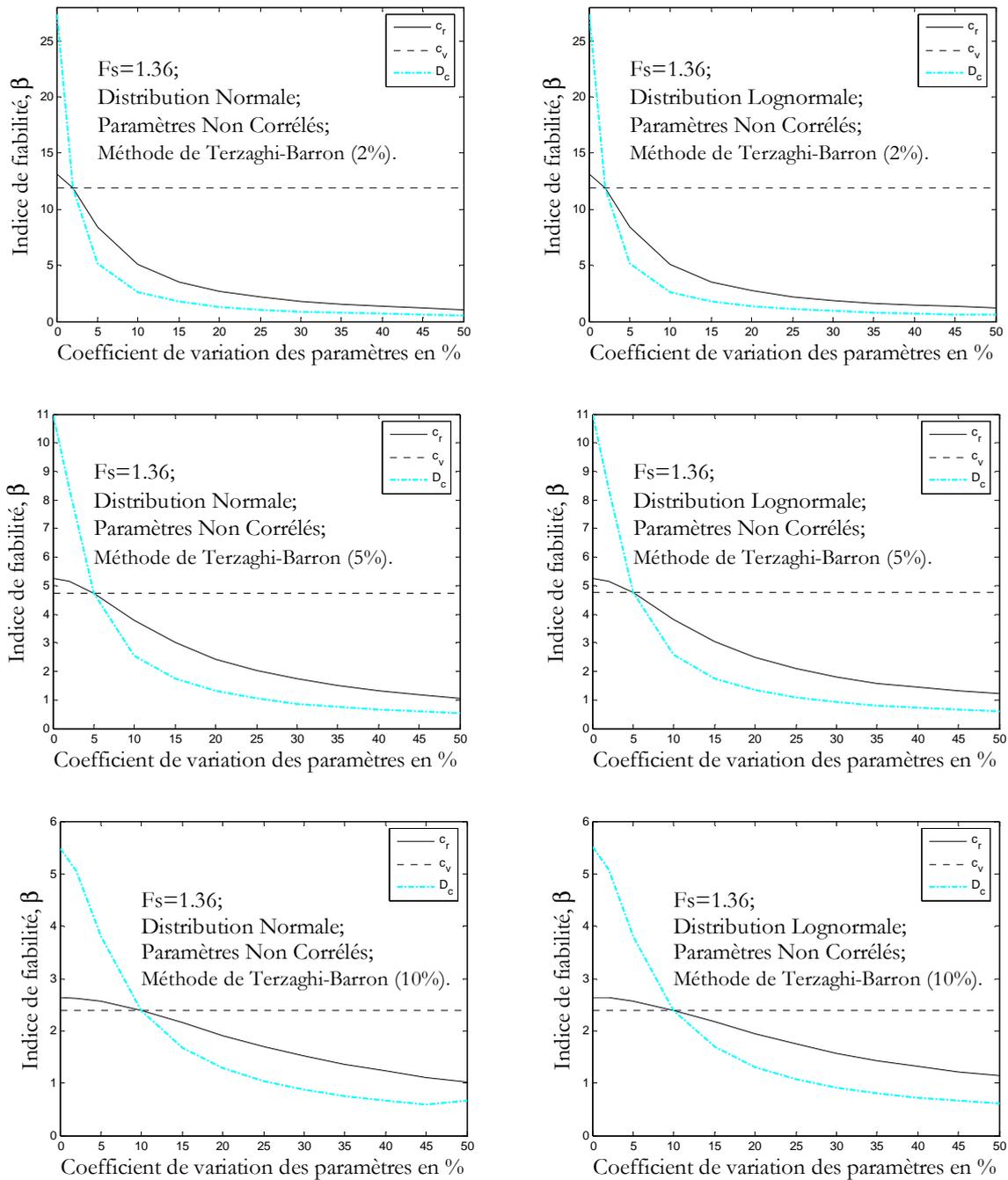


Figure. C1.4. Influence des paramètres du modèle de prédiction du taux de consolidation d'un sol traité par la technique de colonnes ballastées par la méthode de Terzaghi-Barron, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2, 5 et 10%, $F_s \approx 1,36$.

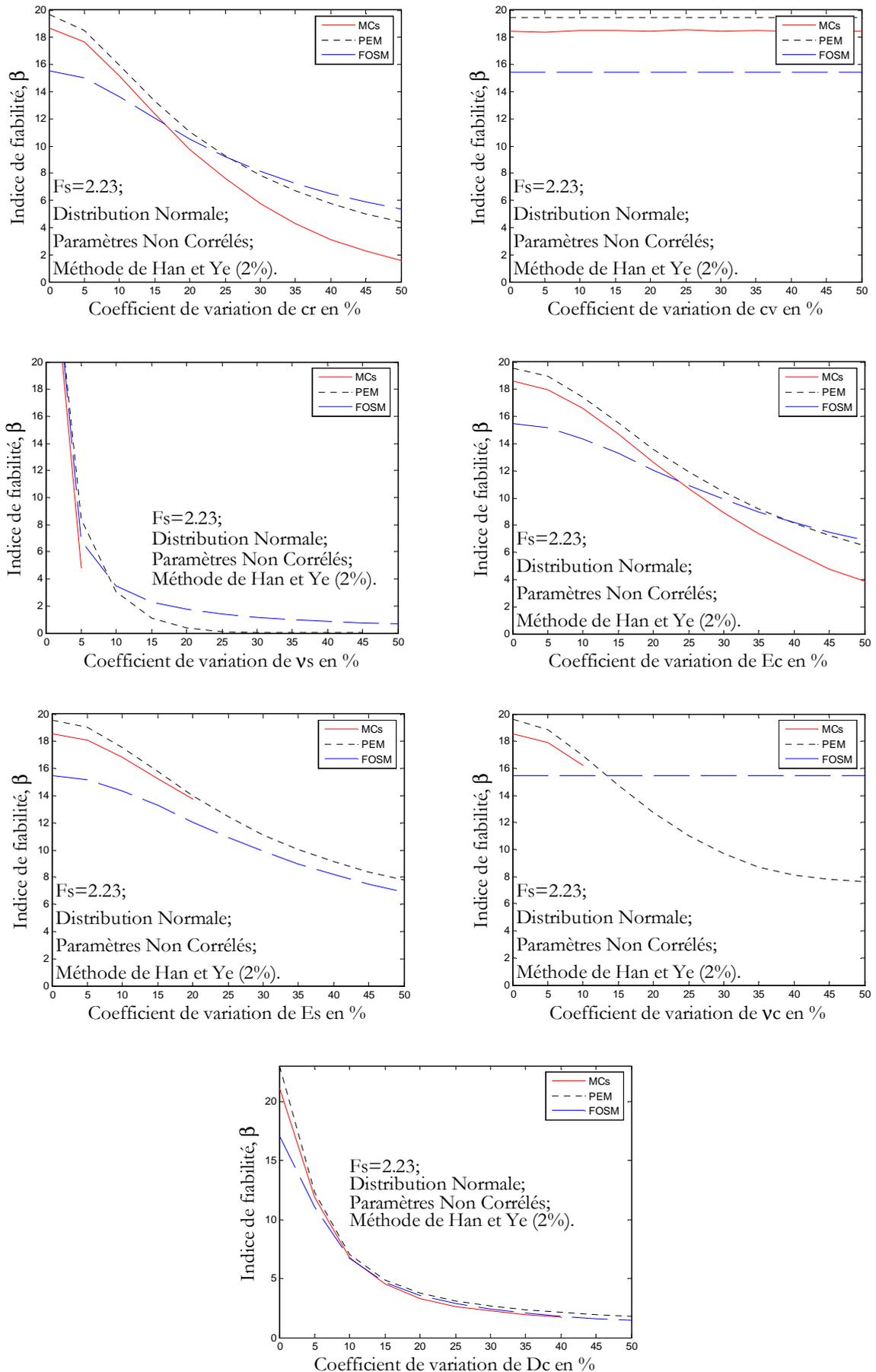


Figure. C2.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Han et Ye pour prédiction des taux de consolidation d'un sol traité par colonnes ballastées sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur 2%.

Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 2,23$.

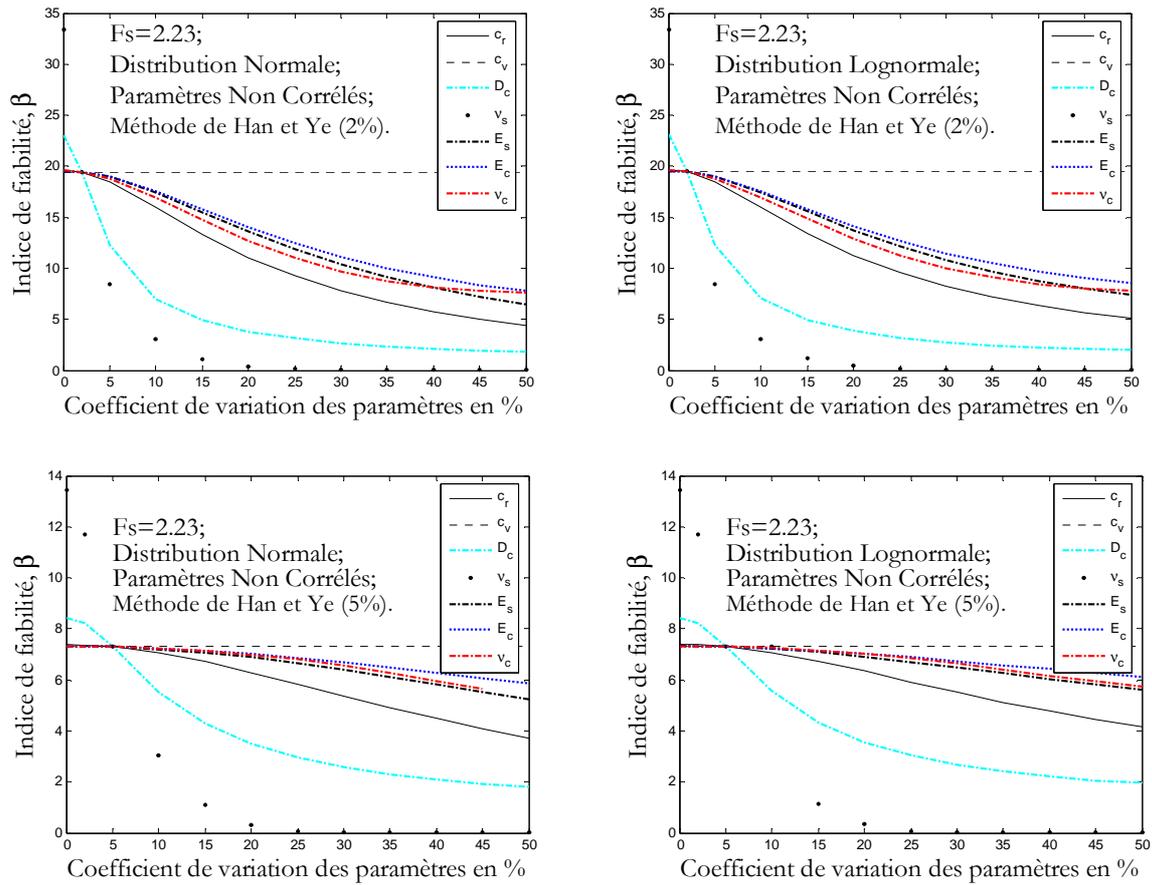


Figure. C2.2. Influence des paramètres du modèle de prédiction du taux de consolidation d'un sol traité par la technique de colonnes ballastées par la méthode de Han et Ye, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2 et 5%, $F_s \approx 2,23$.

Annexe D

**RÉSULTATS DE
L'ANALYSE DE FIABILITÉ
DE LA CONSTRUCTION DES
COLONNES BALLASTÉES
CONTRE LE RISQUE DE
LA LIQUÉFACTION**

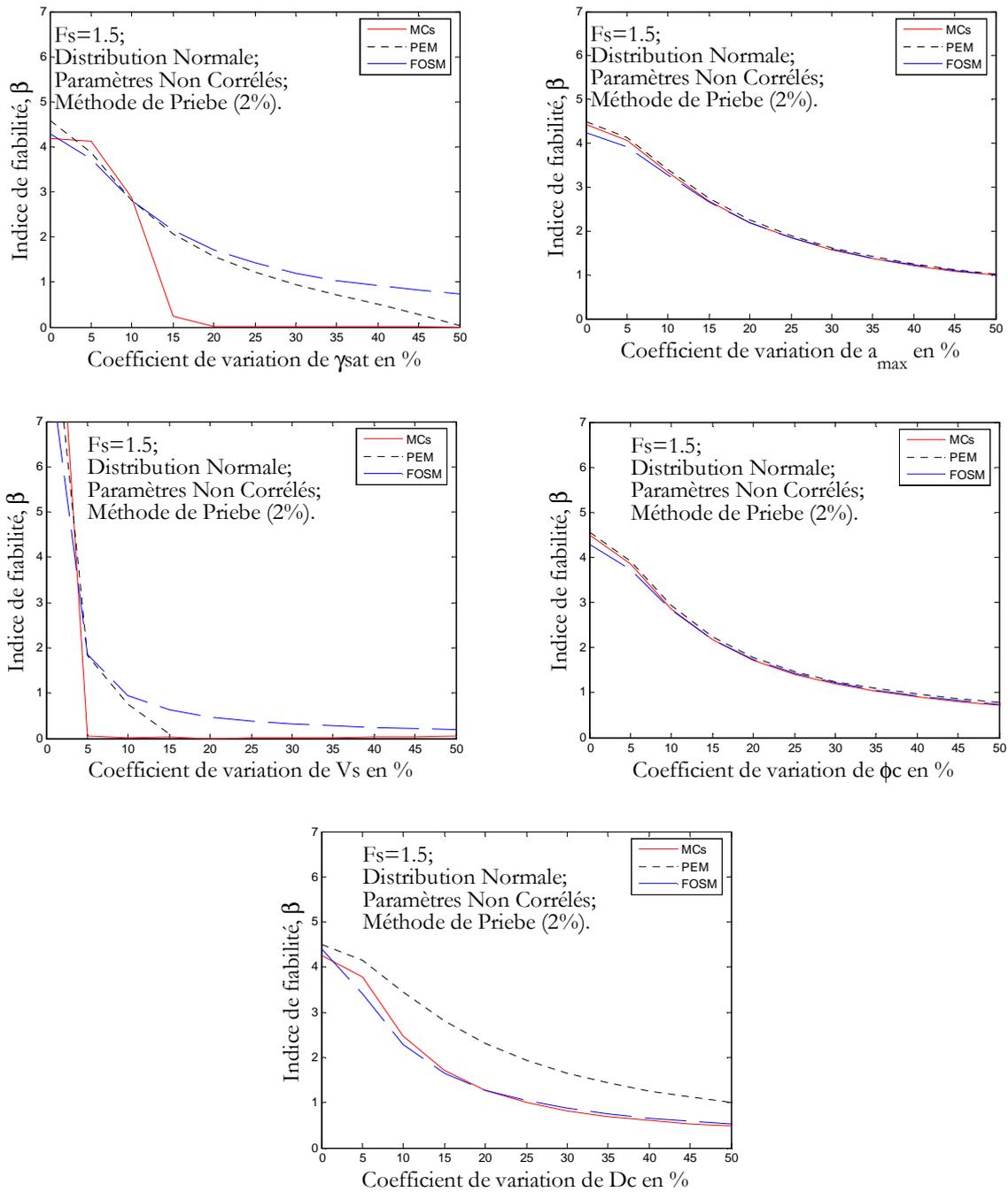


Figure. D.1. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Priebe pour prédiction de la résistance à la liquéfaction sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

Paramètres non corrélés, distribution normale, $F_s \approx 1,50$.

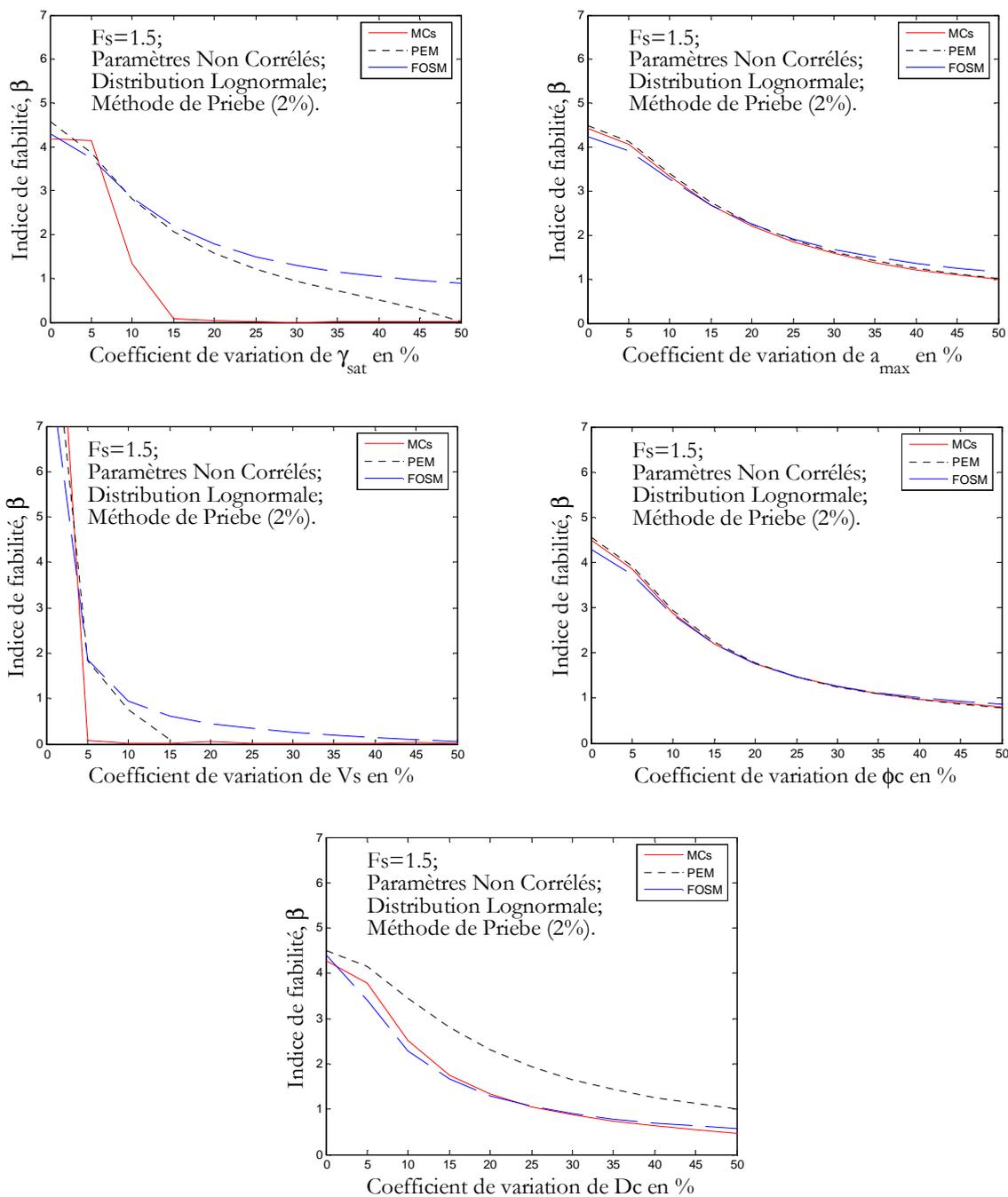


Figure D.2. Effet de variation de l'écart type des paramètres de la méthode de Priebe pour prédiction de la résistance à la liquéfaction sur l'indice de fiabilité, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2%.

Paramètres non corrélés, distribution lognormale, $F_s \approx 1,50$.

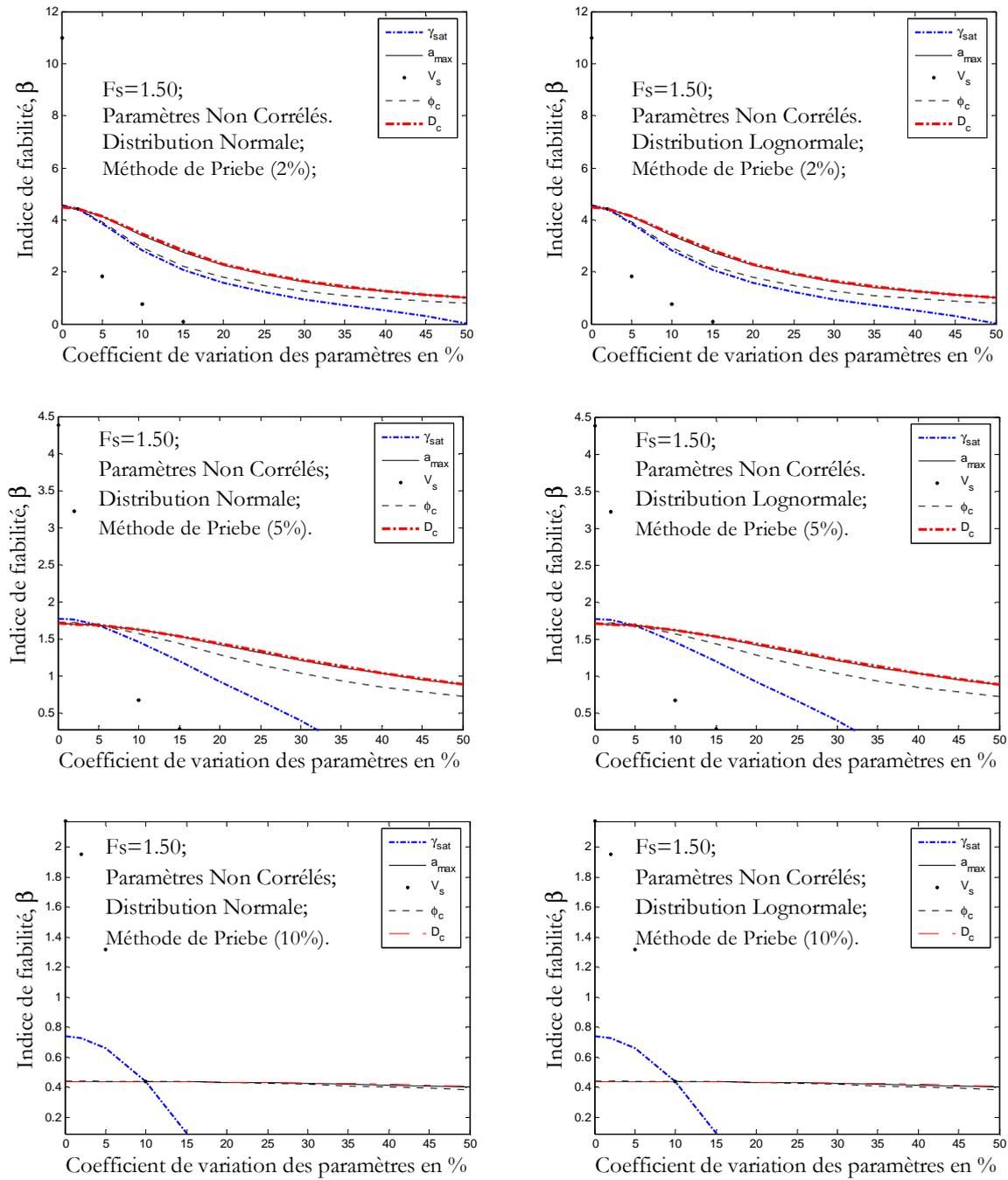


Figure. D.3. Influence des paramètres du modèle de prédiction de la liquéfaction d'un sol traité par la technique de colonnes ballastées par la méthode de Priebe, les coefficients de variations des paramètres secondaires sont fixés à une valeur de 2, 5 et 10%, $F_s \approx 1,50$.

ملخص

معالجة التربة بتضمينات حجرية عملية جد شائعة, غير أن المتغيرات المستخدمة في تصميم الأعمدة الحجرية تخضع لارتيابات جد معتبرة. في إطار هذا العمل تم تحليل نجاعة الأعمدة الحجرية في الحالات الآتية: تحسين القدرة, تخفيض الهبوطات, تسريع عملية التشديد و إنقاص جهد التميع; كل هذا تم باعتبار عدة توزيعات احتمالية للمتغيرات العشوائية مع نماذج تصميم شتى, بواسطة الطرق الاحتمالية: الاشتقاقية, الرقمية و طريقة المحاكاة. هذا التحليل سمح بتحديد المتغيرات ذات الأثر الحاسم على نجاعة تصميم الأعمدة الحجرية.

الكلمات المفتاحية: أعمدة حجرية, تربة, نجاعة, اخطار, قدرة, تشديد, تميع.

RÉSUMÉ

Le traitement des sols par des inclusions de ballast est très courant ; cependant les paramètres servant au dimensionnement des colonnes ballastées sont fortement entachés d'incertitudes. Dans le cadre de ce travail, l'analyse de fiabilité des colonnes ballastées est effectuée dans les cas suivants : Amélioration de la portance; Réduction des tassements; Accélération de la consolidation; et Réduction du potentiel de liquéfaction. Diverses distributions des paramètres aléatoires et divers modèles de prédiction ont été considérés. Les méthodes d'analyse du premier ordre et du seconde moment (FOSM), d'estimation de points (PEM) et de simulation de Monte Carlo (MCs) ont été utilisées. Cette analyse a permis, pour les divers cas examinés, de mieux cerner les paramètres à forte incidence sur la fiabilité du dimensionnement des colonnes ballastées.

Mots clés : Colonnes Ballastées, Sol, Fiabilité, Risque, Portance, Consolidation, Liquéfaction.

ABSTRACT

Soil stabilization by stone inclusions is widely used; however the parameters being used to design stone columns are strongly affected with uncertainties. In this work, reliability analysis of stone columns is carried out in the following cases: Improvement of the bearing capacity; Settlement reduction; Acceleration of the consolidation; and Reduction of the potential of liquefaction. Various distributions of random variables and various prediction models were considered. Methods, First Order Second Moment, Point Estimate Method and Monte Carlo simulations, of analysis were used. This analysis allowed, for the various examined cases, to better appreciate parameters with strong effect on stone column design reliability.

Key Words: Stone Columns, Soil, Reliability, Risk, Bearing capacity, Consolidation, Liquefaction.