



HAL
open science

Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages

Emad Jahangir

► **To cite this version:**

Emad Jahangir. Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2011. Français. NNT : 2011INPL088N . tel-01749511v1

HAL Id: tel-01749511

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01749511v1>

Submitted on 29 Mar 2018 (v1), last revised 24 Feb 2012 (v2)

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

ÉCOLE DOCTORALE : RP2E

Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages

THÈSE

Présentée et soutenue publiquement le 15/11/2011

Pour l'obtention du grade de Docteur de l'INPL

Spécialité : Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique

Par

Emad JAHANGIR

Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages

Composition du jury :

M. Roger COJEAN	Rapporteur	Professeur (Ecole des Mines ParisTech)
M. Fabrice EMERIAULT	Rapporteur	Professeur (INP Grenoble)
M. Isam SHAHROUR	Président/Examineur	Professeur (Université Lille 1)
M. Nicolas UTTER	Invité	Ingénieur (Solétanche-Bachy)
Mme Farimah MASROURI	Directeur de thèse	Professeur (INPL)
M. Olivier DECK	Co-directeur de thèse	Maître de conférences (INPL)

A mes parents

Remerciements

Cette thèse a été réalisée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL) au sein du Laboratoire Environnement Géomécanique & Ouvrages (LAEGO) avec un financement de la recherche ministérielle.

Je remercie Madame Farimah Masrouri, Professeur à l'INPL-ENSG et directrice du LAEGO et de ma thèse de m'avoir proposé ce sujet, et pour tous les conseils scientifiques qu'elle a apportés à mon travail. Ce travail a pu être mené à bien grâce aux soutiens, conseils et recadrage de Monsieur Olivier Deck, Maître de Conférences à l'INPL-ENSMN. Je le remercie pour sa disponibilité, ses conseils précieux et son soutien.

Je tiens à remercier Messieurs Roger Cojean, Professeur à l'Ecole des Mines ParisTech, et Fabrice Emeriault, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble, pour l'intérêt qu'ils ont apporté à mon travail en acceptant la lourde charge de rapporteur.

Je tiens également à remercier Monsieur Isam Shahrouf, Professeur à l'université Lille 1, pour avoir accepté d'examiner mes travaux de thèse.

Je remercie Monsieur Adel Abdallah, Maître de conférences à l'ENSG de Nancy, pour son aide sur le logiciel Code_Bright, ainsi que Monsieur Hossein Nowamooz, Maître de conférences à l'INSA de Strasbourg, pour ses conseils scientifiques sur le comportement des sols non saturés gonflants.

Mes pensées vont aussi à tous les autres doctorants de LAEGO. Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail très particulièrement Clémence pour son aide, ainsi que mes parents qui m'ont soutenu tout au long de ma vie.

Résumé

Les sols argileux peuvent présenter des variations importantes de volume lors d'un changement hydrique, tel une période de sécheresse. Ce phénomène de retrait-gonflement des sols argileux est à l'origine de nombreux préjudices aux bâtis ce qui le situe, après les inondations, au second rang des aléas naturels français en matière de coût des dommages : 5 milliard d'euros entre 1988 et 2007. Les maisons individuelles sont les plus touchées par ce phénomène qui provoque un tassement différentiel du bâti à l'origine de sa dégradation (fissures dans les éléments de maçonnerie non armée en particulier).

L'objectif de cette thèse est d'étudier la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement à travers une analyse de l'interaction sol-structure. Ce travail s'est porté sur les trois grands volets suivants : 1 - le comportement hydromécanique des sols argileux, 2 - l'interaction sol-structure, 3 - l'évaluation des dommages structuraux.

Le comportement hydromécanique des sols argileux a été modélisé par le concept de surface d'état et intégré dans un modèle d'interaction sol-structure inspiré du modèle de Winkler, avec des approches de plus en plus complexes : cas unidimensionnel tout d'abord, 2D ensuite en assimilant la structure à une poutre, puis en 3D en représentant la structure par une plaque. Ces modèles d'interaction sol-structure permettent de calculer la déflexion relative d'un bâti, en fonction d'une valeur de succion imposée et des propriétés mécaniques ou hydromécaniques de la structure et du sol d'assise. La déflexion relative du bâti est alors comparée à des valeurs seuils afin d'évaluer le dommage.

La dernière partie de cette thèse consiste en une étude de faisabilité pour le développement de courbes de vulnérabilités adaptées à la problématique du retrait gonflement. Ces courbes représentent la moyenne des dommages d'un type de bâti conçu sur un type de sol gonflant pour une valeur de succion imposée. Ces courbes ont été développées à partir d'une typologie des sols gonflants et d'une typologie des bâtis issue des bases de données des maisons sinistrées. La moyenne des dommages est calculée par la méthode de Monte-Carlo, en prenant en compte la variabilité des paramètres du bâti.

Mots Clés : *Interaction sol-structure, comportement hydromécanique des sols argileux, courbe de vulnérabilité.*

Abstract

Clayey soils can present large volumetric deformations in response of water content change. This phenomenon of shrinkage and swelling of clayey soils is recognized as a costly natural hazard throughout the world. In France, this cost is reported between 1988 and 2007 to 5 million Euros, ranking in second class of the French natural hazards in terms of cost of damage after the floods. The individual masonry buildings with shallow foundations are the most affected by this phenomenon that causes a differential settlement of the building leading to cracks in facades and structural elements, especially in unreinforced masonry elements.

The objective of this thesis was to study the vulnerability of the building, against the shrink-swell hazard through an analysis of soil-structure interaction. This work was focused on three major points:

- Hydro-mechanical behavior of clay soils
- Soil-structure interaction
- Evaluation of structural damage.

The hydro-mechanical behavior of clay soils was considered by the concept of state surface and integrated into a soil-structure interaction model, based on the Winkler model, with increasingly complex approaches: 1D, 2D and 3D by modeling the building behavior respectively by a spring system, the beam element and the plate element. These models of soil-structure interaction are able to calculate the relative deflection of the building, according to the values of imposed suction, mechanical properties of the structure and hydro-mechanical properties of the soil. The relative deflection of the building is then compared to threshold values of the classical damage categories to assess the building damage.

Finally a feasibility study was conducted on the development of vulnerability curves adapted to the problem of shrinkage – swelling of clayey soils. These curves represent the average of structural damage versus suction, for each type of building. These curves were developed based on a classification of expansive soils and a building typology outcome from databases of affected buildings. The average damage is calculated by the Monte-Carlo method, taking into account the variability of the building parameters.

Keywords: *soil-structure interaction, hydro-mechanical behavior of clayey soils, vulnerability curves.*

Sommaire

Sommaire.....	11
Table des illustrations.....	15
Liste des Tableaux	21
Introduction	23
Chapitre I.....	27
I. Bibliographie	29
I.1 Phénomène de retrait-gonflement.....	29
I.1.1 Description du comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants.	30
I.1.1.1 Sol non-saturé.....	30
I.1.1.2 Comportement monotone du sol gonflant.....	33
I.1.1.3 Cycles de séchage – humidification	35
I.1.1.4 Conclusion	39
I.1.2 Modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants	39
I.1.2.1 Modèle de Barcelone (1990-1999)	46
I.1.2.2 Surface d'état modifiée (Zhang et Lytton, 2009).....	50
I.1.2.3 Modèle de Fredlund et Rahardjo (1993).....	54
I.1.2.4 Modèle de Vu et Fredlund (2006).....	58
I.1.2.5 Conclusion	59
I.1.3 Evolutions verticale et horizontale du profil hydrique du sol.....	59
I.1.3.1 Evaluation du profil hydrique vertical.....	62
I.1.3.2 Evaluation du profil hydrique horizontal.....	69
I.2 Conséquences sur les maisons	71
I.2.1 Description des dommages.....	72
I.2.1.1 Exemples	73
I.2.2 Prévision des dommages	74
I.2.2.1 Définitions du tassement différentiel, de la distorsion, et de la déflexion ..	74
I.2.2.2 Catégories de dommages	77
I.2.2.3 Valeurs seuils pour la prévision des dommages au bâti	78
I.2.2.4 Conclusion	79
I.2.3 Interaction sol-structure.....	79

I.2.3.1	Modèle de Winkler (1867)	81
I.2.3.2	Modèles adaptés pour le retrait-gonflement	85
I.2.3.3	Conclusion	93
I.2.4	Vulnérabilité du bâti.....	93
I.2.4.1	Fonctions de vulnérabilité.....	95
I.2.4.2	Courbes de vulnérabilité.....	99
I.2.4.3	Application à l'aléa retrait-gonflement.....	100
I.2.4.4	Conclusion	103
I.3	Conclusion de la synthèse bibliographique	103
Chapitre II	105
II.	Etude de l'interaction sol-structure	107
II.1	Modèle analytique unidimensionnel de l'interaction sol gonflant-structure.....	108
II.1.1	Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants.....	109
II.1.2	Matériaux étudiés	111
II.1.3	Evaluation de la rigidité du bâti et méthodologie d'étude de l'interaction sol-structure	112
II.1.3.1	Résolution pour le calcul du tassement final	114
II.1.3.2	Résultat du modèle 1D	116
II.1.3.3	Profil hydrique.....	117
II.1.3.4	Influence de la profondeur d'assise de la fondation	123
II.1.4	Application à l'étude d'un groupe de bâtiments.....	126
II.1.4	Conclusion.....	127
II.2	Modèle analytique 2D (éléments de poutre) de l'interaction sol gonflant-structure	128
II.2.1	Modèle monocouche	128
II.2.2	Modèle multicouche.....	137
II.2.2.1	Choix des conditions aux limites.....	140
II.2.2.2	Décollement	145
II.2.3	Etude de sensibilité.....	148
II.2.3.1	Influence de la discrétisation.....	148
II.2.3.2	Influence de la charge appliquée	149
II.2.3.3	Influence de la profondeur	150
II.2.3.4	Influence de la densité.....	150
II.2.3.5	Influence du chemin de contrainte	153

II.2.4	Comparaison du modèle 2D avec BExM	157
II.2.5	Application.....	163
II.2.5.1	Typologies des sols gonflants.....	163
II.2.5.2	Typologies des bâtis.....	165
II.2.5.3	Influence de la profondeur d'assise de la fondation	167
II.2.5.4	Taux de transmission du tassement en fonction de la rigidité relative.....	171
II.2.6	Conclusion.....	179
II.3	Modèle analytique en 3D (par élément de plaque).....	180
II.3.1	Effet hydrique	180
II.3.2	Théorie des plaques	180
II.3.4	Validation du modèle	187
II.3.5	Conclusion.....	191
Chapitre III	193
III.	Développement des courbes de vulnérabilité.....	195
III.1	Méthodologie pour le développement de fonctions de vulnérabilité	195
III.2	Typologie des bâtiments vulnérables au « retrait – gonflement »	198
	Guide pratique du CEBTP 1991.....	198
	Base des données de CEBTP-SOLEN (2006)	199
	Base de données de Fondasol (2009)	199
III.1	Facteur d'intensité du phénomène de retrait-gonflement	207
III.2.1	Succion.....	207
III.2.1.1	Dommmages subis par différents types de bâtis.....	209
III.2.1.2	Dommmages subis par un type de bâti sur des sols de gonflements croissants 211	
III.2.1.3	Fonctions de vulnérabilité	213
III.2.2	Degré de saturation	214
III.3	Conclusion.....	223
	Conclusion générale et perspectives	225
	Références bibliographiques	229
	Annexes	238
1.	Minéralogie.....	241
2.	Méthodes empiriques pour les sols gonflants	243
3.	Analyse d'écoulement dans le milieu non saturé	249

4. Les méthodes de classifications des sols gonflants.....	252
5. Modifications apportées au modèle de Winkler	253
6. Exemple de calcul du profil de succion grâce au logiciel PlawFlow	257
7. Dispositions constructives adaptées.....	260
8. Paramètres du modèle numérique de BExM et du modèle analytique.....	262
9. Valeurs estimatives du module de Young pour différents types de briques et différents types de mortier.....	264
10. Calcul de la rigidité des différents types des bâtis en fonction de la géométrie des murs et des fondations	265
11. Caractéristique des maisons sinistrées.....	268
12. Répartition des sinistrés selon la base des données de CEBTP-SOLEN 2006	269
13. Répartition des ouvrages sinistrés dans les régions Provence-Alpes-Côte d'Azur (PACA), Bourgogne et Midi-Pyrénées. Selon le projet ARGIC (Fondasol, 2009).....	271

Table des illustrations

Figure 0.1. (a) Régions touchées par le retrait-gonflement (2010), (b) fissuration du bâti en maçonnerie due au retrait-gonflement (www.argiles.fr)	24
Figure 0.2. Coûts des dégâts liés au retrait-gonflement entre 1989 et 2003 en France (Plat <i>et al.</i> , 2009).....	24
Figure I.1. Evolution typique du degré de saturation en fonction de la succion d'un sol non saturé (Vanapalli <i>et al.</i> , 1996).....	31
Figure I.2. Relation entre le paramètre de contrainte effective (χ) et la matrice de succion (Khalili et Khabbaz, 1998)	32
Figure I.3. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour l'argile de Boom (gonflante) sous une contrainte verticale (Robinet <i>et al.</i> , 1997)	33
Figure I.4. Variations volumiques de sols gonflant et non-gonflant après avoir subi un cycle de séchage-humidification (Bélanteur <i>et al.</i> , 1997)	35
Figure I.5. Courbe de consolidation normale pour différentes succions imposées (Loret <i>et al.</i> , 2003).....	35
Figure I.6. Cycles de séchage-humidification pour trois contraintes verticales (Alonso <i>et al.</i> , 2005) ..	36
Figure I.7. Retrait et gonflement en fonction du nombre des cycles (Alonso <i>et al.</i> , 2005)	37
Figure I.8. Cycles de séchage-humidification appliqués au sol du Deffend (Nowamooz et Masrouri, 2009).....	38
Figure I.9. Surface d'état de a) l'indice des vides, b) degré de saturation (Matyas et Radhakrishna, 1968).....	41
Figure I.10. Surface de charge (a) BBM, (b) BExM	46
Figure I.11. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un sol gonflant (Nowamooz, 2007).....	47
Figure I.12. Représentation (a) des surfaces de charge (LSY), (b) de la surface plastique correspondante dans l'espace $p-s-v$ (Delage et Graham, 1996)	51
Figure I.13. Présentation schématique de la surface d'état élastoplastique (Zhang et Lytton, 2009) ..	52
Figure I.14. Courbes de compression pour les sols saturés et non saturés (Alonso <i>et al.</i> , 1990).....	53
Figure I.15. (a) Evolution de la surface de charge LC utilisant le concept MSSA pour un sol non gonflant, (b) utilisation du concept MSSA pour modéliser le comportement d'un sol gonflant	54
Figure I.16. (a) Etat du sol <i>in situ</i> , (b) surface d'état appropriée (Fredlund et Rahardjo, 1993)	55
Figure I.17. Surfaces constitutives d'un sol non saturé (a) la phase du squelette solide, (b) la phase d'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993)	56
Figure I.18. Présentation des pentes de compression par rapport à la contrainte nette et la succion (Fredlund et Rahardjo, 1993)	57
Figure I.19. (a) Exemple de la surface d'état ajustée sur les résultats expérimentaux d'argile de Regina par l'équation <i>Unsat-1</i> , (b) performance d'ajustement (Vu et Fredlund, 2006)	58
Figure I.20. Variation de la teneur en eau en profondeur (Vincent <i>et al.</i> , 2006)	61
Figure I.21. Variations du profil hydrique et de la contrainte totale	62
Figure I.22. Profil de la succion pour différents sols (Maise <i>et al.</i> , 2004)	63
Figure I.23. Observation de la variation saisonnière sinusoïdale de la succion en surface (McKeen et Johnson, 1990)	64
Figure I.24. Corrélacion entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec le pourcentage de particules fines des sols argileux.....	66
Figure I.25. (a) Variation de la profondeur active en fonction du coefficient de diffusion (b) Exemple de l'enveloppe et du profil hydrique (Briaud <i>et al.</i> , 2003)	67
Figure I.26. Enveloppes caractéristiques de succion pour les climats humides, semi-arides et arides (Aubeny et Long, 2007)	68
Figure I.27. (a) Profondeur active, (b) Variation sinusoïdale de la succion en surface et en profondeur	69
Figure I.28. Evolution de la succion sous le bâti a) en fonction du temps, b) Influence de la présence de la structure (Al-Qadad, 2009)	70
Figure I.29. Variation de la teneur en eau volumique pendant 100 ans sous différents points du modèle (Overton <i>et al.</i> , 2006).....	71
Figure I.30. Comportement d'une structure vis-à-vis de la courbure du terrain (Neuhaus, 1964 cité par Deck, 2002)	72
Figure I.31. Fissurations selon le mode de sollicitation fléchissant et de cisaillement (Boscardin et Cording, 1989)	73
Figure I.32. Exemples de désordre provoqué par le retrait-gonflement, fissuration sur l'angle du mur (a) et (b) en bas, (c) www.qualiteconstruction.com) et (d) en haut	73

Figure I.33. Déformations caractéristiques des bâtiments soumis à des mouvements différentiels du sol (Magnan, 2006).....	75
Figure I.34. Modélisation d'un bâtiment par une poutre (Burland <i>et al.</i> , 2004).....	77
Figure I.35. Fondation flexible, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999).....	80
Figure I.36. Fondation rigide, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999).....	81
Figure I.37. Modèle de Winkler	82
Figure I.38. Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interaction.....	82
Figure I.39. Élément unitaire isolée d'une poutre.....	82
Figure I.40. Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler.....	83
Figure I.41. Comparaison de la répartition de contrainte sous la fondation représentée par un modèle de Winkler et un modèle élastoplastique (Salasca, 1998)	84
Figure I.42. Géométrie du dôme de gonflement (Lytton, 1972)	87
Figure I.43. (a) Déformé de la poutre, et (b) moment fléchissant dans la poutre (Viet Do <i>et al.</i> , 2008).....	89
Figure I.44. Déformé finale, moment fléchissant, effort tranchant et réaction du sol en utilisant les fonctions de Krylov (Baheddi <i>et al.</i> , 2007).....	89
Figure I.45. Définition des déplacements du sol et le bâtiment lorsque l'équilibre statique est atteint. (a) Première solution finale possible avec un contact continu entre le sol et le bâtiment, (b) Deuxième solution avec un décollement entre le sol et le bâtiment (Deck et Singh, 2010)	90
Figure I.46. Taux de transmission du tassement dans la zone convexe (Deck et Singh, 2010)	92
Figure I.47. Moment fléchissant et effort tranchant dans la fondation dans le modèle d'Abdelmalak (2007)	93
Figure I.48. Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon Wagner et Schumann (1991).....	95
Figure I.49. Courbe de vulnérabilité et son expression mathématique pour le type CFCWHR.....	100
Figure I.50. Illustration des niveaux de dommage de l'EMS 98	100
Figure I.51. Corrélation entre les propriétés du sol et le potentiel de gonflement (Merwe, 1964 ; cité par Fredlund et Rahardjo, 1993)	101
Figure I.52. Corrélation entre les propriétés du sol et le potentiel de gonflement - Diagramme de Casagrande et classification de Dakshanamurthy et Raman (1973).....	102
Figure I.53. Diagramme de Casagrande complété des pressions de gonflement et des degrés de saturation pour une analyse de sinistre en région PACA (Fondasol, 2009)	102
Figure II.1. Tassement du sol et du bâti a) sans prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, b) avec l'interaction sol-structure.....	107
Figure II.2. Interaction sol argileux-fondation superficielle (a, b, c), et modèle simplifié 1D(d).....	108
Figure II.3. (a) Etat initial des couches, (b) Etat final des couches après avoir subi la succion	109
Figure II.4. Surface d'état <i>Unsat-1</i> ajustée sur des données expérimentales du sol de Regina, proposée par Vu (2003).....	110
Figure II.5. Surfaces d'état des matériaux étudiés en séchage	111
Figure II.6. (a) Identification du système étudié constitué d'une portion de semelle filante sous un mur - Modèle uni-axial de l'influence de la rigidité à la flexion du mur sur l'interaction sol-structure, (b) Etat initial, (c) Etat après avoir subi une variation de succion.....	112
Figure II.7. Longueur caractéristique du bâti pour l'estimation de sa rigidité lors d'un séchage	113
Figure II.8. Méthode itérative pour la résolution du problème d'interaction sol-structure 1D, 1) Etat d'équilibre initial avant variation de succion, 2) Tassement dû à la variation de succion à charge constante, 3) Gonflement dû à la diminution de charge dans le sol, 4) Etat d'équilibre final	115
Figure II.9. Algorithme de résolution itérative.....	116
Figure II.10. a) Tassement final en fonction de la raideur, b) Contrainte dans le sol et augmentation de l'effort dans la fondation pour $\Delta s = 1 \text{ MPa}$	116
Figure II.11. Effet de l'interaction sol-structure sur l'amplitude du tassement par rapport au retrait initial	117
Figure II.12. Profils hydriques considérés pour les sols étudiés	118
Figure II.13. Profils hydriques (a) de l'humidification, et (b) du séchage du sol du Deffend.....	119
Figure II.14. (a) Tassement final en fonction de la raideur (b) Effet de l'interaction sol-structure sur l'amplitude du tassement en utilisant un profil hydrique vertical estimé à partir de la méthode de Mitchell (1979)	121
Figure II.15. Profils hydriques proposés afin d'étudier l'effet de la forme du profil et la présence de la nappe phréatique.....	122
Figure II.16. Influence de la forme du profil de succion sur le tassement final pour le sol de Regina	123

Figure II.17. (a) Etat de contrainte verticale dans le sol (équation II-6), (b) Evolution du tassement cumulé en fonction de la profondeur d'assise de la fondation pour l'argile de Regina et une rigidité de bâtiment égale à 2,5 MN/m	123
Figure II.18. Simulation Monte-Carlo (a) tassement final moyen et écart type par rapport à la profondeur pour les sols étudiés, (b) Effet de la profondeur de la fondation sur l'amplitude du tassement par rapport au retrait initial.....	124
Figure II.19. Application théorique pour le calcul de la moyenne du tassement final pour un groupe de bâtiments en considérant 10%, 20% et 30% de variabilité sur les paramètres	126
Figure II.20. Comparaison de la distribution (a) normale et (b) triangulaire pour 20% de la variabilité des paramètres.....	127
Figure II.21. Modélisation du bâti par une poutre.....	128
Figure II.22. Elément infiniment petit de la poutre.....	129
Figure II.23. Comparaison des profils paraboliques et linéaires de variation horizontaux de la succion	131
Figure II.24. Définition des paramètres du modèle et de la déformée finale du sol et de la poutre....	131
Figure II.25. Différents opérateurs de la méthode des différences finies.....	133
Figure II.26. Illustration des points où sont calculés les différentes dérivées de y . Si la poutre est discrétisée au moyen de n points, on ne pourra écrire que $n-4$ équations faisant intervenir la dérivée d'ordre 4.....	134
Figure II.27. Déformée de la poutre caractérisée par une rigidité de 1GN.m^2 chargée par $q=100\text{kN/m}$, sur une couche de sol de Regina (Tableau II.1) d'une épaisseur d'un mètre et subissant une variation uniforme de la succion de 1 MPa	135
Figure II.28. Pression de contact.....	136
Figure II.29. Tassement du sol et du bâti	136
Figure II.30. Moment fléchissant et effort tranchant.....	137
Figure II.31. (a) Etat initial des couches après chargement, (b) après avoir subi la succion.....	137
Figure II.32. Diffusion des contraintes dans le sol (Méthode de Boussinesq)	139
Figure II.33. Moment fléchissant et effort tranchant en utilisant les six conditions aux limites	141
Figure II.34. Quatre conditions aux limites : déplacements et efforts tranchants nuls aux extrémités	141
Figure II.35. Quatre conditions aux limites : déplacements et moments fléchissant nuls aux extrémités	142
Figure II.36. (a) Déformée à la fin de la phase de chargement et application de la succion, (b) la déformée absolue due à la variation de succion	143
Figure II.37. Effort tranchant pour le cas d'un chargement de 100 kN/m	144
Figure II.38. Contrainte finale dans le sol pour le cas d'un chargement de 100 kN/m.....	144
Figure II.39. (a) Tassement de chaque couche, (b) tassement cumulé en surface sous le bâti	145
Figure II.40. (a) Le tassement du sol et du bâti, (b) pression de contact, (c) contrainte verticale dans le sol (kPa).....	147
Figure II.41. Effet de l'intervalle utilisé sur le tassement final	148
Figure II.42. (a) Intervalle de 0,03 m, (b) intervalle de 0,05m	149
Figure II.43. Effets de la charge sur le tassement final	149
Figure II.44. Influence de la profondeur d'assise de la fondation	150
Figure II.45. Surfaces d'état pour une phase de séchage de trois densités initiales du sol mélange (Bentonite/limon)	151
Figure II.46. Surface d'état normalisée pour les trois densités initiales	153
Figure II.47. Surface d'état élastoplastique du sol du Deffend et les chemins de contrainte interceptant la ligne LC.....	153
Figure II.48. Evolution de la surface d'état pour un chemin de contrainte commençant par une variation de contrainte puis une variation de succion pour le sol du Deffend.....	154
Figure II.49. Influence du chemin de contrainte sur le tassement pour le sol du Deffend.....	155
Figure II.50. Evolution de la surface d'état pour un chemin de contrainte commençant par une variation de succion puis une variation de contrainte pour le sol du Deffend.	155
Figure II.51. Evolution de surface d'état par la succion	156
Figure II.52. Influence du chemin de contrainte interceptant la ligne SI sur le sol du Deffend.....	156
Figure II.53. Géométrie et maillage quadratique utilisé.....	157
Figure II.54. Condition aux limites mécaniques.....	158
Figure II.55. Condition aux limites hydriques (<i>Boundary Conditions</i>)	158
Figure II.56. Profil de succion, $\Delta s = 1$ MPa après 90 jours de séchage.....	159
Figure II.57. Comparaison des profils verticaux de la succion.....	160
Figure II.58. Comparaison des profils horizontaux de la succion.....	160

Figure II.59. Déformation due à la charge.....	161
Figure II.60. Déformation due à la variation de la succion.....	161
Figure II.61. Résultats du modèle numérique Code-Bright, (a) déformée après avoir appliqué la charge, (b) déformée après avoir appliqué la succion, (c) déformée due à la succion seule.....	162
Figure II.62. Solution analytique pour le cas du sol du Deffend.....	162
Figure II.63. Répartition des sols retenus dans le diagramme de Casagrande et représentation de la typologie utilisée.....	165
Figure II.64. (a) Système de rigidité minimale, (b) system de rigidité maximale (Deck et Singh, 2010).....	166
Figure II.65. Effet de la profondeur d'assise sur le tassement final.....	167
Figure II.66. Diminution du tassement du bâti en fonction de l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation.....	168
Figure II.67. Aباques du taux de transmission du tassement.....	170
Figure II.68. Surfaces d'état pour (a) le squelette solide et (b) la phase d'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993).....	172
Figure II.69. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation nulle.....	173
Figure II.70. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation de 0,5 m.....	174
Figure II.71. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation de 1 m.....	175
Figure II.72. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 1.....	176
Figure II.73. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 2.....	177
Figure II.74. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 3.....	178
Figure II.75. Répartition de la variation de succion dans les deux directions sous le bâti.....	180
Figure II.76. Equilibre d'un élément plaque infiniment petit.....	181
Figure II.77. Représentation 2D des différences finies.....	183
Figure II.78. Représentation de la discrétisation de la plaque. En jaune, points où peuvent être calculés les deux dérivées d'ordre 1 ; en vert, les deux dérivée d'ordre 2 ; en rouge les deux dérivées d'ordre 3 et en bleu, les deux dérivées d'ordre 4.....	184
Figure II.79. Condition aux limites par rapport au moment fléchissant.....	185
Figure II.80. Déformée de la plaque reposant sur le sol, due à la charge.....	186
Figure II.81. Déformée de la plaque due à la succion.....	186
Figure II.82. Moment fléchissant et effort tranchant de la plaque subissant la variation hydrique.....	187
Figure II.83. Modèle de la plaque sur 4 appuis continus avec CESAR.....	187
Figure II.84. Modèle analytique de la plaque sur 4 appuis continus.....	188
Figure II.85. Variabilité de la rigidité permettant de tenir compte de la rigidité des murs.....	189
Figure II.86. Effort tranchant V_x dans la plaque.....	189
Figure II.87. Moment fléchissant M_{xx} dans la plaque.....	189
Figure II.88. Coupe diagonale de la déformée de la plaque.....	190
Figure II.89. Comparaison des deux modèles.....	191
Figure III.1. Algorithme de calcul des courbes de vulnérabilité sur sol gonflant.....	197
Figure III.2. Modèle pour déterminer le module de Young de la maçonnerie homogénéisée (Sahlin, 1971).....	201
Figure III.3. a) Définition des axes de la maçonnerie, b) éléments de maçonnerie considérés dans l'analyse: unité de bloque et joints, c) Module de Young équivalent de la maçonnerie à partir du module de Young de bloc et du module de Young du mortier (Zucchini et Lourenço, 2002).....	202
Figure III.4 Principe du comportement des joints a) élasto-plastique parfait en cisaillement, b) critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	203
Figure III.5. Module équivalent du mur en maçonnerie prenant en compte la surface des ouvertures (Son et Cording, 2007).....	204
Figure III.6. Exemple du calcul de la charge pour le bâti de type 4.....	206
Figure III.7. Qualité d'approximation de la fonction tangente hyperbolique pour modéliser la courbe de vulnérabilité ($r^2=0,98$).....	208
Figure III.8. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol moyennement gonflant.....	210
Figure III.9. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol de gonflement élevé..	210
Figure III.10. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol de gonflement critique.....	211

Figure III.11. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 1 fondés sur différents types de sols gonflants	211
Figure III.12. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 2 fondés sur différents types de sols gonflants	212
Figure III.13. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 3 fondés sur différents types de sols gonflants	212
Figure III.14. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 4 fondés sur différents types de sols gonflants	213
Figure III.15. Courbes de rétention pour différents types de sol (Fredlund, 2000)	214
Figure III.16. Prédiction de la courbe de rétention pour les sols fins et granulaires (Houston <i>et al.</i> , 2006).....	216
Figure III.17. Corrélation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec le pourcentage de particules fines des sols argileux et les types de sol considérés	217
Figure III.18. Effet de l'indice des vides initial sur la forme de la courbe de rétention et la valeur d'entrée d'air pour un sable limoneux pendant un chemin de séchage (Salager, 2007).	218
Figure III.19. Comparaison entre la courbe de rétention approximée par la méthode de Ganjian <i>et al.</i> (2007) et les résultats d'essais sur un mélange de Bentonite/limon densité initiale variable.	218
Figure III.20. Limites supérieures et inférieures de la courbe de rétention pour chaque type de sol .	219
Figure III.21. Courbes de rétention moyennes pour les trois types de sol.....	219
Figure III.22. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol moyennement gonflant. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa.....	220
Figure III.23. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol dont le gonflement est élevé. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa.	221
Figure III.24. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol dont le gonflement est très élevé-critique. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa. ..	221
Figure 1.1. Structure minéralogique d'argile gonflante (Montmorillonite)	242
Figure 1.2. Différents niveaux structuraux des argiles	242
Figure 2.1. Méthode de retrait-teneur en eau (Briaud <i>et al.</i> , 2003).....	244
Figure 2.2. Facteur de gonflement (Bigot et Zerhouni, 2000)	247
Figure 2.3. Facteur de retrait effectif (Zerhouni et Bigot, 2000)	248
Figure 3.1. Incrément d'un échantillon du sol avec la source de l'écoulement (Mitchell, 1979)	250
Figure 5.1. Déformation du modèle de Filonenko-Borodich, (a) présentée déchargée, (b) à la charge ponctuelle, (c) due à la charge rigide et (d) due à la charge répartie	253
Figure 5.2. Modèle de Pasternak	254
Dans cet exemple, un cas de précipitation à la suite d'une sécheresse dans un climat tempéré (comme celui de la France) pour le sol du site du Deffend a été modélisé (Figure 6.1). Le sol du site du Deffend est un sol argileux avec un indice de plasticité de 31,9 % qui sera plus amplement discuté dans le chapitre II.....	257
Figure 6.2. Distribution du degré de saturation après une précipitation de 10 jours en présence d'un bâti	257
Figure 6.3. Evolution du degré de saturation après une précipitation (sol de site du Deffend)	258
Figure 6.4. Courbe de rétention de site du Deffend selon la méthode de Van Gunechten	258
Figure 6.5. Variation de la succion dans le profil du sol à la suite d'une précipitation, (a) avec fondation, (b) sans fondation	259
Figure 7.1. Schéma des principales règles préventives pour la construction sur sols sujets au phénomène de retrait-gonflement (BRGM - www.argiles.fr)	261
Figure 10.1. Modèle pour le calcul de la raideur d'un système composé.	265
Figure 11.1. (a) Répartition de l'âge des constructions affectées et (b) Type de bâtiments concernés par la pathologie	268
Figure 12.1. Répartition des sinistres étudiés en fonction du niveau d'assise de la fondation.....	269
Figure 12.2. Répartition des sinistres étudiés selon le type de maçonnerie.....	269
Figure 12.3. Répartition des sinistres étudiés selon la nature du plancher bas.....	269
Figure 12.4. Répartition des sinistres étudiés selon le type de fondation.....	270
Figure 12.5. Répartition des sinistres étudiés selon l'âge de la construction	270
Figure 13.1. Répartition des ouvrages sinistres étudiés selon l'âge de la construction	271
Figure 13.2. Répartition des ouvrages sinistres étudiés selon le type de construction	271
Figure 13.3. Répartition des ouvrages sinistres étudiés selon le type de sous-sol (Fondasol 2009) .	272
Figure 13.4. Répartition des ouvrages sinistres étudiés selon le type de plancher en RdC	272
Figure 13.5. Répartition des ouvrages sinistres étudiés en fonction des profondeurs des fondations	273

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Quelques travaux réalisés sur le comportement volumique des sols non saturés	34
Tableau I.2. Modèle du comportement des sols non saturés	44
Tableau I.3. Méthodes empiriques existantes pour les sols gonflants et les paramètres essentiels utilisés	45
Tableau I.4. Paramètres de modèle de Barcelone (Mrad, 2005)	49
Tableau I.5. Relations entre les paramètres fondamentaux de l'élasticité et les coefficients de compressibilités (Fredlund et Rahardjo, 1993).....	56
Tableau I.6. Fonctions de surface d'état pour des sols non saturés gonflants ajustées pour le sol de Regina (Vu et Fredlund, 2006)	58
Tableau I.7. Valeurs de succion selon différentes conditions (Naiser, 1997)	60
Tableau I.8. Quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles (Magnan, 2006)..	76
Tableau I.9. Echelle de classification des dégradations (Burland, 1995)	78
Tableau I.10. Echelle de dommage (Mouroux <i>et al.</i> , 1988)	79
Tableau I.11. Récapitulatif des modèles d'interaction sol-structure.....	85
Tableau I.12. Méthodes de l'interaction sol-structure pour la fondation soumise au retrait-gonflement (Nelson et Miller, 1992)	85
Tableau I.13. Méthode basée sur l'expertise permettant d'évaluer l'indice de vulnérabilité structurel face au retrait-gonflement (CSTB, 2009)	94
Tableau I.14. Illustration des types de bâtiments définis selon la méthode ATC 13 (Carlos <i>et al.</i> , 2005)	96
Tableau I.15. Exemple d'échelle de dommage (HAZUS, 2003)	97
Tableau I.16. Matrice de probabilité de dommage pour les bâtiments de type CFCWHR dans l'état de British Columbia, vis-à-vis de l'aléa sismique (Carlos <i>et al.</i> , 2005). Les valeurs représentent la probabilité ou la proportion des bâtiments subissant un niveau de dommage pour une intensité donnée.....	98
Tableau I.17. Illustration de la moyenne de dommage μ_D pour un type de bâti	99
Tableau II.1. Paramètres de surface d'état <i>Unsat-1</i> pour les argiles étudiées par Nowamooz (2007) et Vu et Fredlund (2006).....	111
Tableau II.2. Paramètres du profil hydrique des sols étudiés	118
Tableau II.3. Paramètres de la simulation Monte-Carlo sur la profondeur de la fondation.....	124
Tableau II.4. Paramètres de la deuxième simulation Monte-Carlo pour l'étude de corrélation par paire	125
Tableau II.5. Corrélation entre le tassement final et les différentes variables du modèle	125
Tableau II.6. Variabilité des paramètres utilisés pour étudier le comportement moyen d'un groupe de bâtiments	126
Tableau II.7. Paramètres de la surface d'état ajustés sur les données expérimentales du mélange de bentonite-limon pour trois densités initiales	151
Tableau II.8. Paramètres de la surface d'état normalisée pour le mélange de bentonite-limon.....	152
Tableau II.9. Comparaison entre les valeurs de la surface d'état ajustées sur les données expérimentales ou estimées à partir de la surface d'état normalisée.	152
Tableau II.10. Paramètres du sol du Deffend (Nowamooz <i>et al.</i> , 2009)	153
Tableau II.11. Paramètres hydriques du sol de Deffend (Nowamooz <i>et al.</i> , 2009)	159
Tableau II.12. Base de données des sols gonflants utilisés	163
Tableau II.13. Paramètres des sols gonflants utilisés	164
Tableau II.14. Valeurs moyennes des paramètres des sols gonflants	165
Tableau II.15. Variabilité considérée pour les valeurs caractéristiques des bâtis.....	167
Tableau II.16. Différents paramètres permettant de quantifier la rigidité relative	171
Tableau II.17. Caractéristiques des éléments de la plaque et de la poutre	191
Tableau III.1. Classes de dommages correspondants à l'échelle de dommages de Mouroux <i>et al.</i> (1988)	198
Tableau III.2. Caractéristiques des différents types de bâtis	207
Tableau III.3. Exemple de matrice de dommages et calcul de la moyenne en fonction de la classe de dommage.....	208
Tableau III.4. Equations des courbes de vulnérabilité en fonction de succion	213
Tableau III.5. Formules permettant d'évaluer la courbe de rétention d'un sol (S_r : le degré de saturation, ψ : la succion)	215

Tableau III.6. Fonctions de vulnérabilité en fonction du degré de saturation.....	222
Tableau 2.1. Condition d'apparition des mouvements du sol et estimation de leur amplitude (Zerhouni et Bigot, 2000)	248
Tableau 4.1. Différentes méthodes d'identification et classification des sols gonflants (Djedid <i>et al.</i> , 2001).....	252
Tableau 6.1. Paramètres de méthode de van Genuchten pour le sol de site du Deffend	259
Tableau 7.1. Méthodes pour le renforcement de bâtis existants	260
Tableau 7.2. Méthodes proposées pour les nouvelles constructions	261
Tableau 9.1. Différentes valeurs pour le module de Young des blocs.....	264
Tableau 9.2. Différentes valeurs pour le module de Young des mortiers	264

Introduction

Les phénomènes de retrait-gonflement provoqués par la variation de la teneur en eau des sols argileux peuvent produire des désordres aussi bien sur les ouvrages construits en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais, etc.) que sur les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, barrière ouvragée).

Ce phénomène provoque des dégâts matériels important à travers le monde. Les maisons individuelles en maçonnerie sont les plus touchées par ce phénomène car elles induisent de faibles contraintes sur le sol, et car elles ont une faible résistance (en cisaillement), ce qui les rend vulnérables vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement.

Par ailleurs, les maisons individuelles manifestent souvent des défauts de conception et/ou de construction (manque de chaînages, maçonnerie non renforcée, etc.). Selon une étude de pathologie des maisons sinistrées menée par le CSTB (2009), dans la plupart des cas, la construction d'une maison individuelle n'est soumise ni à une étude de sol, ni à l'approbation d'un bureau de contrôle, ce qui a pour conséquence, entre autres, que les fondations sont souvent insuffisamment profondes et armées.

En France, les sinistres consécutifs à la sécheresse (retrait) des argiles sont indemnisés dans le cadre de la loi de 1982 sur les catastrophes naturelles. Entre 1990 et 2006, plus de 7300 communes (soit environ une commune française sur cinq), réparties dans 90 départements, ont été reconnues en état de catastrophe naturelle. Fin 2006, le coût des sinistres attribués à ce phénomène et indemnisés en France dans le seul cadre du régime des catastrophes naturelles a été évalué à 4,3 milliards d'euros par la Caisse Centrale de Réassurance (CCR), ce qui fait de la sécheresse la deuxième cause d'indemnisation après les inondations (Vincent *et al.*, 2006).

Le montant moyen d'indemnisation dû au phénomène de retrait- gonflement des argiles a été évalué à plus de 10 000 € par maison (Tessier *et al.*, 2006).

Avec l'arrivée d'une vague de construction de villes résidentielles à proximité des grandes agglomérations, constituées principalement de maisons individuelles, l'importance de ce phénomène s'est accrue. En effet, il se construit actuellement de l'ordre de 200 000 maisons individuelles par an en France (Fondasol, 2007), souvent sur des terrains jusqu'à présent exploités à d'autres fins et qui se révèlent fréquemment riches en argiles.

Dans les pays au climat tempéré comme la France, les sols argileux sont proches de leur état saturé. Par ailleurs, la variation volumique maximale des sols gonflants se produit quand la variation hydrique atteint son amplitude maximale. Par conséquent, dans les pays au climat tempéré cette variation volumique se produit pendant une période de sécheresse prolongée (comme celle de 2003 en France) se manifestant par un retrait (ou un tassement). Dans ce type de climat le phénomène de gonflement ne se produit que lorsque la construction se fait pendant une période de sécheresse ou dans une zone déboisée sur des sols argileux séchés. Dans ce contexte, le déboisement de terrains en friche pour construire des bâtiments peut amplifier le processus de gonflement du fait que la végétation ne joue plus son rôle de pompe hydrique. Donc en général, en France, on est le plus souvent confronté au phénomène de retrait qui sollicite le bâti par un tassement différentiel.

La Figure 0.1-a montre les mouvements des terrains différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols en France cartographiés par le BRGM. Sur la Figure 0.1-b les dégâts typiques provoqués par ce phénomène sur un bâti individuel sont présentés.

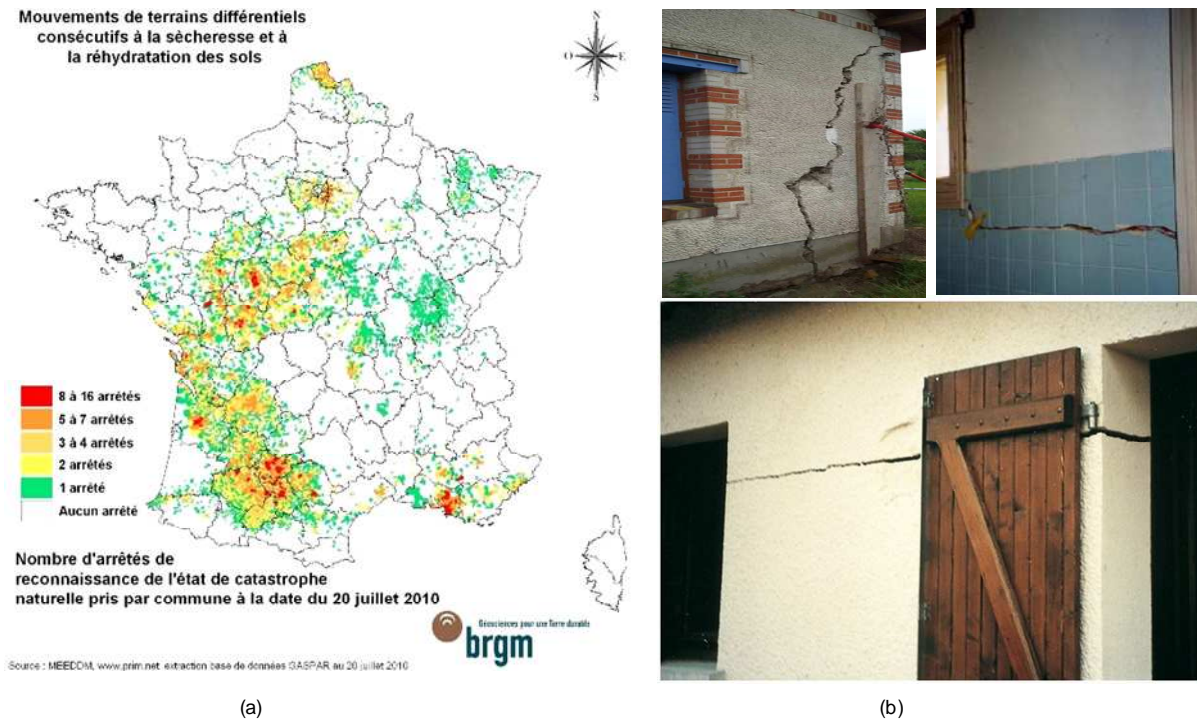


Figure 0.1. (a) Régions touchées par le retrait-gonflement (2010), (b) fissuration du bâti en maçonnerie due au retrait-gonflement (www.argiles.fr)

Selon un rapport du Groupe de Travail Risques Naturels, Assurances et Changement Climatique (Plat *et al.*, 2009), les coûts annuels moyens des dégâts dus au retrait-gonflement par département avant 2003 étaient de l'ordre de 200 millions d'euros/an, et pour la seule année caniculaire de 2003, ce montant a augmenté à 1,2 milliards d'euros (Figure 0.2).

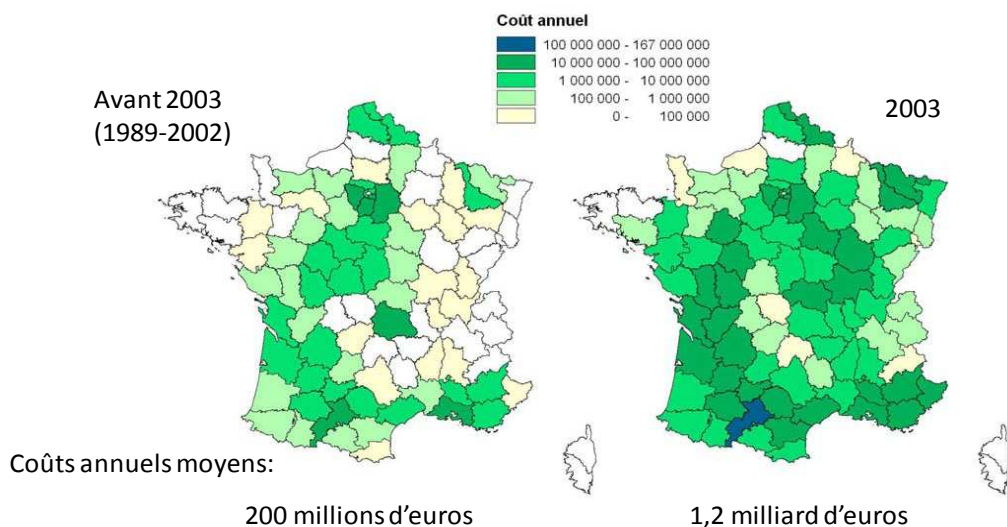


Figure 0.2. Coûts des dégâts liés au retrait-gonflement entre 1989 et 2003 en France (Plat *et al.*, 2009)

Les problèmes dus aux mouvements des terrains suite à des cycles de retrait-gonflement sont également présents partout dans le monde. Aux Etats-Unis, le coût des dégâts provoqués par le retrait-gonflement dépasse celui engendré par les tremblements de terre, les cyclones et les inondations. Wray *et al.* (2005) ont estimé que le coût annuel des dégâts dus au retrait-gonflement a dépassé 15 milliards de dollars par an, et que le retrait-gonflement est le risque naturel le plus coûteux en termes des dégâts subis par les structures. Le département général de l'agriculture des Etats-Unis estime que la moitié des maisons individuelles aux Etats-Unis est conçue sur des sols gonflants (Nelson et Miller, 1992). Rien que dans l'Etat de Dallas, environ 8 500 maisons individuelles ont subi des dégâts provoqués par le retrait-gonflement du sol (Williams, 2009). En Australie, les dégâts provoqués par le retrait-gonflement des sols argileux ont atteint 400 millions \$AUD en 2004 dans l'Etat de Victoria (Osman, 2007). Les chercheurs estiment que 20% des sols superficiels en Australie peuvent être classés parmi les sols modérément voir extrêmement gonflants. Parmi les huit grandes villes d'Australie, six d'entre elles ont été largement touchées par ce phénomène (Fityus *et al.*, 2004). En Angleterre, suite à la sécheresse de 1990, le coût des dégâts a atteint 500 millions de Livres (Nelson et Miller, 1992). Dans les années à venir, l'effet du réchauffement climatique pourrait encore aggraver ce phénomène.

Compte tenu du coût élevé des dommages sur les bâtis dus au retrait-gonflement des sols argileux, l'étude approfondie de la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis de cet aléa s'impose. Pour mettre en place cette étude, trois grandes questions peuvent se poser :

- La présence d'un bâti a-t'il une influence sur le comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants et sur leur profil hydrique ? Si oui, l'étude de l'interaction sol-structure pourrait-elle influencer de manière importante la réponse finale de l'ensemble sol-bâti ?
- Comment peut-on prévoir le tassement différentiel sous le bâti tout en prenant en compte le comportement hydromécanique complexe des sols gonflants ? Compte tenu des phénomènes d'interaction sol-structure, quelle est la proportion de ce tassement différentiel transmis au bâti en fonction de sa rigidité ? Quelle est le degré d'incertitude des résultats obtenus ?
- Peut-on développer des courbes de vulnérabilité, comme celles utilisées en génie parasismique, pour étudier la vulnérabilité du bâti existant, et identifier les bâtis les plus vulnérables pour mettre en place un renforcement éventuel dans l'optique de réduire le coût des dommages lors de prochaines sécheresses prolongées ?

La bibliographie sur les diagnostics et la prévention du risque naturel de retrait-gonflement des sols argileux montre que les conséquences du tassement du sol sur les structures sont qualitativement bien connues et ont fait l'objet de nombreuses expertises *in situ*. En revanche, cette analyse fait ressortir un manque important d'outils d'analyse quantitative de la vulnérabilité du bâti par rapport au risque de retrait-gonflement.

Cette thèse a donc pour objectif de répondre à ce manque de manière pratique et efficace tout en étudiant le comportement des sols argileux non saturés gonflants. Pour cela, la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis du risque de retrait-gonflement sera évaluée en étudiant le phénomène d'interaction sol argileux-structure.

Dans une première partie une étude bibliographique sera consacrée au phénomène du retrait-gonflement et ses conséquences sur les constructions. Tout d'abord, le comportement des sols non saturés gonflants et leurs modélisations seront discutés. Ensuite, les modèles

de l'interaction sol-structure adaptés pour les sols gonflants seront exposés. Finalement les méthodes d'évaluation des dommages sur les maisons individuelles et leur vulnérabilité seront présentées. Les fonctions de vulnérabilité utilisées dans le cas parasismique seront discutées afin d'être adaptées dans la troisième partie au cas du retrait-gonflement.

Dans une seconde partie, les modèles de l'interaction sol-structure adaptés aux sols gonflants prenant en compte leur comportement hydromécanique seront présentés. Tout d'abord, un modèle uni-axial de l'interaction sol-structure sera développé afin d'étudier l'influence de l'effet de cette interaction sur la réponse couplée des sols gonflants. Ensuite, les modèles en 2D et 3D seront définis dans lesquelles la structure est modélisée par un élément de poutre et de plaque respectivement.

Dans une troisième partie, le modèle 2D sera utilisé pour quantifier les déflexions relatives que peuvent subir des bâtis soumis à l'aléa retrait-gonflement. Ensuite, ces déflexions relatives seront comparées à différentes valeurs seuils afin d'estimer les dommages des bâtis. Finalement, des courbes de vulnérabilité seront développées, sur la base d'une typologie des sols et des bâtis. Les courbes et les fonctions de vulnérabilités seront définies pour chaque type de bâtis conçus sur différents types de sols gonflants. Ces fonctions de vulnérabilité seront obtenues en appliquant une méthode de Monte-Carlo qui permet de prendre en compte les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques des bâtis, sur les caractéristiques hydromécaniques des sols gonflants et sur les paramètres météorologiques tels que la variation hydrique.

A défaut d'avoir pu valider les fonctions de vulnérabilités obtenues faute de données suffisantes, le troisième chapitre présente une méthodologie de développement des courbes de vulnérabilité et constitue une étude de faisabilité pour ce développement.

Chapitre I

Bibliographie

I. Bibliographie

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord le phénomène de retrait-gonflement par la description du comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants et de sa modélisation, puis la description de l'évolution verticale et horizontale du profil hydrique du sol. Nous verrons ensuite les conséquences de ce phénomène sur les maisons par la description des dommages et la prévision de ces dommages sera également discutée. Les méthodes existantes pour l'étude de l'interaction sol argileux-structure seront détaillées. Finalement, la combinaison du résultat de l'interaction sol-structure et des catégories de dommages feront l'objet du développement des fonctions de vulnérabilité.

1.1 Phénomène de retrait-gonflement

L'apparition du phénomène de retrait-gonflement dans la nature requiert deux types de facteurs :

- les facteurs de prédisposition (nature du sol, contexte hydrogéologique, végétation) ;
- les facteurs de déclenchement (évaporation, précipitation).

Les facteurs de prédisposition sont ceux dont la présence induit le phénomène de retrait-gonflement, mais ne suffisent pas à eux seuls à le déclencher. On distingue les facteurs internes qui sont liés à la nature du sol, des facteurs d'environnement qui caractérisent plutôt le site.

Parmi les paramètres de la nature du sol, la teneur en argile et la minéralogie du sol jouent un rôle important. Tous les minéraux argileux ne sont pas gonflants, et en fonction de leur force de liaison, de la distance entre leurs feuillettes, de leur capacité d'absorption de l'eau, de l'attraction des cations par leurs particules, et de leur surface spécifique, ils sont plus ou moins gonflants. De multiples ouvrages géologiques donnent la définition des argiles de manière détaillée (Mitchell, 1976). L'annexe 1 présente quelques aspects minéralogiques des argiles.

Les facteurs environnementaux qui caractérisent le site rendent les argiles plus ou moins susceptibles de gonfler. Par exemple, un sol argileux dans un site avec un climat aride ou semi-aride et tempéré ne se comporte pas de la même manière. Les principaux facteurs environnementaux sont définis ci-après.

- a) Hydrogéologie : la présence d'une nappe à faible profondeur permet généralement d'éviter la dessiccation de la tranche de sol superficielle ;
- b) Climat du site : il intervient également en contrôlant la teneur en eau des sols. En climat aride, les sols peuvent être stables pendant de très grandes périodes de sécheresse mais peuvent gonfler suite à de brefs et intenses épisodes pluvieux. En climat tempéré, le sol est souvent proche de l'état saturé, et c'est pendant la période de sécheresse que le sol peut manifester une diminution importante de volume. **C'est**

la raison pour laquelle on s'intéressera en priorité à la phase de retrait dans cette étude.

- c) Végétation : son rôle est souvent prépondérant, les racines des végétaux aspirent l'eau du sol par succion, elles ne favorisent donc que le phénomène de retrait du fait de leur besoin en eau. Ce facteur peut être à la fois le facteur de déclenchement et le facteur de prédisposition. Zawalsko et Woziwodzki (2002) ont observé l'influence des arbres en fonction de leur âge pendant 20 ans. Ils ont constaté qu'à partir de l'âge où l'arbre devient adulte, il se comporte comme un facteur de déclenchement. De même, pendant la saison sèche les racines des arbres appliquent une succion plus importante afin de trouver de l'eau, et aggravent ainsi le tassement, alors que pendant une saison pluvieuse elles n'ont pas besoin d'appliquer une succion élevée.

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque un phénomène de retrait-gonflement, mais qui n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables (Vincent *et al.*, 2006). On peut classer ces facteurs dans deux catégories générales : les phénomènes météorologiques et les facteurs anthropiques.

Les **phénomènes météorologiques** qui sont la principale cause du déclenchement du retrait-gonflement en influençant directement l'état hydrique du sol (évaporation, précipitation...). Quand l'évaporation est supérieure aux précipitations, le sol peut se trouver en déficit hydrique et se rétracter.

Les **facteurs anthropiques**, qui troublent l'évolution hydrique naturelle du sol, en modifiant la répartition des écoulements superficiels et souterrains. En général, ils résultent de travaux d'aménagement comme un drainage réalisé à proximité immédiate de la maison ou encore la rupture d'une canalisation enterrée.

En résumé, pour que le phénomène de retrait-gonflement ait lieu, il faut deux paramètres : le sol gonflant comme facteur de prédisposition et la variation hydrique comme facteur de déclenchement. La classification des sols gonflants fera l'objet de la partie II.2.5.1..

Dans ce qui suit, le comportement des sols gonflants sera détaillé, on présentera alors les différents modèles développés afin d'appréhender ou de reproduire leur comportement. Finalement, on présentera l'état des connaissances relatives à l'évaluation de la variation verticale (en profondeur) ou horizontale (sous un bâti) du profil hydrique du sol.

I.1.1 Description du comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants

Le séchage d'un sol introduit de l'air dans le milieu, il est donc nécessaire de présenter ici quelques notions du comportement des sols non saturés.

I.1.1.1 Sol non-saturé

La notion de contrainte effective ($\sigma - u_w$) a été introduite par Terzaghi (1936) afin de modéliser le comportement mécanique des sols saturés : "la contrainte à n'importe quel point d'un

massif du sol peut être expliquée par la contrainte totale. Si les vides du sol sont remplis par de l'eau, la contrainte sera composée de deux parties : la contrainte effective et la pression d'eau identique dans toutes les directions. Cette contrainte effective s'explique par : $(\sigma' = \sigma - u_w)$ et gouverne tous les effets mesurables de la variation de la contrainte, comme la compression, la variation de la résistance au cisaillement, et la variation volumique".

Pour décrire le comportement des sols non-saturés, où il y a également de l'air en plus de l'eau dans les pores du sol, la notion de succion qui est la pression négative par rapport à la pression atmosphérique intervient. La succion est la différence entre la pression d'air et d'eau ($u_a - u_w$) dans les pores. La phase gazeuse (air) investit le sol quand un sol saturé commence à sécher à partir d'une pression précise qui est la pression d'entrée d'air sur la courbe de rétention d'eau qui relie la teneur en eau ou le degré de saturation à la succion (S_e sur la Figure I.1). Il est classiquement reconnu que le sol devient non saturé quand le niveau de succion dépasse celui de la valeur d'entrée d'air. Autrement dit, un sol atteint un état hydrique non saturé dès que l'air est présent dans les pores en plus de l'eau (Figure I.1).

Afin de rendre compte de la contrainte effective dans un sol non-saturé, Bishop (1959) a proposé l'expression suivante :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Équation I.1}$$

où $(\sigma - u_a)$ est la contrainte nette, χ est le paramètre de Bishop variant entre 0 (sol sec) et 1 (sol saturé). Ce paramètre dépend principalement du degré de saturation et de la nature du sol (Bishop et Donald, 1961 ; cité par Khalili *et al.*, 2004). Khalili et Khabbaz (1998) ont analysé 14 cas présents dans la littérature, afin de trouver une relation entre χ et la succion (Figure I.2).

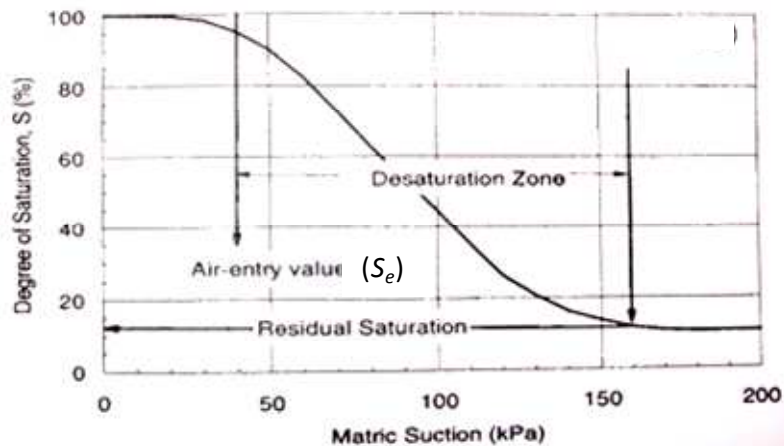


Figure I.1. Evolution typique du degré de saturation en fonction de la succion d'un sol non saturé (Vanapalli *et al.*, 1996)

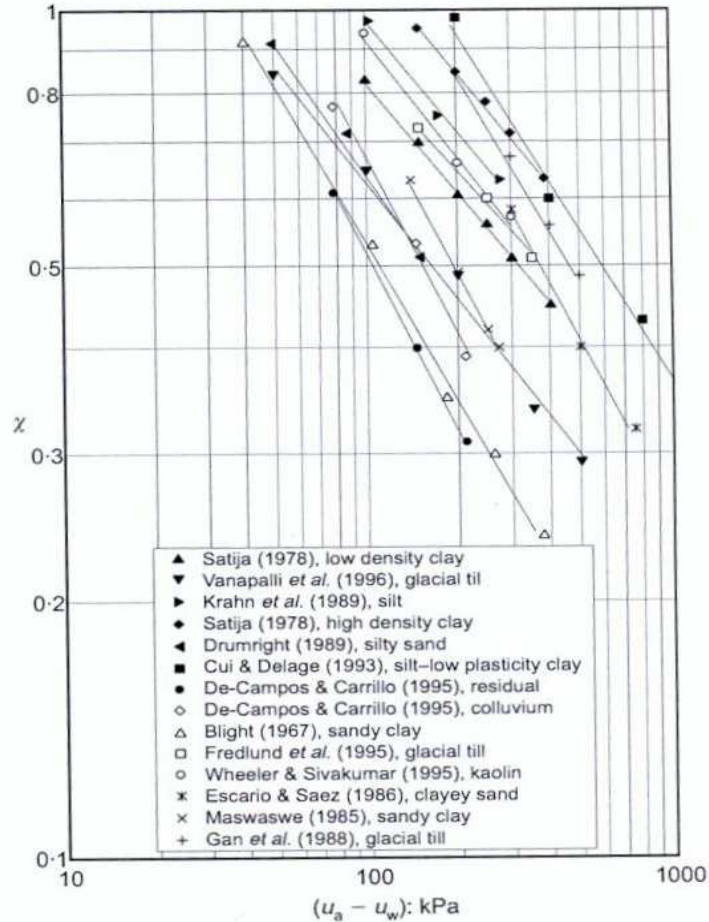


Figure I.2. Relation entre le paramètre de contrainte effective (χ) et la matrice de succion (Khalili et Khabbaz, 1998)

Ils ont constaté que ce paramètre varie en fonction de la nature du sol en faisant varier la succion. Par ailleurs, ils ont constaté une relation unique exprimant ce paramètre en fonction du rapport s/s_e (s étant la succion et s_e la succion correspondante au point d'entrée d'air (Figure I.1) :

$$\chi = 1 \quad \text{pour } s \leq s_e \text{ (milieu saturé)}$$

$$\chi = \left(\frac{s_e}{s} \right)^{0,55} \quad \text{pour } s > s_e \text{ (milieu non saturé)}$$

Équation I.2

Ce principe est critiqué dans la littérature car il ne permet pas de prévoir le phénomène d'effondrement d'un sol lorsqu'il subit une humidification sous une charge constante. En effet l'humidification induit une diminution de succion qui devrait, selon l'équation I.1, entraîner une diminution de la contrainte effective et donc un gonflement. En réalité, cette diminution de succion pour un sol subissant une charge constante supérieure à celle de préconsolidation peut provoquer une diminution brutale de volume appelée effondrement.

Loret et Khalil (2002) ont expliqué le phénomène d'effondrement en se basant sur le principe de la contrainte effective. Selon ces auteurs, pour les sols effondrables la vitesse d'augmentation (ou de diminution) de la contrainte de préconsolidation, et par conséquent la surface de charge, est supérieure à celle de l'augmentation (ou diminution) de la contrainte

effective par l'augmentation de la succion. Par conséquent, pendant la phase d'humidification, quand le sol arrive à une combinaison critique de la contrainte nette et de la succion, une contraction volumique plastique (effondrement) a lieu.

Certains auteurs (Khalilli et Khabbaz, 1998 ; Wheeler *et al.*, 2003 ; Nuth et Laloui, 2008 ; Sheng *et al.*, 2008) annoncent qu'il est assez précis de prendre le paramètre de contrainte effective égal au degré de saturation ($\gamma = S_r$) afin de simuler le comportement mécanique du sol non saturé. Ce paramètre peut être relié à la succion à travers la courbe de rétention.

I.1.1.2 Comportement monotone du sol gonflant

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique de sols gonflants soumis à une variation de la succion (Tableau I.1). Pour cela, ils ont étudié la variation de l'indice des vides du sol en fonction de la succion imposée. La Figure I.3 illustre un résultat typique obtenu sur l'argile de Boom par Robinet *et al.* (1997).

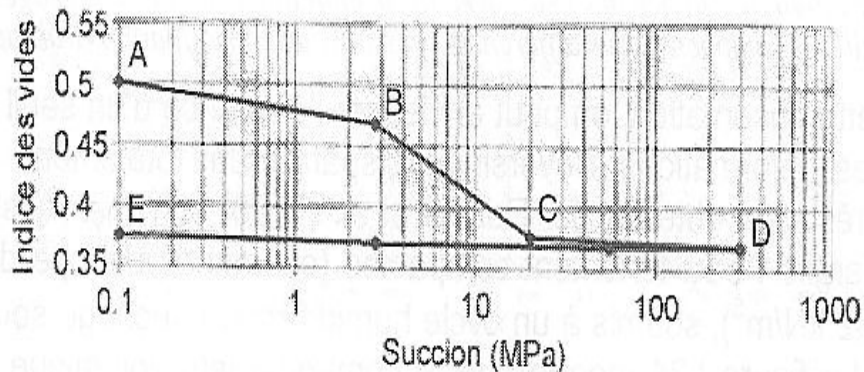


Figure I.3. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour l'argile de Boom (gonflante) sous une contrainte verticale (Robinet *et al.*, 1997)

La Figure I.3 met en évidence trois parties différentes :

- la première zone AB correspondant à une faible variation de l'indice des vides en fonction de la succion, cette zone traduit un comportement élastique de type surconsolidé, sa pente est notée par κ_s ;
- la deuxième zone BC correspond à une variation de l'indice des vides plus importante, cette zone présente le comportement plastique normalement consolidé, avec une pente notée par λ_s ;
- la troisième zone CD avec une faible variation de l'indice des vides, correspond à un comportement élastique. Normalement le point C présente la limite de retrait et la variation volumique au delà de ce point est négligeable. Par ailleurs, la pente de la partie d'humidification (DE) correspond approximativement à celle de (AB).

Comme il est illustré sur la Figure I.3, une grande partie de la variation de l'indice des vides se produit sur la partie plastique. Donc afin d'avoir une modélisation réaliste du comportement des sols non saturés gonflants, il faut prendre en compte les deux pentes du

comportement volumique du sol, ou autrement dit un comportement élastoplastique (κ_s, λ_s). Plus ces deux pentes sont importantes, plus le sol est gonflant.

Tableau I.1. Quelques travaux réalisés sur le comportement volumique des sols non saturés

Auteurs	Matériaux étudiés
Robinet <i>et al.</i> (1997)	Argile de Boom
Vicol (1990)	Limon de Jossigny
Fleureau <i>et al.</i> (1993)	Montmorillonite calcique remaniée
Robinet et Rhattas (1993)	Argile de Boom
Fleureau <i>et al.</i> (2002)	Mélange de Smectit-Kaolinite (FoCa)
Nowamooz (2007)	Mélange de limon de Xeuilley et bentonite

Le seuil entre la partie élastique et la partie plastique n'étant pas toujours simple à définir, certains auteurs prennent une pente moyenne qui représente la variation volumique totale du sol après avoir subi un cycle de séchage-humidification. Bélanteur *et al.* (1997) ont présenté ces pentes pour deux matériaux différents (Figure I.4) : une argile gonflante (Smectite) et une argile non gonflante (Kaolinite). Comme il est montré sur la Figure I.4, un sol plus gonflant (Smectite) présente une variation volumique plus importante lors d'une phase de séchage/humidification.

En effet, quand le sol est complètement saturé, l'application de succion produit le même effet que l'augmentation de la contrainte moyenne. Sécher un sol au-delà de son point d'entrée d'air produit donc un effet identique à comprimer le sol par une contrainte équivalente (Sheng *et al.*, 2008).

La Figure I.5 montre la variation de l'indice des vides au cours du chargement à succion contrôlée d'un essai œdométrique sur de la bentonite compactée de Cortijo (Loret *et al.*, 2003). Sur cette figure, on peut remarquer que la compressibilité du sol diminue avec l'augmentation de la succion imposée, et que la compressibilité devient nulle pour les valeurs de succion imposée très élevées. De plus, la pression de préconsolidation augmente avec l'augmentation de la succion imposée. Cet effet de la succion sur la compressibilité et sur la pression de préconsolidation se traduit par le couplage hydromécanique.

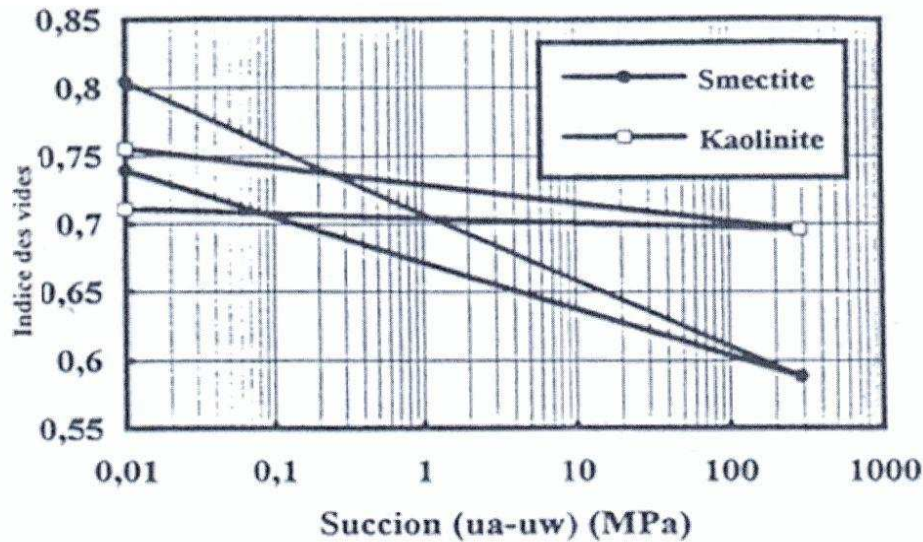


Figure I.4. Variations volumiques de sols gonflant et non-gonflant après avoir subi un cycle de séchage-humidification (Bélanteur *et al.*, 1997)

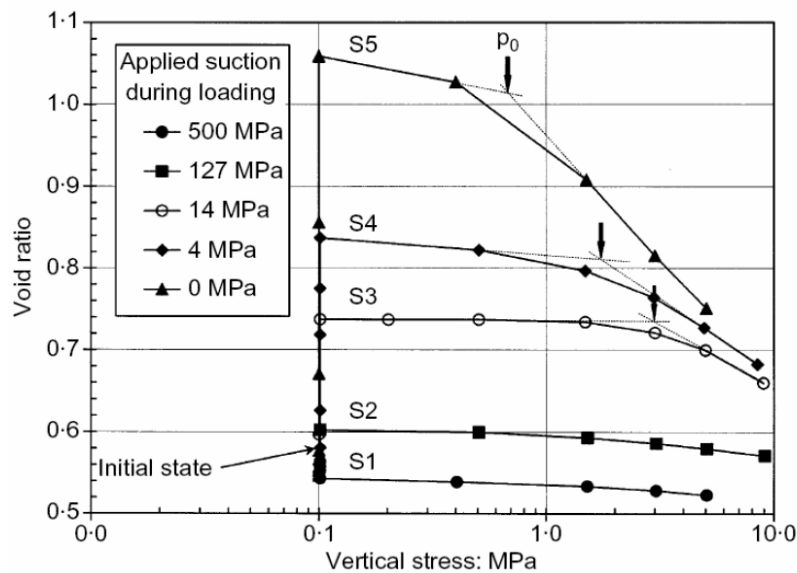


Figure I.5. Courbe de consolidation normale pour différentes succions imposées (Loret *et al.*, 2003)

I.1.1.3 Cycles de séchage – humidification

Dans la nature les sols sont soumis à des cycles de séchage et d'humidification, dus aux variations hydriques et climatiques saisonnières. L'étude du mécanisme de retrait-gonflement in situ montre que l'interaction sol-eau induite par les cycles de séchage-humidification est très complexe et contient des effets couplés entre la variation de la teneur en eau, la succion, la contrainte, la déformation et la résistance au cisaillement (Zhan *et al.*, 2007).

Dans ce contexte Dif et Bluemel (1991) et Al-Homoud *et al.* (1995) ont détecté une cumulation du retrait. Par ailleurs, certains auteurs observent un effet opposé. Popescu (1980) et Pousada (1984) (cité par Alonso *et al.*, 2005) ont observé que l'amplitude du

gonflement augmente avec le nombre de cycles. Ils ont conclu que le comportement cyclique des sols non saturés gonflants est fonction de leur état initial (teneur en eau et densité sèche initiales).

Plusieurs auteurs (Delage *et al.*, 1998 ; Yahia-Aïssa, 1999 ; Tripathy *et al.*, 2002 ; Alonso *et al.*, 2005 ; Airo Farulla *et al.*, 2007 et 2010 ; Nowamooz et Masrouri, 2009 ; Zemeny *et al.*, 2009) ont analysé le comportement cyclique des sols gonflants et ont souligné l'effet de l'état initial du sol.

Alonso *et al.* (2005) ont réalisé les cycles de séchage-humidification sur un mélange de bentonite-sable (80% bentonite), avec une pression de préconsolidation égale à 5 MPa. Ils ont réalisé trois séries d'essais cycliques avec des contraintes nettes verticales égales à 96, 196 et 396 kPa. Leur résultat est présenté sur la Figure I.6 (la déformation positive représente le retrait). Un retrait cumulé à la fin des cycles de séchage-humidification peut être noté. Le comportement volumique du sol devient réversible après avoir subi des cycles de séchage-humidification. L'amplitude de ce retrait diminue avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Airo Farulla *et al.* (2007) ont observé le même comportement pour l'argile de Scaly ($I_p = 30\%$ et $G_S = 2,78$) subissant des cycles séchage-humidification.

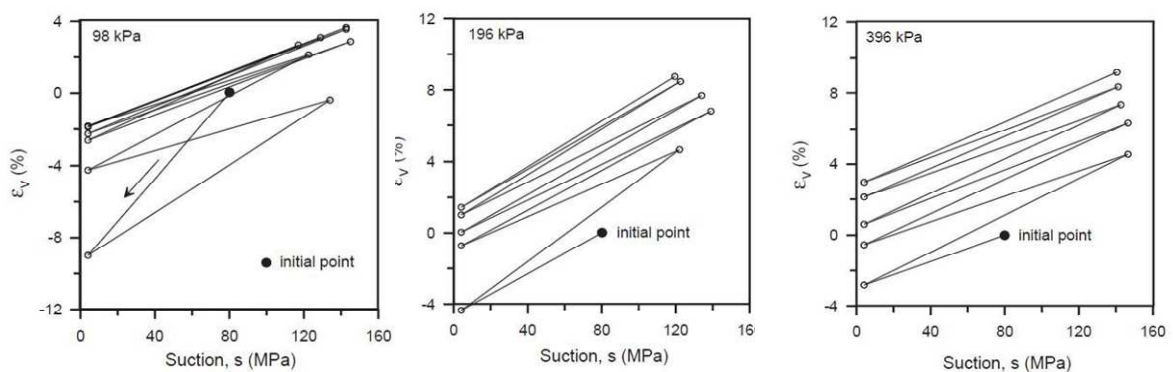


Figure I.6. Cycles de séchage-humidification pour trois contraintes verticales (Alonso *et al.*, 2005)

Alonso *et al.* (2005) concluent que ce retrait cumulé est dépendant de l'état initial (densité et structure interne) du sol et aussi de la gamme de succion appliquée, qui est élevée dans l'étude d'Alonso (4-130 MPa). De ce fait, si le sol est initialement lâche, il y aura une diminution cumulée de l'indice des vides à la fin des cycles de séchage-humidification, ce qui se traduit par un retrait cumulé. Un gonflement cumulé est observable dans le cas d'un sol initialement dense soumis à ces cycles. La Figure I.7 montre les résultats pour les deux états initiaux différents (lâche et dense).

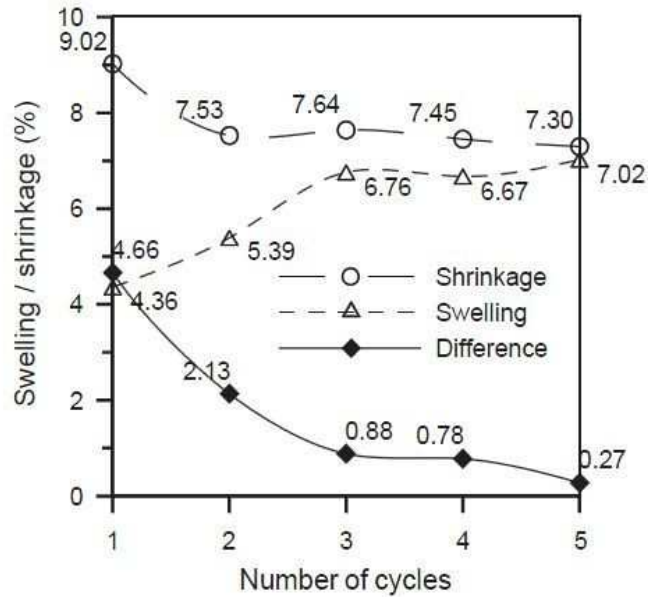


Figure I.7. Retrait et gonflement en fonction du nombre des cycles (Alonso et al., 2005)

On note sur les Figure I.6 et Figure I.7 que lorsque le nombre de cycles augmente, la variation volumique du sol entre les deux cycles consécutifs de séchage-humidification devient plus faible. Cela montre la tendance du sol à atteindre un état élastique (réversible) après avoir subi quelques cycles de séchage-humidification.

Nowamooz et Masroui (2009) rapportent les résultats d'une série d'essais hydriques cycliques effectuée sur le sol naturel du Deffend pour deux densités initiales différentes sous des contraintes verticales de 20, 40 et 60 kPa, et une pression de préconsolidation du sol de 600 kPa.

Le comportement de deux séries d'éprouvettes (lâche et dense) tend vers un état unique et réversible après avoir subi plusieurs cycles de séchage-humidification dans la gamme de succion imposée (ici, de 0 à 8 MPa) (Figure I.8). Par la suite toute imposition de succion plus élevée que 8MPa, pourrait introduire des variations volumiques plus importantes (plasticité). Dans la littérature, les seules références dans ce domaine sont issues d'essais en laboratoire. Il serait très intéressant de vérifier la validité de ce type de résultat in situ.

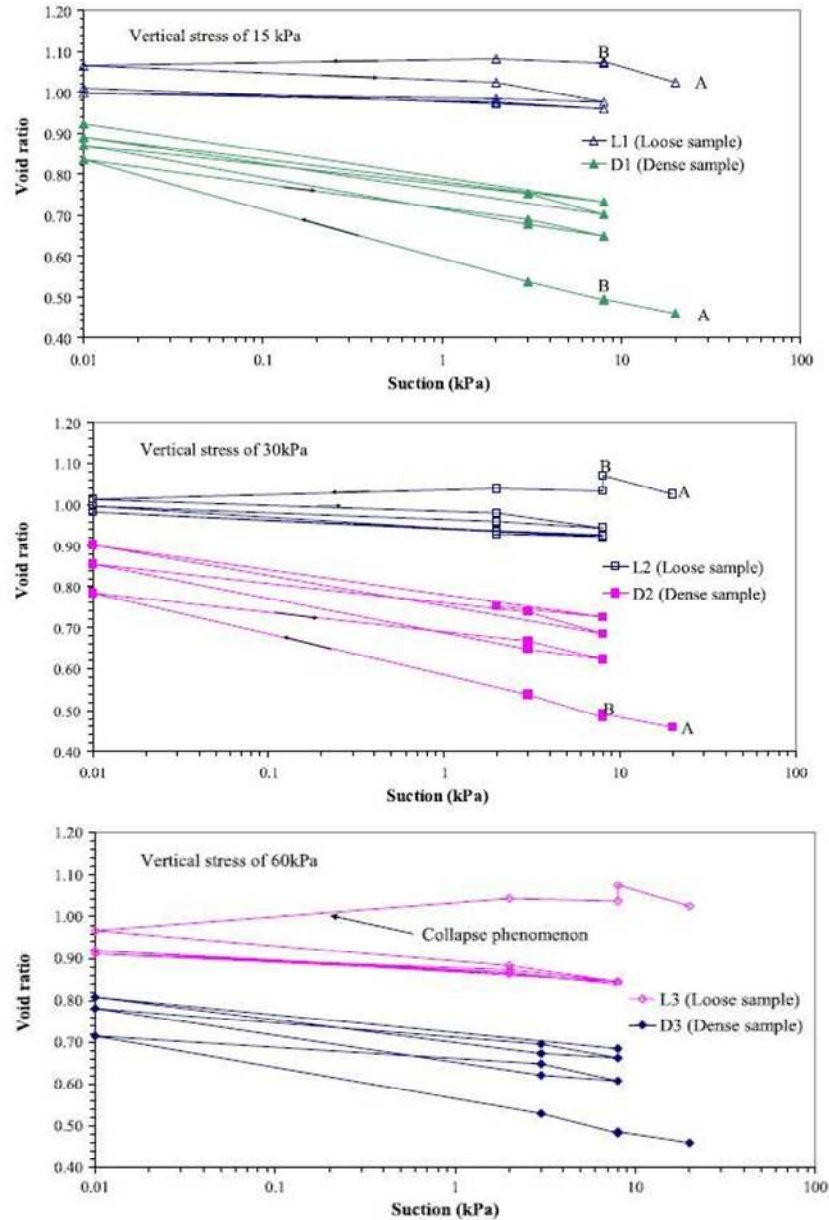


Figure I.8. Cycles de séchage-humidification appliqués au sol du Deffend (Nowamooz et Masroui, 2009)

Dans les exemples illustrés ici, on peut conclure que l'augmentation de la contrainte verticale diminue l'amplitude du gonflement cumulé du sol et favorise l'augmentation du retrait quel que soit l'état initial du sol (Dif et Bluemel, 1991).

Tripathy *et al.* (2002) concluent que sous une contrainte verticale très élevée, le sol devient consolidé et compacté, et la gamme de déformation reste toujours dans le domaine élastique. Delage *et al.* (1998) et Yahia-Aïssa (1999) ont réalisé les cycles de séchage-humidification sur des éprouvettes de l'argile FoCa fortement compactées (contrainte compactage = 60 MPa, $\gamma_d = 19,2 \text{ kN/m}^3$). Ils ont constaté l'apparition d'un comportement réversible, et ont conclu que si le matériau est fortement compacté, la macroporosité n'existe pas, alors le comportement du matériau tend vers celui des particules argileuses (microstructure) dont le comportement est supposé élastique.

I.1.1.4 Conclusion

Nous avons présenté les points importants du comportement des sols gonflants soumis à des variations hydriques monotones ou cycliques. Suite à l'application des cycles de séchage-humidification, l'amplitude du retrait-gonflement est fonction de l'état initial du sol, en particulier sa densité. Globalement un sol initialement dense aura tendance à avoir un gonflement cumulé, alors que pour un sol initialement lâche, c'est le retrait cumulé qui se produira.

Quel que soit l'état initial, en augmentant la contrainte verticale sur le sol, le taux de gonflement diminue et le sol a tendance à manifester un retrait cumulé. Si cette contrainte appliquée est très importante le sol se consolide d'avantage et par conséquent la déformation engendrée par les cycles hydriques reste moins important.

Dans la nature, en principe, le sol gonflant a déjà subi un grand nombre de cycles hydriques. Sa variation volumique se trouve donc dans un domaine réversible indépendant de l'état initial dans la gamme des suctions déjà appliquées. Si par la suite de part un événement inhabituel (période de sécheresse de forte amplitude et prolongée) une succion plus élevée est appliquée, le sol manifesterait une variation volumique importante et irréversible. Ceci pourrait être à l'origine de nombreux dégâts sur les bâtis, comme lors des sécheresses exceptionnelles de 2003 et 2006.

I.1.2 Modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés gonflants

La modélisation réaliste du comportement du sol non saturé est actuellement l'un des points importants de la recherche dans le domaine de la mécanique des sols. Ce comportement devient encore plus complexe quand le sol est gonflant, et ceci se traduit par l'introduction de paramètres supplémentaires pour appréhender le comportement réel de ces milieux.

Les modèles de sols gonflants s'inspirent généralement des modèles de sols non saturés non gonflants. Ces modèles peuvent être classés selon deux critères :

- la loi de comportement du sol, avec prise en compte ou non de la plasticité (comportement irréversible). Il existe deux grandes catégories : les modèles élasto-plastiques (BBM, BExM) et les modèles élastiques non-linéaires (Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Lytton, 1994 ; Vu et Fredlund, 2006, etc.) ;
- approche en contrainte effective $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$ ou en contrainte nette $(\sigma - u_a)$.

Sheng *et al.* (2008) ont regroupé l'ensemble des modèles constitutifs existants à l'aide de trois équations générales (équations I.3, I.4 et I.5) :

$$dv = \frac{dN(s)}{ds} ds - \lambda_{vp}(s) \frac{dp}{p} - \ln p \frac{d\lambda_{vp}(s)}{ds} ds \quad \text{Équation I.3}$$

$$dv = \frac{dN(s)}{ds} ds - \lambda_{vp}(s) \frac{dp'}{p'} - \ln p' \frac{d\lambda_{vp}(s)}{ds} ds \quad \text{Équation I.4}$$

$$dv = -\lambda_{VP} \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} - \lambda_{VS} \frac{ds}{s} \quad \text{Équation I.5}$$

Où dv est la variation de volume due à la variation de la succion (ds) et à la variation de contrainte moyenne (dp) :

λ_{VP} est l'indice de compressibilité relatif à la variation de contrainte sous une succion constante,

\bar{p} est la contrainte nette moyenne et p' est la contrainte effective moyenne de Bishop,

λ_{VS} est l'indice de compressibilité relatif à la variation de succion sous une contrainte constante,

$N(s)$ est le volume spécifique du sol lorsque la contrainte moyenne est égale à 1 (unité de la contrainte).

Ces équations (I.3, I.4 et I.5) sont basées sur le modèle élastoplastique de Cam Clay pour les sols saturés :

$$dv = -\lambda_{VP} \frac{dp'}{p'} \quad \text{Équation I.6}$$

Les paramètres N et λ_{VP} dans les équations I.3 et I.4 et λ_{VS} dans l'équation I.5 ci-dessus varient en fonction de la succion.

La contrainte nette (\bar{p}) dans l'équation I.3 est utilisée dans le modèle de Barcelone (détaillé dans la partie §1.1.2.1). La contrainte effective moyenne de Bishop de l'équation I.4 est utilisée dans les modèles de Kohgo *et al.* (1993) et Bolzon *et al.* (1996) (cité par Sheng *et al.*, 2008) et Loret et Khalili (2002). L'équation I.5 utilise la contrainte nette et sépare la compressibilité due à la variation de contrainte λ_{VP} de celle de la succion λ_{VS} comme les modèles de Fredlund et Rahardjo (1993) et Lytton (1994).

L'avantage des deux premiers groupes (équations I.3 et I.4) est qu'ils prennent en compte le couplage hydromécanique dans ce sens que la variation de la succion (hydrique) peut influencer sur l'état de la contrainte (mécanique). En revanche, l'inconvénient est que, dans le sens inverse, ils ne prennent pas en compte ce couplage. L'équation I.5 sépare complètement l'indice de compressibilité dû à la variation de la contrainte λ_{VP} de celui dû à la variation de la succion λ_{VS} . Donc le paramètre λ_{VP} n'est pas forcément une fonction de la succion, ce qui simplifie le modèle et peut compter comme un avantage en termes de facilité d'usage par rapport aux deux autres approches. En revanche, la non prise en compte du couplage entre la partie mécanique et hydrique pourrait être un inconvénient en termes de validité pour les sols caractérisés par un couplage important.

Dans le Tableau I.2, nous récapitulons les modèles du comportement des sols non saturés. Dans ce qui suit, l'état de l'art concernant les modèles existants et classés selon les équations I.3 à I.5 sera présenté.

1. Surface d'état

La difficulté de détermination du paramètre de Bishop (χ) lorsqu'on utilise le concept de contrainte effective (équation I.1) pour les sols non saturés a mené à l'adoption de deux variables de contrainte dans le sol. Matyas et Radhakrishna (1968) ont adopté la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$) comme deux variables indépendantes afin de définir le comportement mécanique du sol non saturé. Ils ont ensuite défini le concept de surface d'état qui consiste à lier l'indice des vides et le degré de saturation à la contrainte nette et à la succion (Figure I.9). Le concept de surface d'état a été largement utilisé (Fredlund et Morgenstern, 1976 ; Lloret et Alonso, 1985 ; Fredlund et Rahardjo, 1993). Les modèles de type surface d'état font partie du 3^e groupe de modèles (équation I.5).

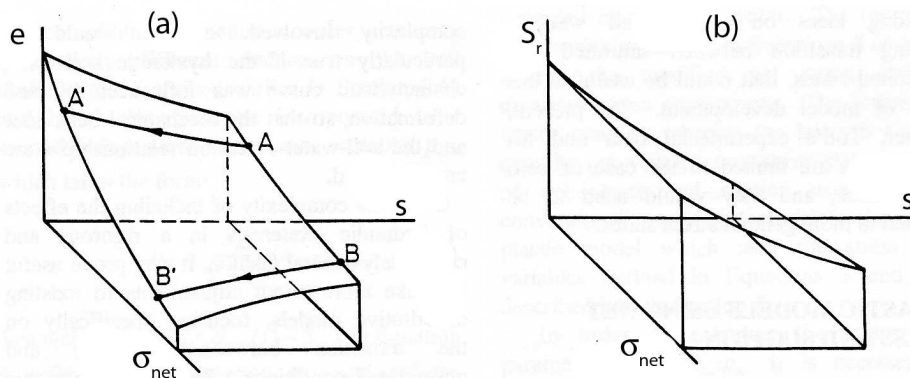


Figure I.9. Surface d'état de a) l'indice des vides, b) degré de saturation (Matyas et Radhakrishna, 1968)

Fredlund et Morgenstern (1976) ont rappelé que la variable de l'état de contrainte doit être indépendante des propriétés du matériau, et donc la contrainte effective de Bishop (équation I.1 et Figure I.2) ne serait pas convenable. Ils ont suivi le même principe que Matyas et Radhakrishna (1968) en disant que la contrainte nette ($\sigma - u_a$) gouverne la macrostructure, alors que la succion ($u_a - u_w$) gouverne la microstructure. Lloret et Alonso (1985) ont proposé plusieurs fonctions analytiques pour la surface d'état. Leurs fonctions étaient basées sur des résultats expérimentaux pour différents types de sols non gonflants et peu plastiques.

Ensuite, le terme de surface d'état a été rebaptisé *surface constitutive*. Basé sur ce concept, Fredlund et Rahardjo (1993) ont développé un cadre complet pour la mécanique des sols non-saturés. Le modèle constitutif de Fredlund et Rahardjo utilise une surface d'état unique afin de décrire le comportement élastique non linéaire des sols non saturés. Cependant, le comportement de ces sols est souvent irréversible et nécessite plutôt des modèles élasto-plastiques.

Finalement, la surface d'état classique, à cause de son indépendance du chemin de contrainte, reste peu utilisée dans la littérature malgré ses facilités pour la modélisation. Fredlund et Morgenstern (1976) ont réalisé une série d'essais sur l'argile gonflante de Regina et ont conclu que, sous les conditions de chargement monotone (et non cyclique), une surface d'état unique peut être utilisée. Toutefois, en cas de sollicitations cycliques (hydraulique ou mécanique), chaque cycle nécessite la définition d'une surface d'état séparée.

L'effet du chemin de contrainte fera l'objet de la partie § II.2.3.5.

Zhang et Lytton (2009) ont proposé un concept modifié de surface d'état (§ I.1.2.2). Cette nouvelle génération de surface d'état élastoplastique est capable de prendre en compte l'effet du chemin de contrainte et l'évolution de la surface de charge au cours de chargement mécanique ou hydrique. Zhang et Lytton (2009) ont pu reproduire les résultats du BBM (*Barcelona Basic Model*) de Alonso *et al.* (1990) pour les sols étudiés.

Selon Zhang et Briaud (2008) l'avantage de la surface d'état est que son application est possible aussi bien aux sols saturés ($s=0$) que non saturés ($s \neq 0$). Vu et Fredlund (2006) rappellent que l'estimation de la variation volumique d'un sol avec l'approche de surface d'état devrait être suffisante pour la plupart des analyses d'ingénierie.

2. Modèle de Barcelone BBM

Alonso *et al.* (1990) sont parmi les premiers chercheurs à proposer un modèle élastoplastique intégré pour le comportement volumique et le cisaillement des sols non saturés à la base des deux variables de contrainte indépendantes : la succion et la contrainte nette. Ce modèle est appelé le modèle BBM (*Barcelona Basic Model*). Alonso *et al.* (1990) ont considéré que l'approche de surface d'état, avec une surface unique constitutive pour décrire le comportement des sols non-saturés, ne peut pas être utilisée pour traiter les déformations irréversibles du sol dues à la décharge (ou l'hydratation) dans le sol, car la dépendance au chemin de contrainte dans le sol non-saturé n'est pas prise en compte dans l'approche par surface d'état classique. Par conséquent, plusieurs auteurs (Alonso *et al.*, 1990 ; Delage et Graham, 1996 ; Wheeler *et al.*, 2003 ; Sheng *et al.*, 2004) ont utilisé la ligne de compression normale aux différentes succions imposées, $\lambda_{vp}(s)$ (équation I.3) qui diminue avec l'augmentation de succion, afin de développer leur modèle constitutif. Il existe différents modèles élasto-plastiques qui peuvent être considérés comme des dérivés du modèle de base de Barcelone (Sheng *et al.*, 2008) qui font partie du 1^e groupe de modèles (équation I.3).

3. Autres Modèles (contrainte effective)

Dans le contexte d'une modélisation élasto-plastique des sols non-saturés, il existe aussi plusieurs modèles dans la littérature qui prennent en compte la contrainte effective comme la variable de l'état de contrainte afin d'expliquer le comportement hydromécanique du sol (Wheeler et Sivakumar, 1995 ; Loret et Khalili 2002 ; Sheng *et al.*, 2008). Ces modèles font partie de 2^e groupe de modèles (équation I.4).

Commentaires :

Le Tableau I.2 synthétise les différents modèles de comportement des sols non-saturés en précisant le paramètre de l'état de contrainte utilisé. Comme il a été mentionné précédemment, le débat général des modèles dans la littérature se porte sur le paramètre du modèle décrivant l'état de contrainte du sol non-saturé (contrainte effective ou contrainte nette). Parmi les modèles basés sur la contrainte nette, le modèle d'Alonso *et al.* (1990, 1999) est actuellement le plus utilisé. Dans le cadre de l'étude du comportement des sols gonflants, ce modèle a été modifié et le BExM (Barcelona Expansive Model) a été proposé,

ce dernier est également capable de modéliser le comportement cyclique des sols gonflants (Alonso *et al.*, 1999). Son défaut général reste le nombre élevé de paramètres (22 paramètres) qui ne sont pas aisément accessibles. Ce défaut rend ce modèle plus apte pour le domaine de la recherche que celui de l'ingénierie (les performances et les défauts du modèle de BExM seront détaillés dans la partie suivante). Par ailleurs, le concept de surface d'état selon certains chercheurs (Vu et Fredlund, 2006 ; Zhang et Briaud, 2008 ; Zhang et Lytton, 2009) semble être plus simple et opérationnel dans le domaine de l'ingénierie, lorsqu'un simple chemin de contrainte est imposé. Avec les modifications récentes que la surface d'état a reçues par rapport à la dépendance du comportement du sol non saturé gonflant au chemin de contrainte parcouru, elle semble être désormais un outil de modélisation satisfaisant. De plus, elle produit des résultats comparables aux modèles de BBM et de BExM avec des chemins de contrainte complexes.

Parmi les modèles se basant sur le principe de la contrainte effective, le modèle de Khalili et Lloret (2004) semble le plus compétant car il arrive à expliquer le phénomène d'effondrement. Malgré ses points forts, il n'est pas tout à fait adapté aux sols gonflants. La capacité de ce modèle pour modéliser le phénomène de gonflement n'a pas encore été vérifiée dans la littérature.

Par ailleurs, il existe plusieurs méthodes empiriques d'estimation de l'amplitude de retrait ou de gonflement. Ces méthodes ne prennent pas en compte le couplage hydromécanique du sol non saturé gonflant. Elles ne seront donc pas utilisées dans cette étude. Cependant, elles fournissent une première idée de l'ordre de grandeur du retrait ou du gonflement. Le Tableau I.3 récapitule les travaux et les méthodes empiriques utilisées dans la bibliographie pour les sols gonflants. Ces méthodes sont détaillées dans l'annexe 2.

Par la suite, nous détaillerons les modèles du comportement des sols non saturés plus adaptés pour les sols gonflants.

Tableau I.2. Modèle du comportement des sols non saturés

Référence	Etat de contrainte	Observation
Bishop (1959)	Contrainte effective simple	Il n'est valable que dans le domaine purement élastique
Matyas et Radhakrishna (1968)	Contrainte nette et succion	
Fredlund and Morgenstern (1977)	Deux variables de l'état de contrainte indépendantes	N'importe quelle bi-combinaison de ces trois paramètres : σ , u_a , u_w
BBM (Alonso <i>et al.</i> , 1990) BExM(Alonso <i>et al.</i> , 1999)	Contrainte nette et succion	Parmi les premiers modèles basés sur l'état critique
Wheeler et Sivakumar (1995)	Contrainte nette et succion	Le modèle développé de BBM afin de rendre compte du degré de saturation
Lytton (1994)	Contrainte nette et succion	
Loret et Khalili (2002)	Contrainte effective et succion en tant que paramètre d'écrouissage durcissant	Il est capable de modéliser l'effondrement et le durcissement liés à la succion
Weeler <i>et al.</i> (2003)	Contrainte effective de de Bishop et succion	Il est capable de rendre compte de la boucle d'hystérésis dans la courbe de rétention (isotopique)
Nuth et Laloui (2008)	Contrainte effective générale	Le modèle élastoplastique en utilisant seulement une variable de l'état de contrainte
Sheng <i>et al.</i> (2004, 2008)	Contrainte de Bishop et succion	Basé sur le modèle développé par Wheeler <i>et al.</i> (2003) en modifiant la contrainte déviatorique

Tableau I.3. Méthodes empiriques existantes pour les sols gonflants et les paramètres essentiels utilisés

Référence	Paramètre(s)	Définition	Observation
Johnson et Snethen (1978)	C_ψ	Indice de succion : la pente de la variation de l'indice des vides en fonction de la succion, approximativement par : $C_\psi = \frac{6V_s}{100B}$	α : facteur de compressibilité ($1 < \alpha < 0$) B : pente de la courbe de rétention
Wang <i>et al.</i> (1990)	C_m	La pente de la courbe indice des vides- log (succion matricielle)	
McKeen (1981) Wray (1998)	γ_h	La pente de déformation volumique en fonction du log (succion)	$\frac{\Delta e}{1 + e_0}$: La déformation volumique h : succion
Brackley (1983)	F	$F = \frac{I_{pt} - 10}{10}$	$I_{pt} = I_p \frac{Mass < 425 \mu m}{Mass_{tot}}$ Ip : indice de plasticité
Philipponnat (1991)	R_g	La pente de la courbe gonflement-contrainte (Pression de gonflement)	Cette pente est comparable avec l'indice de compression C_c des sols saturés
Zerhouni et Bigot (2000)	R_i	La pente de la déformation uniaxiale (œdométrique) en fonction de la teneur en eau	
Méthode de PVR (2003) (Potential Vertical Rise)	E_w	La pente de la courbe de teneur en eau en fonction de la déformation volumique	
SFG, Sheng <i>et al.</i> (2008)	$\lambda_{VP}, \lambda_{VS}$	L'indice de compressibilité en fonction de la contrainte et de la succion	Ces deux paramètres varient indépendamment

I.1.2.1 Modèle de Barcelone (1990-1999)

Ce modèle, appelé BBM (*Barcelone Basic Model*), a été initialement conçu pour les sols non saturés (Alonso *et al.*, 1990), ensuite il a été modifié pour les sols gonflants (Alonso *et al.*, 1999) et nommé BExM (*Barcelone Expansive Model*). C'est un modèle élasto-plastique prenant en compte le couplage hydromécanique. L'originalité du modèle BExM est l'apparition de deux fonctions SI et SD dans le plan succion-contrainte nette (Figure I.10), qui délimitent deux niveaux structuraux : microstructure et macrostructure. La ligne SI (*Suction Increase*) explique le phénomène de retrait associé à une augmentation de la succion. La ligne SD (*Suction Decrease*) explique le phénomène de gonflement associé à une diminution la succion. L'évolution de ces deux lignes peut modifier la surface de charge (LC), l'augmentation de la succion fait élargir cette surface, alors que la diminution de la succion a un effet inverse. L'influence de la variation de succion sur la surface de charge se traduit par un couplage hydromécanique. Dans ce modèle la microstructure est supposée saturée et élastique. Par conséquent l'incrément de la déformation microstructurale ne dépend que de la contrainte effective $dp' = d(p-p_w) = d(p-p_a + p_a - p_w) = d(p+s)$. La ligne NL (*Neutral Line*) peut être tracée, sur cette ligne $p+s = \text{constant}$ et donc il n'y a pas de déformation sur cette ligne. La Figure I.10 illustre la surface de charge du modèle de BBM et celle du modèle de BExM.

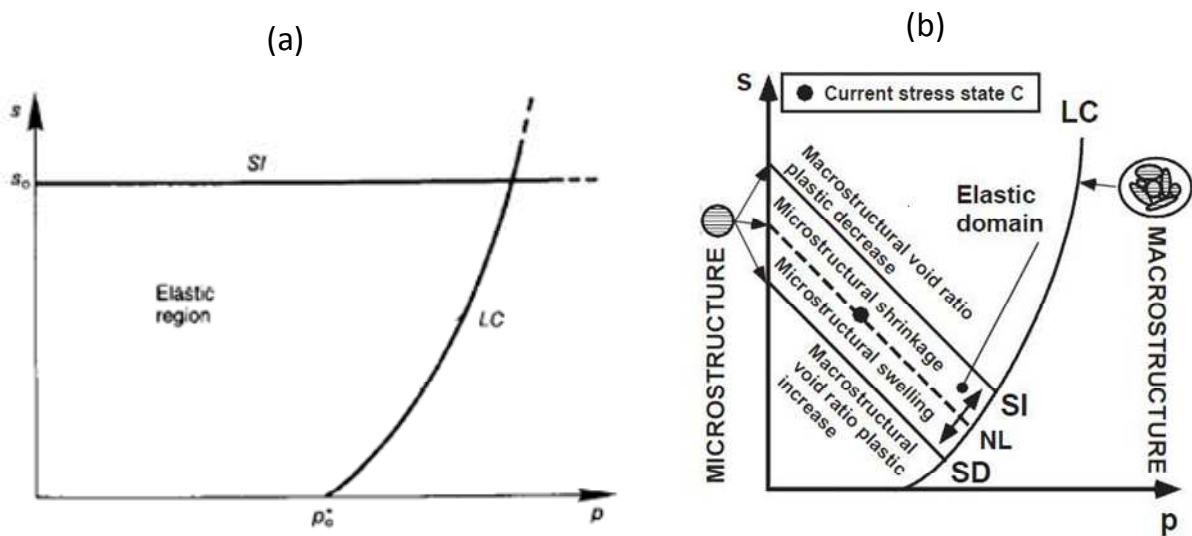


Figure I.10. Surface de charge (a) BBM, (b) BExM

Dans le modèle BExM, afin d'évaluer le gonflement sous une contrainte constante, la déformation élastique microstructurale est exprimée à partir de l'équation suivante :

$$d\epsilon_{vm}^e = \kappa_s \frac{ds}{s_0 + P_{atm}} \quad \text{Équation I.7}$$

où κ_s est l'indice de compression élastique par rapport à la variation de succion, s_0 est la succion initiale et P_{atm} est la pression atmosphérique. La déformation élastique macrostructurale est donnée par la relation classique d'Alonso *et al.* (1990) :

$$d\varepsilon_{vM}^e = \frac{dp}{K_t} + \frac{ds}{K_s} \quad \text{Équation I.8}$$

$$\text{où } K_t = \frac{(1+e_M)p}{\kappa} \text{ et } K_s = \frac{(1+e_M)(s+p_{atm})}{\kappa_s}$$

avec κ l'indice de compressibilité (macro) vis-à-vis de la contrainte moyenne. L'indice des vides total est la somme des indices des vides micro- et macroscopique : $e = e_M + e_m$. Cette distinction de deux indices des vides a été proposée pour la première fois par Brackley (1973).

La déformation élastique totale peut alors être calculée à partir de la formule suivante :

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vm}^e + d\varepsilon_{vM}^e \quad \text{Équation I.9}$$

La pente de compression de succion dans le domaine plastique est représentée par $\lambda(s)$ (Figure I.11).

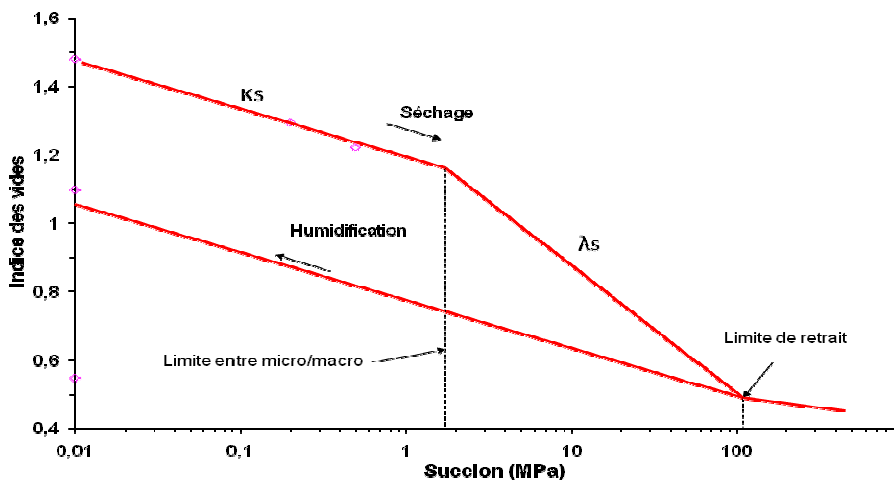


Figure I.11. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un sol gonflant (Nowamooz, 2007)

La variation de la contrainte nette de préconsolidation est donnée par la surface de charge LC (Figure I.10) dans le plan de (p,s) :

$$p_0 = p_c \left(\frac{p_o}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad \text{Équation I.10}$$

$$\text{Avec } \lambda(s) = \lambda(0) [r + (1-r)e^{-s\beta}]$$

où p_0^* est la contrainte de préconsolidation à l'état saturé, p_c est une contrainte de référence, $\lambda(0)$ est la pente de la droite de compression vierge dans le plan indice des vides contrainte à l'état saturé, β est un paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la raideur avec la succion, r est le paramètre définissant la rigidité maximum du sol (rapport de $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$), $\lambda(0)$ la pente de compression normale sous une succion nulle.

Quand ces deux courbes sont activées, la déformation plastique sera provoquée. Si la surface de charge traversée est SI une contraction (retrait) du matériau va avoir lieu, alors que si SD est dépassée la tendance est à l'expansion (gonflement).

Les déformations macrostructurales irréversibles ε_{vM}^P sont liées aux déformations élastiques réversibles microstructurales ε_{vm}^e , grâce à deux fonctions de couplage macro/micro (f_I et f_D) qui sont dépendantes du rapport de (p_0^*/p_0), p_0 étant la contrainte de préconsolidation actuelle en fonction de la succion actuelle se situant sur la courbe de LC. Les fonctions f_I et f_D ne sont accessibles que par des essais cycliques de séchage-humidification.

$$d\varepsilon_{vM}^P = f_I d\varepsilon_{vm}^e \quad \text{Équation I.11}$$

$$d\varepsilon_{vM}^P = f_D d\varepsilon_{vm}^e \quad \text{Équation I.12}$$

Afin de simplifier la détermination des paramètres élastiques de la phase microstructurale, Alonso *et al.* (1999) ont fait les hypothèses suivantes :

- la microstructure est supposée saturée, et sa déformation purement élastique est contrôlée par la variation de la contrainte effective ;
- le comportement de la microstructure est indépendant du comportement de la macrostructure, l'inverse n'étant pas vrai.

Ces hypothèses résultent de l'expression suivante pour la déformation élastique volumique due à la variation de la succion d'une valeur initiale s_i à une valeur finale s_f pour une contrainte appliquée constante :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{\kappa_m}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p + s_f}{p + s_i}\right) \quad \text{Équation I.13}$$

avec $d\varepsilon_{vm}^e$ la déformation élastique microstructurale, κ_m l'indice de compressibilité élastique microstructurale, et e_0 l'indice des vides initial.

Le Tableau I.4 résume les paramètres d'entrée nécessaires au modèle de Barcelone (BExM) et le modèle de BBM et les essais associés.

Tableau I.4. Paramètres de modèle de Barcelone (Mrad, 2005)

Modèle	Paramètre	Unité	Essais nécessaires
Cam-Clay modifié BBM – BExM	M	(-)	3 essais triaxiaux classiques
	e_0	(-)	
	κ	(-)	
	$\lambda(0)$	(-)	
BBM – BExM	p_0^*	(MPa)	un essai de chargement/déchargement sous une succion nulle
	r	(-)	
	β	(MPa ⁻¹)	au moins deux essais de chargement/déchargement sous succion contrôlée dont le chemin de contrainte est entièrement compris dans le domaine élastique
	p_c	(MPa)	
	κ_s	(-)	un essai comportant un cycle de succion sous une charge verticale constante
	k	(-)	essais de cisaillement à différentes succions
BExM	s_h	(MPa)	un essai d'humidification/drainage sous une faible charge verticale constante
	s_0	(MPa)	un essai de drainage /humidification sous une faible charge verticale constante
	f_{D0}, f_{D1} OU a_I	(-)	un essai comportant des cycles hydriques sous une charge verticale constante
	f_{D1}, f_{D2} OU b_I	(-)	
	n_I, k_I OU c_I	(-)	
	f_{D0}, x_I OU d_I	(-)	
	f_{D1}, f_{D2} OU a_D	(-)	
	n_D, f_{D2} OU b_D	(-)	
	k_D OU c_D	(-)	
	x_D OU d_D	(-)	
	k_m	(-)	

Performances et limites du modèle BExM

L'application des surfaces des charges SD et SI dans le modèle BExM permet de prédire respectivement le gonflement et le retrait irréversibles. Ce modèle est pratiquement le seul permettant de modéliser la variation volumique au cours des cycles de séchage-humidification en intégrant l'influence de la charge verticale (les fonctions f_I et f_D). Le fait d'introduire le rapport de préconsolidation (P_0^*/P_0) dans ce modèle permet d'intégrer l'effet de la densité (état initial) sur le comportement hydromécanique.

Sur le plan de succion-contrainte nette ($s-p$) ce modèle fait l'hypothèse que la surface de charge NL est inclinée à 45°. Cette hypothèse demande que la microstructure reste toujours saturée quelle que soit la succion, ce qui n'est pas forcément vérifié en particulier dans la haute gamme de succion.

Le modèle ne donne aucune information sur la variation de la teneur en eau. Le couplage hydromécanique du modèle n'est valable que dans le sens hydrique vers mécanique, ce qui veut dire que l'état hydrique (SD et SI) peut modifier la surface limite de contrainte (LC), mais l'inverse n'est pas applicable.

BBM et BExM supposent que la pente de compressibilité par rapport à la succion dans le domaine plastique λ_s , est constante sous différentes contraintes verticales. Cependant quelques résultats expérimentaux (Wheeler et Sivakumar, 1995 ; Thu *et al.*, 2007 ; Wang *et al.*, 2008) ont montré que cette pente varie en fonction de la charge.

BExM reste le modèle le plus utilisé dans la littérature pour les sols gonflants. Il est le seul capable de modéliser le comportement cyclique. Malgré ses bonnes capacités, à cause du nombre de paramètre utilisé (et par conséquent le nombre d'essais nécessaires), il est surtout utilisé dans le domaine de la recherche, et seulement pour quelques projets de l'ingénierie.

1.1.2.2 Surface d'état modifiée (Zhang et Lytton, 2009)

Comme il a été discuté précédemment la surface d'état relie l'indice des vides à la contrainte et à la succion. Zhang et Lytton (2009) ont proposé une surface d'état élastoplastique pour laquelle la surface élastique évolue au cours du chargement hydrique ou mécanique et la surface plastique est stationnaire. Cette nouvelle surface d'état est capable d'expliquer la dépendance du comportement du sol non saturé gonflant au chemin de contrainte et l'évolution de la surface de charge en fonction de l'application de la charge ou de la succion. Ce modèle est basé sur le concept proposé par Delage et Graham (1996) et il utilise certaines équations et notations du modèle BBM.

Delage et Graham (1996) ont présenté la variation volumique élastique et élastoplastique du modèle BBM dans l'espace $p-s-v$ (Figure I.12), avec p la contrainte nette, s la succion et v le volume spécifique ($v = 1+e$). Sous la condition de contrainte isotrope, le comportement hydromécanique est délimité dans cet espace par des surfaces élastiques (LSY) et les surfaces plastiques dans la direction de l'axe du volume (v). La combinaison de ces surfaces dans la direction de v prend en compte l'écrouissage positif et un comportement de durcissement au fur et à mesure que la contrainte et la succion augmentent (la surface LSY s'élargit lorsque l'indice des vides diminue). Delage et Graham (1996) ont proposé trois chemins de contrainte sur la Figure I.12 pour le point O se trouvant à l'intérieur de la surface de charge élastique $LSY1$.

- Le chemin OAB suit une augmentation de contrainte nette depuis le point O . Ce chemin croise la surface de charge au point A et crée la déformation plastique jusqu'au point B . Lors du passage de contrainte du point A au point B , la surface de charge s'élargit par la loi d'écrouissage jusqu'à $LSY3$.
- Le chemin OCD suit une augmentation de succion qui croise la surface de charge au point C . Depuis le point C , toute succion supplémentaire imposée crée un écrouissage et par conséquent la surface de charge s'élargit. Il est à noter que l'élargissement de la surface de charge provoqué par l'augmentation de succion est moins important que celui provoqué par l'augmentation de charge.
- finalement le chemin OEF suit une diminution de succion (humidification) qui aboutit à une diminution brutale du volume se traduisant par le phénomène d'effondrement entre les points E et F .

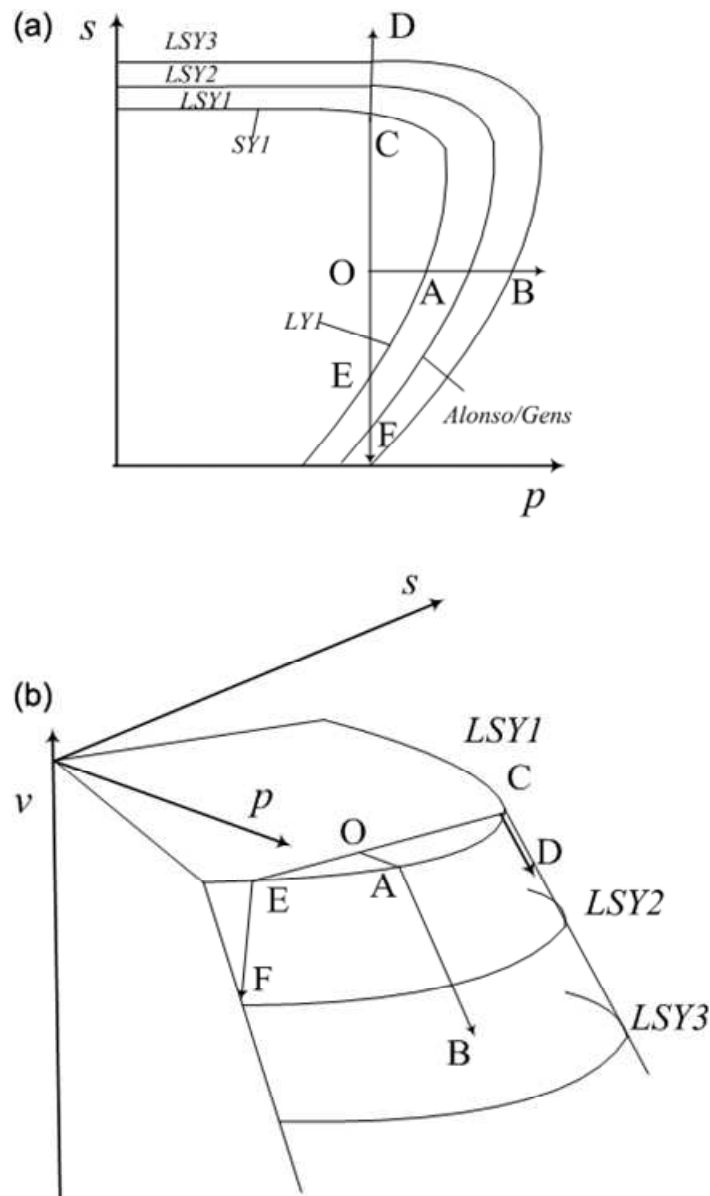


Figure I.12. Représentation (a) des surfaces de charge (LSY), (b) de la surface plastique correspondante dans l'espace p - s - v (Delage et Graham, 1996)

Inspiré par le concept du comportement hydromécanique du modèle de Barcelone, Zhang et Lytton (2009) ont proposé leur surface d'état modifiée appelée MSSA (*Modified State Surface Approach*). Zhang et Lytton (2009) ont délimité trois zones sur la surface d'état selon le comportement élastoplastique du modèle de Barcelone (Figure I.13) :

- surface élastique (AFIH) ;
- surface plastique effondrable (FIJG) ;
- surface plastique gonflante (HCJI).

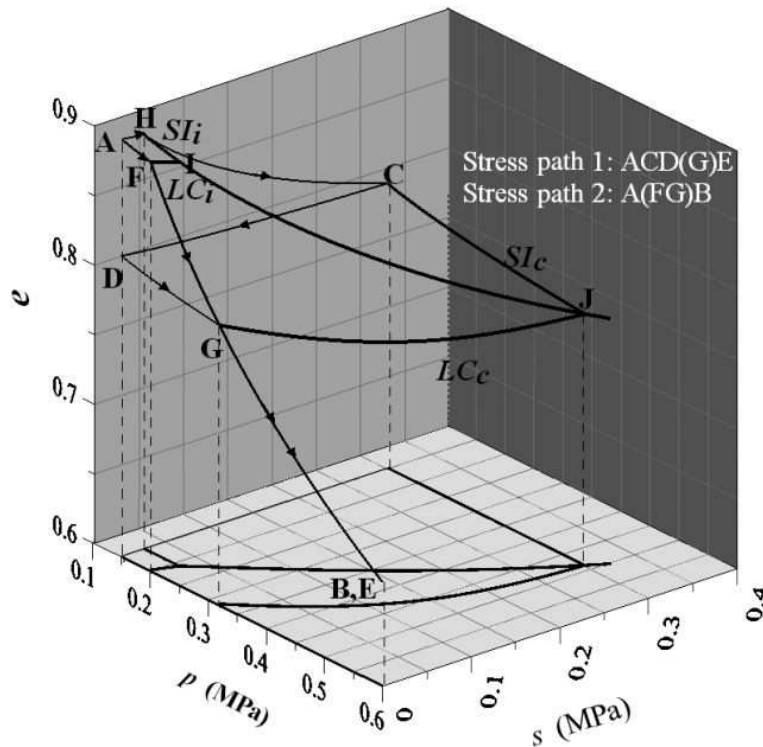


Figure I.13. Présentation schématique de la surface d'état élastoplastique (Zhang et Lytton, 2009)

L'évolution de ces surfaces en fonction de différents chemins de chargement dans le modèle MSSA se fait selon les règles suivantes :

- Les surfaces plastiques (effondrable (FIJG) et gonflante (HCJI)) sont des surfaces de compression vierge et restent toujours stationnaires et uniques si le chargement est isotrope. Cependant leurs frontières avec la surface élastique (lignes SI et LC) peuvent s'élargir due à une diminution de l'indice des vides e . Cela prendra en compte l'écroûssage du sol.
- Quand l'état de contrainte du sol est dans le domaine élastique, ou que le sol subit une décharge/humidification depuis les courbes LC et SI respectivement, le comportement du sol est réversible et la surface élastique va de même rester stationnaire.
- Quand l'état de contrainte du sol est sur les courbes LC et SI, une application supplémentaire d'une charge ou d'une succion vers le domaine plastique va engendrer un décalage vers le bas de la surface élastique (agrandissement). De nouvelles courbes d'écroûssage LC et SI vont être formées le long des frontières entre la nouvelle surface élastique et les surfaces plastiques (effondrable et gonflante) existantes.

Les équations de ces différentes surfaces sont les suivantes :

$$\text{Surface élastique : } e = C_1 - \kappa \ln p - \kappa_s \ln(s + p_{at}) \quad \text{Équation I.14}$$

$$\text{Surface plastique effondrable : } e = C_2 - \kappa_s \ln\left(\frac{s + p_{at}}{p_{at}}\right) - \lambda(s) \ln\left(\frac{p}{p_c}\right) \quad \text{Équation I.15}$$

$$\text{Surface plastique gonflant : } e = C_3 - \kappa \ln p - \lambda_s \ln(s + p_{at})$$

Équation I.16

où C_1 , C_2 et C_3 sont les constantes à évaluer.

Les autres paramètres sont ceux utilisés dans le modèle de BBM :

p_{at} est la pression atmosphérique (souvent égale à 100 kPa),

p_C est une pression de référence,

κ et κ_s sont les pentes dans les plans $e-p$ et $e-s$ respectivement dans le domaine élastique,

λ_s est la pente de la compression normale dans le plan $e-s$ (dans le domaine plastique),

$\lambda(s)$ est la pente de la compression normale dans le plan $e-p$ (dans le domaine plastique) en fonction de la succion qui peut être évaluée par l'équation I.10 proposée par Alonso *et al.* (1990).

La Figure I.14 présente les pentes utilisées dans les équations I.14 et I.15.

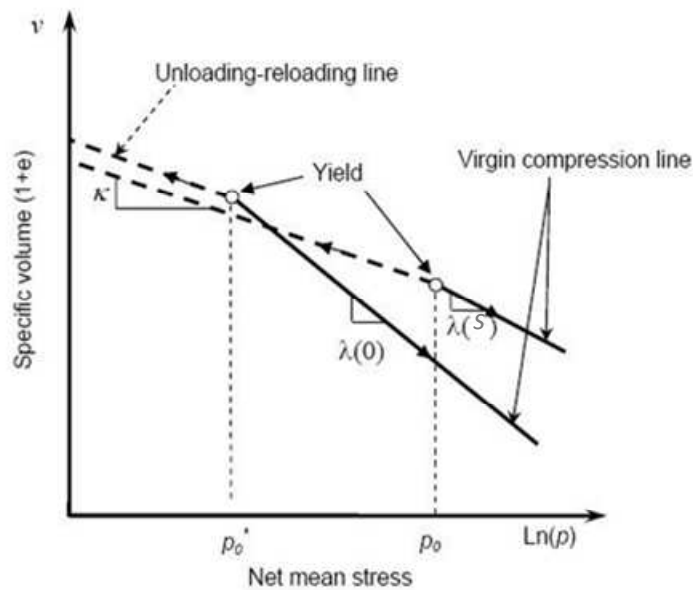


Figure I.14. Courbes de compression pour les sols saturés et non saturés (Alonso *et al.*, 1990)

La détermination de la courbe LC se fait de la même façon que dans le modèle de Barcelone avec l'équation I.10.

La ligne SI est une constante et peut être déterminée par l'équation suivante :

$$s = 2,72^{(C_3 - C_1) / (\lambda_s - \kappa_s)} - p_{at} = \text{constante}$$

Équation I.17

Un exemple de l'évolution de la surface LC est présenté sur la Figure I.15-a. Il est à noter que la nouvelle surface élastique est toujours parallèle à la surface élastique initiale. La nouvelle courbe LC est l'intersection de cette nouvelle surface élastique et de surface plastique stationnaire (LC₂ dans la Figure I.15-a).

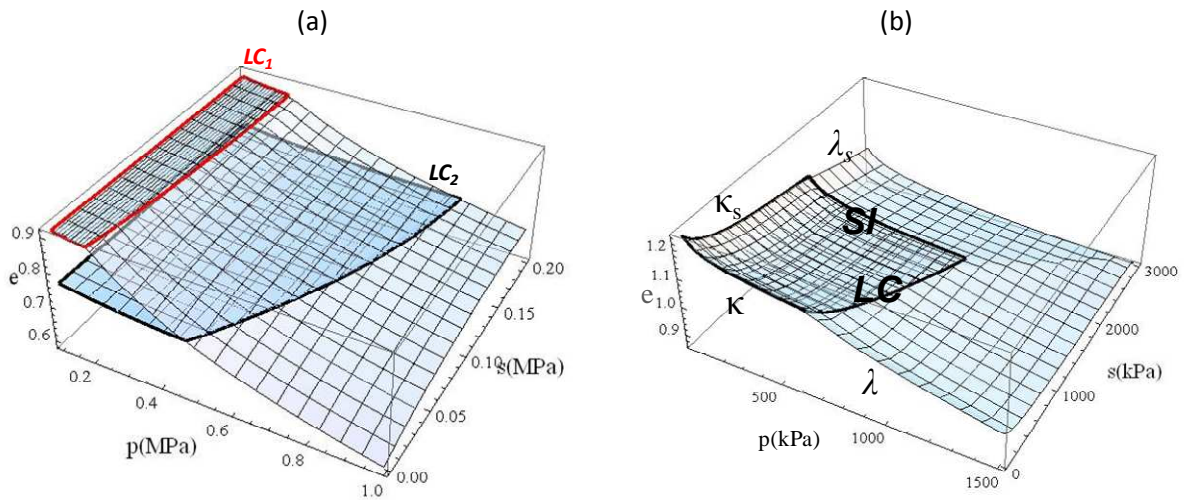


Figure I.15. (a) Evolution de la surface de charge LC utilisant le concept MSSA pour un sol non gonflant, (b) utilisation du concept MSSA pour modéliser le comportement d'un sol gonflant

Avec ce concept de l'évolution de la surface de charge, le modèle modifié de la surface d'état (MSSA) arrive à expliquer la dépendance entre le comportement du sol non saturé gonflant et le chemin de contrainte. Nous reviendrons sur ce point dans la partie II.2.3.5

L'avantage du modèle MSSA est qu'il rend le concept de surface d'état plus opérationnel que le concept de surface d'état classique. Pour utiliser ce nouveau concept, il faut déterminer les sept paramètres du modèle de BBM (κ , λ_s , $\lambda_{(0)}$, p_0^* , p_C , β et r).

La Figure I.15 compare également le comportement d'un sol non saturé non gonflant et celui d'un sol non saturé gonflant et montre la différence essentielle du comportement entre ces deux sols. Cette différence est la pente de compressibilité par rapport à la succion. Cette pente (κ_s ou λ_s) est très importante pour un sol gonflant, et se modélise seulement avec le modèle BExM. De plus, l'autre performance du modèle BExM est son aptitude à modéliser le comportement cyclique du sol gonflant. L'approche de surface d'état modifiée (MSSA) peut reproduire les deux types de comportement pour un chargement monotone. Dans le cas d'une étude cyclique, le modèle BExM reste le plus pertinent.

I.1.2.3 Modèle de Fredlund et Rahardjo (1993)

Ces auteurs ont utilisé la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$) pour décrire le comportement du sol non-saturé. Ils ont développé un modèle élastique non linéaire, basé sur le concept de surface d'état, pour modéliser le comportement hydromécanique des sols non saturés.

La Figure I.16 montre les états hydriques et mécaniques du sol *in situ* et la surface d'état appropriée. Cette figure montre la nécessité de prendre en compte la variation de contrainte dans le sol en fonction de la profondeur afin de calculer la variation volumique induite par une variation de succion. Le concept de surface d'état utilisé dans ce modèle estime la variation volumique du sol à partir de son état initial (les points a, b et c sur la Figure I.16-b) et son état final (points a', b' et c' sur la Figure I.16-b). Par ailleurs, ce modèle ne prend pas

en compte le chemin de contrainte, autrement dit la surface d'état est unique quel que soit le chemin de contrainte.

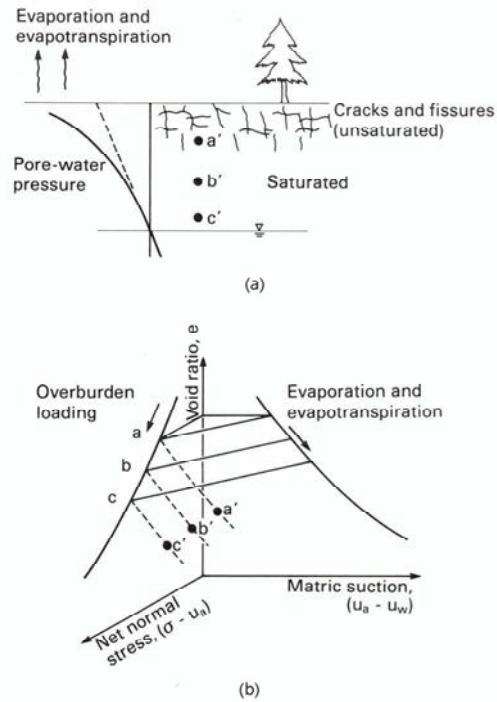


Figure I.16. (a) Etat du sol *in situ*, (b) surface d'état appropriée (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Ils indiquent que le phénomène de gonflement peut être décrit comme un phénomène élastique non linéaire dans le cadre de la théorie de la consolidation des sols non saturés. Ils supposent que le sol est isotrope, que la phase air est continue, et que les particules du sol ainsi que l'eau dans les pores sont incompressibles.

Fredlund et Rahardjo considèrent qu'un sol non saturé est composé de quatre phases dont deux, le squelette et l'eau adsorbée, ont une variation volumique nulle. Les deux autres phases (air et eau libre) sont régies par les lois d'écoulement. Donc la variation volumique est décrite par :

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0} \quad \text{Équation I.18}$$

où V_0 est le volume initial du sol, V_v est le volume des vides, V_w est le volume de la phase d'eau libre et V_a est le volume de la phase air. Cette équation indique que les trois variations de volume ΔV_v , ΔV_w , ΔV_a sont liées. La variation de volume V_v est liée aux variations de la contrainte nette $(\sigma - u_a)$ et de la succion $(u_a - u_w)$ par l'intermédiaire de l'équation suivante :

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_{1k}^s d(\sigma_y - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad \text{Équation I.19}$$

Une équation similaire est formulée pour calculer la variation du volume d'eau :

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_{1k}^W d(\sigma_y - u_a) + m_2^W d(u_a - u_w)$$

Équation I.20

m_{1k}^S et m_{1k}^W sont les pentes de la variation volumique pour les phases solide et eau libre respectivement en fonction de la contrainte nette, m_2^S et m_2^W sont les pentes de la variation volumique pour les phases solide et eau libre respectivement en fonction de la succion, (Figure I.17). Les lois de comportement de la partie solide et du volume d'eau d'un sol non saturé sont présentées sur la Figure I.17.

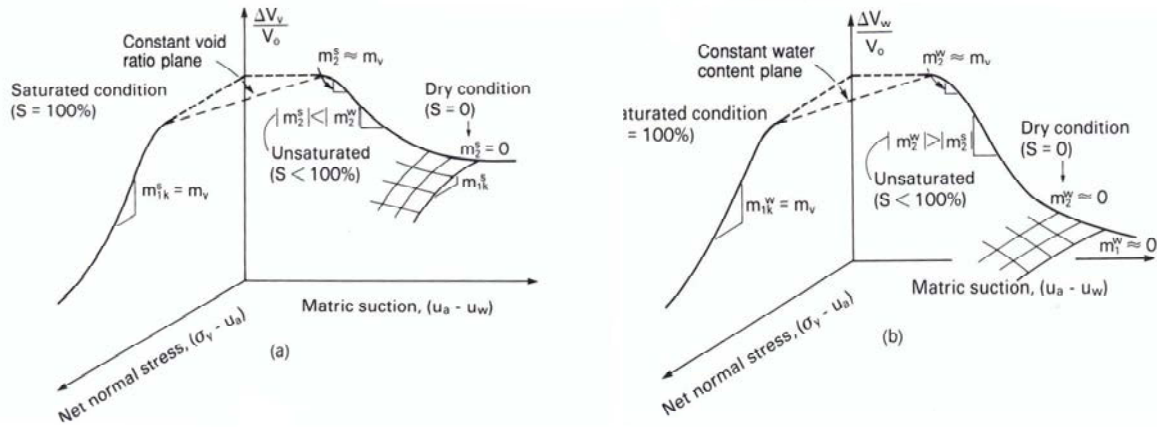


Figure I.17. Surfaces constitutives d'un sol non saturé (a) la phase du squelette solide, (b) la phase d'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993)

En utilisant ces deux pentes m_{1k}^S et m_2^S , Fredlund et Rahardjo ont défini le module élastique mécanique (E) et le module élastique hydrique (H) pour des conditions de chargement uniaxial, biaxial ou triaxial. Ces modules sont présentés dans le Tableau I.5.

Tableau I.5. Relations entre les paramètres fondamentaux de l'élasticité et les coefficients de compressibilités (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Stress state variables	Coefficient of volume change functions	Elasticity parameter functions
Three-dimensional (3D) loading		
$(\sigma_{\text{mean}} - u_a); (u_a - u_w)_{3D}$	$m_1^S = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial (\sigma_{\text{mean}} - u_a)} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_s}{(\sigma_{\text{mean}} - u_a)}$	$E = 3 \frac{(1 - 2\mu)}{m_1^S}$
	$m_2^S = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial (u_a - u_w)_{3D}} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_m}{(u_a - u_w)_{3D}}$	$H = \frac{3}{m_2^S}$
K_0 loading, one-dimensional (1D)		
$(\sigma_y - u_a); (u_a - u_w)_{1D}$	$m_{1,1D}^S = \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial (\sigma_y - u_a)} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_s}{(\sigma_y - u_a)}$	$E = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu) m_{1,1D}^S}$
	$m_{2,1D}^S = \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial (u_a - u_w)_{1D}} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_m}{(u_a - u_w)_{1D}}$	$H = \frac{(1 + \mu)}{(1 - \mu) m_{2,1D}^S}$
Plane strain loading, two dimensional (2D)		
$(\sigma_{\text{ave}} - u_a); (u_a - u_w)_{2D}$	$m_{1,2D}^S = \frac{\partial (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{\partial (\sigma_{\text{ave}} - u_a)} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_s}{(\sigma_{\text{ave}} - u_a)}$	$E = \frac{2(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{m_{1,2D}^S}$
	$m_{2,2D}^S = \frac{\partial (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{\partial (u_a - u_w)_{2D}} = \frac{0.434}{(1 + e_0)} \frac{C_m}{(u_a - u_w)_{2D}}$	$H = \frac{2(1 + \mu)}{m_{2,2D}^S}$

Note: $\sigma_{\text{mean}} = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$; $\sigma_{\text{ave}} = (\sigma_x + \sigma_y)/2$; $d\varepsilon_y = d\varepsilon_v$ for K_0 loading; $d(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = d\varepsilon_v$ for plane strain loading.

Il est à noter que C_m et C_s sont les pentes m_1^s et m_2^s respectivement dans l'échelle logarithmique (Figure I.18) et peuvent être mesurés au moyen d'un essai œdométrique ou triaxial à succion contrôlée. On remarque également sur la Figure I.18 que la pente C_s diminue en augmentant la succion et que la pente C_m diminue en augmentant la contrainte nette (couplage hydromécanique).

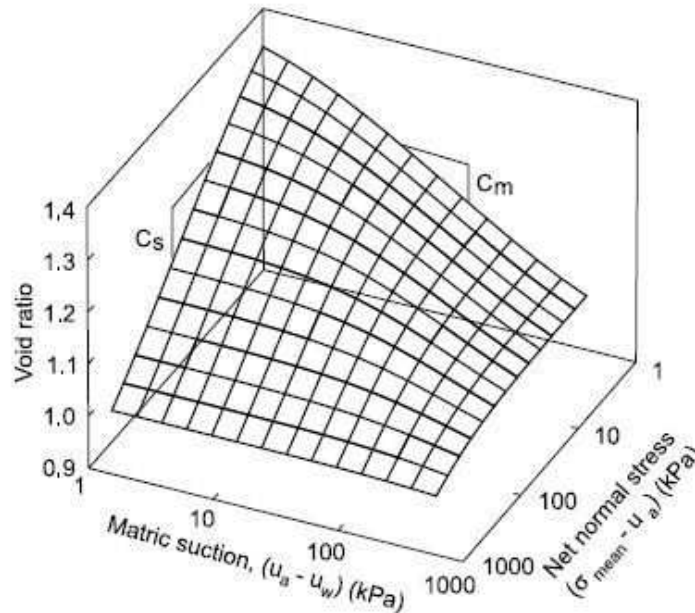


Figure I.18. Présentation des pentes de compression par rapport à la contrainte nette et la succion (Fredlund et Rahardjo, 1993)

La relation constitutive pour la déformation du sol non-saturé a été décrite par l'équation incrémentale suivante :

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1+\mu}{E} d(\sigma_{ij} - \delta_{ij}u_a) - \frac{\mu}{E} d(\sigma_{kk} - 3u_a)\delta_{ij} + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \delta_{ij} \quad \text{Équation I.21}$$

où σ_{ij} est la composante de tenseur de contrainte totale, $\sigma_{kk} = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$,

E est le module élastique par rapport à la contrainte normale,

H est le module élastique (hydrique) par rapport à la succion,

et μ est le coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson n'est pas constant pour le sol non saturé, il peut varier en fonction de la contrainte nette et de la succion (Vu et Fredlund, 2004). Il est généralement admis que ce coefficient augmente par l'augmentation de la contrainte nette et par la diminution de la succion. Plusieurs chercheurs prennent cette valeur constante égale à 0,3 dans les analyses numériques (Vu et Fredlund, 2004 ; Alonso *et al.*, 1990).

Le modèle de Fredlund et Rahardjo utilise deux modules élastiques pour les parties hydrique et mécanique qui sont complètement séparées (dans la définition de module élastique, les pentes C_m et C_s ne sont pas reliées entre elles). Par conséquent, ce modèle convient plutôt à un calcul non couplé.

I.1.2.4 Modèle de Vu et Fredlund (2006)

Basé sur le modèle de Fredlund et Rahardjo (1993), Vu et Fredlund (2006) ont proposé des fonctions mathématiques de surface d'état pour les sols gonflants. Dans cette optique, Lloret et Alonso (1985) avaient déjà proposé des fonctions mathématiques de surface d'état pour les sols non saturés et non gonflants. Vu et Fredlund (2006) ont jugé que ces fonctions devaient être continues afin d'être dérivables. Ils ont proposé six fonctions pour les sols gonflants dont les deux les plus utilisées (*Unsat-1*, *Unsat-6*) sont présentées et comparées avec d'autres fonctions existantes dans la littérature et récapitulées dans le Tableau I.6.

Tableau I.6. Fonctions de surface d'état pour des sols non saturés gonflants ajustées pour le sol de Regina (Vu et Fredlund, 2006)

ID	Function	Fitting parameters
Fredlund (1979)	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w)$	$a = 1.071; b = -0.027; c = -0.024$
Lloret and Alonso (1985)	$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(u_a - u_w) + d \log(\sigma - u_a) \log(u_a - u_w)$	$a = 1.186; b = -0.091; c = -0.083; d = 0.034$
Fredlund (2000b)	$e = a + b \ln \left[1 + \left(\frac{\sigma}{c} \right)^2 \right] + d \ln \left[1 + \left(\frac{\sigma}{f} \right)^2 \right]$ where $a = a_1 + a_2(u_a - u_w); b = b_1 + b_2 \ln(u_a - u_w); d = d_1 + d_2 \ln(u_a - u_w)$	$a_1 = 1.205; a_2 = -5.2 \times 10^{-5}; b_1 = -0.724; b_2 = 0.292; c = 0.011; d_1 = 0.705; d_2 = -0.287; f = 0.010$
Unsat-1	$e = a + b \log [1 + (\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)]$	$a = 1.186; b = -0.092; c = 0.610$
Unsat-6	$e = a + b \log \left[\frac{1 + c(\sigma - u_a) + d(u_a - u_w)}{1 + f(\sigma - u_a) + g(u_a - u_w)} \right]$	$a = 1.350; b = -0.095; c = 49.722; d = 34.571; f = 4.38 \times 10^{-4}; g = 8.22 \times 10^{-4}$

La Figure I.19 montre un exemple de la surface ajustée proposée par Vu et Fredlund (2006) sur le résultat œdométrique à succion contrôlée du sol de Regina. La Figure I.19-b montre la performance de chaque fonction présentée dans le Tableau I.6. On peut remarquer que la surface *unsat-6* a la meilleure performance d'ajustement (le coefficient R^2). Par ailleurs, le nombre élevé des paramètres utilisés dans cette fonction limite son intérêt. En revanche, la surface *unsat-1* n'a que trois paramètres à évaluer et a une capacité de modélisation du comportement hydromécanique tout à fait comparable à la fonction *Unsat-6* (Figure I.19-b).

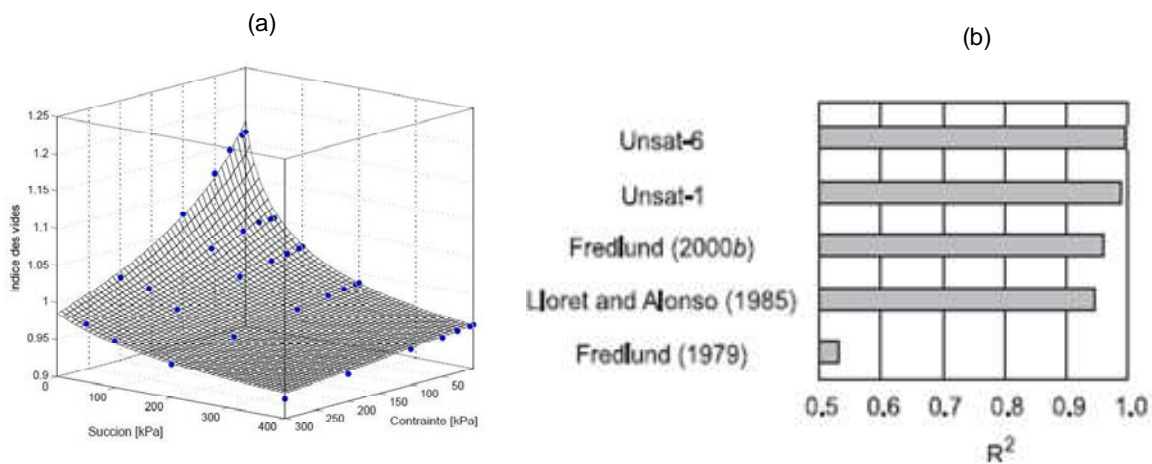


Figure I.19. (a) Exemple de la surface d'état ajustée sur les résultats expérimentaux d'argile de Regina par l'équation *Unsat-1*, (b) performance d'ajustement (Vu et Fredlund, 2006)

Il est à noter que les fonctions de surface d'état présentées par Vu et Fredlund (2006) prennent en compte l'évolution de la compressibilité en fonction de la succion (couplage hydromécanique). Sur la Figure I.19-a, on peut remarquer que les pentes de compression initiale dans les plans de l'indice des vides-succion et l'indice des vides-contrainte diminuent en augmentant respectivement la contrainte nette et la succion.

Vu et Fredlund (2006) ont conclu que ces surfaces d'état (*Unsat-1* et *Unsat-6*) présentent le comportement exact du sol non saturé gonflant pour une variation de contrainte monotone. La Figure I.19-a illustre ce comportement pour des valeurs croissantes de succion (séchage) pour les différentes charges appliquées. Il est évident que pour une phase d'humidification, il faut ajuster une autre surface basée sur les résultats expérimentaux avec des valeurs décroissantes de la succion. Due à l'existence d'une hystérésis entre la phase de séchage et la phase d'humidification, la variation volumique sera différente pour ces deux chemins hydriques parcourus par le sol.

L'avantage de ce modèle est sa simplicité et sa capacité à modéliser le comportement du sol gonflant. Son défaut est qu'il ne délimite pas la partie élastique de la partie plastique, le comportement sur une surface unique reste donc réversible. Par conséquent, ce modèle est considéré élastique non linéaire même si la surface retenue modélise la déformation plastique du sol. De plus, la dépendance de l'indice des vides au chemin de contrainte n'est pas prise en compte dans ce modèle.

I.1.2.5 Conclusion

Les méthodes empiriques fournissent une première idée de l'ordre de grandeur du retrait ou du gonflement. En revanche, elles ne prennent pas en compte le couplage hydromécanique des sols non saturés gonflants (Ces méthodes sont présentées dans l'annexe 2)

Le modèle le plus élaboré pour étudier le comportement hydromécanique des sols gonflants est le modèle BExM. C'est le seul modèle capable de modéliser différents cycles de séchage-humidification. Malgré ses capacités de modélisation il est utilisé dans le domaine de la recherche et peu utilisé dans les projets d'ingénierie à cause du grand nombre de paramètres qu'il nécessite. Cependant, le concept de surface d'état semble être pertinent pour des chemins de contraintes simples, sans cycle de séchage-humidification. Le nouveau concept de surface d'état élastoplastique (MSSA) est capable de prendre en compte l'effet du chemin de contrainte, et pour les sollicitations non cycliques, il produit des résultats comparables à ceux de BBM et BExM.

Dans cette thèse afin d'étudier le comportement des sols gonflants, le concept de la surface d'état élastique non linéaire, proposé par Vu et Fredlund (2006) sera retenue qui prend en compte le couplage hydromécanique du sol. La capacité de ce modèle sera comparée avec le modèle BExM pour un sol gonflant.

I.1.3 Evolutions verticale et horizontale du profil hydrique du sol

Les mouvements différentiels provoqués par le retrait-gonflement du sol doivent être pris en compte dans la conception des fondations superficielles, des trottoirs, des canalisations, des

routes, et des pistes d'atterrissage des aéroports. Ces mouvements différentiels sont dus à éventuellement une hétérogénéité du sol et en grande partie à la variation de la succion dans le sol et sous ces ouvrages. Afin de prédire ces mouvements, il faut donc connaître la variation de la succion en :

- surface ;
- profondeur (profil vertical) ;
- sous un ouvrage (profil horizontal).

Le profil hydrique obtenu sera utilisé par la suite dans les modèles de l'interaction sol-structure développés dans le chapitre II.

La profondeur active, le long de laquelle il y a une variation de succion, dépend de la nature du sol et de son état (densité et teneur en eau), des conditions climatiques, du temps, de la présence d'une couverture en surface (une fondation, un trottoir, etc.) et de la végétation. Rama Rao et Krishna Rao (1998), Fredlund et Rahardjo (1993) ont montré que 80 % du gonflement se produit sur 50 % de la profondeur active. Le plus grand risque de variation volumique d'un sol argileux gonflant se produit dans les deux premiers mètres de profondeur (Osman, 2007).

Terzaghi *et al.* (1996) regroupent les activités modifiant le profil hydrique (diminuant la succion) du sol de la manière suivante :

- les opérations en surface du sol comme les excavations qui peuvent changer le drainage et la pénétration de l'eau en surface,
- l'élimination de la végétation et l'arrêt de la transpiration des arbres,
- la construction d'une structure qui couvre la surface du sol et empêche l'évaporation,
- l'arrivée de d'eau par les canalisations ou les égouts, et la fuite d'une conduite souterraine,
- l'aménagement et l'irrigation excessive.

Le standard australien (AS2870 1996) propose une gamme de variation de succion dans la nature entre pF 3 (98 kPa) et pF 5 (10 MPa) comme les limites de séchage et d'humidification en surface ($pF = \text{Log}_{10}(s(\text{kPa}))+1$), ou $pF = \text{Log}_{10}(\text{succion en cm d'eau})$

Naiser (1997) a récapitulé les différentes valeurs de succion du sol non saturé (Tableau I.7).

Tableau I.7. Valeurs de succion selon différentes conditions (Naiser, 1997)

Cas <i>in situ</i>	Succion (pF)
Capacité de champs	2,5
Limite d'humidité pour les argiles	2,5
Limite de plasticité	3,5

Point de flétrissement des plantes	4,5
Séchage à l'air	6,0
Séchage à l'étuve	7,0

Pour le standard australien, la profondeur active en site urbain est comprise entre 1,5 et 3,2 m en fonction du climat de la zone. Cette profondeur peut atteindre plus de 3 m pour les climats arides, et surtout en présence d'arbres.

En général, la valeur maximale de l'intensité de la succion en surface du sol correspond au point de flétrissement des plantes. Le point de flétrissement d'une plante correspond à la succion maximale qu'elle est capable de développer. Si la succion naturelle devient supérieure au point de flétrissement de la plante, celle-ci meurt. La valeur correspondant à ce point a été rapportée par plusieurs auteurs qui sont majoritairement d'accord sur des valeurs comprises entre pF 4,2 et 4,5 correspondant à une gamme de 1,5 à 3,2 MPa dans le sol (Terzaghi *et al*, 1996, Long, 2006 ; Hemmati, 2009 ; Osman, 2007).

Les mesures réalisées grâce aux capteurs de mesure d'hygrométrie (Humitube) sur le site du Deffend sont illustrées sur la Figure I.20 (Vincent *et al.*, 2006). On observe effectivement que la couche supérieure du sol (3 m) subit une variation visible de la teneur en eau, alors qu'en profondeur, la variation saisonnière de la teneur en eau est négligeable.

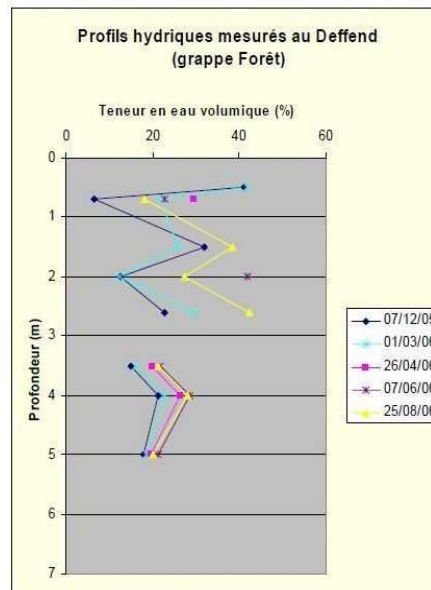


Figure I.20. Variation de la teneur en eau en profondeur (Vincent *et al.*, 2006)

Morris *et al.* (1992) considèrent que les conditions climatiques n'influencent la succion du sol que sur une faible profondeur. En dessous de cette profondeur, la variation de la succion est linéaire jusqu'à s'annuler au niveau de la nappe. Pour une profondeur donnée z , Morris *et al.* (1992) ont proposé la relation linéaire suivante pour la variation de la succion :

$$s = s_0 \left(1 - \frac{z^2}{w^2}\right)$$

Équation I.22

où w est la profondeur de la nappe phréatique, z est la profondeur et S_0 est la succion en surface.

Ici, il est intéressant de donner les équations qui relient la succion en profondeur au temps (racine du temps) vois les travaux de Magnan ou même le rapport ARGIC

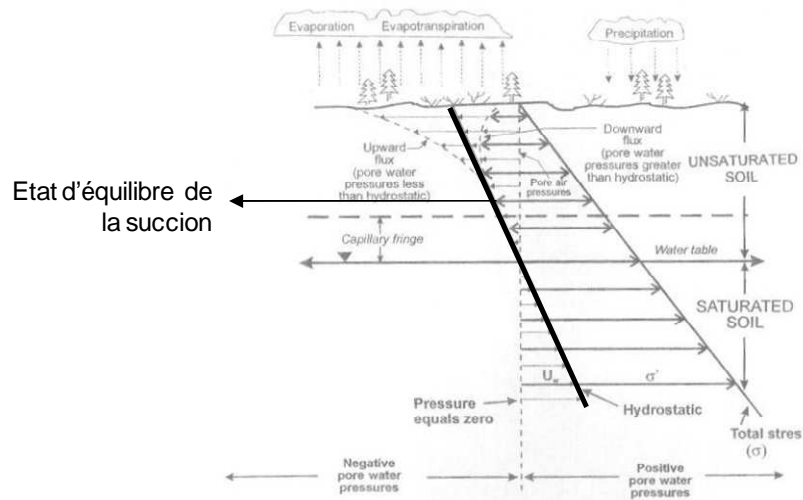


Figure I.21. Variations du profil hydrique et de la contrainte totale

La Figure I.21 montre le profil hydrique du sol en présence de la nappe et son influence sur la contrainte totale. Comme on peut le voir sur cette figure, il y a une variation saisonnière de la succion le long de la couche superficielle, puis la variation de la succion est linéaire jusqu'au niveau de la nappe. Selon ces variations, on peut définir un état d'équilibre de la succion en surface qui est la moyenne des succions maximale et minimale au cours de l'année (Walsh *et al.*, 2009).

Un exemple de calcul du profil de succion et de son état d'équilibre est détaillé dans l'annexe 6, avec le logiciel PlawFlow.

I.1.3.1 Evaluation du profil hydrique vertical

La profondeur au-dessus de laquelle il y a une variation saisonnière de la succion est variable dans la littérature en fonction du climat et du site étudié. Cette profondeur est estimée à environ 10 m pour le site de Denver par Walsh *et al.* (2009), de 3 à 5 m par la méthode de PTI (1994, 2004), de 1,2 à 9 m pour les sites de Texas, Dallas, Houston, San Antonio et Denver, par Mckeen et Johnson (1990), et de 1 à 5 m pour les sites de Newcastle, Melbourne et Adelaide, par Maisa *et al.* (2004) (Figure I.22). Maisa *et al.* ont noté que cette profondeur varie chaque année. Pour un site résidentiel, cette profondeur est inférieure à 3 m, mais elle peut varier en fonction des fissures en surface, de la présence d'arbres, de la perméabilité et de la propriété gonflante des sols. Vincent *et al.* (2006) ont remarqué que le retrait hydrique n'est pas observé au-delà de 2,5 m de profondeur en-dessous de la fondation dans les sols argileux et que le tassement qu'il engendre décroît quasi linéairement depuis la surface naturelle du sol jusqu'à cette profondeur.

Lytton (1997) a supposé qu'en cas de présence d'arbres, la profondeur active (Z_{max}) peut être 0,6 m au-dessous de la racine la plus profonde.

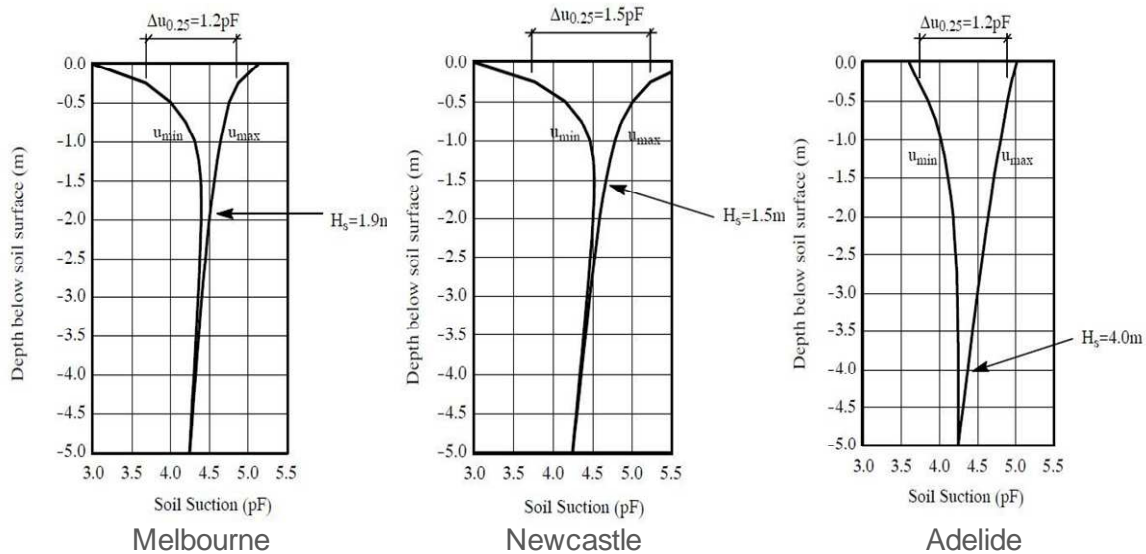


Figure I.22. Profil de la succion pour différents sols (Maisa *et al.*, 2004)

Selon une étude menée par Fondasol (2007), cette profondeur active est de 1,5 à 2 m dans la région parisienne et de 3 m dans le sud de la France. Ils rapportent que cette profondeur peut atteindre de 5 à 7 m en Tunisie où le climat est aride.

Dans ce qui suit, une méthode analytique d'évaluation de cette profondeur sera discutée.

L'équation de la diffusion uni-axiale est présentée par Mitchell (1979) dans l'équation suivante (voir annexe 3) :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{f(x,t)}{p} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Équation I.23}$$

avec α = coefficient de diffusion [m^2/s] = $\frac{p\gamma_w}{\gamma_s c}$ exprimé en fonction de la perméabilité non saturée (p) et la capacité de rétention (c), u est la succion et p est défini tel que :

$$p = (k_0 h_0 / 0,434) \quad \text{Équation I.24}$$

Mitchell (1979) a défini également la capacité de rétention de l'humidité qui est la pente de la courbe de rétention avec la succion exprimée en pF.

$$c = -dw/du \quad \text{Équation I.25}$$

w étant la teneur en eau.

Le coefficient de diffusion peut être aussi défini en fonction de la conductivité hydraulique. Brooks et Corey (1964) ont proposé la relation empirique suivante entre la diffusivité et la conductivité hydraulique :

$$\alpha(\theta) = \frac{K_s}{\beta\lambda(\theta_s - \theta_r)} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{2 + \frac{1}{\lambda}}$$

Équation I.26

où K_s est la conductivité hydraulique saturée,
 θ_r est la teneur en eau volumique résiduelle,
 θ_s est la teneur en eau volumique à l'état saturé,
 β et λ sont des paramètres de calage.

En considérant le flux dans deux autres directions, l'équation générale (I.32) de la diffusion devient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{f(x, y, z, t)}{p} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t}$$

Équation I.27

Mitchell (1979) a également établi un essai afin de mesurer le paramètre α . L'explication détaillée de l'essai et des modifications récentes apportées à la méthode de mesure se trouvent essentiellement dans les travaux de Aubeny *et al.* (2003) et Mabrizi et Bulut (2010).

McKeen et Johnson (1990) considèrent une variation saisonnière sinusoïdale de la succion en surface selon quelques mesures *in situ* aux Etats-Unis (Figure I.23). Selon ces observations, ils ont approximé la réponse homogène de l'équation I.23 par :

$$u(0, t) = U_e + U_0 \cos(2\pi n t)$$

Équation I.28

Avec U_e : la succion à l'état équilibre pour la profondeur active (moyenne de la succion maximale et minimale),

U_0 : l'amplitude de la variation de la succion,

n : la fréquence (cycle par an),

t : le temps.

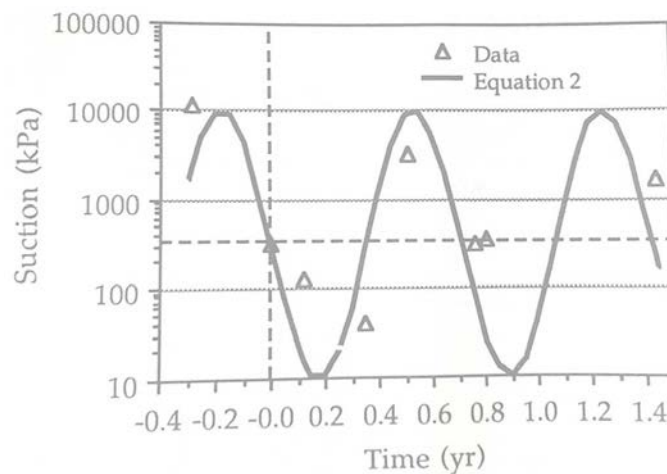


Figure I.23. Observation de la variation saisonnière sinusoïdale de la succion en surface (McKeen et Johnson, 1990)

En utilisant la transformée de Laplace, Mitchell a développé la réponse générale de l'équation I.23 où la succion est exprimée exponentiellement dans le massif du sol en fonction de la profondeur et du temps :

$$u(z,t) = U_e - \Delta U \exp\left\{-\left[\left(\frac{n\pi}{\alpha}\right)^{0.5}\right]z\right\} \cos\left\{2n\pi t - \left[\left(\frac{n\pi}{\alpha}\right)^{0.5}\right]z\right\} \quad \text{Équation I.29}$$

où $u(z,t)$: succion en fonction de la profondeur et du temps,

U_e : succion à l'état équilibre pour la profondeur active (moyenne de la succion maximale et minimale),

ΔU : amplitude de la variation de succion à la surface,

n : nombre de cycles par an,

α : coefficient de diffusion du sol (m^2/s). McKeen et Johnson (1990) définissent ce paramètre entre 0,00024 et 0,004 cm^2/s (0,79 à 12,6 m^2/an),

t : temps (année),

z : profondeur (m).

Le coefficient de diffusion α contrôle directement la profondeur de la zone active et la vitesse d'écoulement (Lytton, 1994 ; McKeen et Johnson, 1990 ; Aubeny et Long, 2007).

Pour ce paramètre, Lytton (1994) a proposé la formule suivante :

$$\alpha = 0.0029 - 0.000162(S_s) - 0.0122(a_{v2}) \quad \text{Équation I.30}$$

$$S_s = -20.29 + 0.1555(LL\%) - 0.117(Ip\%) + 0.0684(\% \# 200)$$

où LL : la limite de liquidité,

γ_h : l'indice de compressibilité de la succion,

Ip : l'indice de plasticité,

$\#200$: le pourcentage de sol passé à travers le tamis #200 correspondant à un diamètre de 80 μm .

Sridharan et Gurtug (2004) ont étudié le pourcentage des particules fines de six sols gonflants. La Figure I.24 montre la corrélation entre les indices d'Atterberg et le pourcentage des particules fines (inférieure à 80 μm) à l'issue de leur étude.

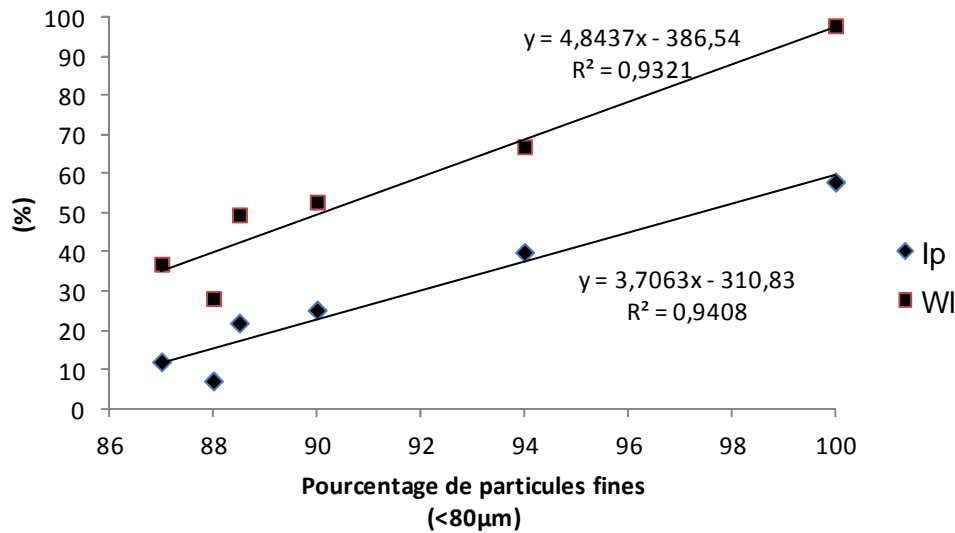


Figure I.24. Corrélation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec le pourcentage de particules fines des sols argileux

L'équation I.29 permet de modéliser le profil de succion en fonction du temps. Les enveloppes (extrêmes) de ces profils de succion sont indépendantes du temps. Ils peuvent être déterminés en calculant le temps pour lequel la dérivée de l'équation I.29 est nulle, ce qui conduit à :

$$t = \frac{\left(\frac{n\pi}{\alpha}\right)^{0.5}}{2n\pi} z \quad \text{Équation I.31}$$

Avec les équations I.29 et I.31 on obtient l'enveloppe de la succion en fonction de la profondeur z :

$$u(z) = s_e \pm \Delta u \exp\left[-\left(\frac{n\pi}{\alpha}\right)^{0.5} z\right] \quad \text{Équation I.32}$$

Le signe négatif est utilisé pour le cas d'une humidification. La différence entre le maximum et le minimum des enveloppes pour une profondeur donnée est la variation maximale en succion, ΔU_{max} :

$$\Delta U_{max} = 2\Delta u \exp\left[-\left(\frac{n\pi}{\alpha}\right)^{0.5} z\right] \quad \text{Équation I.33}$$

Si la variation maximum de la succion, ΔU_{max} , en-dessous de laquelle le mouvement est considéré comme insignifiant, est définie, cette valeur peut être substituée dans l'équation I.32 pour déterminer la profondeur de la zone active saisonnière z_a de la manière suivante :

$$z_a = \frac{\ln\left(\frac{2\Delta u}{\Delta U_{max}}\right)}{\sqrt{\frac{n\pi}{\alpha}}} \quad \text{Équation I.34}$$

Plusieurs auteurs considèrent ΔU_{max} égale à 10 % de la variation de succion en surface (McKeen et Johnson, 1990 ; Aubeny et Long, 2007 ; Wray *et al.*, 2005). Compte tenu de cette approche et en utilisant une fréquence de séchage-humidification, $n=1$, Briaud *et al.* (2003) ont démontré que la zone active ne dépend que du coefficient de diffusion, qui est un paramètre spécifique du site. Cette zone peut donc être estimée simplement par la relation suivante :

$$z_a = 1.3\sqrt{\alpha}$$

Équation I.35

La Figure I.25 illustre la variation de la profondeur active en fonction du coefficient de diffusion (équation. I.35).

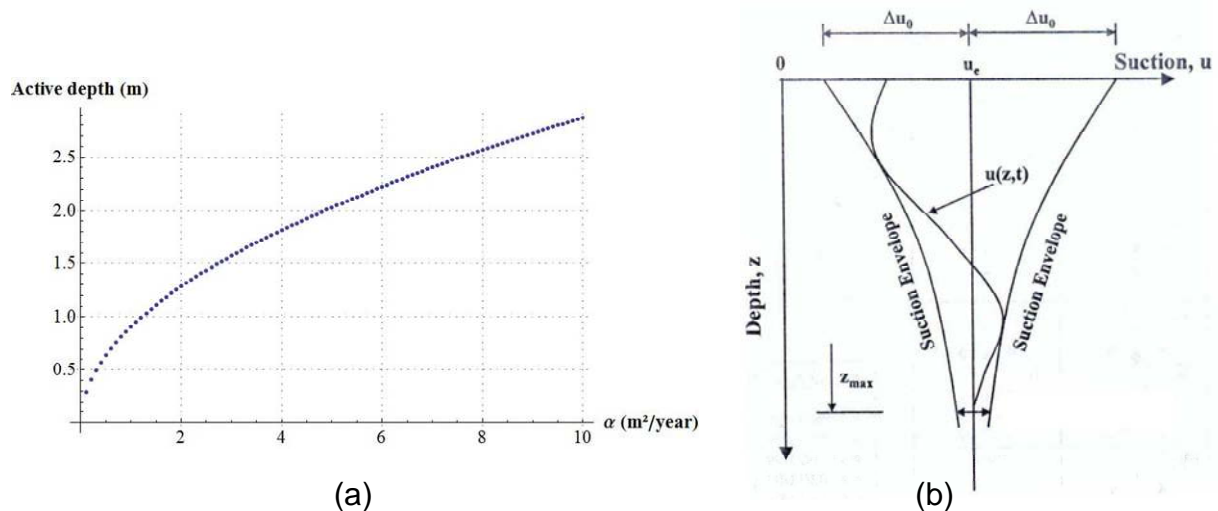


Figure I.25. (a) Variation de la profondeur active en fonction du coefficient de diffusion (b) Exemple de l'enveloppe et du profil hydrique (Briaud *et al.*, 2003)

L'équation I.29 est définie en fonction de ΔU et U_e . Cette équation fait l'hypothèse que U_e est la moyenne des extrêmes humide et sèche de la succion. Il est admis qu'en l'absence de données mesurées, pour estimer une valeur de la succion d'équilibre, une valeur moyenne de la succion maximale et minimale en surface peut être utilisée (McKeen et Johnson, 1990). Cette hypothèse est cohérente avec un régime climatique contenant des périodes humides et sèches de durée à peu près égale. Toutefois, dans un climat humide, la succion d'équilibre U_e , sera beaucoup plus proche de la valeur extrême de l'humidification U_{wet} , et dans le climat aride elle sera plutôt proche de U_{dry} qui est la valeur extrême de séchage. Cela met en évidence la nécessité d'utiliser une moyenne pondérée en temps de la succion de surface afin de connaître la succion d'état d'équilibre.

Aubeny et Long (2007), en utilisant une moyenne pondérée en temps de la succion de surface mesurée dans la base de données de McKeen et Johnson (1990), ont proposé un paramètre climatique (r) qui caractérise la condition aux limites de la succion par la relation suivante :

$$r = t_{dry}n = (U_e - U_{wet}) / (U_{dry} - U_{wet})$$

Équation I.36

où t_{dry} est le temps d'application de séchage (année),

n est la fréquence des cycles d'humidification-séchage dans l'année,

U_{wet} et U_{dry} sont des valeurs extrêmes de l'humidification et du séchage respectivement en surface.

Aubeny et Long (2007) ont résumé les valeurs des conditions aux limites (U_{wet} et U_{dry}) et la succion d'équilibre (U_e) par rapport aux valeurs existantes dans la littérature. Ils ont indiqué que la succion d'équilibre varie généralement d'une valeur légèrement supérieure à 1000 kPa dans les climats arides, à un peu moins de 100 kPa dans les climats humides. Une limite humide réaliste de la succion est d'environ $U_{wet} = 10$ à 30 kPa. La valeur maximale de U_{dry} est contrôlée par le point de flétrissement de la végétation locale qui est rapporté à environ 3000 kPa.

En considérant ces valeurs de référence (U_{wet} et U_{dry}) pour les conditions aux limites, on peut estimer les valeurs typiques du paramètre climatique : $r = 0,25$ pour un climat humide, 0,5 pour un climat semi-aride et 0,75 pour un climat aride. La Figure I.26 montre les enveloppes de succion correspondant à ces conditions.

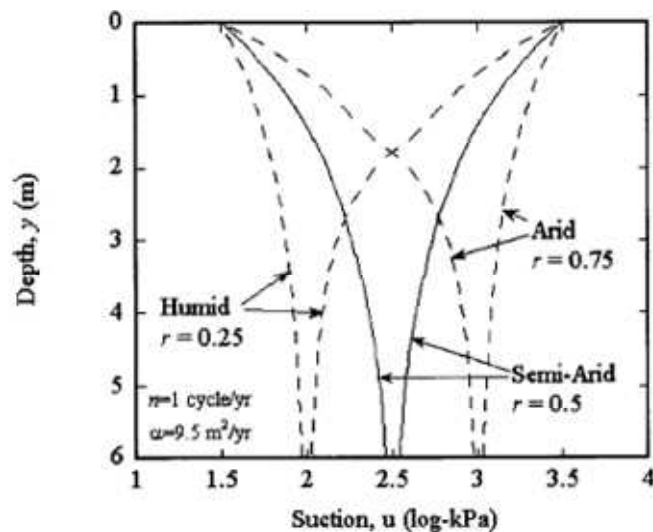


Figure I.26. Enveloppes caractéristiques de succion pour les climats humides, semi-arides et arides (Aubeny et Long, 2007)

Un exemple du profil sinusoïdal de succion en surface et en profondeur grâce à la relation de Mitchell (équation I.29) est illustré sur la Figure I.27. La simplicité et la capacité du modèle de Mitchell dans les problèmes pratiques d'ingénierie le rendent populaire par rapport aux autres méthodes empiriques comme celles de Totoev et Kleeman (1998).

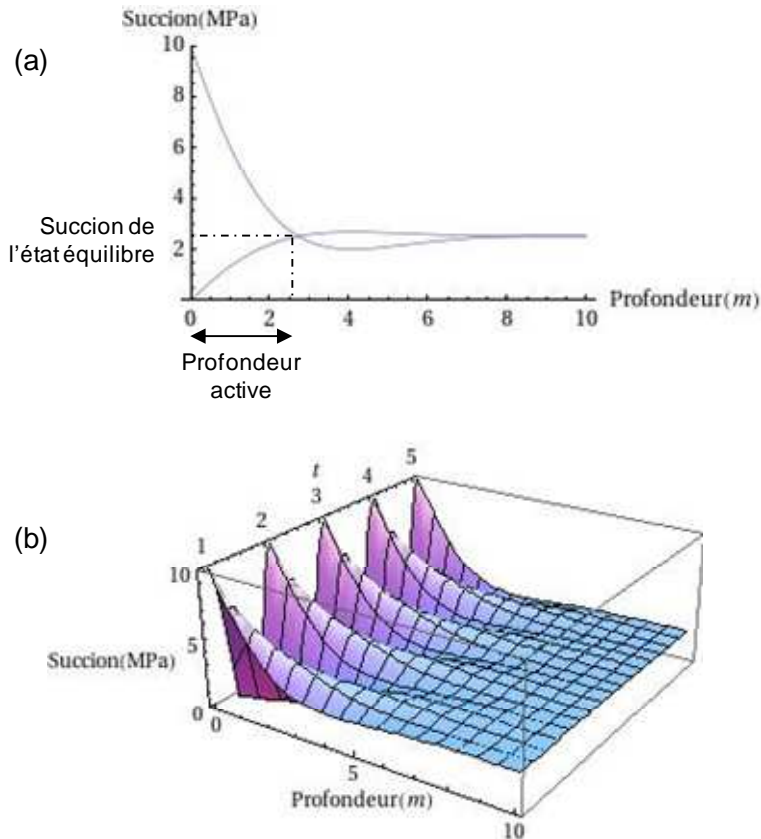


Figure I.27. (a) Profondeur active, (b) Variation sinusoïdale de la succion en surface et en profondeur

I.1.3.2 Evaluation du profil hydrique horizontal

Tel que discuté précédemment (§ I.1.3.1), le coefficient de diffusion α joue un rôle important dans l'analyse du profil de succion. El-Garhy et Wray (2004) ont étudié la variation de distance de l'influence de la succion sous la fondation en utilisant ce même paramètre. Ils ont proposé une relation empirique provenant du résultat de sept différents sites avec différentes conditions climatiques :

$$em = C1 \left[\log \left(\frac{\Delta U}{0.1} \right) \right]^{C2}$$

$$C1 = 2.204(\alpha)^{0.0697}$$

$$C2 = 0.633(\alpha)^{0.0778}$$

Équation I.37

où : em (*edge moisture*) est la distance horizontale de variation de la succion depuis l'extrémité de la fondation à un point sous la fondation où la variation de la succion est négligeable (m),

ΔU est l'amplitude du changement de succion en surface,

et $C1$ et $C2$ sont des constantes.

McKeen et Johnson (1990) proposent la formule suivante :

$$L_m = z_a - D$$

Équation I.38

où z_a est la profondeur active,

et D est la profondeur d'encastrement de la fondation.

Selon El-Garhy et Wray (2004), la méthode de McKeen et Johnson est sécuritaire et prédit des valeurs supérieures à celles mesurées.

Al-Qadad (2009) a étudié l'évolution de la succion sous la maison (Figure I.28-a) pour 4 points en champ libre loin de la maison, champs libre A, à l'extrémité du bâti B et au milieu de bâti C. Il a conclu que la variation hydrique au milieu du bâti est négligeable, et pour une fondation à semelle filante la distance sous le bâti qui subit la variation hydrique peut atteindre la largeur de la fondation.

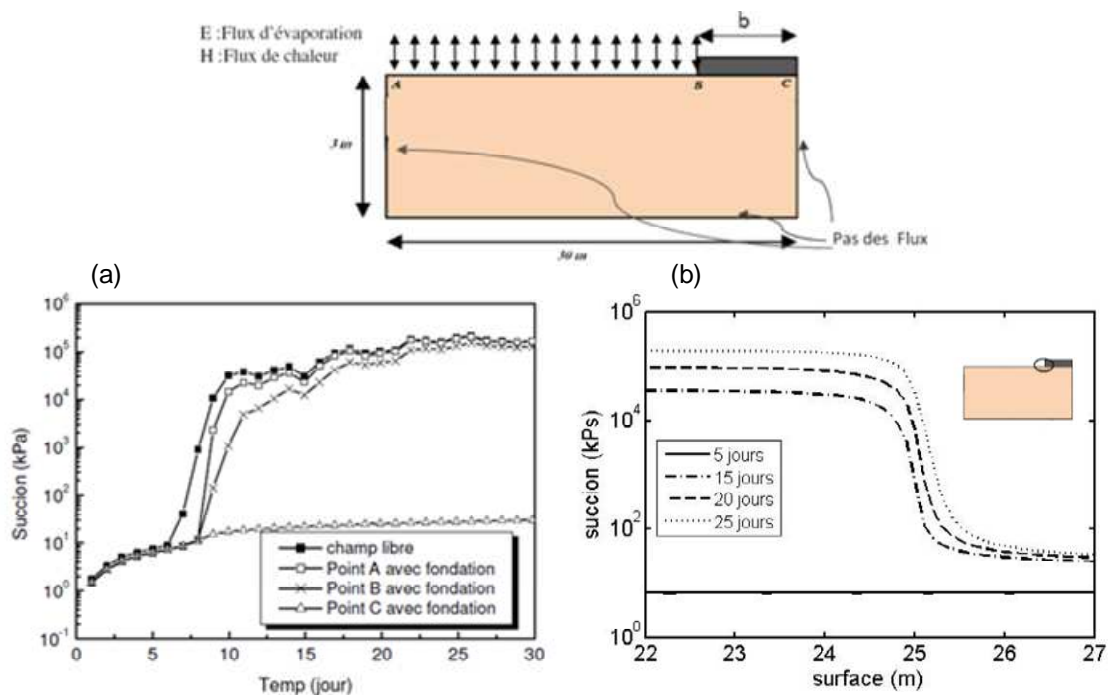


Figure I.28. Evolution de la succion sous le bâti a) en fonction du temps, b) Influence de la présence de la structure (Al-Qadad, 2009)

La Figure I.28-b montre l'influence de la construction d'une zone étanche sur l'évolution de la succion. La tendance de diminution de la succion sous le bâti est plutôt parabolique et la distance e_m augmente en fonction du temps d'imposition de succion.

Selon Chao *et al.* (2006), pour un profil de sol libre (sans bâtiment) le temps nécessaire pour que le sol atteigne son gonflement maximum dépend fortement de la nature du sol et de ses propriétés hydriques, de la condition hydrologique du site et de l'épaisseur de la couche d'argile.

Overton *et al.* (2006) ont modélisé par éléments finis l'évolution du profil hydrique du sol en fonction du temps. Leurs résultats montrent clairement l'évolution des profils hydriques dans les deux sens vertical et horizontal (Figure I.29).

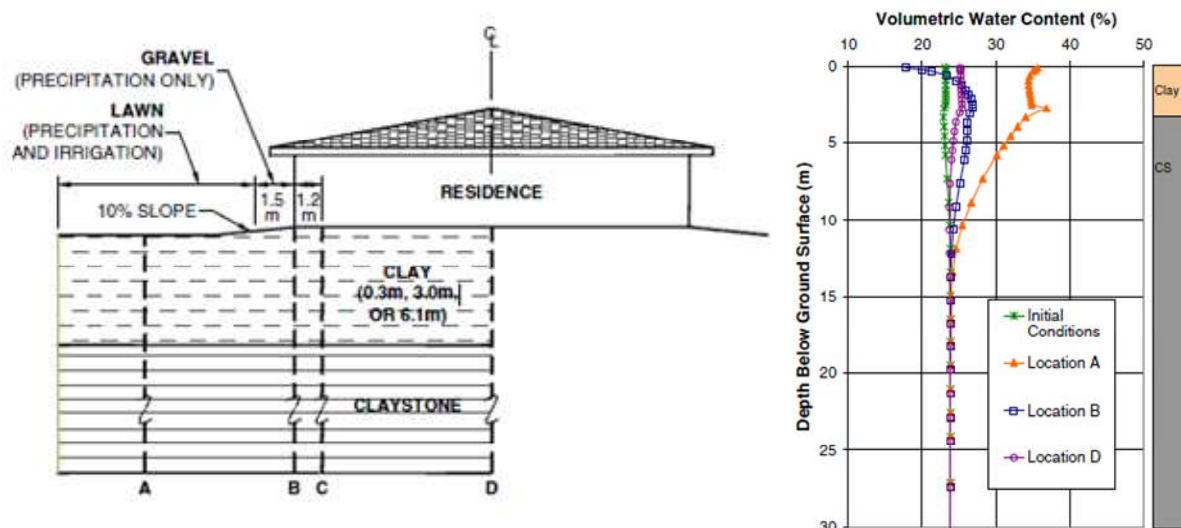


Figure I.29. Variation de la teneur en eau volumique pendant 100 ans sous différents points du modèle (Overton *et al.*, 2006).

Ils ont conclu, comme attendu, que la variation hydrique est négligeable au milieu du bâti (point D). La profondeur de variation hydrique dépend aussi de l'épaisseur de la couche argileuse. Dans la Figure I.29, ils illustrent l'évolution du profil pour une couche d'argile de 3 m. Ils ont affirmé que cette profondeur d'évolution du profil dépend largement de la caractéristique du climat du site, de la condition de drainage, de l'épaisseur de couche argileuse et de la nature de la couche argileuse. Mais en général la variation hydrique au centre sous le bâti (point D) est négligeable par rapport à celle aux extrémités.

1.2 Conséquences sur les maisons

Ce sont essentiellement les maisons individuelles qui sont les plus touchées par le phénomène de retrait-gonflement. En effet, elles induisent de faibles contraintes sur le sol, et, dû au couplage hydromécanique (§ 1.1), le sol présente une amplitude de variation volumique plus importante quand il est moins chargé. De plus, les maisons individuelles sont très souvent en maçonnerie. Or, la maçonnerie possède une faible résistance à cause de la défaillance du système de joints en mortier vis-à-vis de la traction. De plus, les maisons individuelles touchées par ce phénomène ont souvent une profondeur d'assise de la fondation pas assez suffisante (Annexe 12), ce qui expose leur fondation à une grande variation hydrique proche de la surface.

Une étude menée par Fondasol (2009) sur les trois régions Midi-Pyrénées, PACA et Bourgogne montre que les bâtiments légers de type R0, R+1 et R+1 partiel représentent entre 76 et 93% des maisons sinistrées (Annexe 13).

Lors de l'étude des dégâts provoqués par le phénomène de retrait-gonflement sur des bâtis individuels, les défauts de conception ou de construction sont considérés comme facteurs de prédisposition (§ 1.1). L'importance de ce facteur a été mise en évidence par les études menées en 1990 par l'Agence Qualité Construction (CEBTP, 1991). Ces études montrent que la plupart des sinistres concernent des maisons individuelles dépourvues de chaînage

horizontal et fondées sur des semelles continues peu ou non armées et peu profondes (40 à 80 cm). A partir des diagnostics de terrain, on peut classer les défauts de structures par ordre d'importance décroissante :

- absence ou faiblesse du chaînage,
- insuffisance ou variabilité de l'encastrement de la fondation,
- faiblesse du système de fondation,
- absence de joints de rupture entre des différentes parties,
- différence des profondeurs d'assise et de la raideur des fondations.

I.2.1 Description des dommages

Comme il a été mentionné précédemment, le dommage provoqué par le retrait-gonflement se manifeste tout d'abord par la présence de fissurations sur les façades des maisons. D'une manière générale, une courbure concave du terrain génère des fissures inclinées, concentrées vers le bas de l'ouvrage et orientées depuis les extrémités inférieures de l'ouvrage vers son centre (Figure I.30-b). Une courbure convexe à un effet contraire, avec des fissures concentrées dans la partie supérieure de la structure et orientées depuis le centre de l'ouvrage vers ses extrémités supérieures (Figure I.30-a).

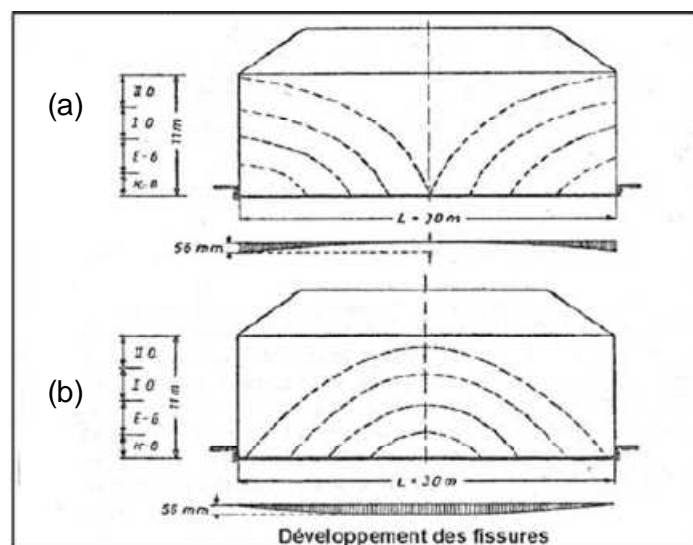


Figure I.30. Comportement d'une structure vis-à-vis de la courbure du terrain (Neuhaus, 1964 cité par Deck, 2002)

Boscardin et Cording (1989) illustrent l'orientation et la localisation des fissures selon la courbure et le mode de sollicitation sur la Figure I.31 (flexion ou cisaillement). Ils ont modélisé la structure comme une poutre sur appuis simples subissant une courbure de terrain convexe. Ce mode de courbure de terrain a une bonne concordance avec l'action de retrait-gonflement qui fait tasser les extrémités des bâtis dans un climat tempéré.

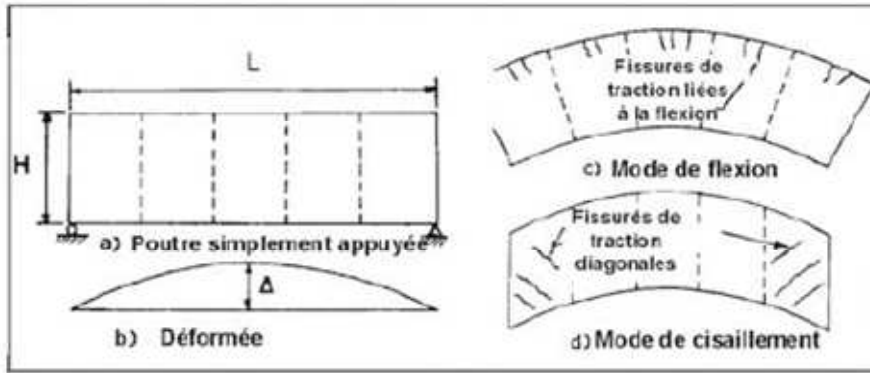


Figure I.31. Fissurations selon le mode de sollicitation fléchissant et de cisaillement (Boscardin et Cording, 1989)

I.2.1.1 Exemples

Dans le cas d'un retrait-gonflement, ce sont les extrémités du bâti qui subissent plutôt la variation volumique. Par conséquent, les déplacements provoqués par le retrait-gonflement correspondent au cas des Figure I.30–a et Figure I.31. Deux exemples de désordres sur les maisons sur l'angle du mur sont présentés sur la figure suivante.

La présence des ouvertures (fenêtres, portes, etc.) favorise le passage des fissures par ces endroits qui présentent une zone de faible résistance en traction.



Figure I.32. Exemples de désordre provoqué par le retrait-gonflement, fissuration sur l'angle du mur (a) et (b) en bas, (c) www.qualiteconstruction.com) et (d) en haut

La Figure I.32-a et b montrent un exemple de désordre en bas d'un bâti qui aboutit à une ouverture de fissure égale à 20 mm sur la façade. Les Figure I.32-b et c montrent les fissurations en haut de bâtiment avec les mêmes sens d'orientation que celle sur la Figure I.32-a.

Lors d'un gonflement aux extrémités du bâti, un mode de propagation des fissures comme celui illustré sur la Figure I.30–b est attendue. Dans le cas d'une présence de facteurs locaux comme la végétation, les désordres peuvent être localisés. La présence d'un arbre proche du centre de la maison peut provoquer des tassements comme ceux de la Figure I.30–b.

I.2.2 Prévion des dommages

L'objectif de nos travaux de recherche est d'évaluer la possibilité de prévision des dégradations des bâtiments soumis aux mouvements des terrains engendrés par le retrait-gonflement. Pour ce faire, dans un premier temps, on doit choisir un modèle convenable de comportement pour le sol s'il est gonflant. Par la suite le comportement des bâtiments vis-à-vis de l'action du retrait-gonflement doit être étudié afin d'en déduire un facteur indicatif de la conséquence du retrait-gonflement sur le bâti. Ce facteur indicatif doit être comparé à un critère de dommage afin de finalement pouvoir estimer l'intensité du dommage subi par le bâti. L'étude du comportement du bâti vis-à-vis du mouvement de terrain sera présentée dans la partie I.2.3. Dans ce qui suit, le critère de dommage et les classes de dommages seront détaillés.

I.2.2.1 Définitions du tassement différentiel, de la distorsion, et de la déflexion

La Figure I.33 illustre la définition du tassement différentiel, de la distorsion et de la déflexion. Vis-à-vis des structures, l'amplitude absolue des tassements n'a qu'une importance secondaire car généralement les efforts induits par les tassements dans les bâtiments dépendent de l'intensité des tassements différentiels entre différents points de la structure (Magnan, 2006). Cette différence entre les tassements de deux points A et B est appelée tassement différentiel : $s_{AB} = s_A - s_B$ (Figure I.33). C'est cette amplitude qui conduit à des efforts importants dans le bâtiment, puis à sa fissuration ou sa rupture après un certain seuil. Le caractère différentiel des tassements des sols naturels se comporte de la manière suivante :

- les sols sont toujours hétérogènes, même dans l'emprise d'un bâtiment (variabilité de leurs caractéristiques mécaniques, de leur nature ou de leur épaisseur) ;
- l'action du bâtiment sur le sol n'est jamais homogène (variabilité des contraintes apportées au sol ou des perturbations hydriques liées à la présence du bâtiment) ;
- l'accès plus ou moins facile de l'eau aux différents points du sol sous le bâti.

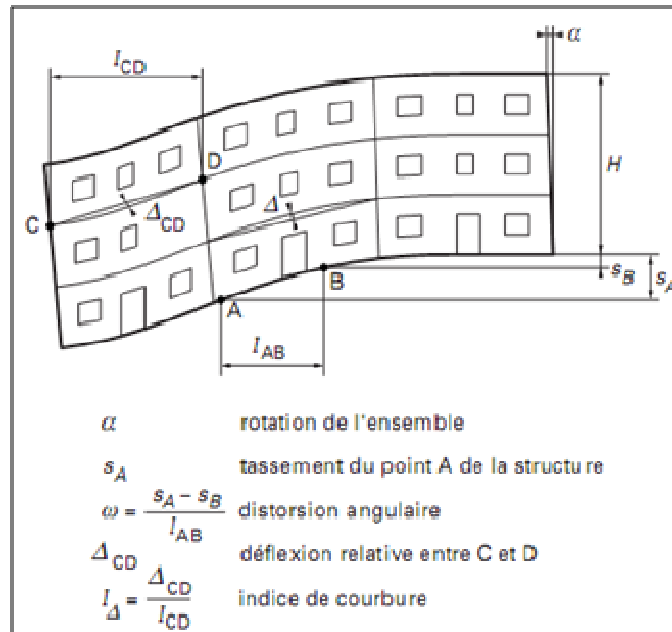


Figure I.33. Déformations caractéristiques des bâtiments soumis à des mouvements différentiels du sol (Magnan, 2006)

Dans le cas du retrait-gonflement, le sol aux extrémités du bâti est plus exposé à la variation hydrique qu'en son centre. En effet, du fait d'un retard du séchage entre le sol au bord et au centre de la fondation, la variation hydrique n'est pas uniforme. Cette variation hydrique non homogène sous le bâti provoque un tassement différentiel qui est à l'origine de nombreux préjudices sur les structures. Les dégâts se manifestent en termes de fissuration des façades qui, comme on l'a vu auparavant, peuvent varier entre les microfissures et des fissures avec une largeur de quelque cm pouvant annuler le bon fonctionnement du bâti. En général, le rapport du coût de réparation sur le coût de construction des maisons individuelles est important. Le coût moyen de réparation des fissurations dues au retrait-gonflement des sols pour une maison individuelle s'élève à plus de 10 000 € (Vincent *et al.*, 2006). C'est la raison pour laquelle l'étude du retrait-gonflement sous les bâtiments reste un point essentiel pour appréhender le comportement du bâti vis-à-vis de cet aléa, et d'estimer *in fine* la vulnérabilité des maisons existantes conçues sur différents types de sol gonflant.

D'autres paramètres caractéristiques des tassements différentiels des structures sont aussi utilisés pour déterminer les déformations admissibles en fonction du type des constructions et des ouvrages : distorsion angulaire w , déflexion relative Δ/L , indice de courbure I_{Δ} (Figure I.33). La distorsion angulaire w , égale au tassement différentiel de deux points divisé par leur distance horizontale, est souvent utilisée pour décrire les tassements différentiels admissibles pour les structures d'ouvrages et de bâtiment.

À titre indicatif, le Tableau I.8 montre quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles. Dans cette étude, cette distorsion angulaire où la déflexion relative écrit par le rapport de Δ/L sera utilisé. Δ est la déformée de la structure et L est sa longueur. Plusieurs échelles de dommage existent dans la littérature en fonction de ce paramètre et des désordres associés.

Tableau I.8. Quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles (Magnan, 2006).

Distorsion angulaire ω	Commentaires
Ouvrages d'art courants, à poutres continues, de 14 à 15 m de portée :	
$\omega = 1/350$ à $1/250$	Ouvrages en béton armé.
$\omega = 1/200$ à $1/150$	Ouvrages en béton précontraint.
$\omega = 1/200$	Ouvrages en métal.
Bâtiments	
$\omega > 1/750$	Le fonctionnement des mécanismes sensibles aux tassements est perturbé.
$\omega > 1/600$	Des désordres apparaissent dans les structures aux entretoises.
$\omega > 1/500$	Des fissures apparaissent.
$\omega > 1/300$	Les premières fissures dans les murs panneaux peuvent apparaître ; des difficultés sont possibles avec les ponts roulants.
$\omega > 1/250$	L'inclinaison des constructions hautes et rigides peut devenir visible.
$\omega > 1/150$	Des fissurations considérables peuvent apparaître dans les panneaux et les murs en briques : des dommages structuraux sont à craindre pour tous les bâtiments.

Afin de quantifier les dommages subis par un bâtiment et provoqués par le mouvement du terrain, plusieurs auteurs (Boscardin et Cording, 1989 ; Burland, 1995 ; Boone, 1996, 2001) ont considéré le bâtiment comme une poutre au sens de la théorie des poutres (Euler et Bernoulli), et quand l'effort de cisaillement devient déterminant la théorie de poutre de Timoshenko (1957).

Par exemple, dans le cas d'un affaissement minier, Burland (1995) a utilisé un déplacement (Δ) imposé à la poutre pour modéliser l'effet de la courbure du terrain et une déformation horizontale est imposée. Les déformations finales dans la structure sont alors comparées à des valeurs seuils, définissant un critère de rupture de la structure, afin de définir un niveau de dommage.

Les structures sont modélisées par des poutres homogènes, de comportement élastique linéaire isotrope (module de Young « E » et module de cisaillement « G »), de dimension L (longueur) sur H (hauteur) et d'épaisseur unitaire. La poutre repose sur deux appuis simples et est chargée verticalement par un effort ponctuel « P » ou réparti « q » représentant son poids.

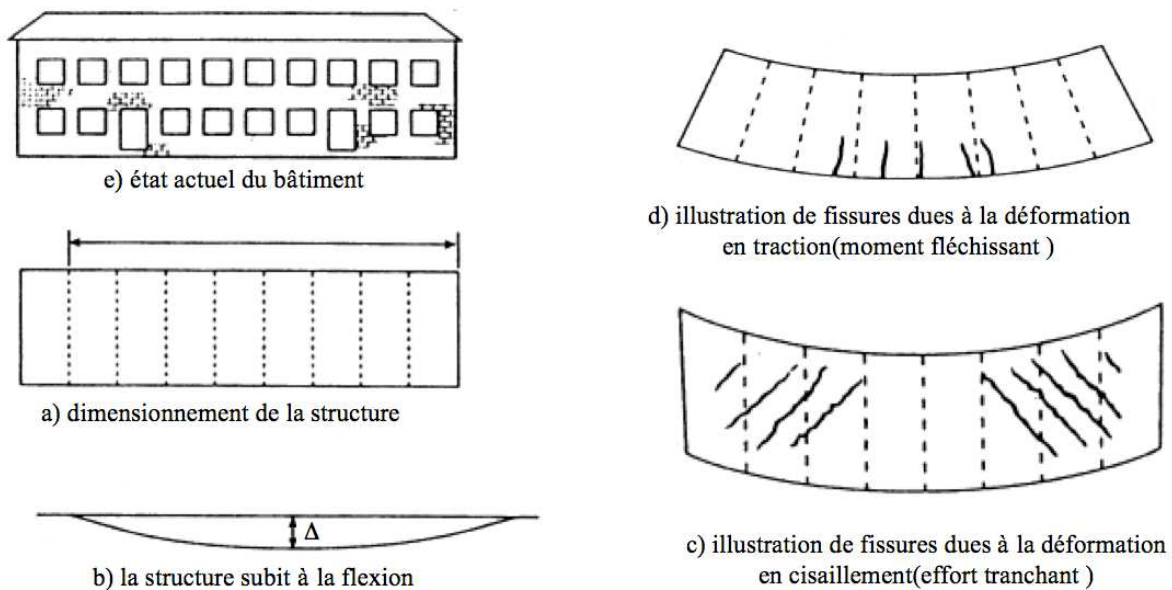


Figure I.34. Modélisation d'un bâtiment par une poutre (Burland *et al.*, 2004)

Burland *et al.*, (2004) imposent une déflexion (Δ) au centre de la poutre afin de modéliser l'effet de la courbure du terrain. Cette déflexion imposée mobilise deux modes de déformation de la poutre : un mode de déformation de type flexion et un mode de type cisaillement (équation I.39 et Figure I.34). On en déduit une relation entre Δ , E, G, P ou q, L et H (Timoshenko, 1957 ; équation I.40).

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{-1}{E \cdot I} \left(M + \frac{\alpha \cdot E \cdot I}{A \cdot G} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right)$$

Équation I.39

où y est le déplacement vertical, M est le moment fléchissant, V est l'effort de cisaillement, E est le module de Young, G le module de cisaillement, I est le moment d'inertie de la section et α est le ratio entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement moyenne ($\alpha = 3/2$ pour une section rectangulaire).

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{P \cdot L^2}{48 E \cdot I} \left[1 + \frac{12 \cdot \alpha \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot H \cdot G} \right] \text{ pour une charge ponctuelle}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5q \cdot L^3}{384 E \cdot I} \left[1 + \frac{48 \cdot \alpha \cdot E \cdot I}{5L^2 \cdot H \cdot G} \right] \text{ pour une charge répartie}$$

Équation I.40

où L est la longueur et H la hauteur de la poutre.

La méthode analytique de Burland *et al.*, (2004) est simple et opérationnelle pour calculer la déflexion relative d'un bâti par rapport au déplacement imposé. Cette méthode est valable pour les valeurs de L/H supérieures à 2.

I.2.2.2 Catégories de dommages

Le critère de dommage présente les valeurs seuils du tassement différentiel à partir desquelles les dégradations d'une maison en maçonnerie seraient imminentes. Pour ce faire, il est nécessaire de définir des échelles de dégradation appropriées permettant de

distinguer différents degrés d'endommagement. Dans le cas d'un mouvement de terrain, plus particulièrement le retrait-gonflement, le critère de dommage mesurable sur le bâti est l'ouverture des fissures.

Deck (2002) a résumé sept échelles de dommages existantes dans la littérature. Généralement, la démarche la plus couramment adoptée afin de définir une échelle de dommages est de chercher des valeurs seuils des mouvements des terrains, correspondants à un niveau de dégradation d'un type de construction. Le degré de précision de ces démarches varie selon trois aspects : le nombre de niveaux de dégradation définis, la typologie du bâti et le nombre de seuils correspondant à différents mouvements. Le Tableau I.9 montre l'échelle la plus utilisée et assez précise présentée par Burland *et al.* (1995). Cette échelle comprend six niveaux de dommage du bâti.

Tableau I.9. Echelle de classification des dégradations (Burland, 1995)

Classification des dégradations	Descriptions
Négligeables	Fissures superficielles inférieures à 0.1 mm
très légères	Fissures légères facilement traitées par des travaux de décoration. Dégradations généralement restreintes aux finitions des murs intérieurs. Une inspection attentive peut révéler des fissurations extérieures dans les murs en briques ou les maçonneries. Les fissures typiques atteignent 1 mm.
Légères	Fissures faciles à combler. Une redécoration est généralement nécessaire. Des fissures récurrentes peuvent être masquées par des alignements appropriés. Les fissures peuvent être visibles à l'extérieur et certaines reprises peuvent être nécessaires pour assurer l'étanchéité. Les portes et fenêtres peuvent coincer largement. Les fissures typiques atteignent 5 mm
Moderées	Les fissures nécessitent d'être ouvertes et traitées par un maçon. Reprise nécessaire des murs en briques extérieurs avec possibilité d'une petite quantité à remplacer. Les portes et fenêtres coincent. Les canalisations peuvent être rompues. Les fissures typiques sont comprises entre 5 et 15 mm ou plusieurs d'environ 3 mm.
Sévères	D'importants travaux de réparations des murs sont nécessaires, nécessitant parfois une démolition partielle, en particulier autour des portes et fenêtres. Les portes et fenêtres sont tordues, le sol notablement incliné. Les murs sont hors d'aplomb ou bombés, perte de portance de certaines poutres. Le service des canalisations est interrompu. Les fissures typiques sont comprises entre 15 et 25 mm, mais dépendent également de l'espacement entre fissures.
Très sévères	Une réparation majeure de l'ouvrage est nécessaire, nécessitant une reconstruction partielle ou totale. Perte de portance des poutres, les murs penchent dangereusement et nécessitent d'être étayés. Les fenêtres sont rompues et tordues. Risque d'instabilité. Les fissures typiques sont supérieures à 25 mm, mais dépendent l'espacement entre fissures

I.2.2.3 Valeurs seuils pour la prévision des dommages au bâti

Afin de quantifier les dommages subis par le bâtiment dus à un mouvement de terrain, les échelles de dégradation des bâtiments définies dans la partie précédente doivent être associées aux valeurs seuils du mouvement de terrain.

Ces valeurs seuils sont soit des résultats d'essais expérimentaux sur des murs en briques reconstitués pour l'expérience, soit consécutifs à des observations et des expertises d'ouvrages dégradés.

Dans le cas du retrait-gonflement, Mouroux *et al.* (1988) ont proposé des valeurs seuil Δ/L associées aux différents niveaux de dégradation du bâti (Tableau I.10).

Tableau I.10. Echelle de dommage (Mouroux et al., 1988)

Valeur du mouvement différentiel unitaire	Désordres constatés
1/1000	Fissuration des plâtres.
1/600	Seuil de fissuration dans les structures constituées de cadre béton armé avec entretoise (structures hyperstatiques de types portiques).
1/500	Limite pour les bâtiments où une fissuration n'est pas admissible
1/300	Limite à partir de laquelle il faut s'attendre à une fissuration des murs porteurs sur semelles filantes (semelles continues sous les murs).
1/250	Fissuration des murs porteurs sur semelles continues, les poutres entre les poteaux qui reposent sur semelles isolées commencent à perdre leur portance.
1/150	Fissuration importante dans les murs porteurs et dans les murs de remplissage en briques entre poteaux. Les poutres entre poteaux perdent une grande part de leur portance. Les structures hyperstatiques se sont souvent rompues. Limite à partir de laquelle les dommages de structure deviennent très grave et peuvent parfois conduire à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboîtement de ses éléments porteurs.

1.2.2.4 Conclusion

Différentes échelles de dommage existent dans la littérature pour différents mouvements du terrain. Le critère mesurable comme le niveau de dommage sur le bâti est l'ouverture de fissure. Dans le cas du retrait-gonflement, l'échelle de dommage proposée par Mouroux et al. (1988) basée sur l'expertise des maisons sinistrées semblent être la plus pertinente. Cette échelle comprend six niveaux de dommage qui sont compatibles avec les valeurs seuils préconisées par l'Eurocode 7.

1.2.3 Interaction sol-structure

La performance d'une fondation au cours de sa durée de vie dépend à la fois de l'action de la superstructure et de la réponse du sol en contact. L'interdépendance du comportement mécanique entre le sol sous la fondation et la structure est appelée "interaction sol-structure".

Les fondations transmettent la charge appliquée par la structure au sol en mobilisant sa résistance. Ce dernier a un comportement élastoplastique complexe vis-à-vis de la charge transmise. Par ailleurs, le phénomène d'interaction sol-structure est fortement affecté par la

raideur de la structure qui dépend des matériaux de construction, de sa géométrie et de la méthode de construction.

Afin de simplifier les actions du bâti dans l'analyse de l'interaction sol-structure, il est courant de modéliser le bâtiment (ainsi que la fondation filante) par un élément de poutre caractérisé par une rigidité (EI) et de modéliser le sol comme un milieu élastique homogène et isotrope (Burland *et al.*, 1977 ; Potts et Addenbrooke, 1997 ; Bowles, 1996; Frantziskonis et Breyse, 2003 ; Franzius *et al.*, 2005 ; Dimmock et Mair, 2008 ; Deck et Singh, 2010). La majorité des solutions traitant la poutre posée sur la fondation élastique est basée sur le théorème d'Euler-Bernoulli où la déformation due au cisaillement est négligée (Morfidis et Avramidis, 2002).

Le résultat de ce genre d'analyse porte sur la distribution de la pression de contact, l'effort tranchant ou encore le moment fléchissant dans la fondation (ou le bâti), qui peuvent être utilisés pour évaluer la vulnérabilité du bâti.

L'application d'une charge engendre des déformations et une redistribution des contraintes dans le sol au voisinage de la fondation. Cette redistribution des contraintes dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol.

La connaissance de l'état de contrainte au contact sol-fondation est nécessaire pour un dimensionnement réaliste qui prend en compte le seuil de capacité portante du sol. Cette contrainte au contact joue un rôle encore plus important dans l'étude de l'interaction sol-structure sur les sols gonflants, à cause de l'existence du couplage hydromécanique. En effet, les zones plus compactées sous le bâti sont moins sensibles aux variations hydriques.

Dans ce qui suit, les différents modes de redistribution des contraintes au contact sol-fondation seront analysés en fonction de la rigidité de la fondation.

a. Cas d'une fondation superficielle souple

Quand une fondation flexible sur un milieu élastique est sujette à un chargement uniforme, la réaction dans le sol (la pression de contact) restera uniforme.

La Figure I.35 montre une fondation flexible sur les sols fins et granulaires. La différence du profil de tassement est due au manque de cohésion pour le cas du sol sableux. Il est à noter que dans les deux cas la pression de contact reste uniforme. On notera que la fondation souple se déplace et se déforme avec le terrain sans modifier l'état de contrainte dans le sol.

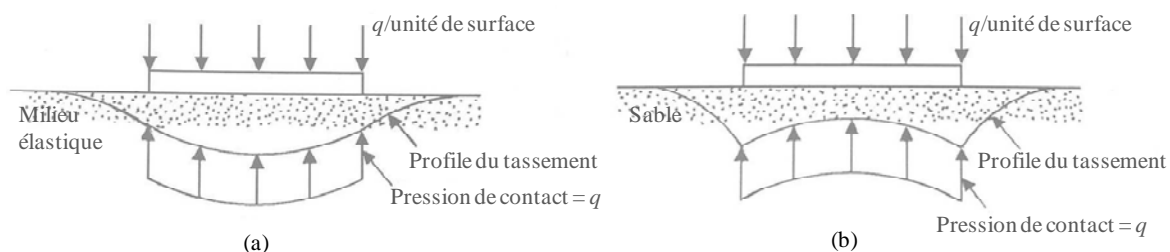


Figure I.35. Fondation flexible, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999)

b. Cas d'une fondation superficielle rigide

Dans le cas d'une fondation très rigide, le tassement reste identique sous la fondation pour tous les points. Pour un matériau granulaire, la réaction est concentrée au milieu sous la fondation à cause du manque de cohésion et par conséquent le confinement aux extrémités. En général, la fondation rigide ramène la contrainte vers les extrémités et la réaction est donc maximale aux extrémités (Mesta et Prat, 1999 ; Deck, 2002 ; Das, 2009).

On notera que la fondation rigide résiste aux déformations du terrain et modifie l'état de contrainte de contact.

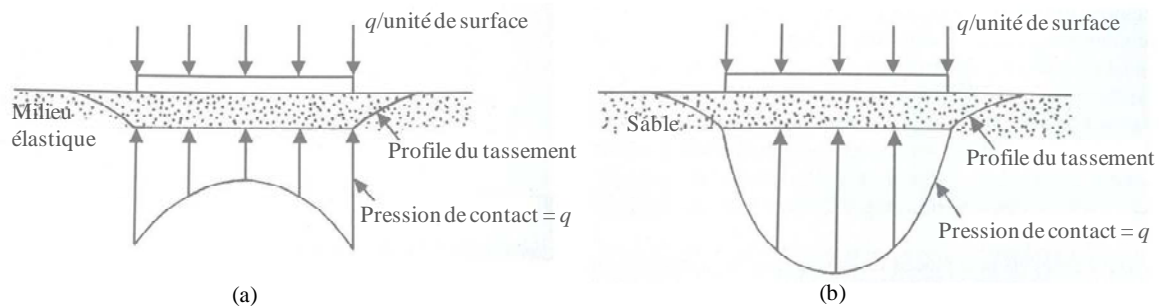


Figure I.36. Fondation rigide, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999)

En réalité le comportement d'une fondation est entre les deux cas illustrés sur la Figure I.35 et la Figure I.36. La différence de raideur entre le sol et la fondation fait intervenir des phénomènes d'interaction sol-structure. La pression du contact sera donc proportionnelle à la rigidité relative de la fondation (la structure) et du terrain. Plusieurs auteurs ont travaillé sur la rigidité relative qui sera évoquée dans le chapitre III. Ainsi, l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1) propose d'évaluer la rigidité relative à partir de la relation suivante :

$$k_R = \frac{(EI)_s}{EI^3} \quad \text{Équation I.41}$$

où $(EI)_s$ est la valeur approchée de la rigidité en flexion par unité de largeur de la structure,
 E le module de déformation du sol,
 et l la longueur de la fondation.

Pour une valeur de k_R inférieure à 0,5, le système est considéré comme souple et la réaction dans le sol ne sera pas modifiée (Denis *et al.*, 2007).

I.2.3.1 Modèle de Winkler (1867)

Pour calculer les contraintes s'exerçant sous une fondation reposante sur un milieu élastique, Winkler (1867) a supposé que la réaction du sol à chaque point sous la fondation est proportionnelle à la déflexion de la fondation à ce point. La déformation verticale caractéristique de la fondation est donc définie par l'utilisation de ressorts identiques, indépendants, étroitement espacés, discrets et linéairement élastiques. La constante de proportionnalité de ces ressorts est connue comme étant le coefficient de réaction du sol K_S (Figure I.37).

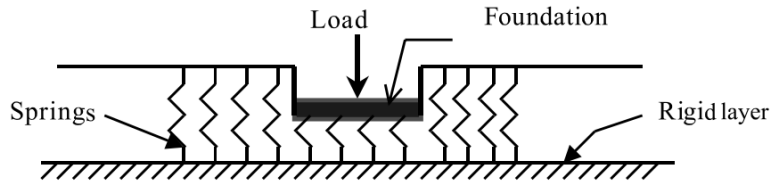


Figure I.37. Modèle de Winkler

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

Le modèle de Winkler peut être amélioré en introduisant certaines formes d'interaction entre les ressorts tels que des éléments en flexion (poutres dans une dimension (1D), plaques (2D), Hetényi, 1946), des couches de cisaillement, des membranes sous traction constante (Kerr, 1964). Ces modèles ont un autre paramètre constant qui caractérise l'interaction entre les ressorts (Figure I.38).

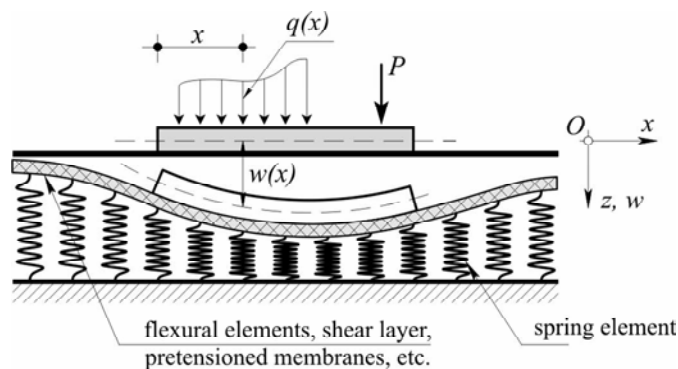


Figure I.38. Fondation reposant sur un sol modélisé par des ressorts et un élément d'interaction

Si on modélise la fondation par une poutre reposant sur un modèle de sol de Winkler, alors un élément de longueur dx , de la poutre peut être isolé tel que présenté sur la Figure I.39. La réaction du sol et les sollicitations comme les moments fléchissant et les efforts tranchants sur ses deux côtés sont également représentés.

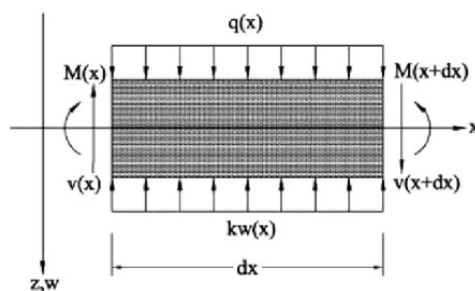


Figure I.39. Élément unitaire isolée d'une poutre

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

$$p(x) = k \cdot w(x)$$

Équation I.42

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

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

k (kN/m): k : coefficient de réaction du sol (kPa), qui dépend des autres facteurs tels que la charge appliquée, la géométrie de la fondation et sa rigidité (Denis *et al.*, 2007). Ce paramètre est d'autant plus élevé que la fondation est souple et que le sol est rigide. Sur la Figure I.40, la partie (a) représente une charge arbitraire sur une poutre supportée élastiquement sur un sol modélisé par des éléments de Winkler, la partie (b) montre la réaction du sol $p(x)$ sous la poutre associée à la courbe $w=w(x)$ du tassement et la partie (c) représente un élément unitaire intégrant la réaction du sol et la charge du bâtiment q .

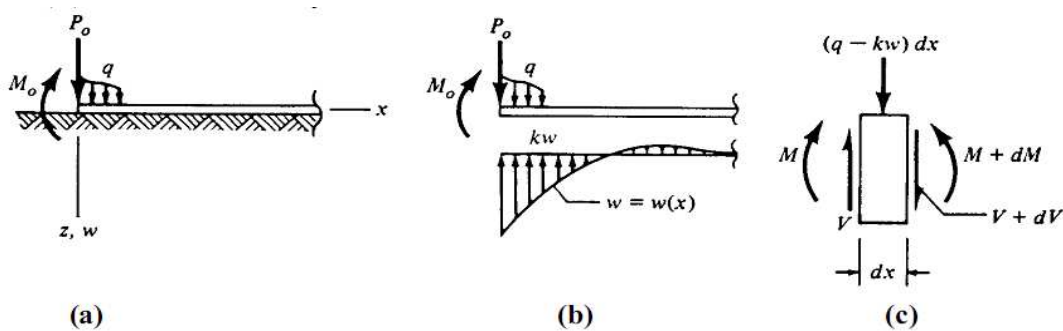


Figure I.40. Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler

Grâce à l'équilibre des forces verticales entre la charge répartie, la réaction du sol et l'effort tranchant dans la poutre (Figure I.40-c), l'équation suivante peut être appliquée :

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

Nous en déduisons que :

$$\frac{dV}{dx} = -q + kw$$

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

$$\frac{dM}{dx} = V$$

$$-\frac{M}{EI} = \frac{1}{r} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2}$$

Intégrons l'équation (I.51) et l'équation (I.52) :

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = kw - q$$

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + q = kw$$

Équation I.43

Le modèle de Winkler (équation I.43) est simple et se combine bien avec les méthodes numériques et analytiques (Houlsby *et al.*, 2005).

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

La Figure I.41 montre la répartition de contraintes verticales sous une fondation modélisée par une poutre élastique chargée uniformément. Sur cette figure la différence de la répartition de contrainte sous la poutre pour le cas de sol avec comportement élastique type Winkler et un sol avec le comportement élastoplastique est illustrée (Salasca, 1998).

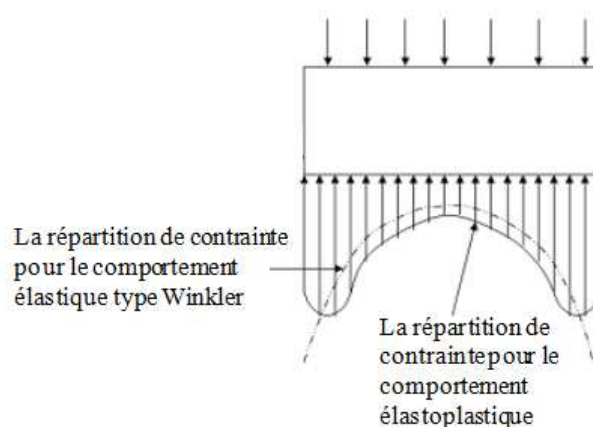


Figure I.41. Comparaison de la répartition de contrainte sous la fondation représentée par un modèle de Winkler et un modèle élastoplastique (Salasca, 1998)

En résumé, deux grandes catégories de modèle ont été proposées à partir du modèle de Winkler.

- Le premier type de modèle se base sur le modèle de Winkler et élimine son comportement de discontinuité en donnant une interaction entre les ressorts individuels (Filonenko-Borodich, 1940 ; Hetényi, 1946 ; Pasternak, 1954 ; et Kerr, 1964 ; cités par Henry, 1986). L'interaction entre les ressorts est fournie soit par une membrane élastique, soit par une poutre élastique, soit par une couche élastique capable de se déformer uniquement par effet du cisaillement.
- Le deuxième type de modèle commence avec le modèle élastique de continuité et introduit la contrainte de cisaillement en respectant la distribution de déplacement et de déformation (Reissner, 1958 ; Vlazov et Leontiev, 1966).

Dans l'annexe 5, différents modèles modifiant le modèle de Winkler sont détaillés.

La formulation mathématique de ces modèles comporte deux paramètres et est légèrement plus complexe que le modèle de Winkler, bien qu'elle reste relativement simple

Le Tableau I.11 regroupe les modèles dérivés du modèle de Winkler.

Tableau I.11. Récapitulatif des modèles d'interaction sol-structure

Modèle	Equation	Paramètres essentiels
Winkler (1867)	$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + q = kw$	k
Filonenko-Borodich (1940)	$q(x) = k_s w(x) - T \frac{d^2 w(x)}{dx^2}$	ks, T
Hetényi (1946)	$q(x, y) = k_s w(x, y) - \frac{Eh^3}{12} \frac{d^4 w(x, y)}{dx^4}$	ks
Pasternak (1954)	$q(x, y) = k_s w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y)$	ks, Gp
Reissner (1958)	$c_1 w - c_2 \nabla^2 w = q - \frac{c_2}{4c_1} \nabla^2 q$	$c1, c2$
Vlazov et Leontiev (1966)	$q(x) = k_s w(x) - 2t \frac{d^2 w(x)}{dx^2}$	ks, t

I.2.3.2 Modèles adaptés pour le retrait-gonflement

Dans la littérature, les modèles de l'interaction sol-structure ont été utilisés pour les sols gonflants. Ils sont majoritairement basés sur le modèle de Winkler. L'observation du comportement des bâtiments construits sur des sols argileux gonflants a conduit certains auteurs à recommander de déterminer la forme des déformations de la surface du sol (appelée le dôme de gonflement) au moyen des formules empiriques, puis à utiliser le modèle de Winkler pour trouver la solution d'équilibre. Nelson et Miller (1992) ont résumé les modèles qui introduisent la déformée du sol due au phénomène de retrait-gonflement (Tableau I.12).

Tableau I.12. Méthodes de l'interaction sol-structure pour la fondation soumise au retrait-gonflement (Nelson et Miller, 1992)

	1 BRAB (1968)	2 Lytton (1972)	3 Walsh (1978)	4 Swinburne (Holland et al., 1980)	5 PTI (1980)
Design Method					
Slab load and soil-structure interpretation assumptions					
Mound shape assumptions	Rectangular mound. Empirical support index (c) related to climatic rating and soil properties	Parabolic mound $y = ax^m$	Flat under center to a distance of E from edges. Parabolic at edges	Flat under center. Parabolic at edges	Flat under center. Cubic at edges
Design parameters					
1. Climate	1. C_w	1. (N/A)	1. (N/A)	1. (N/A) E_s, ν	1. TMI (Figure 2.5)
2. Soil parameters	2. C	2. γ_m	2. γ_m, e, k	2. γ_m, e	2. γ_m, e, q_s, f
3. Loading conditions	3. w	3. w, q_c, q_e	3. w	3. w, I_c, q_c, q_e	3. w, q_c, q_e
4. Slab parameters	4. L, E	4. L, S, E	4. L, E	4. L, b, S, E	4. L, b, d, S, E
<small>*Legend: a = mound equation constant; b = beam width; C = support index (Figure 5.18); C_w = climatic rating factor (Figure 2.6); d = beam depth; e = edge distance; E_s = soil modulus of elasticity; k = subgrade modulus; L = slab length; m = mound exponent; ν = Poisson's ratio of soil; w = average foundation pressure; q_s = allowable soil bearing pressure; q_c = center load; q_e = edge load; S = beam spacing; f = slab-subgrade friction coefficient; E = edge distance.</small>					

Parmi ces modèles empiriques, le modèle de Lytton (1972) est le plus utilisé et il est la base du développement de la norme Américaine *PTI* (Post-Tensioning Institute). Lytton (1972) ont introduit un paramètre de la position initiale du terrain dans le modèle à deux paramètres de type Vlasov (1966) :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{d}{dx} \left(GhB \frac{d}{dx} (w - y) \right) + kB(w - y) = q \quad \text{Équation I.44}$$

avec EI : la rigidité de flexion de la poutre,

w : la déformé de la poutre,

y : la position initiale du terrain,

G : le module de cisaillement du sol,

h : la profondeur dans laquelle la résistance au cisaillement du sol est mobilisée,

B : la largeur de la fondation,

k : le module de réaction du sol,

q : la charge répartie sur la poutre.

Lytton a développé son modèle pour un élément de plaque isotrope et élastique, basé sur le même principe :

$$D\nabla^4 w - \nabla(Gh\nabla(w - y)) + k(w - y) = p \quad \text{Équation I.45}$$

avec D : la rigidité en flexion de la plaque,

p : la charge répartie sur la plaque,

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}, \text{ et } \nabla^4 = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4} \text{ est l'opérateur de Laplace.}$$

La forme initiale du terrain a été définie empiriquement par l'équation suivante (Tableau I.12) illustrée sur la Figure I.42 :

$$y = f(x) = ax^m \quad \text{Équation I.46}$$

où $f(x)$ est la distance verticale de la semelle de la fondation à la surface du dôme de gonflement au point x ,

a est un coefficient empirique dépendant des propriétés du sol gonflant,

x est la distance horizontale du point le plus élevé du dôme de gonflement du sol au point considéré,

m est un coefficient empirique traduisant la forme de ce dôme, qui dépend de la longueur L de la fondation et de la profondeur H de la zone active du sol gonflant et prend des valeurs comprises entre 2 et 20 (Figure I.42).

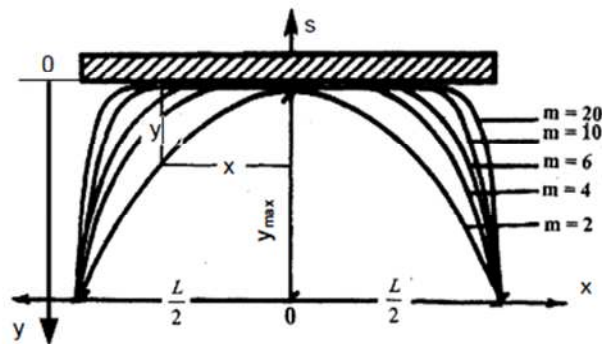


Figure I.42. Géométrie du dôme de gonflement (Lytton, 1972)

En introduisant la forme initiale du terrain donnée par l'équation I.46, l'équation de Winkler devient la suivante :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + bq = kb[w + f(x)] \quad \text{Équation I.47}$$

Sous un chargement symétrique, la solution particulière de l'équation I.47 devient :

$$w(x) = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) - \frac{q}{bk} - f(x) \quad \text{Équation I.48}$$

où $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$ est un coefficient de fondation et de sol (de dimension $[L^{-1}]$).

Pour résoudre l'équation de Winkler modifiée (équation I.43), dans la littérature les fonctions de Krylov (1930) ont souvent été utilisées :

$$\begin{cases} Y_1(x) = \cosh \alpha x \cos \alpha x \\ Y_2(x) = 0,5(\cosh \alpha x \sin \alpha x + \sinh \alpha x \cos \alpha x) \\ Y_3(x) = 0,5 \sinh \alpha x \sin \alpha x \\ Y_4(x) = 0,25(\cosh \alpha x \sin \alpha x - \sinh \alpha x \cos \alpha x) \end{cases} \quad \text{Équation I.49}$$

Ces fonctions ont des caractéristiques de dérivation circulaires :

$$Y_1(0) = I; \quad Y_2(0) = Y_3(0) = Y_4(0) = 0$$

Équation I.50

$$\frac{dY_4}{dx} = \alpha Y_3; \quad \frac{dY_3}{dx} = \alpha Y_2; \quad \frac{dY_2}{dx} = \alpha Y_1; \quad \frac{dY_1}{dx} = -4\alpha Y_4$$

Le déplacement vertical total w devient alors :

$$w = AY_1 + BY_2 + CY_3 + DY_4 - f(x) + \frac{q}{bk}$$

Équation I.51

Avec cette expression, l'angle de rotation, le moment fléchissant, l'effort tranchant de la fondation et la réaction du sol sont calculés par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta(x) = \frac{dv}{dx} = \alpha(-4AY_4 + BY_1 + CY_2 + DY_3) - f'(x) \\ M_f = EI \cdot \frac{d\theta}{dx} = \alpha^2 EI(-4AY_3 - 4BY_4 + CY_1 + DY_2) - f''(x) \cdot EI \\ T = -\frac{dM_f}{dx} = \alpha^3 EI(4AY_2 + 4BY_3 + 4CY_4 - DY_1) \\ p(x) = -4\alpha^4 EI(AY_1 + BY_2 + CY_3 + DY_4) + q \end{array} \right.$$

Équation I.52

Dans le système d'équation de Krylov, il y a cinq inconnues : A , B , C , D et x_0 (le point de décollement sur l'abscisse). Pour cela les trois conditions aux limites sur l'angle de rotation (i), l'effort tranchant (ii), le moment fléchissant (iii), une équation d'équilibre globale (iv) et une condition de décollement (v) peuvent être utilisées (équation I.53) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta(x=0) = 0 \quad \text{(i)} \\ T(x=x_0) = -q\left(\frac{L}{2} - x_0\right) \quad \text{(ii)} \\ M(x=x_0) = -\frac{1}{2}q\left(\frac{L}{2} - x_0\right)^2 \quad \text{(iii)} \\ \int_0^{x_0} p(x) \cdot dx = q\frac{L}{2} \quad \text{(iv)} \\ w(x_0) = f(x_0) \quad \text{(v)} \end{array} \right.$$

Équation I.53

Henry (1986) présente les paramètres de fonction de Krylov pour différentes valeurs de α .

Viet Do *et al.* (2008) ont utilisé $f(x) = ax^2$ comme la courbure du terrain due au retrait du sol avec une valeur maximum de 100 mm. Leurs résultats pour une fondation filante de 10 m de longueur avec un module de Young de 15 GPa, dont le coefficient de réaction du sol était de 30 MPa/m, sont illustrés par la Figure I.43.

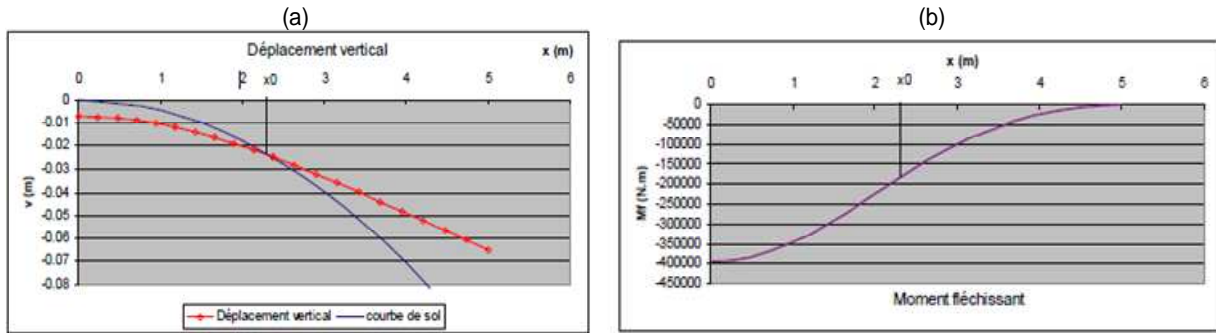


Figure I.43. (a) Déformé de la poutre, et (b) moment fléchissant dans la poutre (Viet Do *et al.*, 2008)

Baheddi *et al.* (2007) ont estimé la forme du terrain selon un essai de gonflement libre. Ils ont modifié le terme de la réaction du sol dans l'équation I-47 :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + kb[w - S_{sw}] = q \quad \text{Équation I.54}$$

ou S_{sw} est la forme finale du terrain après avoir subi le gonflement (la convention de signe est adaptée pour le problème de gonflement) (Figure I.44).

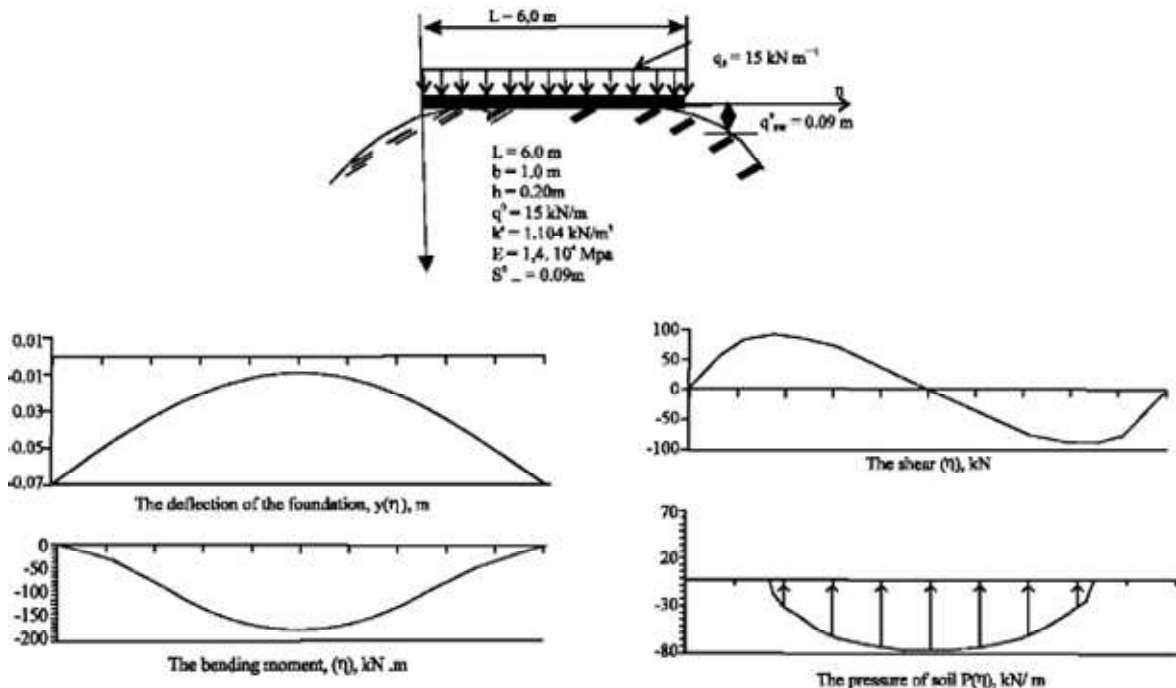


Figure I.44. Déformé finale, moment fléchissant, effort tranchant et réaction du sol en utilisant les fonctions de Krylov (Baheddi *et al.*, 2007)

Des travaux similaires ont été faits pour d'autres mouvements du terrain. Récemment, Deck et Singh (2010) ont proposé une solution analytique directe pour le cas d'une excavation et/ou d'un affaissement minier. La forme initiale du terrain a été modélisée par les équations suivantes :

$$v(x) = \frac{L^2}{8R} \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) \text{ dans la zone concave}$$

Équation I.55

$$v(x) = \frac{x^2}{2R} \text{ dans la zone convexe}$$

Équation I.56

où R est la courbure du terrain et L est la longueur de la fondation (ou du bâti). La Figure I.45 montre l'état final du terrain et de poutre pour une zone convexe (le raisonnement de calcul est le même pour la zone concave).

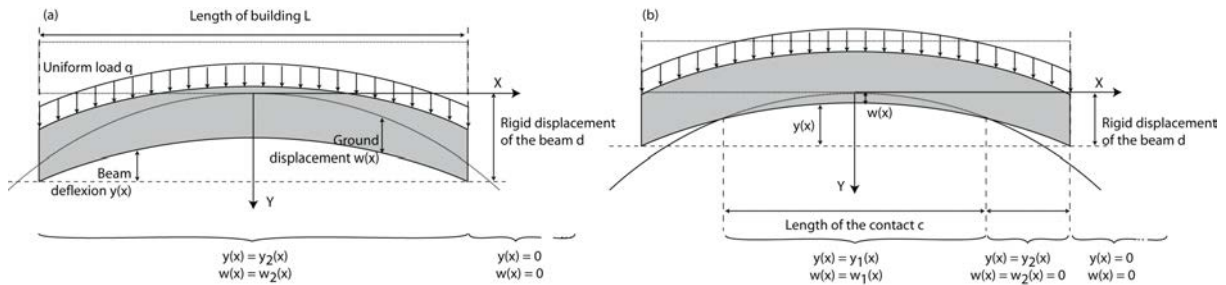


Figure I.45. Définition des déplacements du sol et le bâtiment lorsque l'équilibre statique est atteint. (a) Première solution finale possible avec un contact continu entre le sol et le bâtiment, (b) Deuxième solution avec un décollement entre le sol et le bâtiment (Deck et Singh, 2010)

La solution homogène lorsqu'il n'y a pas de décollement entre le bâti et le terrain est obtenue par l'équation suivante (autre façon de présenter l'équation I.48) :

$$w(x) = \frac{q}{KB} + C_1 \cos\left(\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x\right) \left[e^{\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x} + e^{-\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x} \right] + C_2 \sin\left(\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x\right) \left[e^{\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x} - e^{-\frac{\sqrt[4]{\lambda_1}}{\sqrt{2}} x} \right]$$

Équation I.57

avec $w(x)$ le tassement du terrain, et $\lambda_1 = KB/EI$.

Deck et Singh (2010) ont utilisé la solution directe de cette équation en appliquant les conditions aux limites. Quand la poutre et le terrain sont en contact, la condition de non interpénétration est assurée par l'équation suivante :

$$y_1(x) = w(x) - d + v(x)$$

Équation I.58

avec d le déplacement du corps rigide et y_1 la déformé de poutre pendant le contact (Figure I.45). Les trois paramètres inconnus (C_1 , C_2 et d) sont obtenus en appliquant les conditions aux limites suivantes (équations I.59, I.60, et I.61) :

$$y_1(L/2) = 0$$

Équation I.59

Cette première condition aux limites exprime que la déformé de la poutre est nulle à ses extrémités où le déplacement de la poutre est égal à celui du corps rigide (d).

$$y_1^{(2)}(L/2) = 0$$

Équation I.60

$$y_1^{(3)}(L/2) = 0$$

Équation I.61

Ces deuxième et troisième conditions aux limites expriment que le moment fléchissant et l'effort tranchant sont nuls aux extrémités, parce que la poutre est en équilibre statique sous

la charge $q(x)$ et la réaction $p(x)$. Lorsqu'il y a décollement, le tassement du sol $w(x)$ est nul tout au long, et on peut écrire :

$$d + y_2(x) < v(x) \quad \text{Équation I.62}$$

La déformée de la poutre peut donc être calculée par l'équation générale de la poutre en intégrant quatre fois l'équation I.43 (sans avoir $p(x)$) :

$$y_2(x) = \frac{qx^4}{24EI} + C_3x^3 + C_4x^2 + C_5x + C_6 \quad \text{Équation I.63}$$

Quand il y a un décollement, le système d'équation contient plus d'inconnues ($C1$ à $C6$, c et d : la longueur de contact). Par conséquent, d'autres conditions aux limites sont nécessaires afin d'avoir autant d'équations que d'inconnues. En utilisant les conditions aux limites sur le point de décollement, le nombre d'équations requis peut être assuré.

La continuité de la déformée et la première dérivée de la déformée sur le point de décollement ($c/2$) donne les deux conditions aux limites suivantes :

$$y_1(c/2) = y_2(c/2) \quad \text{Équation I.64}$$

$$y_1^{(1)}(c/2) = y_2^{(1)}(c/2) \quad \text{Équation I.65}$$

Les conditions aux limites suivantes assurent la continuité du moment fléchissant (équation I.66), de l'effort tranchant (équation I.67) et de la charge (équation I.68) puisqu'elle est répartie et constante.

$$y_1^{(2)}(c/2) = y_2^{(2)}(c/2) \quad \text{Équation I.66}$$

$$y_1^{(3)}(c/2) = y_2^{(3)}(c/2) \quad \text{Équation I.67}$$

$$y_1^{(4)}(c/2) = y_2^{(4)}(c/2) \quad \text{Équation I.68}$$

En appliquant ces conditions aux limites, Deck et Singh (2010) ont pu résoudre l'équation générale I.47 et développer les courbes de transmission du tassement. La Figure I.46 montre le taux de transmission du tassement dans la zone convexe en fonction d'un paramètre

adimensionnel de la rigidité relative (défini par $\rho^* = \frac{EI}{KBL^4}$ ou EI est la rigidité du bâti, KB

est le coefficient de la réaction du sol et L est la longueur du bâti) :

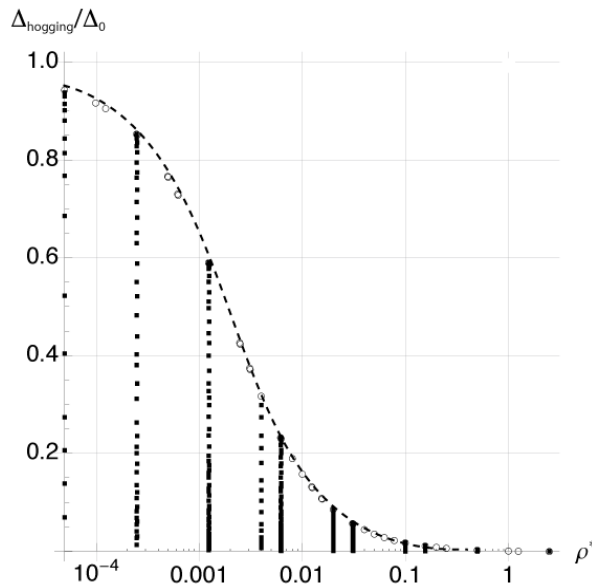


Figure I.46. Taux de transmission du tassement dans la zone convexe (Deck et Singh, 2010)

Cette figure montre le niveau de l'interaction sol structure pour différentes valeurs de la rigidité du bâti et du sol. Pour un bâti très rigide sur un terrain dur ($\rho^*=1$), le taux de transmission du tassement tend vers zéro. Le développement de ce genre de courbe pour le cas de retrait gonflement fera sujet de deuxième chapitre (§ II.2.5.4).

Une autre approche utilisée pour l'étude de l'interaction sol gonflant-structure est la méthode numérique. Par exemple, Abdelmalak (2007) a supposé une forme de déformée du terrain d'après l'équation de Mitchell (1979) et la distance de la variation de succion (équation I.37). Ensuite, grâce à une analyse par éléments finis, il a déterminé le moment fléchissant et l'effort tranchant dans la fondation. Il a remarqué que le maximum de moment fléchissant (extremum d'effort tranchant) se produit juste avant le point de décollement. Par analogie avec le comportement d'une poutre console, ce résultat montre que le bâti se comporte comme une poutre console de longueur égale à la distance de la variation de succion.

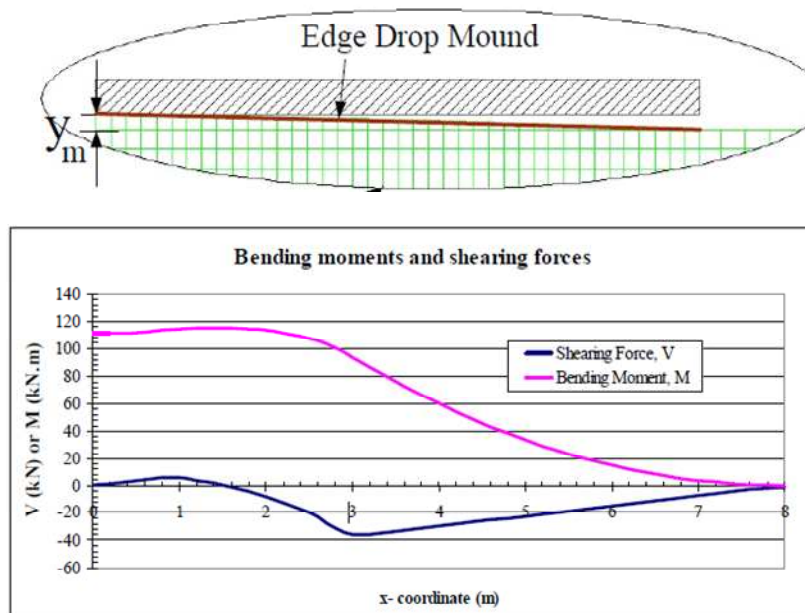


Figure I.47. Moment fléchissant et effort tranchant dans la fondation dans le modèle d'Abdelmalak (2007)

I.2.3.3 Conclusion

Il existe dans la littérature des modèles analytiques et numériques de l'interaction sol gonflant-structure qui, soit prennent en compte la forme initiale du terrain, soit appliquent un déplacement. Ce genre de modèles ne peut pas reproduire le comportement hydromécanique des sols gonflants. Cependant, ils peuvent être utiles pour d'autres mouvements de terrain tels qu'un affaissement minier.

Les modèles basés sur le modèle analytique de Winkler ont également été proposés dans la littérature. Ces modèles ont été résolus grâce aux fonctions de Krylov, soit en imposant un tassement (forme initiale du terrain), soit en introduisant un paramètre reliant la variation de la teneur en eau au tassement vertical dans un champ libre (comme la courbe de retrait présentée dans l'annexe 5). Ce deuxième type de modèle ne tient pas compte de l'effet de la présence du bâti sur l'amplitude du tassement hydrique. Par conséquent, le couplage hydromécanique est négligé.

Finalement, la recherche bibliographique sur les modèles d'interaction sol-structure adaptés aux sols gonflants a mis en évidence le manque de modèle incluant le couplage hydromécanique.

I.2.4 Vulnérabilité du bâti

L'étude de la vulnérabilité des bâtis a pour objectif d'évaluer les dommages potentiels d'une structure provoqués par un aléa naturel ou industriel. Il peut également en être déduit l'estimation des coûts des dégâts et l'identification des bâtiments les plus vulnérables qui pourraient bénéficier d'un renforcement éventuel. Pour cela, il existe différentes méthodologies :

- Méthode de vulnérabilité empirique (approche statistique), basée sur des observations statistiques des données enregistrées de dégâts des événements du passé en fonction de l'intensité ressentie.
- Méthode analytique, basée sur le calcul mécanique de la réponse structurelle.
- Méthode fondée sur le jugement des experts.

Les méthodes empiriques nécessitent une base de données complète et n'analysent pas le mécanisme de l'aléa. Elles dépendent largement de la précision et de la qualité de la base de données.

La méthode analytique semble être pertinente en étudiant la réponse mécanique de la structure vis-à-vis de l'action de l'aléa. Elle a été utilisée de manière satisfaisante dans les aléas volcaniques (Spence *et al.*, 2005), sismiques (Guéguen *et al.*, 2007), tsunamis (Ronald et Hope, 2008) et les affaissements miniers (Saeidi *et al.*, 2009).

La méthode fondée sur l'avis d'experts dépend largement de la compétence et de l'incertitude liée à l'avis de ces experts. Néanmoins c'est une manière rapide pour prendre une décision face à un risque, connaissant l'ordre de grandeur qualitative de la vulnérabilité. Un exemple de ce type de méthode est présenté dans le Tableau I.13. Le calcul d'un indice de vulnérabilité a été formalisé à partir d'avis d'experts du CSTB (2009) ayant des compétences différentes. Chaque expert a donné une note pour chaque facteur de vulnérabilité. Le facteur de pondération d'un facteur de vulnérabilité est obtenu en faisant la moyenne des notations individuelles.

Tableau I.13. Méthode basée sur l'expertise permettant d'évaluer l'indice de vulnérabilité structurel face au retrait-gonflement (CSTB, 2009)

scénario	fiche n°	XX	poids (établi précédemment)	note partielle	note de vulnérabilité structurelle
	informations recueillies sur place				
	facteur de vulnérabilité	note sur l'échelle (0, 1, 2)			
dégradations structurales	Végétation	a	2,7	2,7*a	2,7*a+3*b+4*c+1,7*d
	Forme	b	3	3*b	
	Joint	c	4	4*c	
	irrégularité en élévation	d	1,7	1,7*d	
	information à partir de la carte aléa				
	facteur de vulnérabilité	note sur l'échelle (0, 1, 2)	poids	note partielle	
	Argile	e	4	4*e	4*e

La vulnérabilité est ainsi évaluée par une note allant théoriquement de 0 à 17,4. Cette gamme correspond à des constructions non vulnérables et très vulnérables respectivement. Comme il a été mentionné précédemment, cette méthode est rapide, et peut donner une grandeur qualitative de la vulnérabilité. Cependant, elle ne prend pas en compte l'aléa dans sa globalité. En effet, la même maison conçue sur un autre type de sol argileux peut avoir une réponse structurale différente qui ne peut pas être considérée dans cette méthode.

La Figure I.48 montre un exemple d'une méthode empirique fondée sur une base de données de maisons sinistrées par un affaissement minier (Wagner et Schümann, 1991). Dans cette figure, la longueur du bâtiment est considérée comme caractéristique la plus pertinente du bâti, et la déformation horizontale du terrain est considérée comme critère de dommage du bâti.

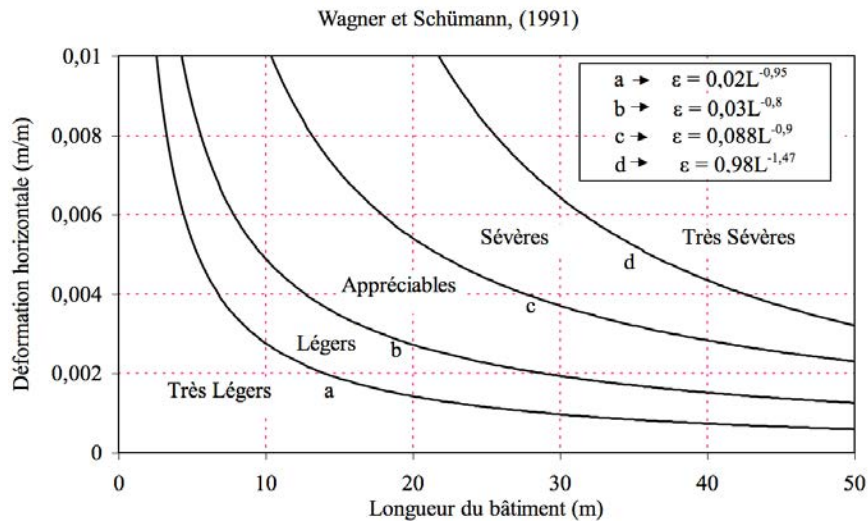


Figure I.48. Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon Wagner et Schümann (1991)

En l'absence d'une base de données exhaustive des bâtis endommagés, pour un nombre plus restreint de bâtiments, les méthodes analytiques basées sur une modélisation plus ou moins sophistiquée du bâtiment sont utilisées. Un exemple de méthode analytique a été présenté par Burland *et al.* (2004).

Dans notre étude, la méthode analytique sera utilisée afin de développer les fonctions de vulnérabilité. Dans ce qui suit, ces fonctions sont détaillées.

I.2.4.1 Fonctions de vulnérabilité

Les fonctions de vulnérabilités permettent d'évaluer une moyenne des dommages en fonction de l'intensité de l'aléa. Le développement d'une fonction de vulnérabilité repose sur l'utilisation d'une typologie des bâtiments adaptée à l'aléa considéré et le choix d'un critère d'intensité de l'aléa à partir duquel seront estimés les dommages dans les bâtiments. L'utilisation d'une méthode analytique ou empirique d'évaluation des dommages ou l'exploitation d'une base de données des bâtiments dégradés permet de construire une courbe de vulnérabilité associée à chaque type de bâtiment. Le développement de fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments dégradés par le retrait-gonflement constitue une part importante du travail effectué pendant cette thèse (chapitre III). Nous décrivons par la suite les fonctions de vulnérabilité utilisées en génie parasismique de manière plus détaillée afin de dégager une méthodologie adaptée pour le développement de fonctions de vulnérabilité pour le retrait-gonflement.

a) Typologie des bâtiments

Lorsque l'on étudie la vulnérabilité des bâtiments d'une zone géographique étendue, on ne peut se permettre une évaluation au cas par cas. Il est donc nécessaire de mettre au point une typologie des bâtiments, adaptée au phénomène visé qui permette de réduire le nombre d'évaluation tout en garantissant la représentativité des résultats obtenus.

Pour le développement d'une typologie, il faut connaître le comportement des bâtiments vis-à-vis de l'aléa et identifier les paramètres caractéristiques de leur vulnérabilité (type de structure, matériaux, année de construction, état d'entretien, fonction du bâtiment...).

Pour l'aléa sismique, un exemple de typologie des bâtiments est présenté par Carlos *et al.* (2005) pour les bâtiments en Californie (Tableau I.14). Leur typologie générale prend en compte la nature du matériau (maçonnerie, béton armé, acier, bois...), le système structural, la hauteur et les renforcements ou dispositifs parasismiques. Les types sont nommés par des acronymes. Par exemple, le type CMFLR désigne les bâtiments constitués de cadres en béton de faible hauteur « Concrete Moment Frame Low Rise » (Carlos *et al.*, 2005).

Tableau I.14. Illustration des types de bâtiments définis selon la méthode ATC 13 (Carlos *et al.*, 2005)

Catégorie principale	Nom du Type	Remarques
Maçonnerie	RMMR	Reinforced M asonry shear wall Medium Rise
	URMLR	Unreinforced M asonry bearing wall Low Rise
Béton armé	CFCWLR	C oncrete F rame with C oncrete W alls Low Rise
	CMFLR	C oncrete M oment F rame Low Rise
Acier	SMFMR	S teel M oment F rame Medium Rise
	SFCWHR	S teel F rame with C oncrete W alls High Rise

b) Intensité de l'aléa

L'aléa est un évènement naturel caractérisé par une intensité associée à une probabilité d'occurrence. L'évaluation de l'intensité des aléas est souvent complexe et incertaine. Lorsque l'on dispose des données sur une grande période, on peut évaluer une période de retour pour différentes intensités. Mais cela ne rend pas toujours compte des phénomènes extrêmes les moins fréquents, qui sont également les plus destructeurs. En l'absence de données historiques, l'évaluation de l'intensité nécessite des études prospectives.

Le facteur d'intensité de l'aléa est un paramètre intrinsèque de l'aléa. En génie parasismique, l'intensité est quantifiée soit par l'accélération maximale du sol qui est une grandeur physique caractéristique d'un séisme en un lieu, soit par l'intensité macrosismique qui est une grandeur qualitative caractéristiques des conséquences d'un séisme en un lieu (échelle MSK ou EMS 98 par exemple). Vis-à-vis des tsunamis, l'intensité est exprimée par la hauteur ou la vitesse de l'eau (Reese *et al.*, 2007). Vis-à-vis des affaissements miniers, Saeidi *et al.* (2009) ont choisi la déformation horizontale du terrain comme critère d'intensité.





c) Echelle des dommages

L'échelle des dommages permet de hiérarchiser les dommages des bâtiments. Pour une majorité d'aléas les échelles de dommage élaborées sont constituées d'environ cinq niveaux. Par exemple, l'échelle utilisée par le HAZUS (2003) comporte cinq niveaux de dommages (Tableau I.15) :

- D0 pour l'absence de dommages ;
- D1 pour les dommages légers ;
- D2 pour les dommages modérés ;
- D3 pour les dommages sévères ;
- D4 pour les dommages très sévères.

En complément de l'endommagement structurel, des classes d'endommagement non structurel sont également prises en compte pour différents éléments non structurels, tels que les cloisons ou les équipements électriques (HAZUS, 2003).

Tableau I.15. Exemple d'échelle de dommage (HAZUS, 2003)

Niveau de dommage		Description
	Léger	Occurrence de petites fissures dans les plâtres, localisées aux coins des portes et fenêtres et à l'intersection plafond-mur, de petites fissures dans les cheminées en maçonnerie et les placages sur maçonneries. De petites fissures sont supposées être visibles avec une largeur maximale inférieure à 30 mm (les fissures supérieures à 30 mm sont considérées comme des "grandes" fissures).
	Modéré	Occurrence de grandes fissures dans les plâtres, au coin des ouvertures comme les portes et fenêtres ; apparition de petites fissures diagonales dans les murs de cisaillement ; larges fissures dans les cheminées de briques ; renversement de hautes cheminées en maçonnerie.
	Sévère	De grosses fissures diagonales dans les murs de cisaillement ou de grandes fissures aux joints des panneaux de contreplaqué ; mouvements latéraux permanents d'étages et du toit ; renversement de la plupart des cheminées de briques; fissures dans les fondations; rupture des seuils en bois et/ou de glissement de l'ouvrage sur ses fondations.
	Très sévère	La structure peut subir de grands déplacements latéraux permanents, ou être en situation d'effondrement en raison de la défaillance des parois porteuses ou de la rupture du système de contreventement ; certaines structures peuvent glisser et s'effondrer à côté de leurs fondations ; fissures importantes dans les fondations. En moyenne, 3 % de la superficie totale des bâtiments avec des dommages très sévères sont effondrés.

Définition des fonctions de vulnérabilité

L'occurrence d'un aléa d'une intensité donnée ne provoque pas les mêmes dommages à l'ensemble des bâtiments d'un même type. Cette variabilité du dommage, pour une même intensité, peut s'expliquer par des variations locales de l'intensité réelle de l'aléa ou par l'existence de différences de comportement du bâti, impossibles à identifier, en raison de défauts particuliers, d'hétérogénéités dans le terrain... Les fonctions de vulnérabilité

permettent de tenir compte de cette variabilité. Les méthodes utilisant des fonctions de vulnérabilité font plus précisément appel aux trois éléments ci-dessous.

- La matrice de probabilité de dommage (DPM). Elle renseigne sur la répartition des dommages d'un type de bâti dans l'échelle de dommages utilisée en fonction de la valeur de l'intensité.
- La courbe de vulnérabilité. Elle est une représentation graphique synthétique de la DPM et représente la moyenne des dommages d'un type de bâti en fonction de la valeur de l'intensité. La courbe de vulnérabilité est ensuite modélisée par une fonction de vulnérabilité.
- Les courbes de fragilité. Elles sont une représentation graphique de la DPM et représentent les probabilités de dépasser chaque classe de dommage. Les courbes de fragilité sont ensuite modélisées par des fonctions de fragilité.

Matrice de probabilité de dommages (DPM)

La matrice de probabilité de dommages est développée pour chaque type de bâtiment. C'est une matrice qui définit la probabilité d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque intensité d'aléa. La probabilité de dommage dans chaque classe de dommage "P(D_i)" est alors calculée avec l'équation suivante :

$$P(D_i) = \frac{N(D_i)}{n} \quad \text{Équation I.69}$$

N(D_i) est le nombre de bâtiments dans la classe de dommage D_i et n le nombre total de bâtiments du type étudié. Ce calcul est répété pour chaque classe de bâtiments et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée. Par exemple, on peut voir dans le Tableau I.16 une matrice de probabilité de dommages pour le type CFCWHR (*Concrete Frame with Concrete Walls High Rise*) dans l'état de British Columbia au Canada.

Tableau I.16. Matrice de probabilité de dommage pour les bâtiments de type CFCWHR dans l'état de British Columbia, vis-à-vis de l'aléa sismique (Carlos et al., 2005). Les valeurs représentent la probabilité ou la proportion des bâtiments subissant un niveau de dommage pour une intensité donnée

Intensité	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Catégories de dommages							
Aucun dommage (0)	12,0	2,0	0	0	0	0	0

Très Léger (1)	73	30	2	0	0	0	0
Léger (2)	15	65	57	15	0	1	0
Modéré (3)	0	3	40	66	61	28	5
Sévère (4)	0	0	1	18	35	55	67
Très Sévère (5)	0	0	0	1	3	16	25
Détruit (6)	0	0	0	0	0	0	3

1.2.4.2 Courbes de vulnérabilité

La courbe de vulnérabilité présente la relation entre la moyenne des dommages et l'intensité de l'aléa. La moyenne des dommages pour chaque intensité $\mu_D(I)$ pour un type de bâtiment est calculée selon l'équation I-70.

$$\mu_D(I) = \sum_{i=1}^4 P(D_i) \cdot D_i \quad \text{Équation I.70}$$

Où $\mu_D(I)$ est la moyenne des dommages pour la valeur d'intensité I.

$P(D_i)$ est la probabilité de dommages dans la catégorie de dommage D_i .

Par exemple, pour les bâtiments du type CFCWHR (British Columbia), la matrice de probabilité de dommage (Tableau I.16) permet de calculer la moyenne des dommages (Tableau I.17).

Tableau I.17. Illustration de la moyenne de dommage μ_D pour un type de bâti

Intensité	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
μ_D	1,30	1,69	2,4	3,05	3,38	3,86	4,26

La fonction de vulnérabilité s'obtient par une régression mathématique des résultats du Tableau I.17. Lagomarsino et Giovinazzi, 2006 ont montré que la fonction type tangente hyperbolique a une bonne capacité pour approximer ces résultats. Elle est illustrée par l'équation I-71

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25V - 13.1}{Q} \right) \right] \quad \text{Équation I.71}$$

La fonction de vulnérabilité décrite par l'équation I-71 est non linéaire et basée sur une fonction tangente hyperbolique. Par exemple, pour le type de bâtiment CFCWHR de l'état de British Columbia selon le Tableau I.17, la courbe de vulnérabilité avec l'expression mathématique de cette courbe est présentée sur la Figure I.49. La représentation graphique de l'échelle de dommage est présentée sur la Figure I.50.

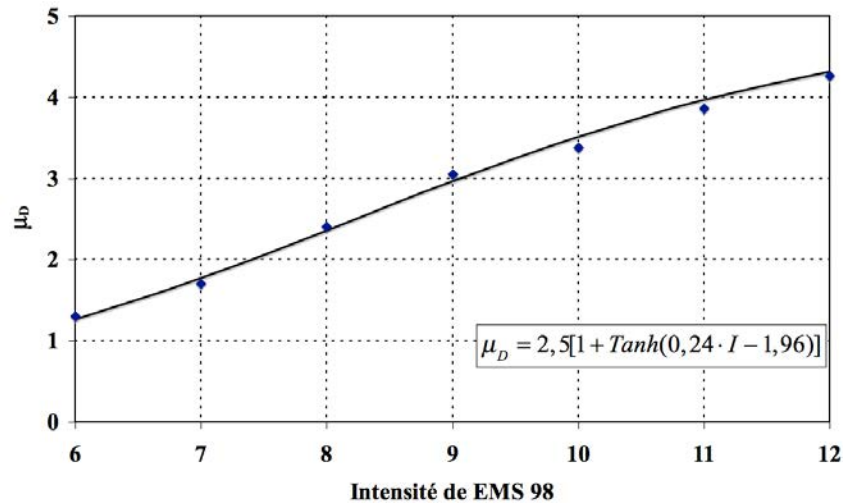


Figure I.49. Courbe de vulnérabilité et son expression mathématique pour le type CFCWHR

Echelle EMS98	1	2	3	4	5
Structure en maçonnerie					
Structure en béton armé					

Figure I.50. Illustration des niveaux de dommage de l'EMS 98

I.2.4.3 Application à l'aléa retrait-gonflement

Dans cette partie, les différents facteurs nécessaires pour le développement des courbes de vulnérabilité adaptées aux sols gonflants seront présentés :

- **Typologie des bâtis**

Comme il a été mentionné dans la partie § I.2, ce sont les maisons individuelles qui sont les plus touchées par le phénomène de retrait-gonflement. Par conséquent, dans le cadre de cette étude, la typologie adaptée des bâtiments portera uniquement sur les maisons individuelles. D'un point de vue pratique, la réalisation d'une typologie des maisons individuelles est assez difficile car les formes architecturales correspondantes sont très variées.

Les différents paramètres des maisons sinistrées se trouvent dans l'annexe 12 et l'annexe 13. Les facteurs principaux qui ont servi pour la typologie du bâti dans cette étude sont la géométrie des bâtiments, leur caractéristique mécanique, le type et la profondeur des fondations.

- **Typologie des sols**

Afin de différencier le comportement du même bâtiment sur deux sites différents, une définition claire de la typologie des sols est nécessaire. Il existe plusieurs méthodes pour classer des sols gonflants. Presque toutes les méthodes utilisent une combinaison des paramètres simples d'identification du sol comme la limite de liquidité, l'indice de plasticité, la valeur au bleu, le pourcentage de la fraction argileuse, etc. Par exemple, la méthode de Merwe (1964) (Figure I.51) évalue qualitativement le potentiel de gonflement en utilisant l'indice de plasticité et le pourcentage de la fraction argileuse ($< 2\mu$).

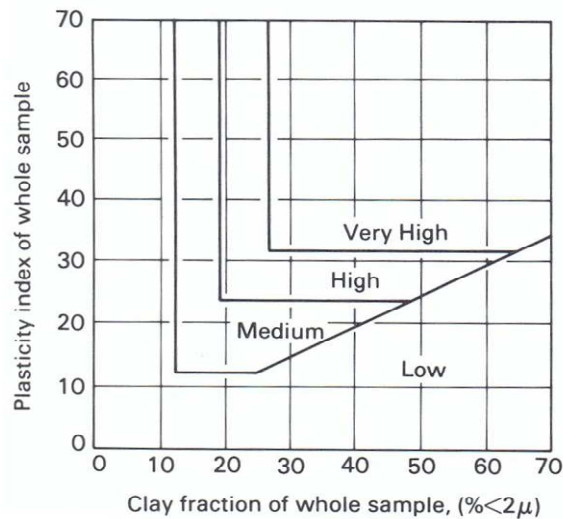


Figure I.51. Corrélation entre les propriétés du sol et le potentiel de gonflement (Merwe, 1964 ; cité par Fredlund et Rahardjio, 1993)

Djedid *et al.* (2001) ont résumé les méthodes existantes ainsi que leurs paramètres d'entrée utilisés dans la littérature pour classer les sols gonflants.

Parmi les méthodes existantes, le diagramme de Casagrande a une large utilisation dans la classification des sols gonflants à cause de sa simplicité et de sa bonne capacité de classement. Ce diagramme délimite les sols problématiques par la ligne A sur la Figure I.52. Dakshanamurthy et Raman (1973) ont apporté des informations supplémentaires en haut du diagramme pour mieux délimiter les zones des sols gonflants. Ce diagramme sera utilisé dans cette étude en raison de l'existence d'une base de données l'utilisant.

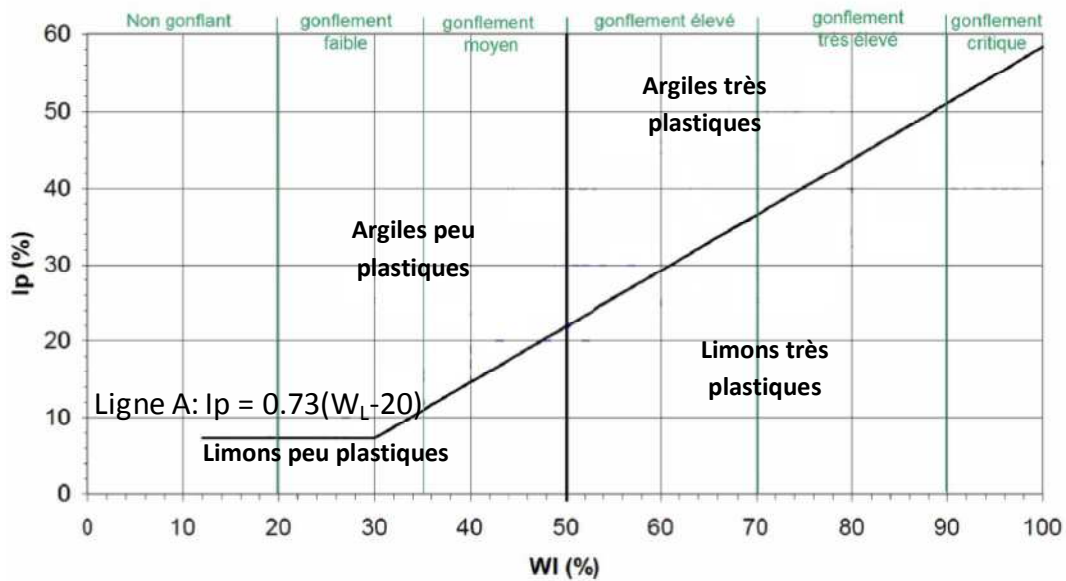


Figure I.52. Corrélation entre les propriétés du sol et le potentiel de gonflement - Diagramme de Casagrande et classification de Dakshanamurthy et Raman (1973)

Un exemple de l'analyse de sinistre par Fondasol (2009) est présenté sur la Figure I.53 pour la région PACA. On peut remarquer que la quasi-totalité des valeurs se situe au-dessus de la courbe A du diagramme de Casagrande qui permet de distinguer les sols sensibles au retrait-gonflement. Malgré cette bonne concordance entre la base de données des sols problématiques et le diagramme de Casagrande, on remarque souvent que certains sols provoquant le problème de retrait-gonflement se trouvent sous la ligne désignée par A.

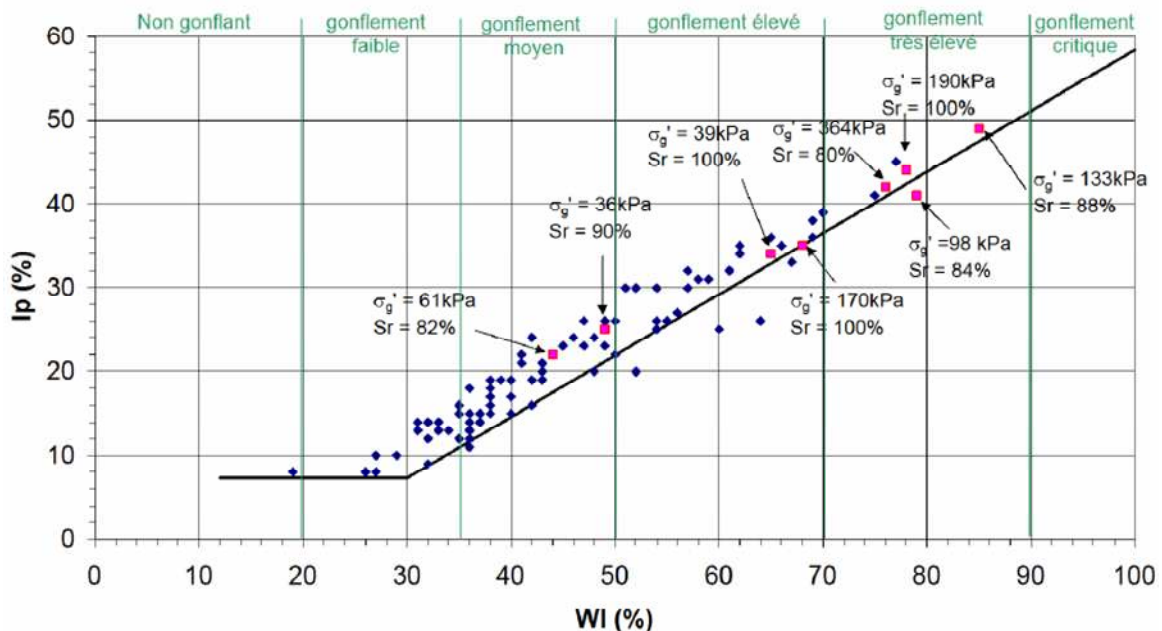


Figure I.53. Diagramme de Casagrande complété des pressions de gonflement et des degrés de saturation pour une analyse de sinistre en région PACA (Fondasol, 2009)

Sur cette figure, la pression de gonflement et le degré de saturation initiale sont aussi notés. On peut remarquer également que les pressions de gonflement ont tendance à augmenter quand les limites de liquidité augmentent.

- **Intensité de l'aléa**

Pour le cas du retrait-gonflement, le facteur de variation hydrique semble être un paramètre approprié. Cette variation hydrique peut être décrite soit par la teneur en eau soit par la succion.

1.2.4.4 Conclusion

Dans cette partie, les fonctions de vulnérabilité ont été présentées. Les méthodes empiriques et analytiques sont utilisées dans la littérature afin de construire les courbes de vulnérabilité vis-à-vis des différents aléas naturels. Dans notre travail, le développement des fonctions de vulnérabilité pour les bâtiments vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement sera inspiré de la méthodologie utilisée vis-à-vis de l'aléa sismique (HAZUS, 2003) et de l'aléa d'affaissement minier (Saeidi, 2010). Pour cela, une typologie des sols gonflants, basée sur le diagramme de Casagrande (Figure I.52) et une typologie des bâtis, à partir de la base de données des maisons sinistrées (Annexes 12 et 13), seront définies dans les chapitres suivants.

1.3 Conclusion de la synthèse bibliographique

Le but de ce travail est d'étudier la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement à travers une analyse de l'interaction sol-structure. Ce chapitre s'est porté sur la bibliographie autour de trois grands volets :

- le comportement hydromécanique des sols argileux,
- l'interaction sol-structure,
- l'évaluation des dommages structuraux.

Afin de modéliser le comportement hydromécanique des sols argileux, le concept de surface d'état semble être à la fois simple et pertinent, et capable de reproduire des résultats comparables aux modèles plus sophistiqués comme celui de Barcelone (BExM) pour de simples chemins de contrainte (séchage ou humidification). Dans cette étude, ce concept sera utilisé afin de modéliser le comportement hydromécanique des sols gonflants. Dans les pays au climat tempéré comme celui de la France, l'état hydrique du sol est proche de l'état saturé, on attend alors plutôt un phénomène de retrait lors d'une période sèche. Par conséquent, un chemin de séchage sera appliqué dans la partie relative à la modélisation de l'interaction sol-structure.

Par ailleurs, dans la nature, les sols gonflants subissent des cycles de séchage-humidification saisonniers et montrent un comportement réversible après un certain nombre de cycles pour une gamme habituelle de variation de succion. Cependant, si la variation de succion dépasse la gamme habituelle, le comportement des sols gonflants devient

irréversible. Dans cette étude, le premier cycle de séchage dont la variation de succion est susceptible de sortir de sa gamme habituelle sera étudié.

Ensuite, la synthèse bibliographique met en évidence le manque de modèle d'interaction sol-structure dédié à l'étude des conséquences des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux sur le bâti. Les modèles existants de l'interaction sol-structure imposent une forme initiale du terrain due au retrait (ou gonflement) du sol. La déformation du bâti sur ce sol déformé est ensuite étudiée soit numériquement (à l'aide d'une méthode d'éléments finis) soit analytiquement (à l'aide des modèles de type Winkler et la solution de type Krylov). Ces modèles ne prennent pas en compte l'existence de couplage hydromécanique dans les sols gonflants non-saturés.

Cette thèse a pour but de répondre à ce manque de manière pratique et efficace tout en étudiant le comportement hydromécanique des sols argileux non saturés. Les résultats de l'étude de l'interaction sol-structure seront utilisés afin de construire des courbes de vulnérabilité pour différents types de bâti conçus sur différents types de sol.

Chapitre II

Etude de l'interaction sol-structure

L'objectif de ce deuxième chapitre est de développer des modèles d'interaction sol-structure adaptés aux sols gonflants afin d'évaluer le tassement différentiel pouvant affecter un ouvrage. Le comportement hydromécanique du sol sera pris en compte par le concept de surface d'état et la présence du bâti sera modélisée respectivement dans un modèle unidimensionnel par un élément de ressort, dans un modèle à 2 dimensions par un élément de poutre et à 3 dimensions par un élément de plaque. Ces éléments structuraux seront sollicités par leur poids propre et à leurs extrémités par l'action de la variation hydrique lors d'une phase de séchage.

II. Etude de l'interaction sol-structure

Comme il a été mentionné dans la partie (§ 1.2.3), lors du retrait du sol, l'état de contrainte varie dans le sol en fonction de la rigidité du bâti. Le bâti souple suit les mouvements du sol et modifie peu l'état de contrainte du sol, alors qu'un bâti rigide résiste contre les mouvements du sol et modifie son état de contrainte. Cette variation de contrainte dans le sol (pression de contact) pourrait être particulièrement importante et décisive dans l'amplitude du retrait (ou du gonflement) du sol gonflant non saturé, du fait de l'existence du couplage hydromécanique. Dans cette partie, l'importance de l'étude de l'interaction sol-structure pour estimer le tassement final de l'ensemble sol et bâti sera détaillée dans un premier temps, et les modèles mentionnés seront par la suite développés.

La Figure II.1 résume l'apparition du phénomène d'interaction sol-structure. Dans la Figure II.1-a, l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte, le bâti souple suit alors parfaitement le tassement du sol et donc ce tassement est égal à la déformée (tassement différentiel) du bâti. Quand au bâti très rigide, il peut résister contre le mouvement du sol sans avoir subi de déformation.

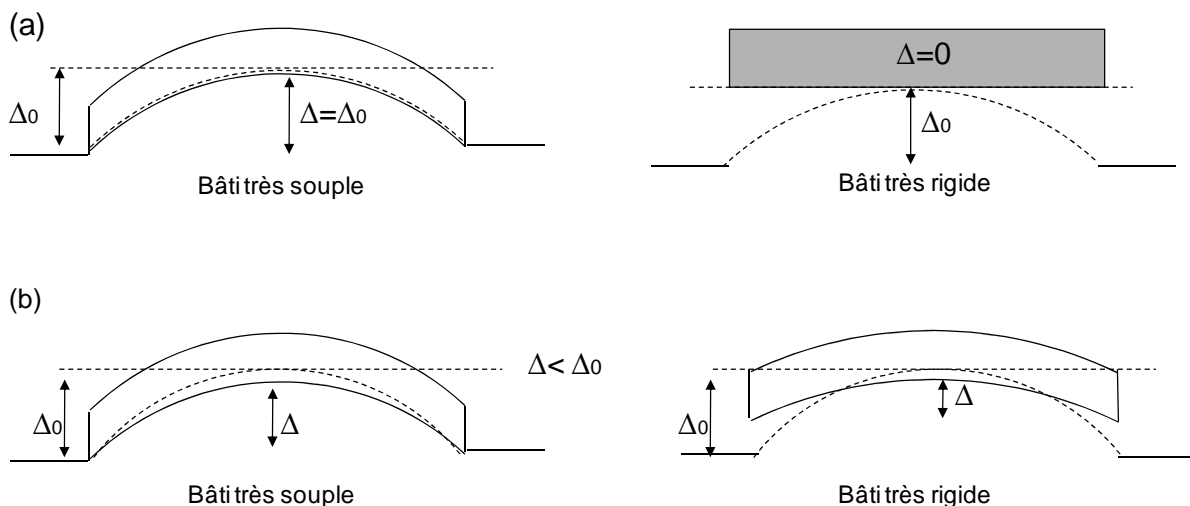


Figure II.1. Tassement du sol et du bâti a) sans prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, b) avec l'interaction sol-structure

La redistribution de contraintes verticales sous le bâti, associée au retrait du sol, conduit vraisemblablement à un écrasement du sol au centre du bâti. Par conséquent, le tassement différentiel subi par le bâti devrait toujours être inférieur à celui du sol. Cette interpénétration se traduit par un déplacement du corps rigide qui peut être pris en compte et distingué de la déformée du bâti (Figure II.1-b). En conséquence, la déformée du bâti (Δ) devrait être comprise entre zéro et une valeur inférieure au tassement du sol (Δ_0). Partant de ce constat, un taux de transmission du tassement (Δ/Δ_0) pour différents types de sol et de bâti peut être estimé, sujet de la partie II.2.5.4

Pour un terrain et un bâti rigide, un décollement peut se produire, puisque le déplacement du corps rigide et la déformée du bâti sont limités à cause de la rigidité du sol et du bâti respectivement élevée.

II.1 Modèle analytique unidimensionnel de l'interaction sol gonflant-structure

La contrainte transmise au sol évolue lors d'un tassement en fonction de la raideur du bâti. Le tassement final est donc le résultat d'une interaction entre le sol et le bâti.

L'objectif de cette partie est d'établir une méthodologie simple pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure (par conséquent l'effet de la rigidité du bâti) sur l'amplitude du retrait. Les Figure II.2-a et b illustrent la variation de succion suite à une sécheresse, en fonction de la profondeur à l'extrémité et au centre du bâti. La variation de succion est maximale à proximité des extrémités et devient négligeable au centre du fait d'un retard de séchage. L'interaction sol-fondation superficielle à l'extrémité du bâti, et le modèle uni-axial simplifié de cette interaction sont présentés sur les Figure II.2-c et d.

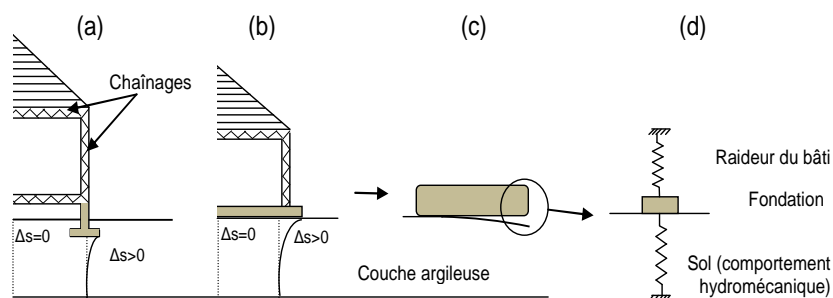


Figure II.2. Interaction sol argileux-fondation superficielle (a, b, c), et modèle simplifié 1D(d).

Par la suite, dans le contexte de développement d'un modèle uni-axial, le comportement du sol est modélisé par le concept de surface d'état et l'influence du bâti est modélisée par un élément de raideur définie. L'objectif principal de ce modèle est de mettre en évidence l'influence de la variation de contrainte exercée sur le sol par le bâti lors du séchage, sur l'intensité du tassement du sol. Autrement dit, ce modèle répond à la question suivante : faut-il prendre en compte la variation de contraintes dans le sol associée à la déformation du bâti pour évaluer l'amplitude du retrait du sol sous une fondation ?

Dans ce modèle, le sol a été divisé en plusieurs couches d'épaisseur $h_i = 0,1$ m pour tenir compte de la variation de la contrainte et de la succion avec la profondeur (Figure II.3). Le retrait du sol Δe_i (la variation de l'indice des vides de la couche i) au milieu de chaque couche a été évalué par l'approche de surface d'état. Le tassement de chaque couche, Δh_i , a ensuite été calculé, et le tassement final de la surface du sol (sous la fondation) a été obtenu avec l'équation II.1.

$$\Delta = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}} \quad \text{Équation II.1}$$

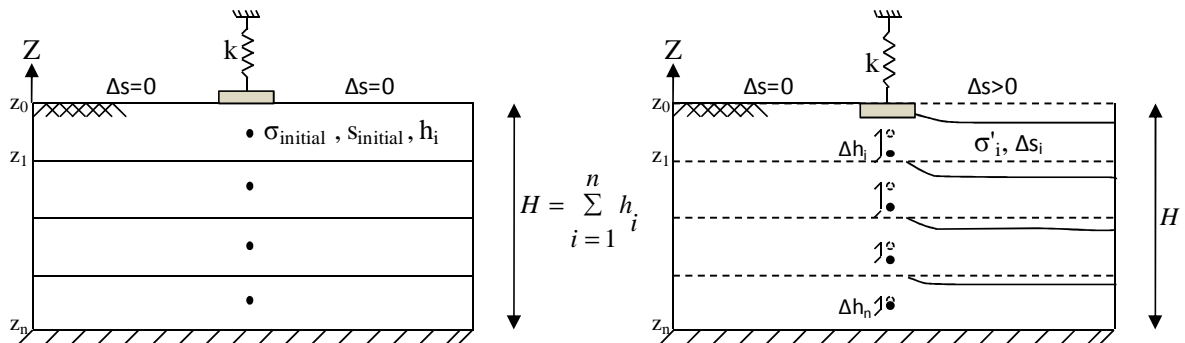


Figure II.3. (a) Etat initial des couches, (b) Etat final des couches après avoir subi la succion

Dans ce qui suit, le comportement hydromécanique du sol dans ce modèle sera détaillé.

II.1.1 Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants

Comme il a été discuté dans la partie I.1.2.5, le concept de surface d'état semble être adapté pour la modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants lors d'un simple chemin de contraintes. Vu (2003) a proposé six fonctions de surface d'état adaptées aux sols gonflants (Tableau I.6) et a testé ces fonctions sur l'argile gonflante de Regina (Saskatchewan - Canada). Ici, sa première fonction (Unsat-1) est retenue en raison de son nombre raisonnable de paramètres (3 paramètres) et sa capacité à modéliser les résultats expérimentaux (équation II-2).

$$e = a - b \log[1 + (\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)] = a - b \log[1 + \sigma + cs] \quad \text{Équation II.2}$$

Où a est l'indice des vides pour une contrainte nette nulle et une succion nulle ;

le paramètre b contrôle la variation de volume total en raison de changements de la succion et de la contrainte ;

le paramètre c présente le taux de changement de volume lors d'une variation de la succion et peut être lié aux caractéristiques gonflantes du sol, telles que l'indice de plasticité (Vu et Fredlund, 2006) ;

et les termes succion et contrainte nette sont remplacés par s et σ respectivement.

Les paramètres d'ajustement a , b et c peuvent être obtenus par l'essai œdométrique (ou triaxial) à succion contrôlée.

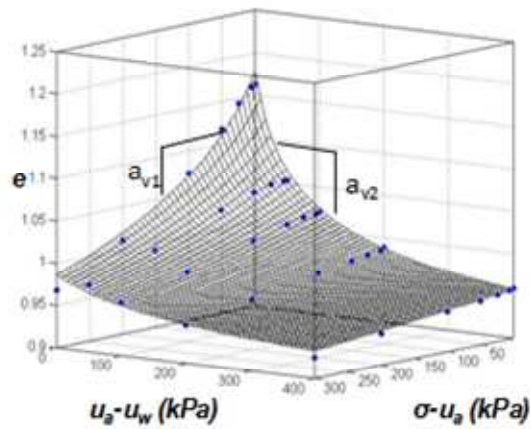


Figure II.4. Surface d'état *Unsat-1* ajustée sur des données expérimentales du sol de Regina, proposée par Vu (2003)

La Figure II.4 montre la surface d'état (*Unsat-1*) pour le sol gonflant de Regina. Le paramètre a_{v1} est le coefficient de compressibilité (Terzaghi et Peck, 1967) par rapport aux variations de contrainte, et a_{v2} est le coefficient de compressibilité par rapport aux changements de la succion. Il est à noter que les deux coefficients de compressibilité (a_{v1} , a_{v2}) diminuent avec la croissance de la succion et de la contrainte appliquée. Ces deux pentes sont accessibles à partir de l'équation de la surface d'état :

$$av_1 = \left. \frac{\partial e}{\partial \sigma} \right|_{s \rightarrow 0} = \frac{-b}{(1 + \sigma)}$$

$$av_2 = \left. \frac{\partial e}{\partial s} \right|_{\sigma \rightarrow 0} = \frac{-b.c}{(1 + c.s)}$$

Équation II.3

Le paramètre c est en concordance direct avec la pente a_{v2} , pour une contrainte et une succion nulles, plus cette pente est élevée plus le sol est gonflant (Tableau II.1).

L'aptitude de ce modèle pour modéliser le comportement des sols gonflants durant un chemin de contrainte donné sera vérifiée dans ce qui suit.

Le chemin de contrainte que nous avons retenu pour l'ensemble de notre étude est simple et contient d'abord une phase de chargement (construction du bâti) puis une phase de séchage (§II.2.3.5)

Le paramètre b est lié à la compressibilité du sol et est corrélé avec l'indice des vides initial (paramètre a). Le produit ($b \cdot c$) montre la compressibilité de la surface d'état utilisée par rapport à la succion et désigne la sensibilité du sol gonflant. Ce point sera discuté dans la partie de l'effet de la densité initiale (§ II.2.3.4).

II.1.2 Matériaux étudiés

Afin d'étudier le comportement des sols gonflants et l'influence de la rigidité du bâti sur leur retrait, trois sols gonflants ont été choisis : l'argile de Regina utilisée par Vu et Fredlund (2006), deux sols étudiés par Nowamooz (2007) : un sol argileux naturel du Deffend (à environ 4 km au sud-est de Poitiers) et un mélange gonflant de 60 % de bentonite calcique et de 40 % de limon de Xeuilley. Les deux sols étudiés par Nowamooz (2007) ont fait l'objet d'essais œdométriques avec des cycles de séchage-humidification contrôlés. Dans cette étude, les résultats correspondants au premier cycle de séchage ont été retenus.

Le Tableau II.1 illustre les différents paramètres de surface d'état *Unsat-1* ajustés par le logiciel MATLAB où le paramètre R^2 montre la qualité d'ajustement sur les données expérimentales des matériaux considérés. La Figure II.5 montre les surfaces d'état correspondantes.

Tableau II.1. Paramètres de surface d'état *Unsat-1* pour les argiles étudiées par Nowamooz (2007) et Vu et Fredlund (2006)

Paramètres du sol	a	b	c	$b*c$	a_{v1}	a_{v2}	lp (%)	LL (%)	$< 80\mu m$	γ_d (kN/m^3)	R^2
Regina (Vu et Fredlund, 2006)	1,186	0,092	0,610	0,056	0,088	0,0243	38	70	97,8	15,4	0,989
Le Deffend (Nowamooz, 2007)	1,361	0,091	0,085	0,007	0,080	0,0058	32	85,6	99	13,5	0,943
Mélange bentonite/limon (Nowamooz, 2007)	1,436	0,131	0,151	0,019	0,128	0,0085	22	86	99	12,7	0,96

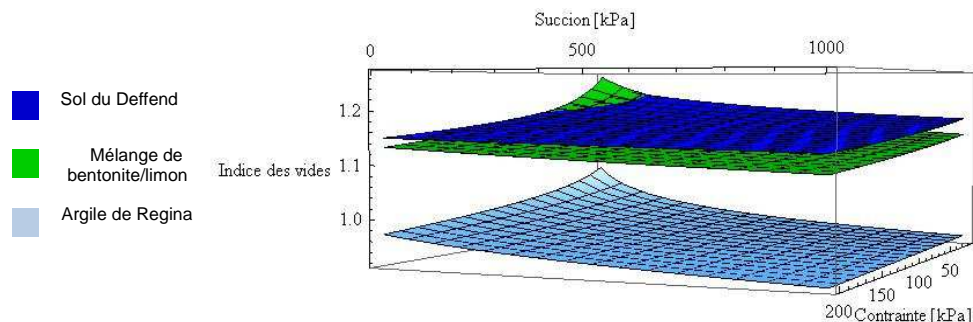


Figure II.5. Surfaces d'état des matériaux étudiés en séchage

À l'état initial (contrainte nette nulle et succion nulle), le sol composé du mélange est le plus lâche et l'argile de Regina est la plus dense. L'argile de Regina présente un paramètre c plus élevé et également une valeur de l'indice de plasticité plus élevée (38 %) que les autres, autrement dit cette argile est plus gonflante que les deux autres et la pente a_{v2} est plus

élevée. Cette argile est initialement plus dense également, donc la variation de la contrainte affecte moins ce sol que les autres sols étudiés (a_{v1} plus faible).

II.1.3 Evaluation de la rigidité du bâti et méthodologie d'étude de l'interaction sol-structure

Le phénomène de retrait associé à une période sèche provoque un tassement du sol aux extrémités du bâti. En première approximation, le bâti peut être considéré comme une poutre horizontale reposant sur le sol (Figure II.2-c). Le retrait va conduire à une diminution des contraintes verticales aux extrémités du bâti, et un report des descentes de charge du bâti vers d'autres parties du sol. Lorsqu'une variation hydrique (variation de succion) se produit à l'extrémité du bâti, le sol subit un tassement d'amplitude Δ (calculé par la méthode de la surface d'état). Le bâti va également subir un tassement inférieur ou égal à Δ en fonction de sa raideur, qui va s'accompagner d'une réduction de la contrainte dans le sol à ses extrémités (Figure II.6).

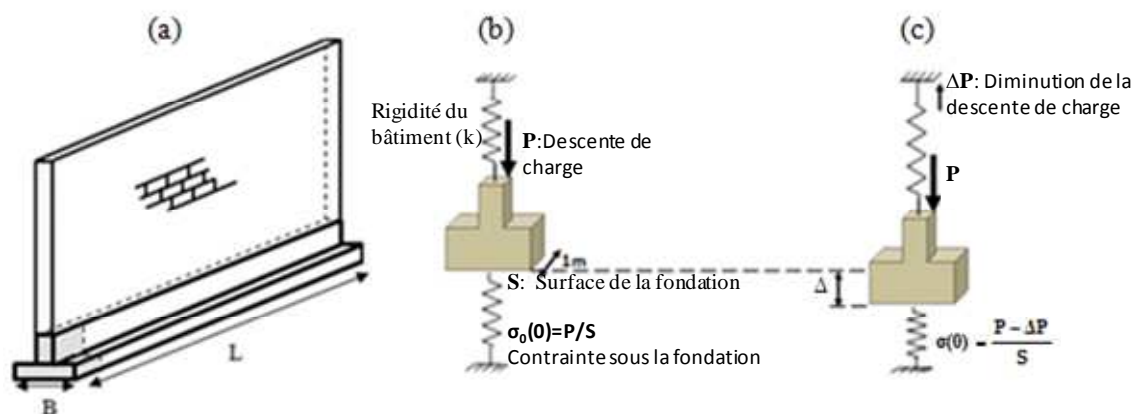


Figure II.6. (a) Identification du système étudié constitué d'une portion de semelle filante sous un mur - Modèle uni-axial de l'influence de la rigidité à la flexion du mur sur l'interaction sol-structure, (b) Etat initial, (c) Etat après avoir subi une variation de succion

Le système étudié est composé d'une fondation et d'un mur (Figure II.6-a). Dans le modèle unidimensionnelle proposé, une longueur de un mètre à l'extrémité de ce système a été isolée (Figure II.6-b). Puis l'influence de la structure est modélisée par un ressort avec une raideur caractéristique k afin de prendre en compte d'influence de la rigidité en flexion du bâti et d'estimer les variations de contraintes dans le sol pendant le retrait (Figure II.6-c). L'estimation de la valeur de k , qui dépend de la rigidité et de la géométrie du bâtiment, est complexe. Ce paramètre peut être calculé en supposant que le bâtiment, après avoir subi les changements de succion agit comme une poutre en console avec une longueur maximale de $L/2$ (Figure II.7). La rigidité peut alors être approximativement évaluée avec EI/L^3 , où E est le module de Young équivalent du bâtiment, I est le moment d'inertie et L est la longueur du bâtiment (Frantziskonis et Breysse, 2003 ; Denis, 2007). Dans cette façon d'estimer la raideur, certains auteurs négligent la rigidité du mur en maçonnerie par rapport à la fondation, alors que d'autres prennent en compte les deux valeurs (Bowles, 1996).

Afin de correctement évaluer la rigidité du bâti mobilisée lors du retrait du sol, il faut noter que l'action du séchage à l'extrémité du bâti ne se produit pas sous toute la longueur de l'ouvrage. Si e_m caractérise la distance horizontale sur laquelle une variation de succion se produit sous le bâti, alors la longueur caractéristique du bâti à prendre en compte dans le calcul de la rigidité est probablement plus proche de e_m (§I.1.2.3.2) que de $L/2$ (Figure II.7).

Considérant les limites de la modélisation d'un bâtiment par une poutre (le rapport de la longueur à la hauteur doit être supérieure à 2), une variation possible de ces paramètres (E entre 5000 et 20000 MPa (Dimmock et Mair 2008), I entre 0,1 m⁴ (seulement le moment d'inertie de la fondation) et 5 m⁴ (moment d'inertie d'un mur et de la fondation) et L entre 2 m (en relation avec e_m) et 15 m aboutit à une plage de variation de k entre 1 MN/m (bâtiment flexibles) et 5 MN/m (bâtiment rigide).

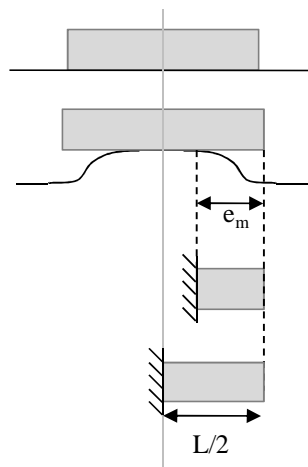


Figure II.7. Longueur caractéristique du bâti pour l'estimation de sa rigidité lors d'un séchage

Lorsque la fondation suit le retrait du sol (Figure II.6-c), la contrainte à la surface du sol sous la fondation peut être calculée avec l'équation :

$$\Delta P = k \times \Delta$$

$$\sigma(0) = \frac{P - \Delta P}{S} = \frac{P - k \times \Delta}{S}$$

Équation II.4

Où $\sigma(0)$ est la contrainte verticale transmise par la fondation au sol à une profondeur nulle,

Δ est le tassement du sol provoqué par le séchage,

S est la surface de fondation

et P est la charge du bâtiment sur la fondation.

Pour chaque couche de sol sous la fondation, les contraintes verticales sont la somme des contraintes géostatiques et de la contrainte due à la surcharge. La contrainte géostatique $\sigma_{geo}(z)$ est due au poids du sol et augmente linéairement avec la profondeur (équation II.5). La contrainte de chargement $\sigma_{load}(z)$ est due au poids du bâtiment et diminue avec la profondeur, à cause de la diffusion de contraintes. La diminution de la contrainte dans la couche du sol, due à la surcharge, avec l'augmentation de la profondeur est calculée avec la relation de Boussinesq (équation II.6).

$$\sigma(z) = \sigma_{load}(z) + \sigma_{geo}(z)$$

$$\sigma_{geo}(z) = \gamma \times (z)$$

Équation II.5

$$\sigma_{load}(z) = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} = \frac{\sigma(0)LB}{(L+z)(B+z)} = \frac{(\frac{p-k \times \Delta}{S})LB}{(L+z)(B+z)}$$

Équation II.6

Où q est la contrainte verticale au niveau de la fondation,

B est la largeur de la fondation (semelle filante),

L est la longueur de la fondation,

z est la profondeur considérée sous le niveau de fondation et γ_d est le poids volumique sec.

II.1.3.1 Résolution pour le calcul du tassement final

Le tassement de chaque couche du sol peut être obtenu par un calcul direct en combinant les équations de la surface de l'État (équation II.2), de la contrainte verticale (équation II.6), et du retrait de chaque couche en relation avec le changement de l'indice des vides (équation II.7). L'équation II.9 présente le tassement de chaque couche. Le tassement final à la surface du sol est alors la somme des tassements de toutes les couches (équation II.1). Si en raison de la complexité de l'équation de la surface d'état, la solution directe n'existe pas, une procédure itérative pourrait être adoptée (Figure II.8).

$$\Delta h_i = h_i \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}}$$

Équation II.7

$$e_{0i} = a + b \text{Log}_{10}(1 + \sigma_0(z))$$

Où e_{0i} est l'indice des vides initial de la couche i sous la fondation

et $\sigma_0(z)$ est la contrainte verticale initiale à la profondeur z avant toute variation de succion, telle que calculée par l'équation II-8 en considérant $\sigma(0) = P/S$.

$$\sigma_0(z) = \frac{(P/S)LB}{(z+L)(z+B)} + \sigma_{geo}(z)$$

Équation II.8

$$\Delta h_i(z) = h_i \times \frac{b \text{Log}_{10}(1 + \sigma(z) + c \times s(z)) - b \text{Log}_{10}(1 + \sigma_0(z))}{1 + a + b \text{Log}_{10}(1 + \sigma_0(z))}$$

Équation II.9

Dans cette étude, la hauteur totale H du sol argileux impliquée dans la variation de la succion est divisée en 10 sous-couches, où la valeur de la succion $s(z)$ et l'état de contrainte $\sigma(z)$ sont déterminés au centre de chaque couche.

Si le tassement provoqué par le séchage dans le sol dépasse la déformée maximale du bâti à son extrémité ($P l^3 / 3EI$) un décollement entre le sol et la fondation peut se produire ; dans ce cas, la solution directe ne pourrait pas le prendre en compte, alors que la solution itérative peut considérer ce décollement. Dans la solution itérative, l'état de contrainte dans le sol est actualisé pour chaque itération (Figure II.8 et Figure II.9). Dans le cas d'un décollement, la

contrainte dans le sol s'annule. La Figure II.8 illustre la solution itérative pour l'application d'une phase de séchage sous le bâtiment existant.

Sur la Figure II.8, le point 0 correspond à l'état vierge du sol avant tout chargement, le point 1 représente l'état d'équilibre initial entre le sol et le bâti après la phase de construction (l'action du bâti est égal à la réaction du sol). Comme cette étude se focalise sur le retrait (tassement provoqué par le séchage), l'indice des vides initial est fixé au point 1. Ensuite, une phase de séchage entraînant un retrait du sol est appliquée entre les points 1 et 2. Le point 2 correspond à l'effet de la variation de la succion (retrait du sol), sous l'hypothèse que la contrainte reste constante dans le sol sous la fondation, ce qui correspond à une fondation qui suit le tassement du sol, avec une raideur nulle. Le point 3 correspond à l'étape de tassement si la raideur du bâti est prise en compte. La distance entre les points 2 et 3 augmente avec la rigidité du bâtiment. Le fait de subir ce tassement par la fondation provoque un report de charges vers les autres parties de la structure de l'ordre de $\Delta p = k \cdot \Delta$, et une diminution de la contrainte dans le sol de l'ordre de $\Delta p / S$.

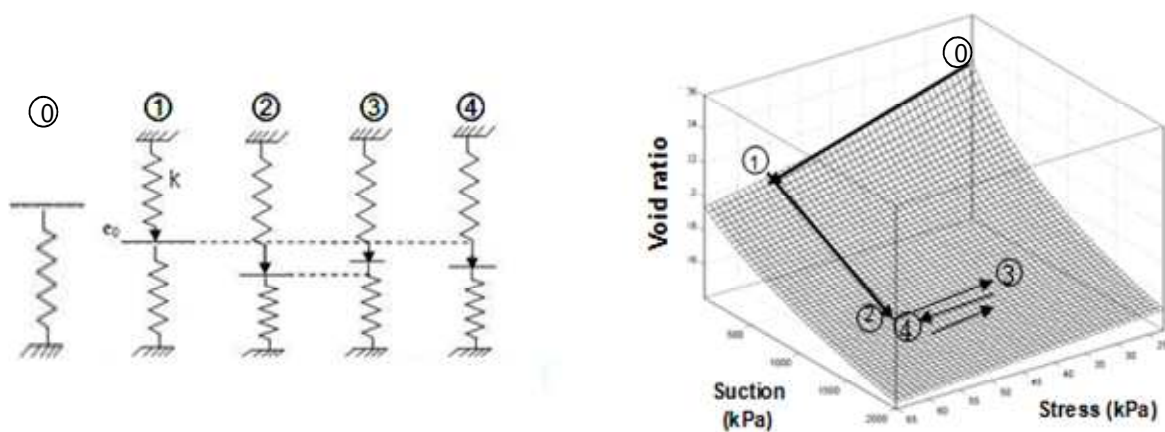


Figure II.8. Méthode itérative pour la résolution du problème d'interaction sol-structure 1D, 1) Etat d'équilibre initial avant variation de succion, 2) Tassement dû à la variation de succion à charge constante, 3) Gonflement dû à la diminution de charge dans le sol, 4) Etat d'équilibre final

La diminution de la contrainte dans le sol provoque donc un gonflement entre les points 2 et 3. La contrainte dans le sol augmente alors à cause de ce gonflement car la fondation repose davantage sur le sol par rapport à l'étape précédente. Donc entre les points 3 et 4, un tassement se produit à cause de la nouvelle répartition de contrainte (augmentation de la contrainte) dans le sol. Dans la procédure de calcul, on continue ces itérations jusqu'au moment où la variation de tassement devient négligeable. L'algorithme de recherche de la solution par itération est présenté plus précisément sur la Figure II.9.

Il faut noter que dans cette étude, il est supposé que les variations de volume dues à l'application du poids du bâti ont été stabilisées à la fin de la phase 1. Sous cette condition, la phase de déchargement 3 (effet de la rigidité de construction pendant la phase de retrait) se produit dans la gamme élastique et reste sur la surface d'état utilisée. Généralement l'application de déchargement en zone élastique ne perturbe pas l'unicité de la surface d'état, mais une nouvelle surface d'état (ajustée sur les données de décharge) doit être utilisée dans la zone plastique (Zhang et Lytton, 2009).

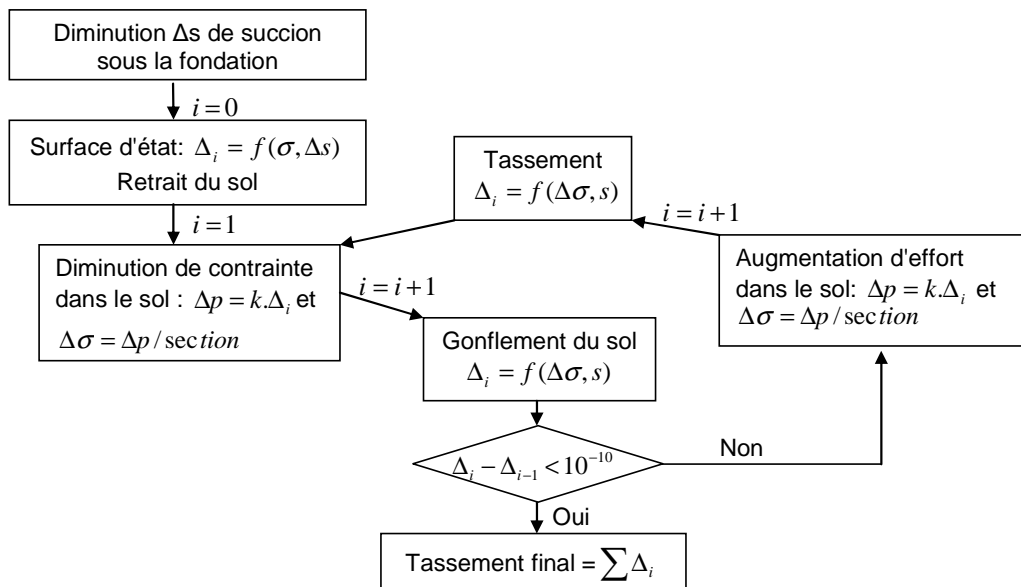


Figure II.9. Algorithme de résolution itérative

II.1.3.2 Résultat du modèle 1D

Dans un premier temps, une couche d'argile d'une épaisseur d'un mètre avec une variation de succion constante est prise en compte. L'effet du profil hydrique sera discuté par la suite.

Les résultats obtenus pour des variations de succion de 1 et 2 MPa considérées par Fredlund (1996) et Hemmati (2009) comme des valeurs représentant une période de sécheresse habituelle, une charge initiale du bâti de 100 kN/m et pour différentes raideurs de 0,1 à 5 MN/m, sont présentés sur la Figure II.10. La Figure II.10-a présente le tassement final calculé pour les trois sols étudiés en fonction de la raideur du bâti. Le tassement diminue de manière continue en fonction de la raideur du bâti. Pour le sol très argileux de Regina, quelle que soit la variation de succion (1 ou 2 MPa), et pour des grandes raideurs, la fondation ne suit plus le retrait provoqué par le séchage, on a alors un décollement.

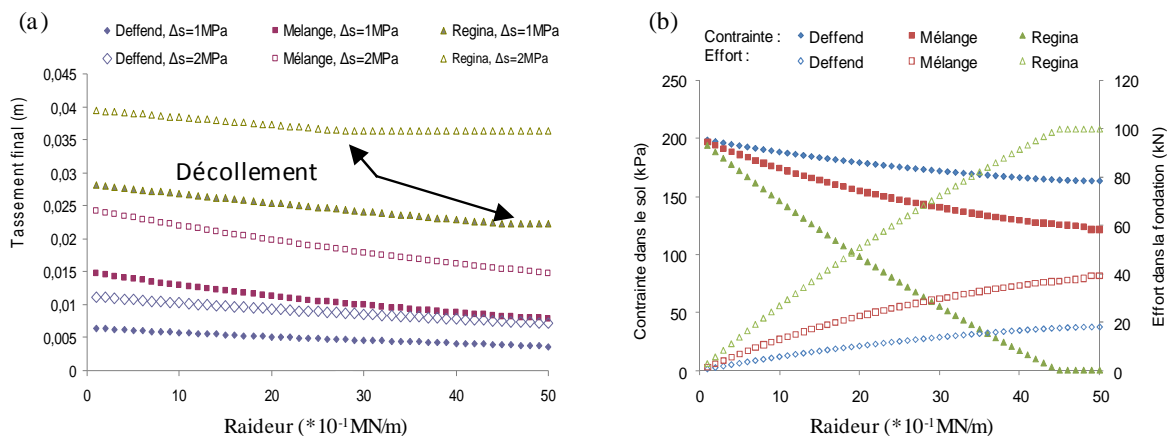


Figure II.10. a) Tassement final en fonction de la raideur, b) Contrainte dans le sol et augmentation de l'effort dans la fondation pour $\Delta s = 1 \text{ MPa}$.

La Figure II.10-b présente l'état de contrainte dans le sol et l'effort dans la fondation en fonction de la raideur pour une variation de succion de 1 MPa. L'effort dans la fondation augmente avec la diminution de la contrainte dans le sol. Cet effet est d'autant plus important que l'amplitude du retrait est plus élevée (par exemple, l'argile de Regina). La Figure II.11 présente le taux de diminution du tassement (équation II-10) dû à l'effet de l'interaction sol-structure en fonction de la raideur du bâti.

$$\text{Effet de l'interaction} = \frac{\text{Retrait} - \text{Tassement final}}{\text{Retrait}} \quad \text{Équation II.10}$$

On note que la prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure est à l'origine d'une diminution de l'amplitude du tassement allant jusqu'à 47 % pour le mélange Bentonite-limon du fait de la faible densité initiale de ce sol.

En revanche, l'argile de Regina initialement plus dense est moins sensible à la variation de contrainte. Cette influence est dépendante de l'état initial du sol, de la gamme de variation de la succion, de la rigidité du bâti et de la contrainte initiale imposée par le bâti.

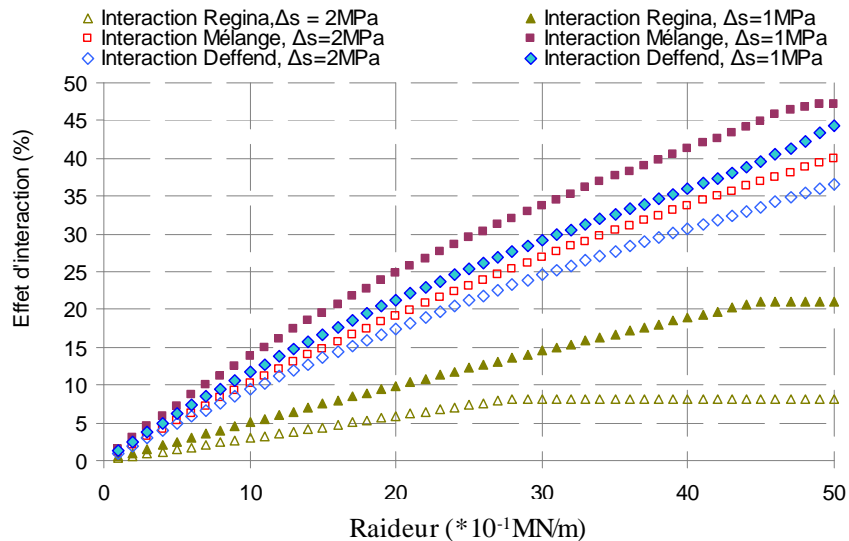


Figure II.11. Effet de l'interaction sol-structure sur l'amplitude du tassement par rapport au retrait initial

II.1.3.3 Profil hydrique

Comme il a été discuté dans la partie I.1.3.1, l'évolution de la succion en profondeur (profil vertical) et sous le bâti (profil horizontal) peut influencer directement l'amplitude du retrait et par conséquent le tassement subit par le bâti.

Dans ce qui suit, le profil hydrique vertical en l'absence d'une nappe phréatique ou en présence d'une nappe phréatique sera étudié. L'incertitude associée à la forme du profil sera considérée également par la suite.

En utilisant la formule de Mitchell (équation I.29), la profondeur active a été reliée au coefficient de diffusion. Pour les trois sols étudiés dans cette partie, la profondeur active (en utilisant l'équation I.35), la distance horizontale subissant la variation hydrique sous le bâti

(e_m , équation I37) et le coefficient de diffusion (α , équation I.30 et la Figure I.24) sont calculés et présentés dans le Tableau II.2.

Comme il a été présenté dans le Tableau II.1, l'argile de Regina est plus gonflante que les autres sols étudiés dans ce tableau. Le paramètre c qui est indicatif du taux de gonflement est également représenté dans le Tableau II.2, ce paramètre sera appelé la capacité de gonflement du sol. En général, plus le sol est fin, plus son l_p augmente, et plus sa perméabilité et son coefficient de diffusion diminuent.

Le coefficient de diffusion, e_m et la profondeur active sont minimaux pour le sol de Regina qui est le sol le plus gonflant, et maximaux pour le sol du Deffend qui est le moins gonflant.

Tableau II.2. Paramètres du profil hydrique des sols étudiés

Sol étudié	e_m (m)	α (m ² /an)	Profondeur active (m)	capacité de gonflement (paramètre c)
Argile de Regina (Vu et Fredlund, 2006)	2,16	2,03	1,90	0,610
Sol du Deffend (Nowamooz, 2007)	2,35	4,24	2,73	0,085
Sol mélange bentonite/limon (Nowamooz, 2007)	2,28	3,27	2,40	0,1512

Les profils hydriques appropriés sont présentés sur la Figure II.12.

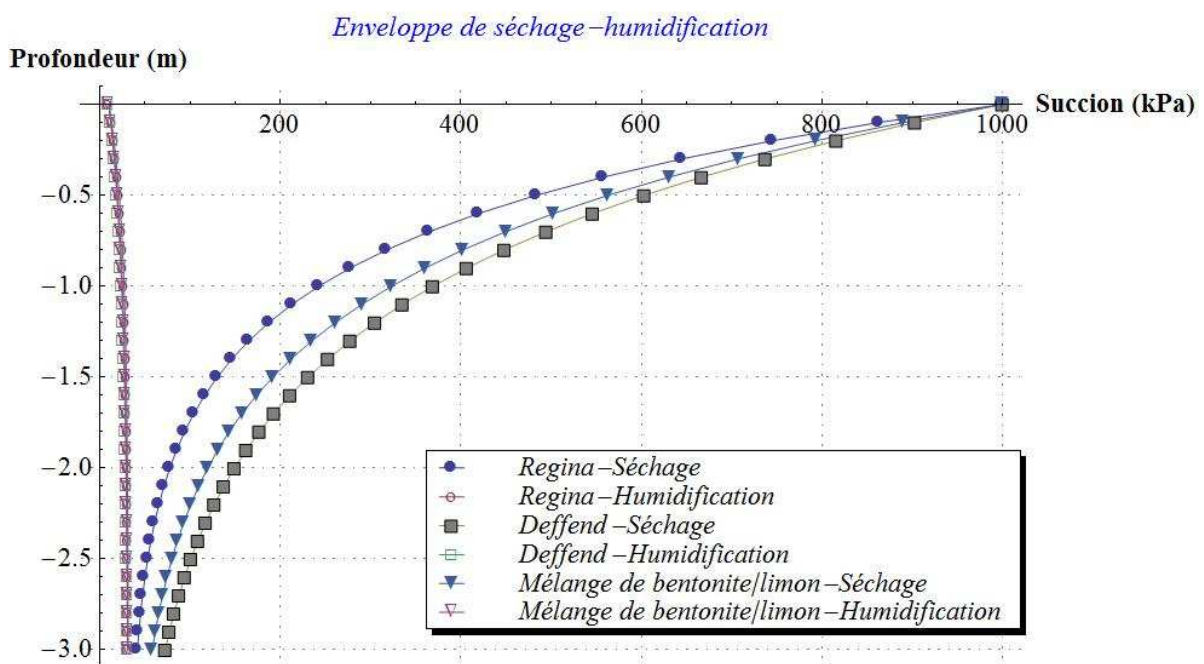


Figure II.12. Profils hydriques considérés pour les sols étudiés

Sur la Figure II.12, les enveloppes des profils hydriques, qui sont indépendants du temps, sont présentées et seront utilisées par la suite dans les modèles développés. La durée d'une période de sécheresse influe directement sur la profondeur active. Dans cette étude, l'enveloppe de profil hydrique a été utilisée afin de prendre en compte les valeurs extrêmes avec une fréquence de 1 par an dans l'équation I.32 pour atteindre la variation volumique maximale. L'état initial (profil d'humidification) a été fixé à un état proche de saturation (10 kPa) en surface.

Un exemple du profil hydrique en fonction du temps est présenté par la suite pour le sol du Deffend en imposant une succion de 1 MPa en surface pendant 3 mois (Figure II.13). Le résultat d'estimation du profil est comparé avec les données mesurées in situ à la fin de l'été par Vincent *et al.* (2006).

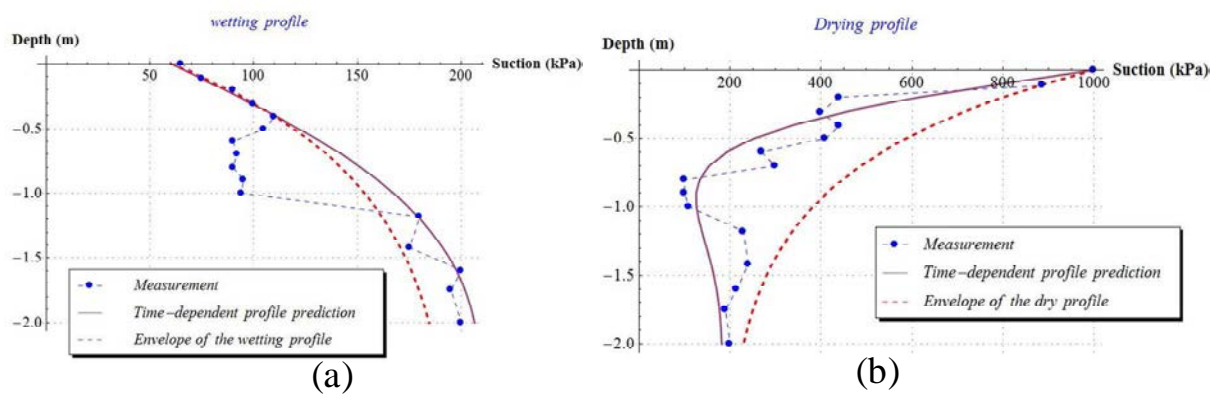


Figure II.13. Profils hydriques (a) de l'humidification, et (b) du séchage du sol du Deffend

La Figure II.13 montre une bonne cohérence entre les profils prédits et mesurés. Cependant, pour le profil d'humidification, la méthode de prédiction pourrait surestimer l'état initial et donc sous-estimer le tassement final. Cependant, l'enveloppe de ce profil est plus proche de la variation hydrique en profondeur. Par conséquent, deux mesures de précaution ont été adoptées : d'abord l'état presque saturé initial à la surface du sol a été maintenu au long de la thèse. En outre, les enveloppes de l'humidification et du séchage ont été considérées en utilisant l'équation (I.32).

Partant de ces hypothèses, les profils des sols étudiés ont été obtenus. La Figure II.12 montre que la variation hydrique du sol de Regina est moins importante que les deux autres sols.

Il est bien connu dans la littérature que les sols argileux ont un potentiel important de rétention de l'humidité et une faible perméabilité. Terzaghi *et al.* 1996 ont montré que la perméabilité d'un sol gonflant (Montmorillonite) est presque 100 fois inférieures à celle d'un sol non gonflant (Kaolinite) du fait d'avoir plus de particules fines. Dans cette étude la méthode de Lytton (1994) présentée par l'équation I.30 pour estimer le coefficient de diffusion a été retenue. D'autant plus que le coefficient de diffusion est exprimé en fonction de la perméabilité non saturée et de la capacité de rétention (Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Lytton, 1994).

$$\alpha = \frac{p\gamma_w}{\gamma_d C} \quad \text{Équation II.11}$$

Où p est la perméabilité saturée,
 γ_d est le poids volumique sec,
 γ_w est le poids volumique de l'eau.

C la capacité de rétention de l'humidité et la pente de la courbe de rétention (Mitchell, 1979 ; Lytton, 1994) est exprimée par la relation suivante :

$$C = -dw/du \quad \text{Équation II.12}$$

Pour les sols fins, la capacité de rétention de l'humidité augmente et la perméabilité diminue. Ces deux effets font diminuer le coefficient de diffusion (équation II.11) et par conséquent font diminuer la profondeur active ainsi que e_m .

En utilisant l'enveloppe du profil hydrique estimée par la méthode de Mitchell (équation I.32), les résultats similaires au cas de succion constante imposée au long de 1 m de profondeur, présentées sur la Figure II.10 et la Figure II.11, sont présentés sur la Figure II.14. Cette figure montre que malgré la plus faible profondeur active du sol de Regina, l'amplitude du retrait créée par ce sol est toujours supérieure aux autres sols étudiés dans cette partie. Ceci montre que l'influence de la capacité de gonflement (paramètre c) sur l'amplitude du retrait est plus important que l'influence de la profondeur active.

La comparaison des résultats illustrés sur la Figure II.10 et ceux illustrés sur Figure I.14-a montre que le fait de prendre en compte un profil hydrique uniforme (Figure II.10) ne peut pas être réaliste et surestime le tassement final.

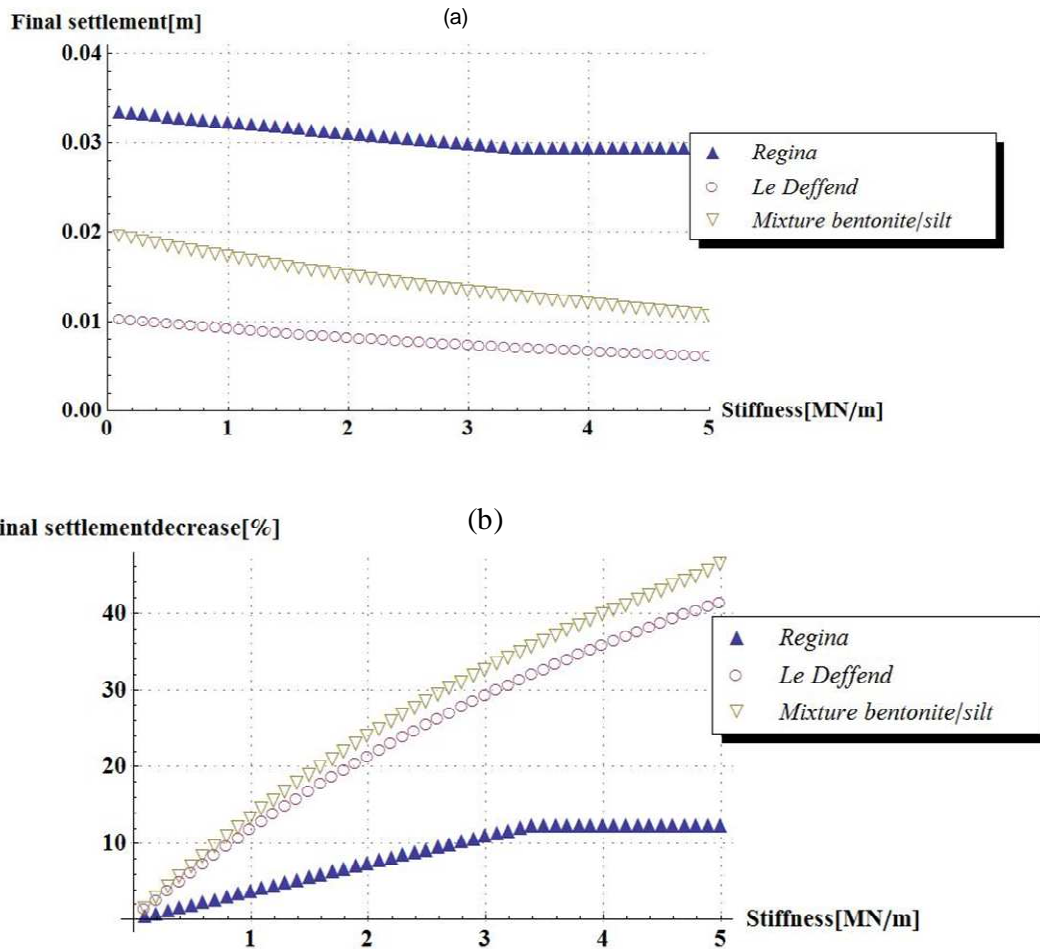


Figure II.14. (a) Tassement final en fonction de la raideur (b) Effet de l'interaction sol-structure sur l'amplitude du tassement en utilisant un profil hydrique vertical estimé à partir de la méthode de Mitchell (1979)

Pour étudier l'influence relative au choix de la forme du profil de succion, quatre profils idéalisés ont été considérés (éq II-13) sur la base des méthodes de Mitchell (1979) (éq I.29) et Morris *et al.* (1992) (éq. I.22) pour une nappe phréatique fixée à un mètre.

Ces profils sont présentés sur la Figure II.15.

profil parabolique concave : $s(z) = -\Delta s(z - z_a)^2 - 2\Delta s(z - z_a)$

profil parabolique convexe : $s(z) = \Delta s\left(\frac{z}{z_a}\right)^2 - 2\Delta s\left(\frac{z}{z_a}\right) + \Delta s$

profil linéaire : $s(z) = \Delta s(1 - z / z_a)$

Profil uniforme : $s(z) = \Delta s$

Équation II.13

Où z est la profondeur,

$s(z)$ est la succion à la profondeur z ,

Δs est l'amplitude du changement de la succion à la surface

et la profondeur z_a est la profondeur active (le niveau de la nappe dans cette équation).

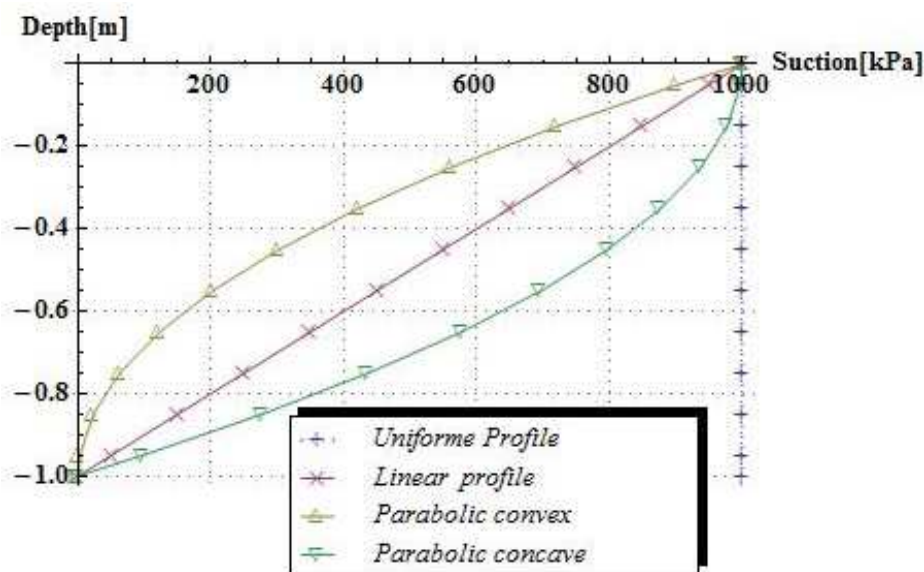


Figure II.15. Profils hydriques proposés afin d'étudier l'effet de la forme du profil et la présence de la nappe phréatique

La Figure II.16 montre l'amplitude du tassement final en fonction de la rigidité de la construction pour l'argile de Regina et pour les quatre profils proposés (éq.II.13). Cette figure montre quelques différences entre les quatre profils. Le profil constant conduit à un plus grand tassement. Ensuite, le profil concave, linéaire et finalement le profil convexe provoquent des tassements plus petits respectivement. Pour les grands tassements dérivés des profils de suction constants et concaves, la fondation ne suit pas le mouvement du sol, et un décollement est observé. Dans ce cas, l'amplitude du tassement reste constante dans le sol. Le profil constant peut conduire à un tassement qui est deux fois plus grand que pour celui du profil convexe. Les résultats pour les deux autres sols sont similaires.

Comme les résultats des différents profils hydriques le montrent (Figure I.10, Figure I.14 et Figure I.16), le choix du profil hydrique est un critère essentiel de l'évaluation du tassement provoqué par une phase de séchage. Compte tenu du bon accord du résultat *in situ* avec la méthode de Mitchell (Figure II.13), on utilisera l'enveloppe du profil hydrique proposée par Mitchell (1979). D'autant plus que le fait de négliger la présence de la nappe le long de la profondeur active aboutit à une amplitude de retrait plus importante et évite de sous-estimer le tassement final.

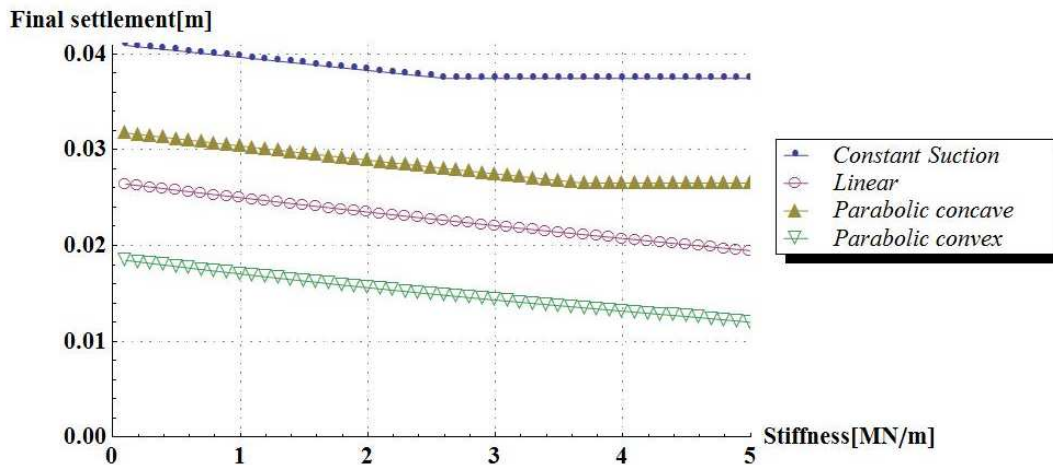


Figure II.16. Influence de la forme du profil de succion sur le tassement final pour le sol de Regina

II.1.3.4 Influence de la profondeur d'assise de la fondation

Pour étudier l'influence de la profondeur de la fondation sur l'amplitude du tassement final, trois profondeurs ont été considérées : nulle, 0,25 et 0,45 m. Ces trois faibles profondeurs ont été considérées, car une étude réalisée par Fondasol (2009) a montré que de nombreux bâtiments qui ont été touchés par le risque de sécheresse en France avaient une profondeur de fondation inférieure à 50 cm. La Figure II.17-a montre l'évolution des contraintes verticales sur un mètre de profondeur par rapport à la surface du sol pour les trois profondeurs de la fondation. La Figure II.17-b montre l'évolution du tassement final cumulé de l'argile de Regina pour un profil linéaire moyen de succion et une rigidité moyenne de 2,5 MN/m. On constate que la pose de la fondation dans en grande profondeur évite son exposition aux variations de succion élevées et diminue le tassement final. Le tassement final de la fondation fondée à une profondeur nulle est trois fois supérieur à celui de la plus profonde des fondations.

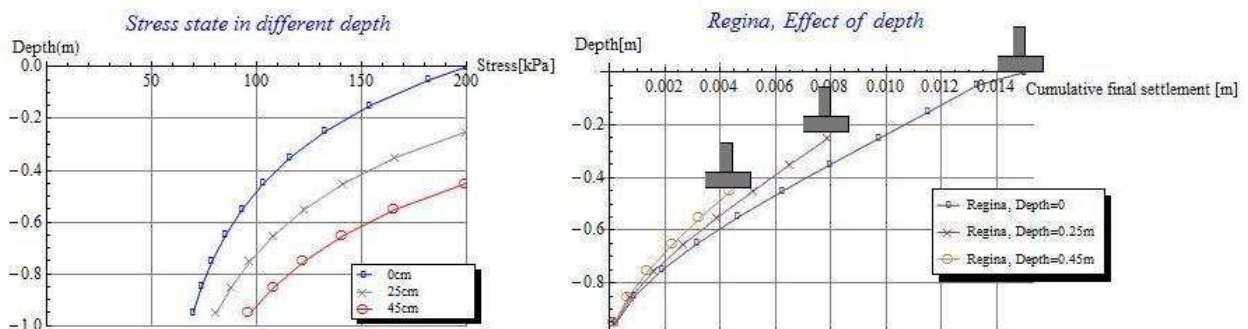


Figure II.17. (a) Etat de contrainte verticale dans le sol (équation II-6), (b) Evolution du tassement cumulé en fonction de la profondeur d'assise de la fondation pou l'argile de Regina et une rigidité de bâtiment égale à 2,5 MN/m

Afin d'approfondir davantage l'analyse de la profondeur d'assise de la fondation, une simulation en utilisant une approche probabiliste de Monte-Carlo a été réalisée. Les

paramètres utilisés sont la variation de l'intensité de la succion, le profil de succion et la rigidité du bâti pour les trois sols étudiés et les trois profondeurs de la fondation. Cette simulation a été répétée 2000 fois avec des valeurs supérieures et inférieures telles que décrites dans le Tableau II.3. Pour chaque simulation, une valeur aléatoire a été choisie en respectant une loi de distribution triangulaire. L'intensité de la variation de succion en surface a également été choisie aléatoirement entre une valeur de 0,5 MPa et une valeur de 2 MPa correspondant à une période de sécheresse exceptionnelle (Long, 2006). La Figure II.18-a montre la valeur moyenne et l'écart-type du tassement final selon la profondeur des fondations. La profondeur de fondation semble avoir un effet important pour tous les sols étudiés.

Tableau II.3. Paramètres de la simulation Monte-Carlo sur la profondeur de la fondation

Paramètre	Limite inférieure	Limite supérieure
Rigidité k	0 MN/m	5 MN/m
Variation de la succion Δs	0,5 MPa	2 MPa
Profil de la succion	Parabolique convexe	Parabolique concave

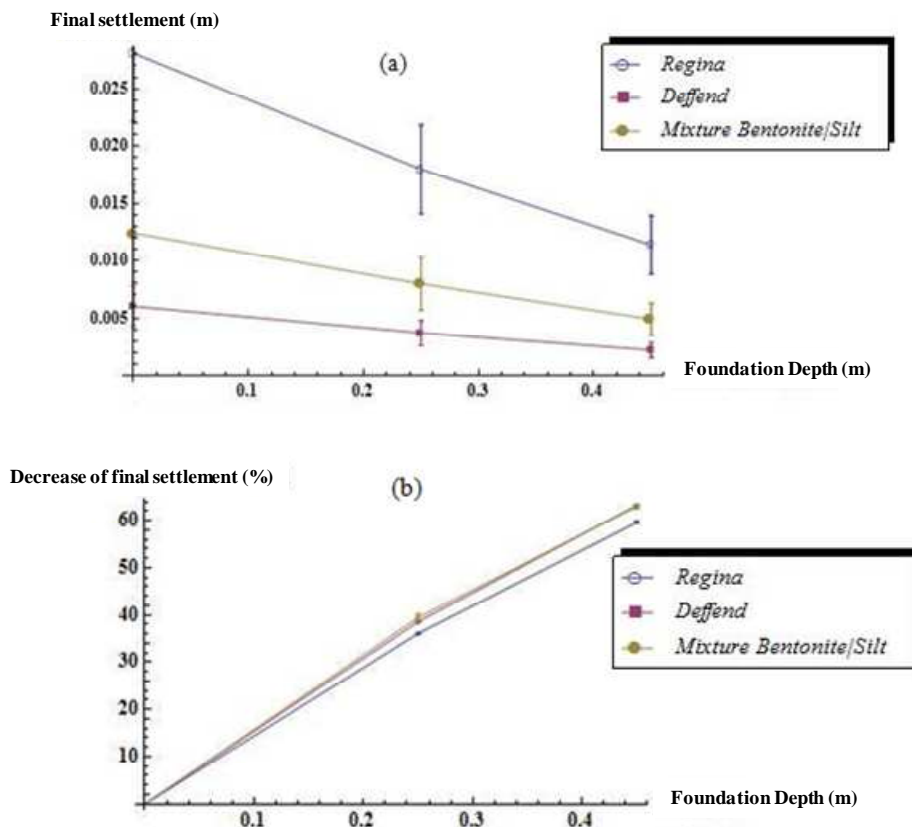


Figure II.18. Simulation Monte-Carlo (a) tassement final moyen et écart type par rapport à la profondeur pour les sols étudiés, (b) Effet de la profondeur de la fondation sur l'amplitude du tassement par rapport au retrait initial

La Figure II.18-b montre que l'influence globale de la profondeur des fondations n'est pas dépendante de la nature du terrain. Pour l'ensemble des sols étudiés, une profondeur de fondation égale à 0,45 m aboutit à une diminution du tassement final d'environ 60 % par rapport au cas d'une fondation posée en surface.

Pour hiérarchiser l'importance des différents paramètres, une analyse de corrélation par paire entre chaque paramètre et le tassement final a été effectuée. Pour cela une deuxième analyse de Monte-Carlo a été effectuée avec les paramètres présentés dans le Tableau II.4 pour 2000 simulations. Les limites supérieures et inférieures pour les paramètres de sol sont basées sur les valeurs maximales et minimales du Tableau II.1 pour les sols étudiés. Les résultats sont présentés dans le Tableau II.5.

Tableau II.4. Paramètres de la deuxième simulation Monte-Carlo pour l'étude de corrélation par paire

Paramètre	Limite inférieure	Limite supérieure
a	1	1,5
b	0,09	0,22
c	0,08	0,65
Rigidité k	0 MN/m	5 MN/m
Variation de la succion Δs	0,5 MPa	2 MPa
Profondeur de la fondation	0 m	0,45 m
Profil de la succion	Parabolique convexe	Parabolique concave

Tableau II.5. Corrélation entre le tassement final et les différentes variables du modèle

Variable	Par variable	Corrélation	
Tassement final	a	-0,024	
Tassement final	b	0,077	
Tassement final	c	0,24	
Tassement final	Profondeur	-0,43	
Tassement final	Rigidité	-0,32	
Tassement final	Suction	0,19	

Parmi les paramètres étudiés, la profondeur des fondations et la rigidité du bâtiment sont négativement corrélées au tassement final et semblent avoir plus d'influence sur sa valeur. L'aptitude au gonflement du sol (paramètre c) et l'intensité de la succion en surface, respectivement, ont une influence importante sur l'amplitude du tassement. En ce qui concerne le paramètre b, il présente une corrélation significative avec le tassement final, mais moins que d'autres paramètres, et la corrélation du paramètre a semble insignifiante.

II.1.4 Application à l'étude d'un groupe de bâtiments

Le modèle peut également être utilisé pour estimer approximativement une valeur moyenne du tassement final pour un ensemble de bâtiments homogènes (rigidité et profondeur des fondations semblables) situés sur un même sol affichant de faibles variabilités et subissant une période de sécheresse. Pour illustrer un tel cas, un exemple théorique est considéré, et une troisième simulation de Monte-Carlo a été réalisée sur l'argile naturelle de Regina avec un profil de succion intermédiaire linéaire. Les incertitudes de $\pm 10\%$, $\pm 20\%$ et de $\pm 30\%$ ont été considérées pour les propriétés du sol, l'intensité de la succion à la surface, la rigidité du bâtiment et la profondeur des fondations. Les variables de cette simulation, avec des valeurs supérieures et inférieures, sont présentés dans le Tableau II.6.

Tableau II.6. Variabilité des paramètres utilisés pour étudier le comportement moyen d'un groupe de bâtiments

Variable	Moyenne	$\pm 10\%$		$\pm 20\%$		$\pm 30\%$	
		Limite inférieure	Limite supérieure	Limite inférieure	Limite supérieure	Limite inférieure	Limite supérieure
a	1,186	1,067	1,304	0,948	1,423	0,830	1,542
b	0,092	0,082	0,101	0,074	0,110	0,064	0,120
c	0,610	0,546	0,674	0,488	0,732	0,427	0,793
k (MN/m)	2,5	2,25	2,75	2,0	3,0	1,75	3,25
Δs (MPa)	1	0,90	1,10	0,800	1,200	0,700	1,300
Profondeur (m)	0,40	0,36	0,44	0,32	0,48	0,28	0,52

Pour chaque simulation, une valeur aléatoire a été affectée à chaque paramètre en considérant une loi de distribution triangulaire. Les valeurs moyennes de la variabilité considérée avec l'écart-type (ST) et le coefficient de variabilité (CoV) sont présentées dans la Figure II.19. La valeur moyenne du tassement final a été évaluée à 10 mm avec un écart type de 1,2 à 2,3 mm lorsque la variabilité augmente de 10 % à 30 %.

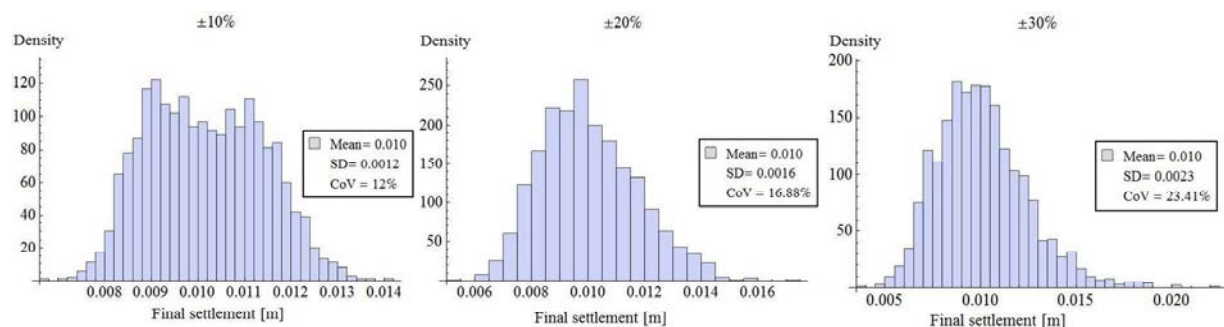


Figure II.19. Application théorique pour le calcul de la moyenne du tassement final pour un groupe de bâtiments en considérant 10%, 20% et 30% de variabilité sur les paramètres

On peut utiliser la distribution normale pour les incertitudes considérées, ce qui aboutit à la même valeur de tassement final moyen (Figure II.20). Lors de l'analyse de Monte-Carlo dans cette étude, la loi de distribution triangulaire a été utilisée qui est très semblable à celle de distribution normale. Comme un écart-type tel que 10 % sur la loi normale est susceptible de dépasser les bornes définies pour les valeurs utilisées, une loi triangulaire prenant en compte les bornes exactes a donc été retenue.

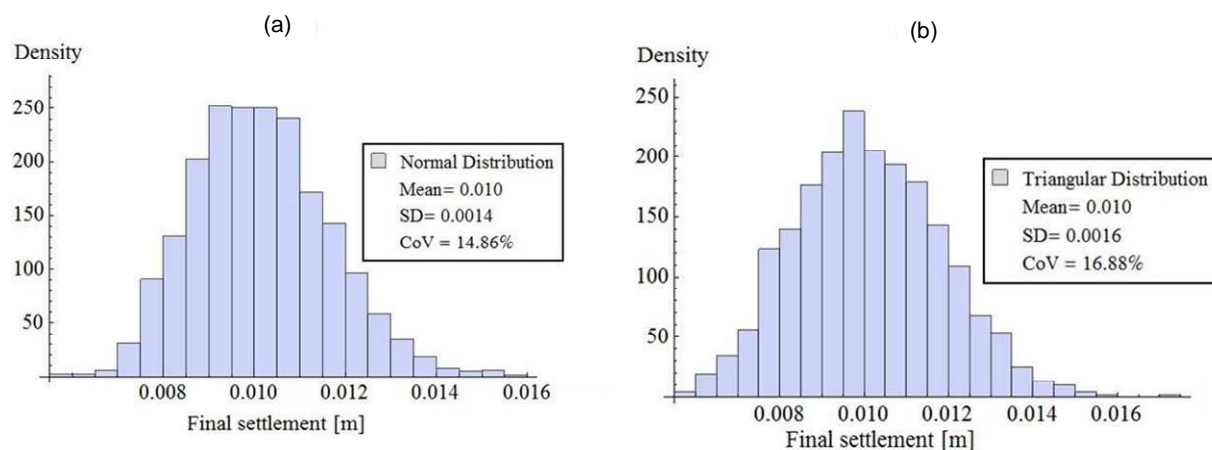


Figure II.20. Comparaison de la distribution (a) normale et (b) triangulaire pour 20% de la variabilité des paramètres

II.1.4 Conclusion

Un modèle uni-axial de l'interaction sol argileux-structure a été proposé. Ce modèle prend en compte le couplage hydromécanique des sols non saturés argileux grâce à l'approche de surface d'état, et permet d'évaluer l'influence de la raideur du bâti sur l'amplitude du retrait.

Les résultats montrent que plus le bâti est rigide plus l'amplitude du retrait du sol argileux est faible. Le tassement final peut être réduit par un facteur de deux en considérant l'interaction sol-structure et la rigidité de construction par rapport à un tassement calculé sans tenir compte de la rigidité du bâtiment. De plus, pour un sol initialement lâche, qui a une compressibilité élevée (a_{v1}), cet effet est plus important.

L'analyse de corrélation entre les paramètres du modèle et le tassement final a montré que l'influence de la profondeur de la fondation, la rigidité du bâtiment, l'expansivité du sol (paramètre c) et le profil de succion a été la plus grande par rapport à l'influence des autres paramètres utilisés. En particulier, l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation à partir de 0 à 45 cm peut diminuer l'amplitude de tassement potentiel dû à la sécheresse d'environ 60 %.

Enfin, une simulation de Monte-Carlo a été réalisée pour une application théorique afin d'estimer une valeur moyenne du tassement final d'un ensemble de bâtiments considérant les incertitudes de $\pm 10\%$, 20% et 30% pour chaque paramètre. Finalement, les résultats de cette partie restent assez qualitatifs et ne permettent pas d'être utilisés afin de prédire le dommage moyen du bâti. Par la suite, des modèles plus élaborés en 2D et 3D seront développés ce qui permettra d'évaluer la moyenne des dommages plus précisément.

II.2 Modèle analytique 2D (éléments de poutre) de l'interaction sol gonflant-structure

Dans cette partie, un modèle de l'interaction en 2D est développé en utilisant l'élément de poutre pour modéliser le comportement du bâti. Le comportement hydromécanique du sol est toujours modélisé par la surface d'état présentée dans l'équation II.2 comme dans la partie précédente. Par la suite, nous présentons d'abord un modèle monocouche, puis un modèle multicouche.

II.2.1 Modèle monocouche

Dans cette partie, le comportement mécanique du bâti est modélisé par une poutre avec une hauteur H et une largeur B posée sur le sol. Selon la charge appliquée (q [N/m]) et la largeur du contact (B), il y aura une réaction dans le sol $p(x)$ (Figure II.21), aussi appelée pression de contact $p(x)/B$. Cette pression pourrait être décisive pour l'évaluation du retrait dans le sol du fait de l'existence du couplage hydromécanique. Dans un premier temps une largeur unitaire est considérée.

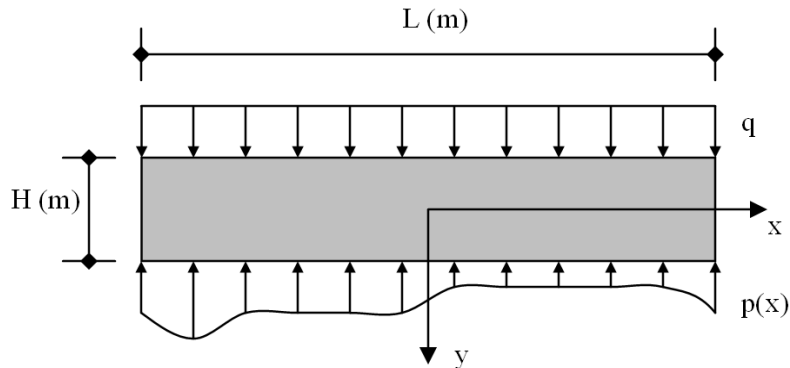


Figure II.21. Modélisation du bâti par une poutre.

Quand cette poutre est en équilibre statique la somme de la charge appliquée doit être égale à la réaction du sol :

$$\int_{-L/2}^{L/2} p(x) dx = qL \quad \text{Équation II.14}$$

Pour analyser les efforts intérieurs dans la poutre à l'état d'équilibre, on considère un élément de poutre de longueur infiniment petite dx (Figure II.22) et l'équation d'équilibre des forces selon la direction verticale peut être écrite de la manière suivante :

$$\sum F_{vertical} = V(x) + p(x) \cdot dx - q \cdot dx - V(x + dx) = 0 \quad \text{Équation II.15}$$

$$\frac{V(x+dx) - V(x)}{dx} = \frac{dV(x)}{dx} = p(x) - q$$

Équation II.16

Avec $V(x)$: l'effort tranchant (N)

q : la charge appliquée sur le bâti (N/m)

$p(x)$: la réaction du sol en dessous de la poutre (N/m)

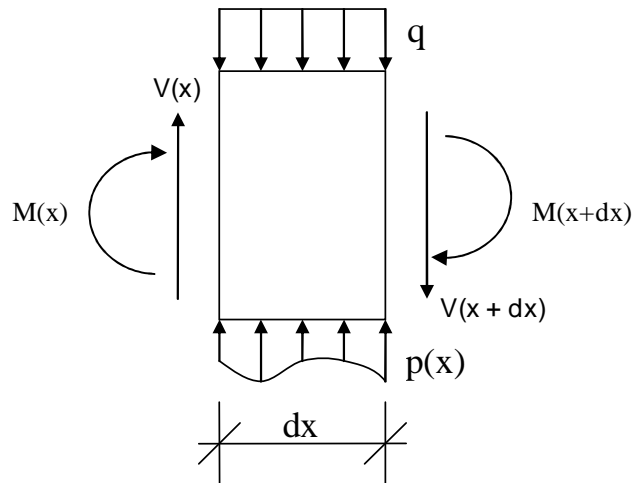


Figure II.22. Élément infiniment petit de la poutre

D'après les théorèmes de résistance des matériaux, pour une poutre qui respecte les hypothèses de Bernoulli, on a également :

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

Équation II.17

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

Équation II.18

Avec $M(x)$ moment fléchissant (kN m)

E : module de Young du matériau constituant la poutre (kPa)

I : moment d'inertie quadratique de la section transversale (m^4)

$y(x)$: déflexion de la poutre ou flèche (m)

En remplaçant l'effort tranchant (l'équation II-17) dans l'équation II-18 on peut obtenir l'équation générale de la poutre (équation II-20) :

$$\frac{dV(x)}{dx} = \frac{d^2 M(x)}{dx^2} = -\frac{d^4 y(x)}{dx^4} \cdot EI = p(x) - q$$

Équation II.19

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} = \frac{q}{EI} - \frac{p(x)}{EI}$$

Équation II.20

En considérant l'équation de la surface d'état utilisée (équation II-2), on peut exprimer la variation de l'indice des vides $e(x)$ en fonction des contraintes sous la poutre :

$$e(x) = a + b \cdot \log[1 + p(x)/B + c \cdot s(x)] \quad \text{Équation II.21}$$

avec B : la largeur de la poutre

$s(x)$: la variation de la succion en fonction de l'abscisse de la poutre.

Comme il a été expliqué dans la partie I.1.3.2, la succion sous le bâti varie entre son extrémité (L) et un point sous le bâti ($L-e_m$) avec les valeurs de la succion égale à son intensité en surface et zéro respectivement. A une distance inférieure à (e_m), la variation de la succion sous le bâti est supposée négligeable (Overton *et al*, 2006). Entre le point à l'extrémité et le point ($L-e_m$) (Figure II.24), la succion peut varier de façon linéaire ou parabolique, etc. (Mrad, 2005 ; Al-Qadad, 2009). La fonction parabolique de la succion est la suivante :

$$s(x) = \begin{cases} s_1 & \text{lorsque } x < -\frac{l}{2} \text{ et } x > \frac{l}{2} \\ \frac{s_1}{e_m^2} \cdot (-x - \frac{l}{2} + e_m)^2 & \text{lorsque } -\frac{l}{2} \leq x \leq -\frac{l}{2} + e_m \\ 0 & \text{lorsque } -\frac{l}{2} + e_m \leq x \leq \frac{l}{2} - e_m \\ \frac{s_1}{e_m^2} \cdot (x - \frac{l}{2} + e_m)^2 & \text{lorsque } \frac{l}{2} - e_m \leq x \leq \frac{l}{2} \end{cases} \quad \text{Équation II.22}$$

La fonction linéaire de la succion est présentée par l'équation II.23 :

$$s(x) = \begin{cases} s_1 & \text{lorsque } x < -\frac{l}{2} \text{ et } x > \frac{l}{2} \\ -\frac{s_1}{e_m} \cdot x + s_1 \cdot (1 - \frac{l}{2e_m}) & \text{lorsque } -\frac{l}{2} \leq x \leq -\frac{l}{2} + e_m \\ 0 & \text{lorsque } -\frac{l}{2} + e_m \leq x \leq \frac{l}{2} - e_m \\ \frac{s_1}{e_m} \cdot x + s_1 \cdot (1 - \frac{l}{2e_m}) & \text{lorsque } \frac{l}{2} - e_m \leq x \leq \frac{l}{2} \end{cases} \quad \text{Équation II.23}$$

Avec s_1 : la succion imposée à la surface libre du sol

L : la longueur de la poutre

e_m : la distance d'influence de la succion sous la fondation calculée selon (équation I.37).

Les deux types de fonction de la variation de succion sont présentés sur la Figure II.23 pour une succion à la surface de 2 MPa et une distance e_m égale à 2,5 m sur une longueur totale de 15 m du bâti. Les deux types de fonction sont des hypothèses simplificatrices de la forme de la variation de la succion sous le bâti. La fonction linéaire pourrait légèrement surestimer la variation de la succion.

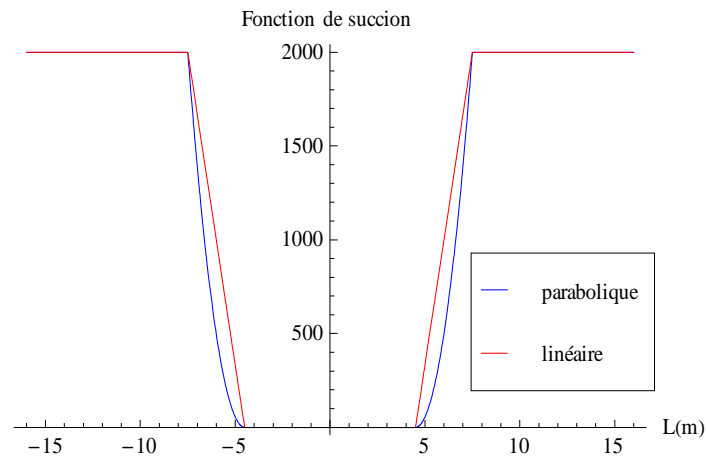


Figure II.23. Comparaison des profils paraboliques et linéaires de variation horizontaux de la suction

Selon Al-Qadad (2009), la tendance de variation de la suction est plutôt parabolique (Figure I.28). Plus tard dans la section II.2.4, cette tendance parabolique sera confirmée par une étude numérique effectuée avec le logiciel de calcul numérique Code-Bright. En conséquence, l'équation parabolique de la variation de suction (équation II.22) sous le bâti sera gardée par la suite pour développer le modèle.

La Figure II.24 montre les paramètres du modèle et la convention de la résistance des matériaux adoptée. Sur cette figure, $w(x)$ est le tassement du sol, $y(x)$ est la déformée de la poutre considérée négative lorsque la forme est convexe (flèche vers le haut) et d est le déplacement de corps rigide. On peut constater qu'il y a la relation suivante : $w(x) - y(x) = d$ entre ces paramètres (Deck et Singh, 2010).

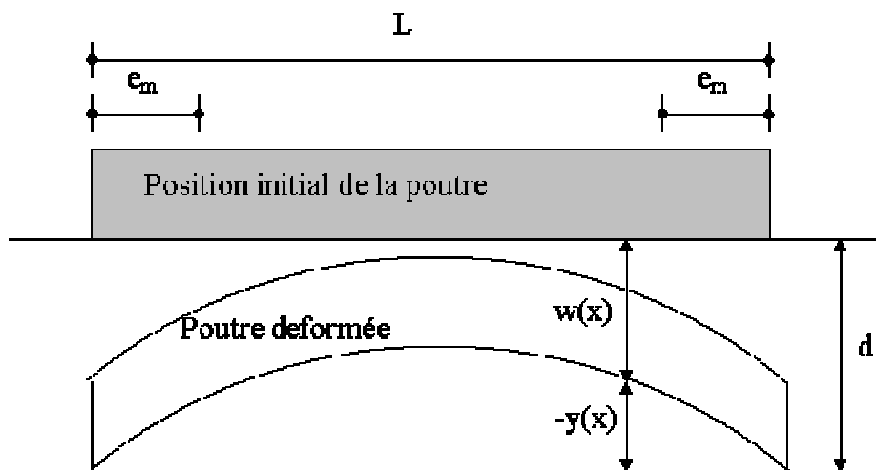


Figure II.24. Définition des paramètres du modèle et de la déformée finale du sol et de la poutre

Le tassement du sol sous la fondation w peut être déduit de la manière suivante :

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} \cdot h_i \quad \text{Équation II.24}$$

Avec h_i : l'épaisseur de la couche argileuse ($\sum_i h_i = H_0 = z_a$ qui est la profondeur active)

Δe_i : la variation de l'indice des vides au centre de la couche i ,

e_0 : l'indice des vides initial de toutes les couches.

En considérant l'interaction sol-structure, à partir de la Figure II.24, on peut substituer l'indice des vides e par l'équation de la surface d'état considérée (équation II.2). Dans un premier temps, on considère une couche d'argile de 1 m avec un état initial dont la succion et la contrainte sont nulles. Par conséquent, l'indice des vides initial est remplacé par le coefficient a de la surface d'état. L'équation II.24 devient :

$$w(x) = \frac{b}{1+a} \cdot \log[1 + p(x)/B + c \cdot s(x)] \cdot H_0 \quad \text{Équation II.25}$$

De cette relation, la réaction du sol sous la poutre peut être déduite comme suit :

$$p(x) = \left(10^{\frac{w(x) \cdot (1+a)}{b \cdot H_0}} - 1 - c \cdot s(x) \right) \cdot B \quad \text{Équation II.26}$$

En tenant compte que $w(x) - y(x) = d$ (Figure II.24) on peut écrire encore :

$$p(x) = \left(10^{\frac{(d+y(x)) \cdot (1+a)}{b \cdot H_0}} - 1 - c \cdot s(x) \right) \cdot B \quad \text{Équation II.27}$$

En remplaçant $p(x)$ dans l'équation générale de la poutre (équation II.20), on obtient l'équation finale :

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} \cdot EI = q - \left(10^{\frac{(d+y(x)) \cdot (1+a)}{b \cdot H_0}} - 1 - c \cdot s(x) \right) \cdot B \quad \text{Équation II.28}$$

On obtient à l'issue de la résolution de cette équation la valeur de la flèche maximale $y(L/2)$ notée Δ ; de là, on en déduit la déflexion de la poutre Δ/L (avec L la longueur de la poutre).

Il est à noter qu'il existe deux stratégies de mise en équation du problème défini dans cette partie. La première possibilité est d'écrire l'équation finale (équation II.28) en fonction de y , et la deuxième est d'écrire l'équation finale en fonction de $p(x)$.

L'équation II.28 est écrite en fonction de y et est basée sur un état initial simplifié (contrainte et succion nulles). En considérant un état initial différent, la soustraction de $p(x)$ tel que présenté dans l'équation II.26 devient plus complexe. Dans ce cas, la deuxième stratégie semble être plus adaptée et fera le sujet du modèle multicouche (II.2.2).

La solution générale de l'équation II.28 étant complexe à établir, une procédure de résolution numérique utilisant la méthode des différences finies a été mise en œuvre. Par la suite, nous rappelons rapidement le principe de la méthode des différences finies et les conditions aux limites appropriées pour résoudre l'équation II.28.

La méthode des différences finies consiste à approximer la dérivée d'une fonction par la pente de la fonction sous une distance assez petite. Quand la discrétisation devient suffisamment grande, une bonne approximation de la dérivée de la fonction peut être obtenue.

Pour une fonction continue de $u(x)$, la dérivée peut être approximée par trois opérateurs avant, arrière et centré qui sont présentés sur la Figure II.25 et l'équation II.29.

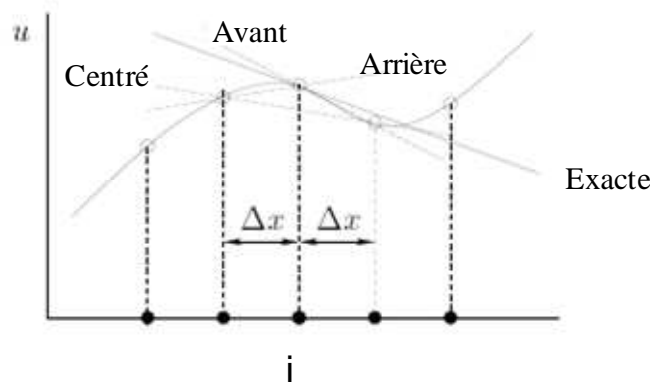


Figure II.25. Différents opérateurs de la méthode des différences finies

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_i &\approx \frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} && \text{Opérateur avant} \\
 \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_i &\approx \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta x} && \text{Opérateur arrière} \\
 \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_i &\approx \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta x} && \text{Opérateur centré}
 \end{aligned}
 \tag{Équation II.29}$$

Dans cette étude, la méthode des différences finies a été utilisée avec l'opérateur avant défini ci-dessus. Les différents ordres des dérivées par la méthode de différences finies sont présentés par l'équation II.30 et sur la Figure II.26. La quatrième dérivée de y dans l'équation II.28 peut être remplacée par le dernier terme de l'équation II.30.

$$\left. \begin{aligned}
 \left(\frac{dy}{dx}\right)_i &= \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\delta x} \\
 \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)_i &= \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{4\delta x^2} \\
 \left(\frac{d^3 y}{dx^3}\right)_i &= \frac{y_{i+3} - 3y_{i+1} + 3y_{i-1} - y_{i-3}}{8\delta x^3} \\
 \left(\frac{d^4 y}{dx^4}\right)_i &= \frac{y_{i+4} + 4y_{i+2} + 6y_i - 4y_{i-2} + y_{i-4}}{16\delta x^4}
 \end{aligned} \right\}
 \tag{Équation II.30}$$

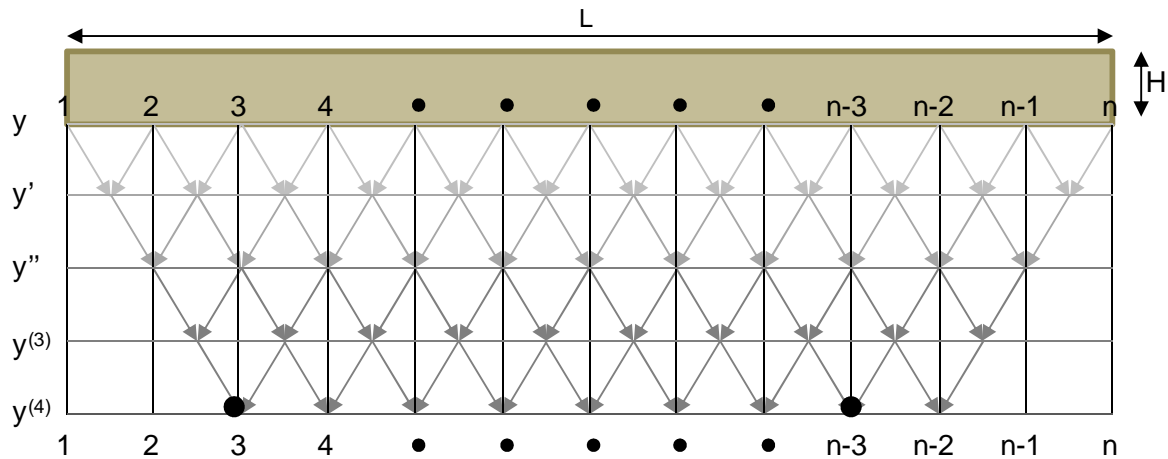


Figure II.26. Illustration des points où sont calculés les différentes dérivées de y . Si la poutre est discrétisée au moyen de n points, on ne pourra écrire que $n-4$ équations faisant intervenir la dérivée d'ordre 4

Conditions aux limites

En utilisant la méthode des différences finies qui se traduit par la discrétisation de la poutre de longueur L en n points (Figure II.26), l'un des points de discrétisation est écarté à chaque fois que l'expression y est dérivée. Par conséquent, on peut écrire $(n-4)$ équations indépendantes faisant intervenir la quatrième dérivée (équation II.30). En ajoutant le paramètre inconnu d de l'équation II.28, il reste cinq inconnues, ce qui nécessite de définir cinq conditions aux limites pour la résolution du problème.

Six conditions aux limites peuvent être définies semblables à celles utilisées par Deck et Singh (2010) et expliquées dans la partie I.2.3.2.

Les deux premières conditions aux limites expriment que la flèche à l'extrémité de la poutre est nulle où le déplacement de la poutre est exprimé par le déplacement d'un corps rigide :

$$y(L/2) = 0$$

Équation II.31

$$y(-L/2) = 0$$

Les quatre autres conditions aux limites (équation II.32) expriment que le moment fléchissant et l'effort tranchant sont nuls aux extrémités, parce que la poutre est en équilibre statique sous la charge $q(x)$ et la réaction $p(x)$ quand il n'y a pas de décollement (il n'y a donc aucun couple, ni effort ponctuel aux extrémités).

$$y^{(2)}(L/2) = 0$$

$$y^{(2)}(-L/2) = 0$$

$$y^{(3)}(L/2) = 0$$

$$y^{(3)}(-L/2) = 0$$

Équation II.32

Dans le cas d'un décollement sur une longueur de L' de la poutre, les conditions aux limites de l'équation II.32 deviennent les suivantes (les mêmes conditions aux limites ont été utilisées pour la zone de décollement par Viet Do *et al.* (2008) présentées dans l'équation I.52) :

$$y^{(2)}(L'/2) = \frac{q(L')^2}{2EI}$$

$$y^{(2)}(-L'/2) = \frac{q(L')^2}{2EI}$$

$$y^{(3)}(L'/2) = \frac{qL'}{EI}$$

$$y^{(3)}(-L'/2) = -\frac{qL'}{EI}$$

Équation II.33

A partir du point où le décollement se produit, les deux extrémités le long de la perte de contact se comportent comme une poutre console et la réaction du sol s'annule. L'équation II.20 devient la suivante pour la zone de décollement :

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} = \frac{q}{EI}$$

Équation II.34

Chaque combinaison de cinq conditions aux limites parmi les six aboutit au même résultat. La résolution a été effectuée avec *Mathematica*. Ci-après l'exemple d'un bâti est présenté avec une rigidité de 1 GN.m² chargé par q = 100kN/m, sur une couche de sol de Regina (Tableau II.1) d'une épaisseur d'un mètre et subissant une variation uniforme de la succion de l'ordre de 1 MPa.

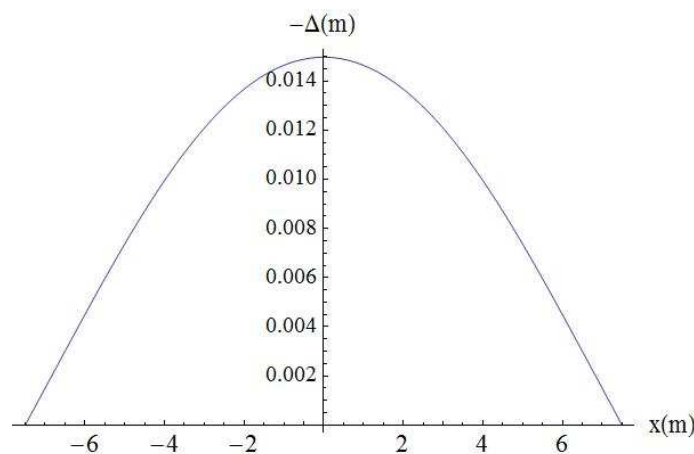


Figure II.27. Déformée de la poutre caractérisée par une rigidité de 1GN.m² chargée par q=100kN/m, sur une couche de sol de Regina (Tableau II.1) d'une épaisseur d'un mètre et subissant une variation uniforme de la succion de 1 MPa

La Figure II.27 montre la déformée de la poutre qui est considérée comme le tassement différentiel du bâti. La Figure II.28 montre la réaction du sol en contact avec le bâti. La somme de cette réaction doit être égale à la somme de la charge (équation II.14). Dans le cas présenté, un décollement se produit. Pour déterminer le point de décollement, une procédure itérative est effectuée. En effet, quand la pression de contact devient négative, on considère un décollement (on suppose que le sol ne peut pas tirer sur le bâti) et pour une nouvelle itération la charge est de nouveau appliquée sur la nouvelle longueur de contact.

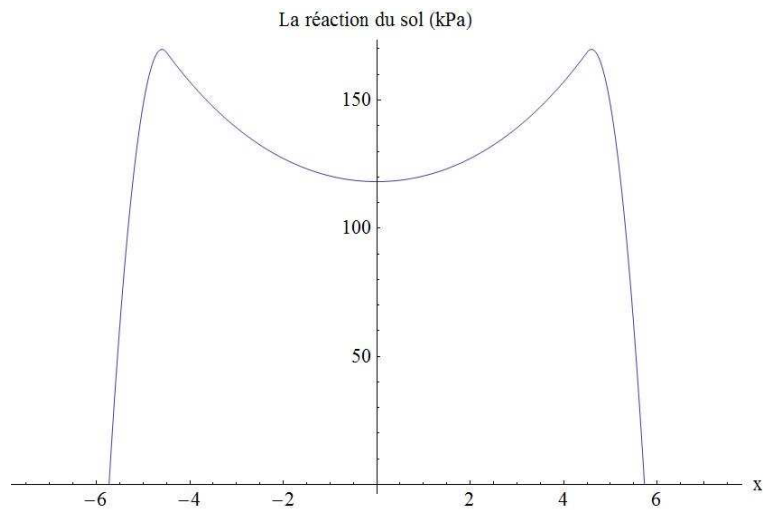


Figure II.28. Pression de contact

La Figure II.29 montre le tassement de l'ensemble sol-bâti. A partir du point de décollement, la poutre se comporte comme une poutre en console. Il est à noter que le déplacement du corps rigide est égal à 0,098 m à l'extrémité de poutre sur la figure suivante.

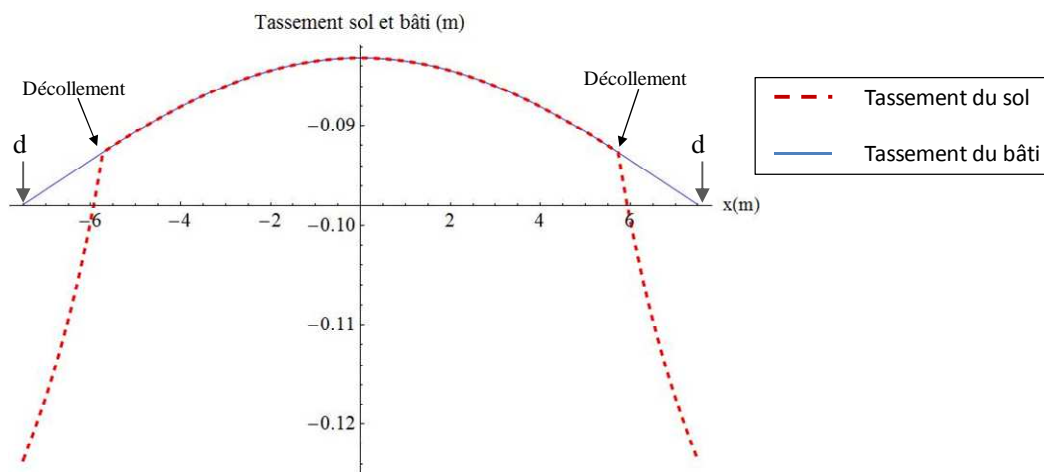


Figure II.29. Tassement du sol et du bâti

La Figure II.30 montre le moment fléchissant et l'effort tranchant. Compte tenu de la déformée de la poutre, on vérifie que l'effort tranchant est nul au milieu à l'état d'équilibre.

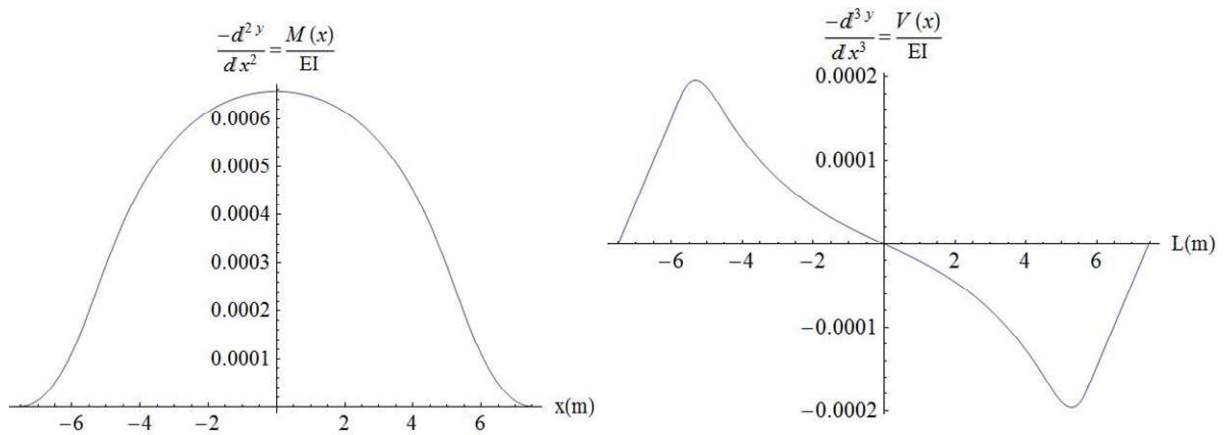


Figure II.30. Moment fléchissant et effort tranchant

Le code monocouche surestime l'amplitude du tassement du sol et du bâti du fait de la prise en compte d'une variation de la succion uniforme sur toute la hauteur de la couche argileuse. Cela peut aboutir à un décollement même pour une rigidité de bâti moyenne. D'autant plus que dans cette approche, l'effet de la profondeur d'assise de la fondation n'est pas pris en compte. Par conséquent, afin d'étudier un cas plus réaliste, il faut prendre en compte l'évolution de la succion en profondeur et la profondeur d'assise de la fondation. Pour cela, nous allons développer une approche multicouche qui prend en compte le profil hydrique (vertical et horizontal) dans le sol (§I.1.3).

II.2.2 Modèle multicouche

Dans cette partie, l'équation générale II.28 est écrite en fonction de $p(x)$, et le sol est discrétisé en profondeur afin de prendre en compte le profil hydrique ainsi que la profondeur d'assise de la fondation. Dans ce code multicouche, deux phases de chargement seront appliquées. La première phase consiste à appliquer la charge du bâti et la deuxième phase consiste à imposer la variation hydrique aux extrémités (Figure II.31).

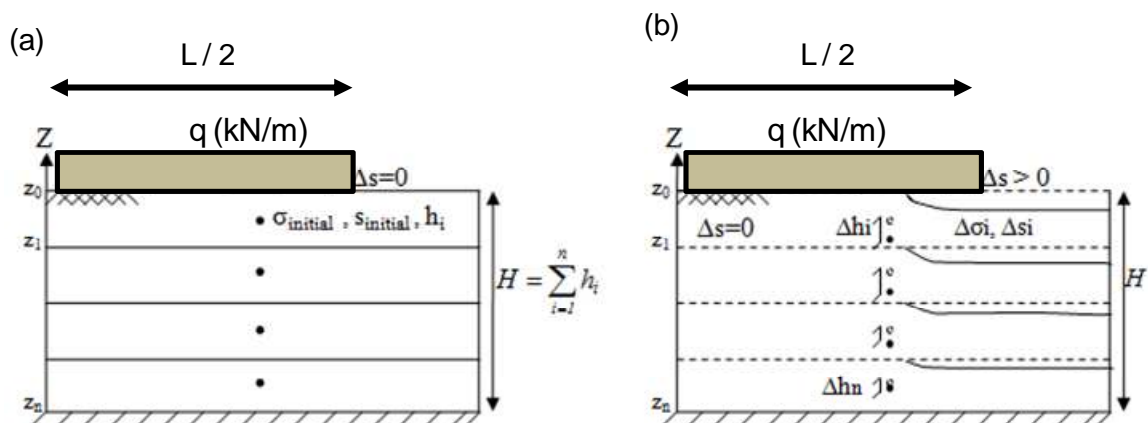


Figure II.31. (a) Etat initial des couches après chargement, (b) après avoir subi la succion

La Figure II.31-a consiste en la phase de construction pour laquelle la charge est appliquée et la contrainte dans le sol est recherchée. Cette contrainte dans le sol est indiquée par $p_{0i}(x)$ dans l'équation II.35 :

$$w(x) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{1 + e_0}$$

$$w(x) = \frac{b \sum_{i=1}^n (\log[I + p_{0i}(x)/B + c \cdot s_{0i}(x)] - (\log[I + \gamma(h_i/2) + c \cdot s_{0i}(x)])) \cdot h_i}{1 + a - \log[I + \gamma(h_i/2) + c \cdot s_{0i}(x)]}$$

Équation II.35

La contrainte initiale correspond au poids de la terre au milieu de chaque couche ($\gamma h/2$) et s_0 correspond à la succion de l'état initiale (profil d'humidification sur la Figure II.12) qui ne varie pas pendant la phase de chargement. Le déplacement de corps rigide est la somme du tassement des couches sous les points situés aux deux extrémités du bâti :

$$d = w(L/2) = w(-L/2)$$

Équation II.36

Selon la convention utilisée dans la partie précédente, le tassement et le déplacement du corps rigide peuvent être liés à la déformée de la poutre :

$$y(x) = w(x) - d$$

Équation II.37

En remplaçant les équations II.35 et II.37 dans l'équation de la poutre (équation II.20), la réaction du sol due au chargement dans la première couche située sous la bâti $p_{01}(x)$ est l'inconnue de l'équation et peut être calculée en appliquant les conditions aux limites. Une fois que cette pression est connue, il est possible de calculer la réaction du sol dans chaque couche en tenant compte de la diffusion de contrainte dans le sol. Dans les parties précédentes la répartition simplifiée de la contrainte qui est une répartition uniforme due à la surcharge dans chaque couche a été utilisée. Dans cette partie une répartition de contrainte prenant en compte la zone d'action de charge a été prise en compte (Figure II.32). (Ce mode de répartition correspond mieux aux codes de calcul numérique type éléments finis, notamment à l'étude numérique effectuée par Code-Bright qui sera présentée dans la partie de la validation du modèle). Pour cela on utilisera la relation de répartition de contrainte de Boussinesq qui nous permettra d'écrire la réaction dans chaque couche ($p_{0i}(x)$) en fonction de l'inconnue de l'équation ($p_{01}(x)$) :

$$\sigma_v = \int_s \frac{3q}{2\pi \cdot z^2} \cos^5 \theta \cdot dA$$

Équation II.38

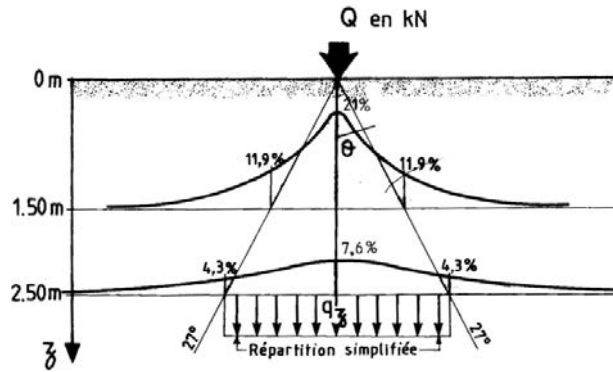


Figure II.32. Diffusion des contraintes dans le sol (Méthode de Boussinesq)

où θ est l'angle de distribution de contrainte, z est la profondeur, A est la surface de la fondation en contact avec le sol et q est la charge appliquée. Concernant l'angle de distribution de contrainte, deux angles de 30° et 45° sont couramment utilisés dans la littérature. L'angle de distribution de 45° produit un terrain globalement moins chargé (Costet et Sanglerat, 1981) et favorise une variation volumique plus élevée pour les sols gonflants. Afin de prendre en compte le scénario le plus défavorable dans cette étude, l'angle de distribution de 45° a été utilisé.

L'état de contraintes dans le sol, issu de la première phase, est retenu et utilisé pour la deuxième phase (variation de succion) comme il suit :

$$w(x) = \frac{b \sum_{i=1}^n (\log [I + p_{1i}(x) + c \cdot s_{1i}(x)] - (\log [I + p_{0i}(x) + c \cdot s_{0i}(x)])) \cdot h_i}{I + a - \log [I + p_{0i}(x) + c \cdot s_{0i}(x)]} \quad \text{Équation II.39}$$

où s_i est le profil hydrique du séchage (Figure II.12) et $p_{1i}(x)$ est le nouvel état de contrainte. La résolution de l'équation de la poutre est réalisée de la même manière que la phase précédente. Une fois que la nouvelle contrainte dans le sol est déterminée, $w(x)$ et par conséquent $y(x)$ sont calculés. Pour le cas $i=1$, la réponse du modèle monocouche doit être retrouvée.

Il est à noter que l'équation (II-35) étant basée sur le résultat d'essai œdométrique est plus adaptée pour une sollicitation unidimensionnelle.

En utilisant cette relation afin d'analyser le tassement sous une fondation (cas bidimensionnel), l'amplitude du tassement vertical due au chargement mécanique peut être sous-estimée en absence de la déformation latérale (essai œdométrique). En effet ce cas correspond à une condition de k_0 in situ quand les déplacements latéraux sont bloqués.

En revanche, quand les déplacements latéraux sont admis, la contrainte horizontale diminue et le tassement vertical augmente. Sous ces conditions les déformations verticales élastiques s'écrivent :

$$\text{déplacement latérale empêché : } \varepsilon_{1k_0} = \frac{\Delta\sigma l}{E} - \nu \frac{\Delta\sigma 3}{E} = \frac{\Delta\sigma l}{E} (1 - \nu k_0)$$

$$\text{déplacement latérale autorisé : } \varepsilon_f = \frac{\Delta\sigma l}{E} - \nu \frac{\Delta\sigma 3}{E} = \frac{\Delta\sigma l}{E} (1 - \nu k) \quad \text{avec } (k < k_0)$$

Donc : $\varepsilon_1 > \varepsilon_{1k_0}$

où ν est le coefficient de Poisson et E est le module de Young. Cet effet peut augmenter le déplacement du corps rigide (aux extrémités du bâti) mais n'affecte pas la déflexion relative du bâti. Dans cette étude il est supposé que les déformations dues à la charge se stabilisent avant d'appliquer la phase de séchage, et c'est le tassement (le retrait) provoqué par le séchage qui est principalement pris en compte afin d'étudier la conséquence de la sécheresse sur la construction.

Concernant l'application de la phase de séchage, la succion étant une sollicitation volumique, une condition isotrope ($k=1$) est souvent considérée (Alonso et al, 1990 ; 1999, Wheeler et Sharma, 2003).

Dans ce qui suit étant donné que les résultats des essais à succion contrôlée sur des sols gonflants sont majoritairement obtenus dans des conditions œdométriques, les modèles développés dans cette étude seront basés sur ces résultats disponibles.

II.2.2.1 Choix des conditions aux limites

Il faut noter que dans le programme multicouche, pour chaque phase le déplacement du corps rigide (d) est évalué par l'équation II.36. Par conséquent, il y a une inconnue de moins par rapport au cas monocouche et donc une condition aux limites en moins. En résumé, on a $(n-4)$ équations au niveau de la poutre dues à la dérivation successive (équation II.30 et Figure II.26) de $y^{(4)}(x)$ et n inconnues de $p_{1i}(x)$ avec six conditions aux limites (équations II-31 et II-32).

Autrement dit, l'équation II.20 est sur-conditionnée dans le cas actuel. Afin de choisir les bonnes conditions aux limites, trois solutions ont été testées et la réponse de la structure a été vérifiée en traçant les courbes du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Ces deux courbes doivent être continues, et à l'état d'équilibre statique, la courbe de l'effort tranchant doit passer par le point (0,0).

Dans un premier temps, deux équations utilisant deux points de la discrétisation de la poutre ont été supprimés (au centre de la poutre) pour pouvoir utiliser les six conditions aux limites (équations II.31 et II.32). La Figure II.33 montre le moment fléchissant et l'effort tranchant de cette stratégie.

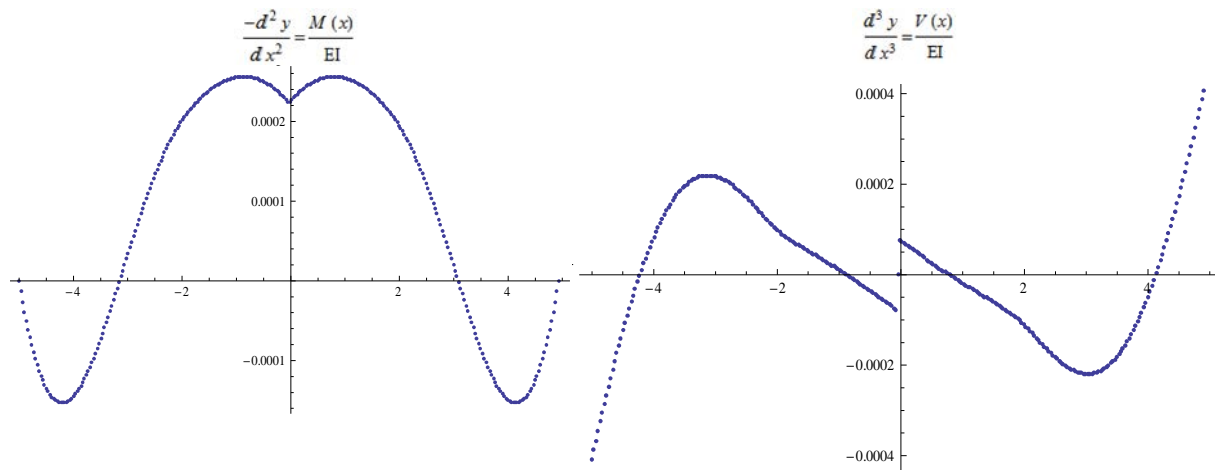


Figure II.33. Moment fléchissant et effort tranchant en utilisant les six conditions aux limites

Le fait de supprimer deux points au milieu crée une sorte de discontinuité sur l'effort tranchant et le moment fléchissant, ce qui fait penser à une charge ponctuelle au milieu, ce qui n'était pas le cas (cette stratégie produit le même effet en supprimant deux points sur n'importe quelle partie de la poutre).

Pour la deuxième solution, on a utilisé quatre conditions aux limites sur six. Les conditions aux limites de l'équation II.31 où les déplacements sont nuls aux extrémités et les deux de l'équation II.32 où les efforts tranchants sont nuls aux extrémités. La Figure II.34 montre le moment fléchissant et l'effort tranchant de cette stratégie.

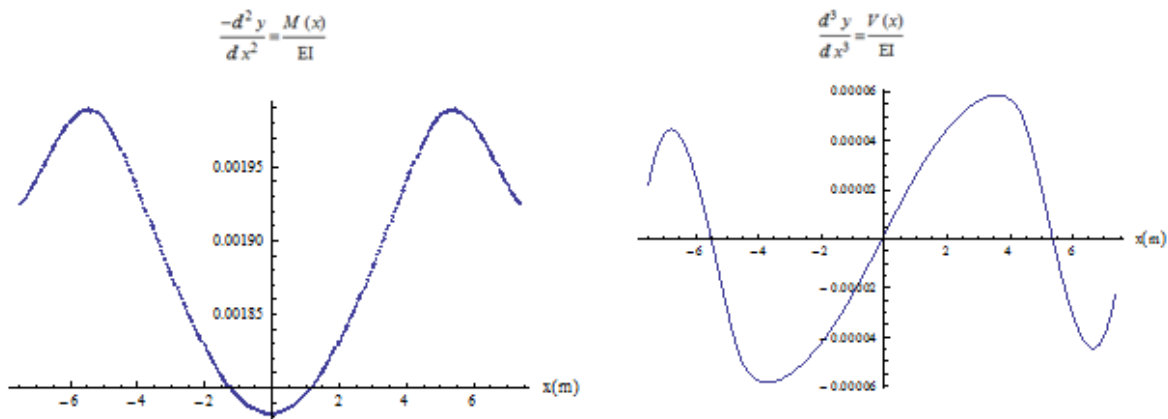


Figure II.34. Quatre conditions aux limites : déplacements et efforts tranchants nuls aux extrémités

Comme l'illustre cette figure, le moment fléchissant n'est pas négligeable aux extrémités, ce qui n'est pas cohérent avec l'équilibre statique de la poutre.

Pour la dernière solution, les conditions aux limites de l'équation II.31 où les déplacements sont nuls aux extrémités et les deux de l'équation II.32 où les moments fléchissants sont nuls aux extrémités ont été utilisées. La Figure II.35 montre les résultats de cette troisième stratégie.

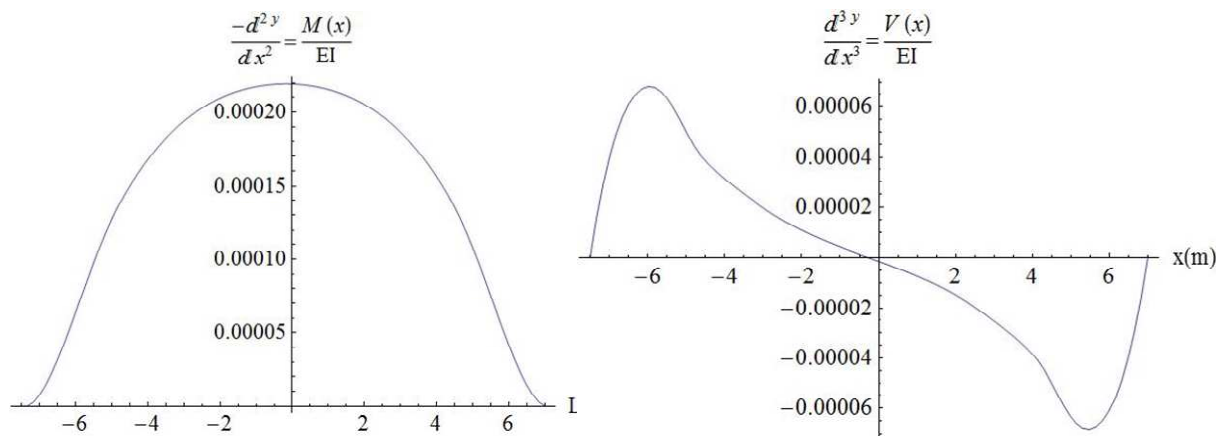


Figure II.35. Quatre conditions aux limites : déplacements et moments fléchissant nuls aux extrémités

Ces résultats semblent être logiques compte tenu de la flèche négative qui se produit dans la poutre et sont en concordance avec les travaux mentionnés dans la littérature (Partie § I.2.3.2) notamment les travaux de Abdelmalak (2007).

Par la suite, ces quatre conditions aux limites ont été utilisées. Dans ce qui suit, l'exemple du bâti est présenté avec une rigidité de 1 GN.m², une longueur de 15 m, sous deux charges de 50 kN/m et 100 kN/m, avec le sol de Regina et une variation de succion de 1 MPa en surface. L'intervalle de discrétisation est de l'ordre de 5 mm. L'effet de l'intervalle sur la réponse sera étudié dans la partie relative à l'étude de sensibilité.

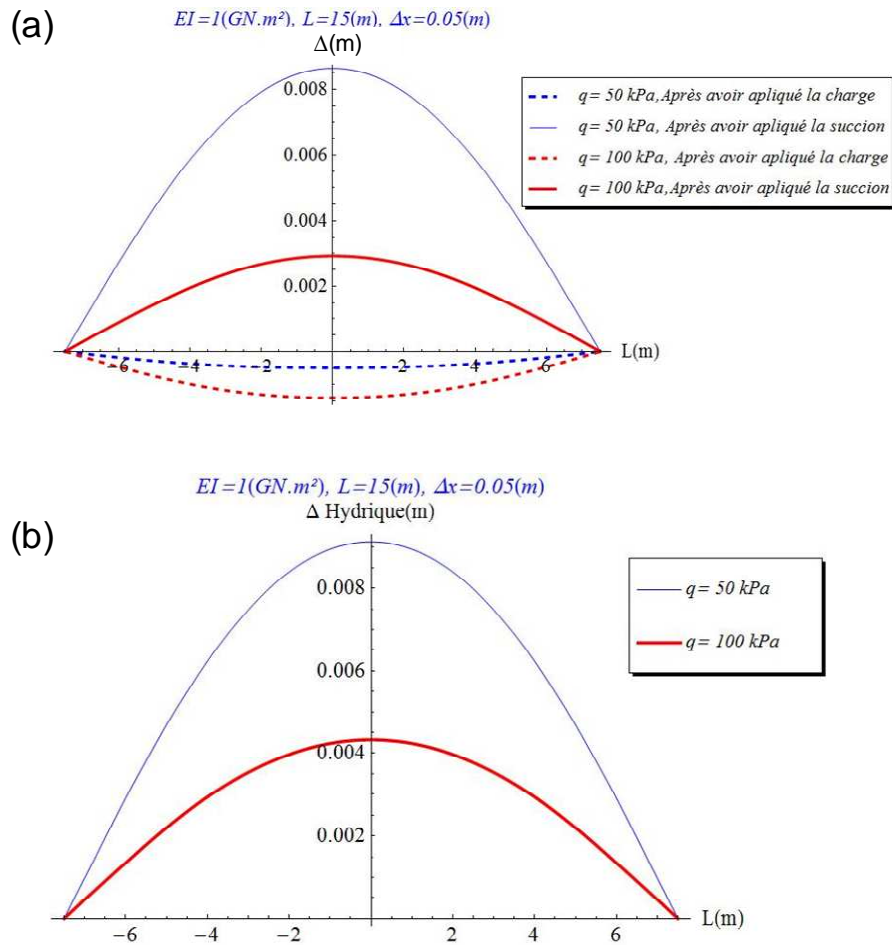


Figure II.36. (a) Déformée à la fin de la phase de chargement et application de la succion, (b) la déformée absolue due à la variation de succion

La Figure II.36 montre que plus le bâti est chargé plus sa déformée mécanique (due à la charge) augmente et plus la déformée hydrique (due à la variation hydrique) diminue. La déformée finale est la différence des déformées de deux phases. En conséquence la déformée prise en compte pour évaluer la vulnérabilité du bâti correspond en réalité à la variation de déformée entre l'état initial d'un bâti chargé par son poids propre et l'état final d'un bâti chargé par son poids et influencé par la variation de succion.

Pour contrôler les résultats, la réponse de l'intégrale de l'équation II.14 et l'effort tranchant final sont vérifiés. La Figure II.37 montre l'effort tranchant dans le cas d'un chargement de 100 kN/m.

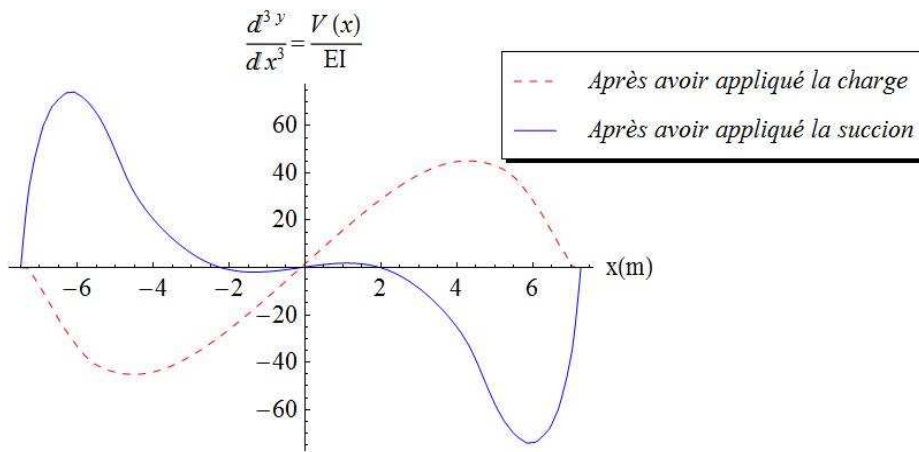


Figure II.37. Effort tranchant pour le cas d'un chargement de 100 kN/m

On peut également visualiser l'état de contrainte au milieu de chaque couche dans le sol à l'état final du calcul (Figure II.38). On observe une concentration de contraintes au milieu sous le bâti et une contrainte plus faible aux extrémités.

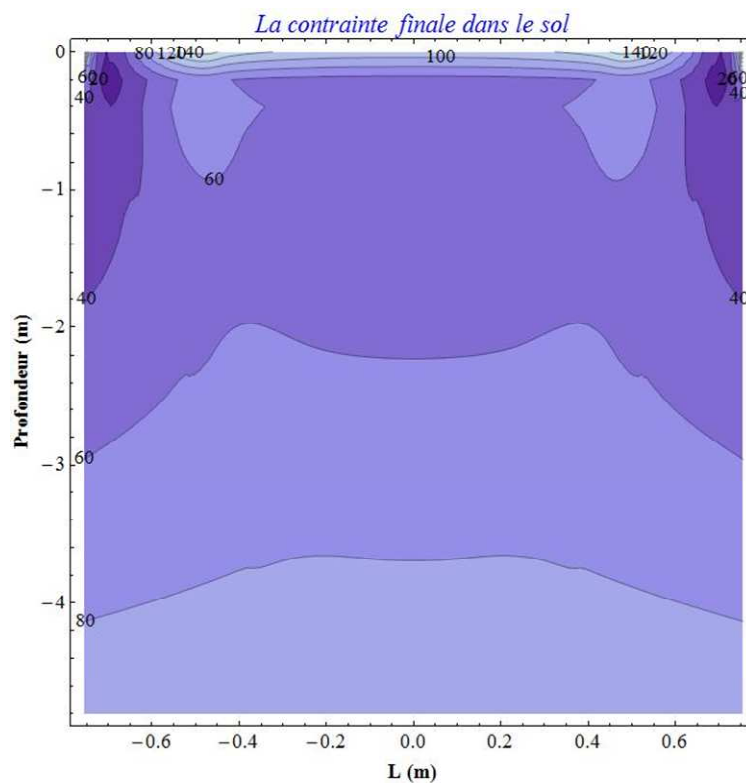


Figure II.38. Contrainte finale dans le sol pour le cas d'un chargement de 100 kN/m

Le tassement de chaque couche et le déplacement de corps rigide peuvent être visualisés également. La Figure II.39 montre le tassement de chaque couche et le tassement cumulé en surface, au contact avec le bâti.

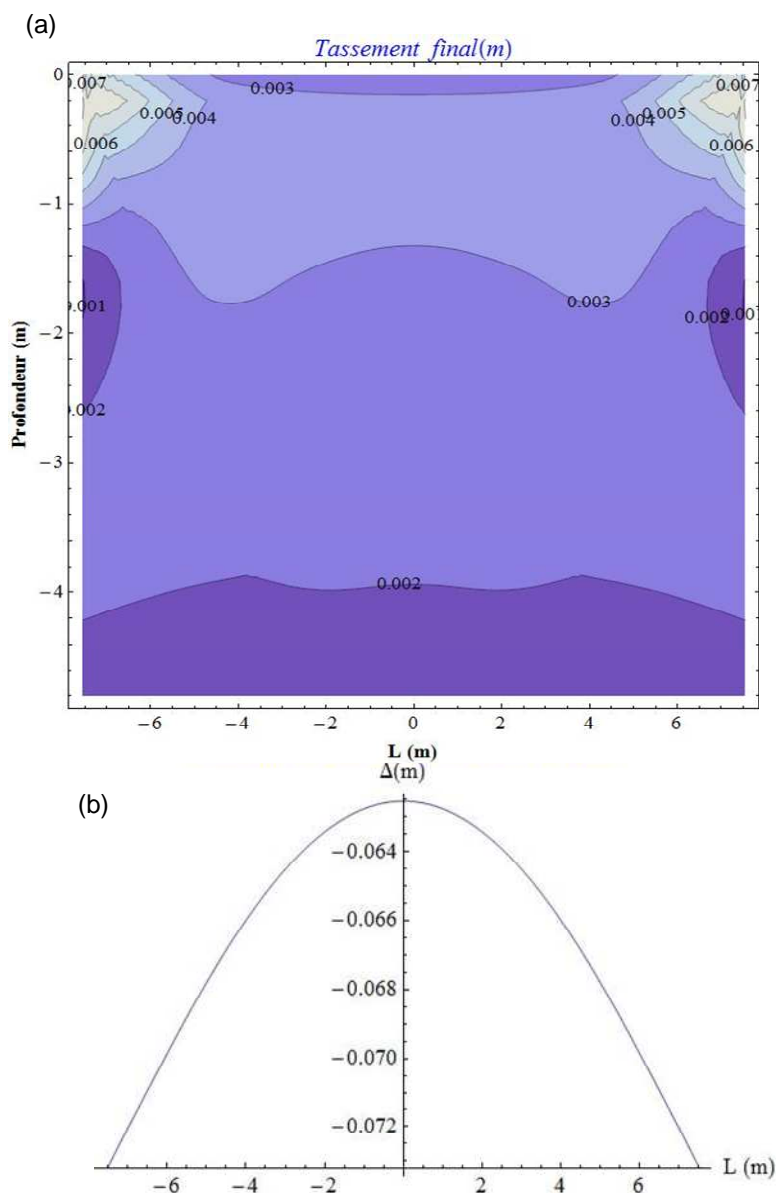


Figure II.39. (a) Tassement de chaque couche, (b) tassement cumulé en surface sous le bâti

On peut noter sur la Figure II.39-a que le tassement maximal se produit aux extrémités où la variation de la succion est significative. Le déplacement du corps rigide égal à 7,3 cm est indiqué sur la Figure II.39–b.

Par la suite, nous allons détailler les points les plus importants dans le cas d'un décollement.

II.2.2.2 Décollement

Dans le code multicouche, grâce à un processus itératif le point de décollement est déterminé. La contrainte est actualisée pour chaque itération en actualisant la charge appliquée le long de la zone de contact. La présence d'une zone décollée fait varier la diffusion de contrainte dans le sol. En effet la pression de contact devient nulle en surface mais l'effet de la diffusion des contraintes sous la zone en contact peut pénétrer en profondeur sous la zone décollée.

De plus le décollement (théorique) se produit en majorité pour des bâtis dont la profondeur d'assise des fondations est nulle. Lorsque la fondation est construite dans le sol, et pour la gamme de valeurs considérées, le décollement ne se produit pas.

Quand le décollement se produit, la réaction du sol s'annule le long de la perte de contact, et la déformée de la poutre sur la partie décollée est calculée par l'équation suivante :

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} = \frac{q}{EI} \text{ (identique à l'équation II.20 sans le terme de } p(x)\text{).}$$

Le décollement se produit pour un bâti et un sol rigides (Deck, 2002). Ce point sera clarifié dans la partie relative à l'application du modèle (§ II.2.5).

La Figure II.40 montre un exemple de décollement pour le cas de la Figure II.36 en appliquant une variation de succion de 2 MPa en surface et une rigidité du bâti de 10 GN.m².

La pression de contact augmente au niveau de la zone de contact et se diffuse graduellement en profondeur. La contrainte dans le sol atteint son pic juste avant le point de décollement. Sur les extrémités la pression de contact est nulle sur la longueur de décollement mais à cause de la diffusion de contrainte et du poids des terres, la contrainte dans le sol augmente avec la profondeur. Le déplacement de corps rigide (d) est de l'ordre de 5 cm (Figure II.40-a).

Le déplacement de corps rigide est dépendant de l'état du terrain. Pour un terrain de faible rigidité ce paramètre augmente alors que pour un terrain rigide ce paramètre diminue et la probabilité qu'un décollement ait lieu augmente.

Avec une augmentation de la profondeur d'assise de la fondation, le décollement ne se produit plus. Ce point sera rediscuté dans la partie relative au taux de transmission du tassement (§II.2.5.4).

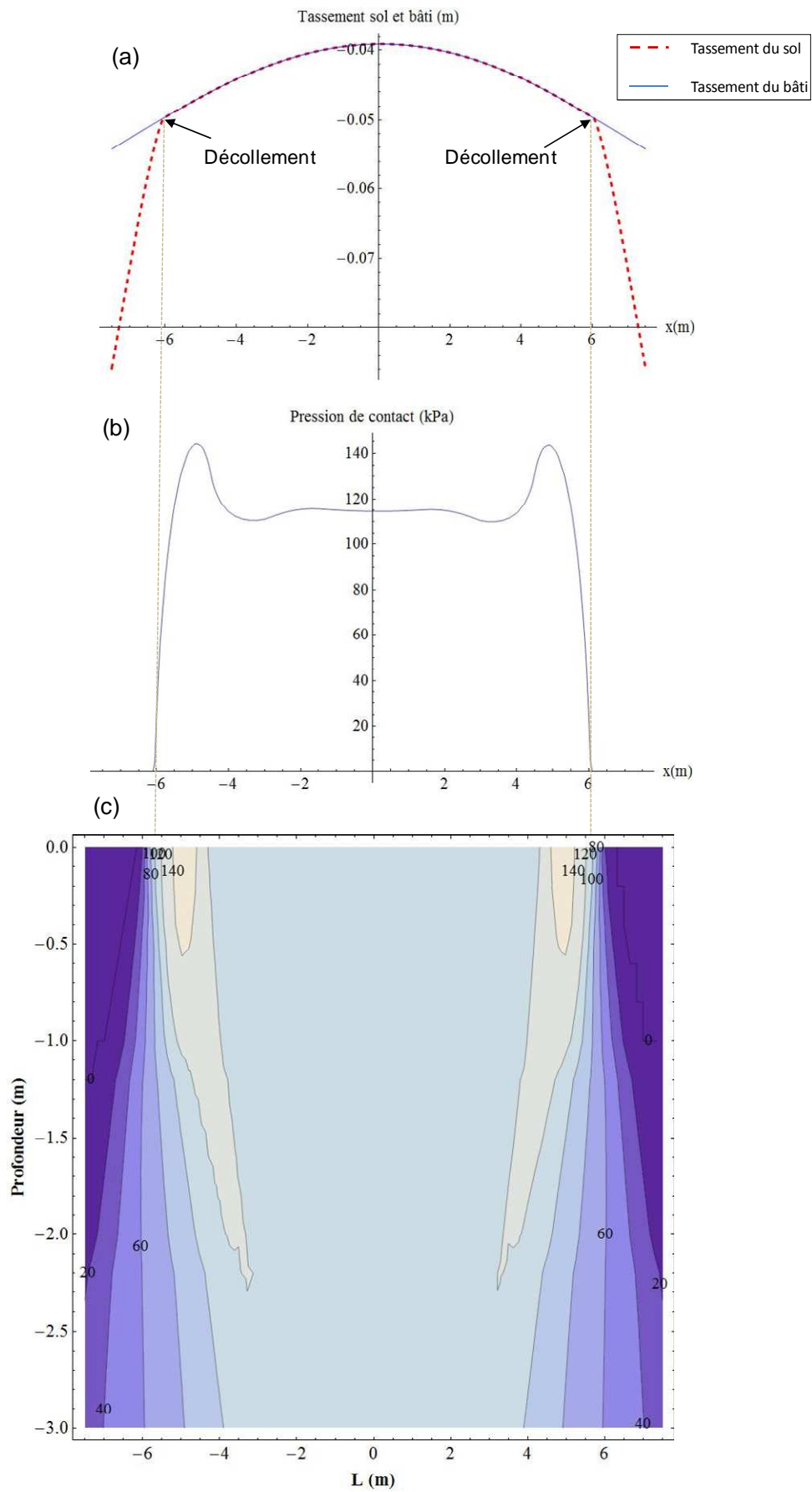


Figure II.40. (a) Le tassement du sol et du bâti, (b) pression de contact, (c) contrainte verticale dans le sol (kPa)

II.2.3 Etude de sensibilité

Dans cette partie, l'influence des différents paramètres du modèle sur le tassement du bâti est étudiée pour les trois sols déjà considérés dans la partie II.1.2 et présentés sur le Tableau II.1.

II.2.3.1 Influence de la discrétisation

L'intervalle de la discrétisation sur la poutre peut avoir une influence importante sur le résultat. Afin d'obtenir un résultat satisfaisant par la méthode des différences finies, il faut choisir le nombre de point optimum pour avoir un intervalle qui satisfait à la fois les exigences en terme de précision du calcul et de temps de calcul.

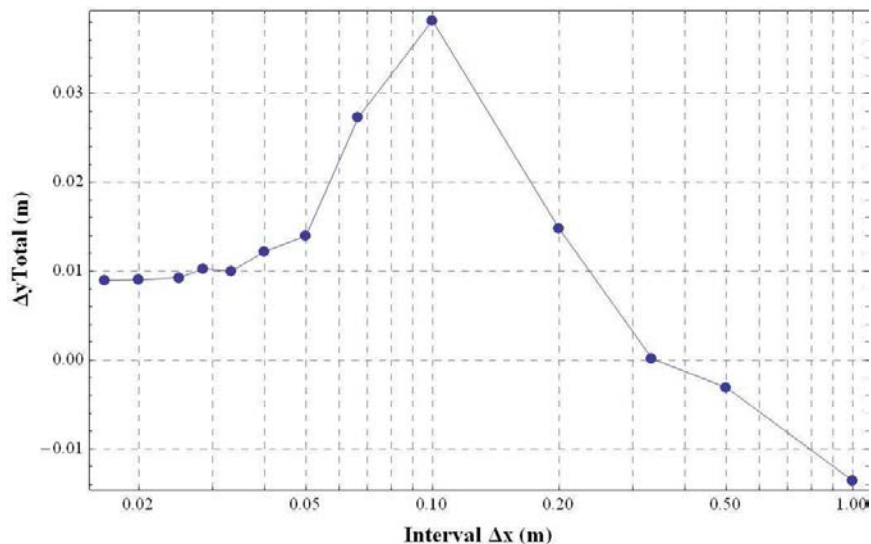


Figure II.41. Effet de l'intervalle utilisé sur le tassement final

La Figure II.41 montre que le résultat se stabilise à partir d'un intervalle inférieur à 0,05 m. Ensuite une étude de sensibilité a été effectuée sur l'intervalle utilisé. La validité du résultat a été testée grâce à l'intégrale de la réaction sur tout le long de la poutre (équation II.14) et la charge appliquée.

La Figure II.42 montre le résultat de l'intégrale de l'équation II.14 pour deux intervalles de 3 et 5 cm.

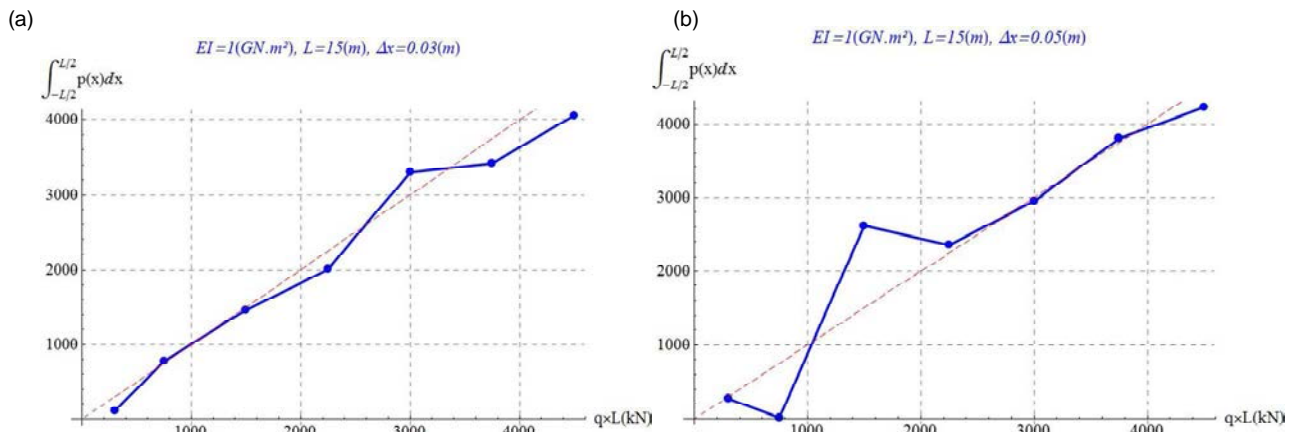


Figure II.42. (a) Intervalle de 0,03 m, (b) intervalle de 0,05m

Cette figure montre que les calculs pour de faibles charges appliquées peuvent aboutir à des résultats faux lorsque l'intervalle est trop grand. Dans cette étude, un intervalle de 0,035 m a été utilisé.

II.2.3.2 Influence de la charge appliquée

L'augmentation de la charge appliquée a une influence inverse sur le tassement (dû à la charge) et le retrait (dû à la variation hydrique). Le tassement est proportionnel à la charge tandis que le retrait est inversement proportionnel à la charge. Plus le bâti est lourd, plus le retrait est petit. Pour étudier l'influence de la charge sur le tassement final, un bâti avec une rigidité de 1 GN.m², longueur de 15 m, subissant une variation de succion de 1 MPa en surface, a été étudié avec différentes charges. Les trois sols étudiés dans la partie II.1 sont pris en compte également. Le résultat de cette étude est présenté sur la Figure II.43. Ce résultat montre que le tassement final (tassement + retrait) diminue avec la charge pour les trois sols étudiés.

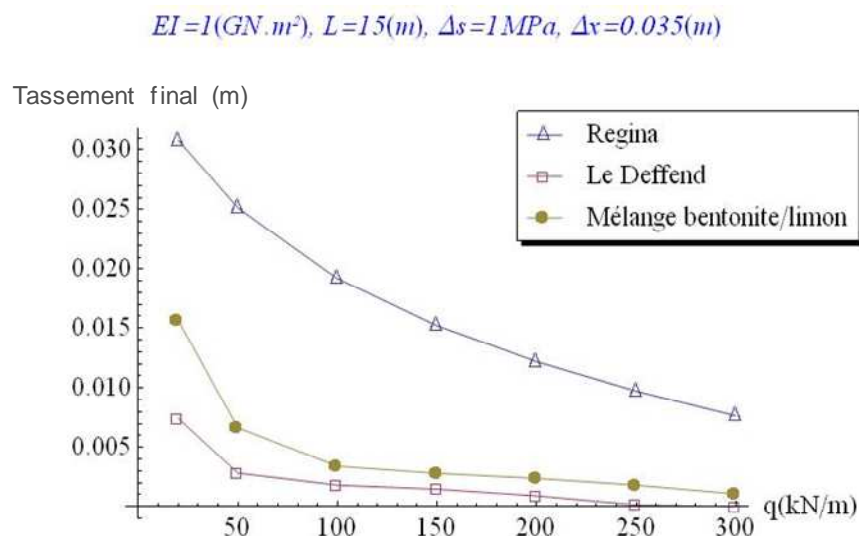


Figure II.43. Effets de la charge sur le tassement final

II.2.3.3 Influence de la profondeur

Pour les trois sols étudiés, la Figure II.44 montre l'influence de la profondeur d'assise pour un bâti de raideur 5 GN.m², de longueur 15 m et pour une succion en surface de 1 MPa. L'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation fait diminuer le tassement du bâti.

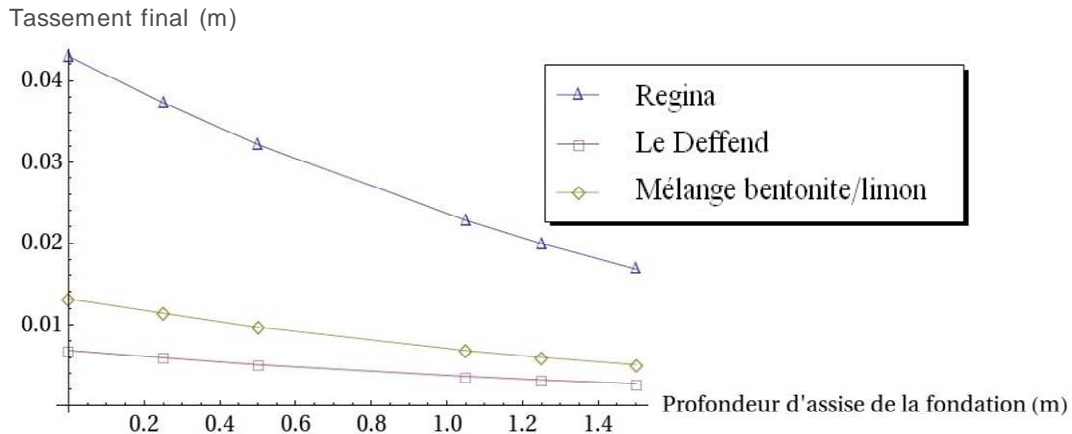


Figure II.44. Influence de la profondeur d'assise de la fondation

Ce résultat est comparable avec le résultat du modèle 1D (Figure II.18). Tenant compte des différentes manières d'évaluation de la rigidité du bâti dans les deux modèles, le résultat final est différent. Dans les deux cas (modèle 1D et 2D), la même tendance de diminution du tassement final par rapport à l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation est constatée.

II.2.3.4 Influence de la densité

Ce paramètre joue un rôle important sur l'amplitude de la variation volumique des sols argileux (Bernier *et al.*, 1997). Afin de rendre les résultats indépendants de la densité initiale du sol, l'indice des vides normalisé sera utilisé par la suite. La relation entre l'indice des vides et la densité sèche est donnée par l'équation II.40.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad \text{Équation II.40}$$

Où γ_s est le poids volumique des grains solides,
et γ_d est le poids volumique sec.

La gamme de variation de γ_s pour les sols argileux est de l'ordre de 26 à 30 kN/m³ (Philipponat et Hubert, 2007).

Pour normaliser la variation de l'indice des vides initial, chaque valeur de l'indice des vides gouvernée par une valeur de succion et une valeur de contrainte dans la surface d'état peut être divisée par l'indice des vides initial (e/e_0) (Hong, 2007).

Donc l'équation II.2 de la surface d'état peut être transformée en équation II.41 pour tous les sols utilisés, avec le paramètre c invariable.

$$\frac{e}{e_0} = \frac{a}{e_0} + \frac{b}{e_0} \times \log_{10}(1 + \sigma + cS) = 1 + \frac{b}{e_0} \times \log_{10}(1 + \sigma + cS) \quad \text{Équation II.41}$$

Nowamooz et Masrouri (2009) ont effectué les cycles de séchage-humidification sur un mélange bentonite-limon compacté (Tableau II.1) ayant trois densités sèches initiales différentes : dense, lâche et état intermédiaire. La Figure II.45 montre les surfaces d'état appropriées pour ces trois états initiaux lors du séchage. Sur cette figure, plus la densité initiale augmente, plus l'indice de vides initial diminue.

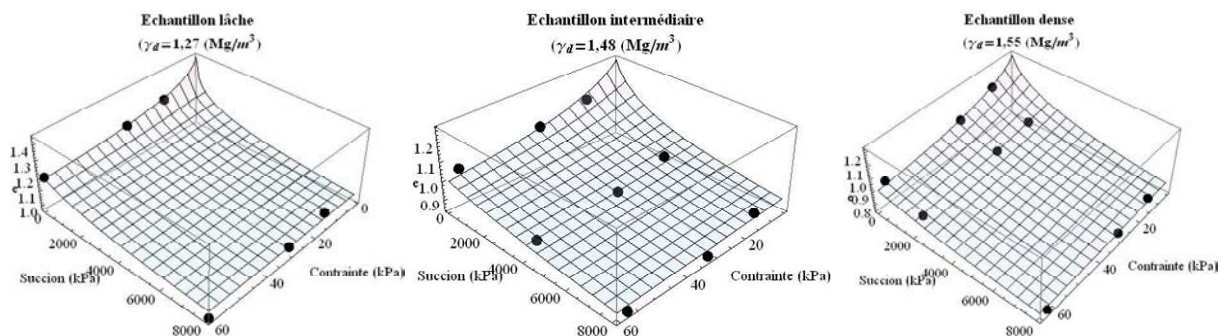


Figure II.45. Surfaces d'état pour une phase de séchage de trois densités initiales du sol mélange (Bentonite/limon)

Dans le Tableau II.7, les paramètres de surface d'état pour chaque état de densité sont présentés. On peut remarquer que le paramètre c reste quasi constant alors que le paramètre b semble être corrélé directement à l'état initial du sol et augmente avec l'indice des vides initial (paramètre a). Ce qui fait que l'amplitude du retrait peut être augmentée pour le même sol quand son état initial est plus lâche et diminuer pour un état initial plus dense alors que le paramètre c reste constant. Duc *et al.* (2009) ont constaté aussi une diminution de l'amplitude du retrait par l'augmentation de densité initiale.

Tableau II.7. Paramètres de la surface d'état ajustés sur les données expérimentales du mélange de bentonite-limon pour trois densités initiales

Sols naturel du Deffend	a	b	c	γ_d (Mg/m ³)
Echantillon lâche	1,44	0,136	0,151	1,27
Echantillon intermédiaire	1,28	0,123	0,15	1,48
Echantillon dense	1,196	0,120	0,147	1,55

Afin de comparer les surfaces d'état de ces trois sols, elles ont été normalisées et rendues indépendantes de leur indice des vides initial. Le Tableau II.8 montre les paramètres de la surface d'état normalisée pour le mélange de bentonite-limon. On observe que les trois surfaces d'état normalisées sont presque identiques. En conséquence, il semble possible de

caractériser un sol par sa surface d'état normalisée, puis d'ajuster cette surface par une simple règle de trois en fonction de la densité réelle du sol considéré.

Tableau II.8. Paramètres de la surface d'état normalisée pour le mélange de bentonite-limon

Sols	a	b	c	γ_d (Mg/m ³)
Echantillon lâche	1	0,094	0,15	1,55
Echantillon intermédiaire	1	0,096	0,15	1,48
Echantillon dense	1	0,10	0,147	1,27

A partir de chaque jeu de paramètre de la surface d'état (pour les sols lâche, intermédiaire ou dense) les paramètres des deux autres états initiaux peuvent être reconstruits. Pour cela il faut multiplier les valeurs des paramètres *a* et *b* du sol de référence par l'indice des vides initial du sol cible en gardant la valeur de paramètre *c* constante. Le Tableau II.9 montre l'exemple des paramètres des sols intermédiaire et lâche estimés à parti des paramètres de sol dense avec une erreur maximale de 6,2 %.

Tableau II.9. Comparaison entre les valeurs de la surface d'état ajustées sur les données expérimentales ou estimées à partir de la surface d'état normalisée.

Sols	a	b	c	Erreur (%)
Echantillon lâche	1,44	0,136	0,151	
Valeurs estimées	1,44	0,144	0,15	6,2%
Echantillon intermédiaire	1,28	0,123	0,15	
Valeurs estimées	1,28	0,128	0,15	4,4%

La Figure II.46 montre les surfaces d'état normalisées pour le mélange de bentonite-limon qui se superposent avec une bonne précision.

Ce résultat montre que dans l'équation de la surface d'état utilisée, le paramètre *b* contrôle la compressibilité du sol et augmente en augmentant l'indice des vides initial. Le paramètre *c* étant relié à la capacité du gonflement du sol semble être constant pour les différents états du sol.

Sous un bâti le sol se trouve plus ou moins compacté par le poids propre du bâti. Par conséquent la considération d'un état lâche du sol sous le bâti semble être loin de la réalité. Dans ce contexte, l'hypothèse d'avoir un état intermédiaire du sol sous le bâti semble être plus pertinente.

Pour la typologie des sols étudiés dans la partie II.2.5, une étape de normalisation sera faite afin de les rendre comparable dans leurs états intermédiaires.

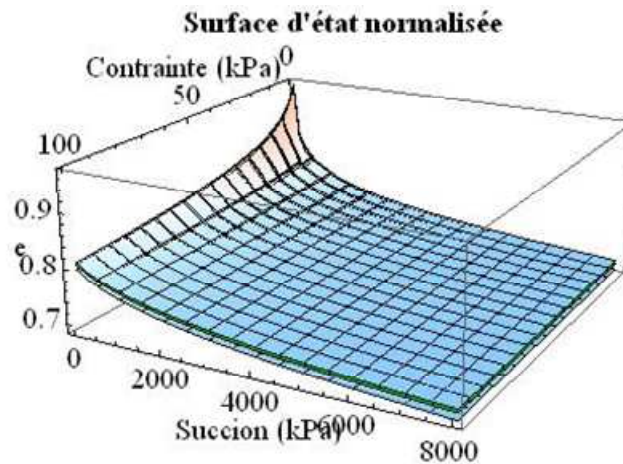


Figure II.46. Surface d'état normalisée pour les trois densités initiales

II.2.3.5 Influence du chemin de contrainte

Pour étudier l'influence du chemin de contrainte, le concept proposé par Zhang et Lytton (2009) a été utilisé (§I.1.1.2.2) afin d'obtenir la surface d'état élastoplastique du sol du Deffend. La Figure II.47 montre cette surface d'état pour le sol du Deffend selon les équations de MSSA (équations I.14 à I.16). Les paramètres utilisés afin d'obtenir cette surface sont ceux du modèle de BBM et sont présentées dans le Tableau II.10 (étudiés par Nowamooz *et al.*, 2009). Dans le but d'étudier l'influence du chemin de contrainte sur le comportement hydromécanique du sol non saturé gonflant, sur cette surface d'état deux chemins de contrainte ont été suivis afin d'arriver du point A au point F.

Tableau II.10. Paramètres du sol du Deffend (Nowamooz *et al.*, 2009)

κ	κ_s	$\lambda(0)$	λ_s	p^*_0	p_c	r	β
0,04	0,055	0,19	0,178	600 (kPa)	200 (kPa)	0,70	0,60 (MPa ⁻¹)

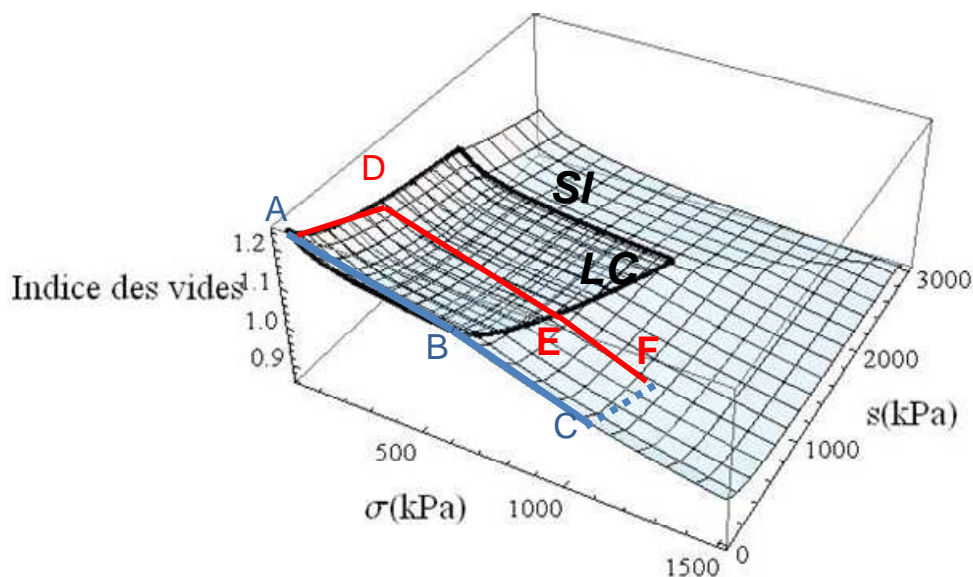


Figure II.47. Surface d'état élastoplastique du sol du Deffend et les chemins de contrainte interceptant la ligne LC

La surface élastique est délimitée par les lignes LC et SI (en gras) représentant les limites de variation volumique élastique par rapport à la charge et la succion respectivement. Le chemin ADEF contient une étape de séchage entre A et D (0 à 500 kPa) et ensuite une étape de chargement entre D et F (0 à 1000 kPa) qui coupe la ligne LC au point E (680 kPa) et continue sur la surface plastique jusqu'au point F. La variation volumique cumulée de ce chemin est présentée sur la Figure II.49.

Le deuxième chemin de contrainte est ABCF. Ce chemin comprend une étape de chargement entre A et C (0 à 1000 kPa) et coupe la ligne LC au point B (600 kPa) qui correspond à la pression de préconsolidation saturée. Ce chemin continue sur la surface plastique jusqu'au point C. Dorénavant la pression de préconsolidation correspond au point C puisque c'est la plus grande contrainte que le sol a déjà subit. Un écrouissage se produit et la surface élastique se décale vers le bas avec la nouvelle pression de préconsolidation sur le point C. Cette nouvelle surface d'état correspond à LC_2 sur la Figure II.48 et reste parallèle à la surface élastique initiale (Zhang et Lytton, 2009).

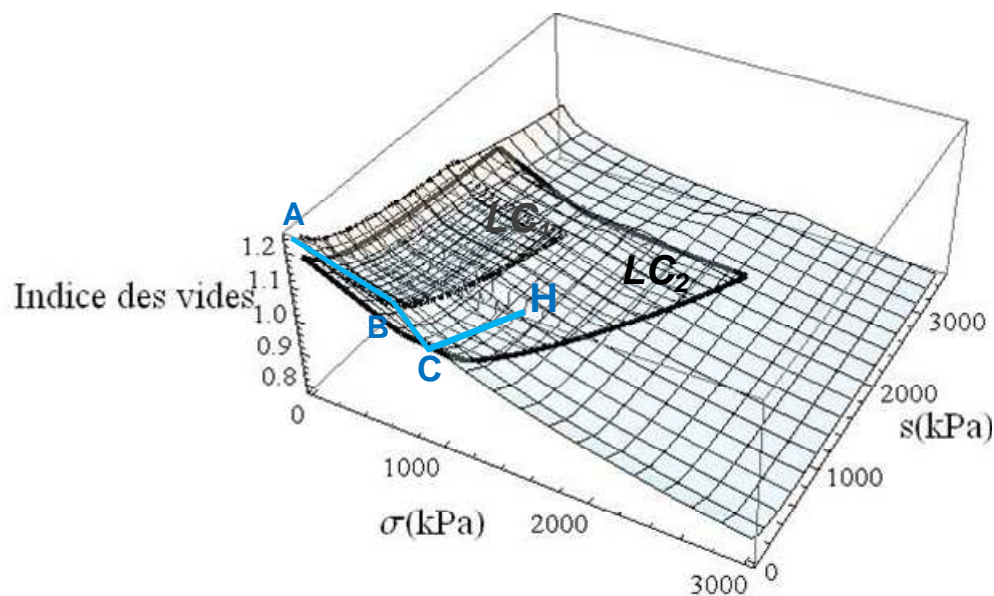


Figure II.48. Evolution de la surface d'état pour un chemin de contrainte commençant par une variation de contrainte puis une variation de succion pour le sol du Deffend

La variation de succion s'effectue sur la surface élastique LC_2 . L'application de la succion au point C jusqu'à 500 kPa aboutit à l'état final illustré par le point H. La variation cumulée de l'indice des vides pour les deux chemins suivis est montrée sur la Figure II.49.

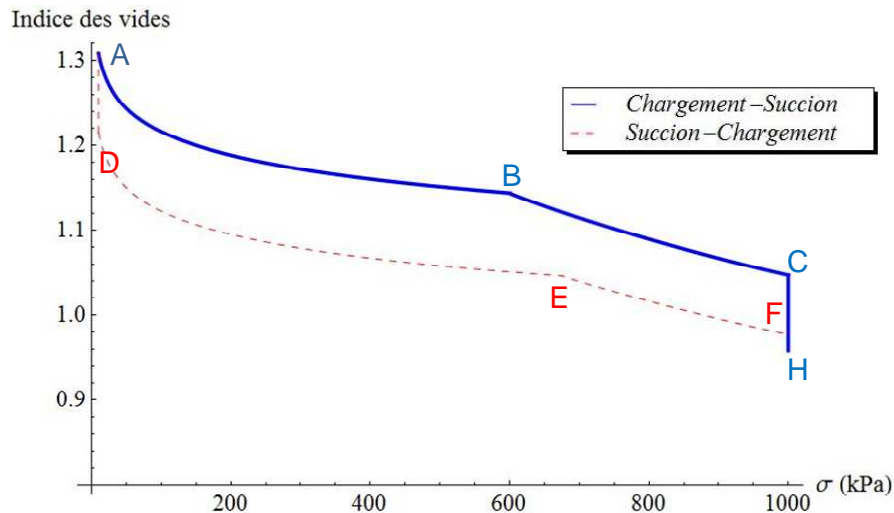


Figure II.49. Influence du chemin de contrainte sur le tassement pour le sol du Deffend

La Figure II.49 montre que l'application de succion puis de la charge (chemin ADEF) aboutit à une variation de l'indice des vides moins importante que le chemin ABCH où l'application de charge précède celle de l'application du séchage. Cela s'explique par le couplage hydromécanique où l'augmentation de succion entraîne un durcissement du sol. Donc le sol se trouve rigidifié à la fin de l'étape de séchage et manifeste une variation volumique moins importante vis-à-vis du chargement. Comme il a été mentionné précédemment, cet effet est plus remarquable pour un sol dont la compressibilité initiale est plus importante.

En conséquence, le fait d'appliquer la phase du chargement avant le séchage aboutit à un tassement plus important.

La deuxième possibilité pour étudier l'effet du chemin de contrainte est le suivi d'un chemin de séchage dépassant la ligne SI (la plus grande succion déjà subie par le sol). Sur ce chemin, le sol subit des déformations plastiques. Cette deuxième possibilité est étudiée sur le sol du Deffend grâce aux deux chemins présentés sur la Figure II.50. Sur le chemin ABCD, la ligne SI est interceptée au point B pour une succion de 1800 kPa. Le point F sur le chemin de AEFD coupe la ligne SI à la même succion (1800 kPa).

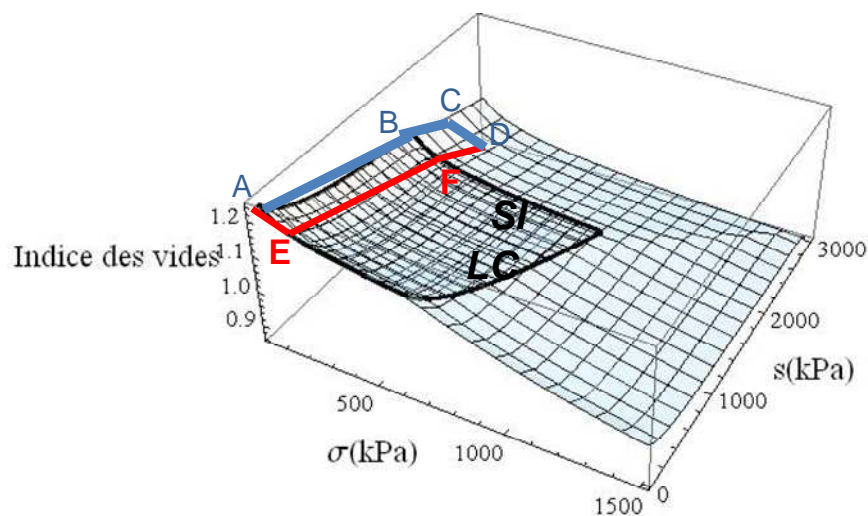


Figure II.50. Evolution de la surface d'état pour un chemin de contrainte commençant par une variation de succion puis une variation de contrainte pour le sol du Deffend.

Dans cette étude, le concept de la ligne SI proposé par Alonso *et al.* (1990) a été utilisé. Sur le chemin ABCD, le fait d'appliquer une succion supérieure à celle de la valeur de SI initiale (1800 kPa) décale ce point vers le bas jusqu'au point C et crée la nouvelle surface élastique qui est illustré par SI_2 sur la Figure II.51. L'augmentation de charge depuis le point C se poursuit sur cette nouvelle surface élastique. Par conséquent, on remarque une même pente sur les deux chemins : sur les chemins ABC et EFD les deux parties élastiques (AB et EF) sont parallèles, et sur la partie plastique, BC et FD ont la même pente aussi. La nouvelle surface élastique SI_2 étant parallèle à celle de SI_1 , les chemins AE et CD ont la même pente également (Figure II.51).

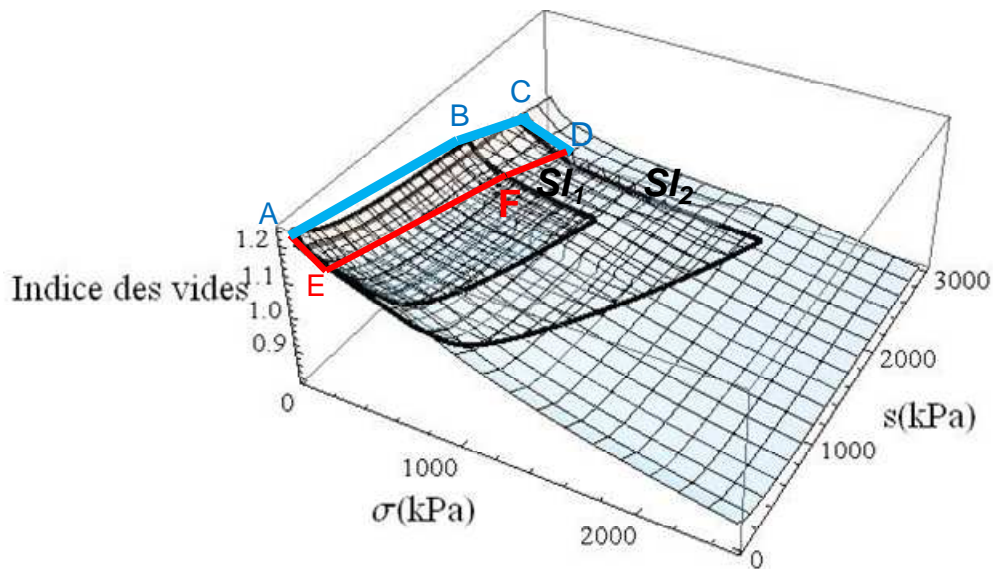


Figure II.51. Evolution de surface d'état par la succion

Finalement, ces deux chemins de contrainte (ABCD et AEFD) atteignent le même point final D et aboutissent au même indice des vides final. La Figure II.52 montre l'évolution de l'indice des vides le long de ces deux différents chemins de contrainte.

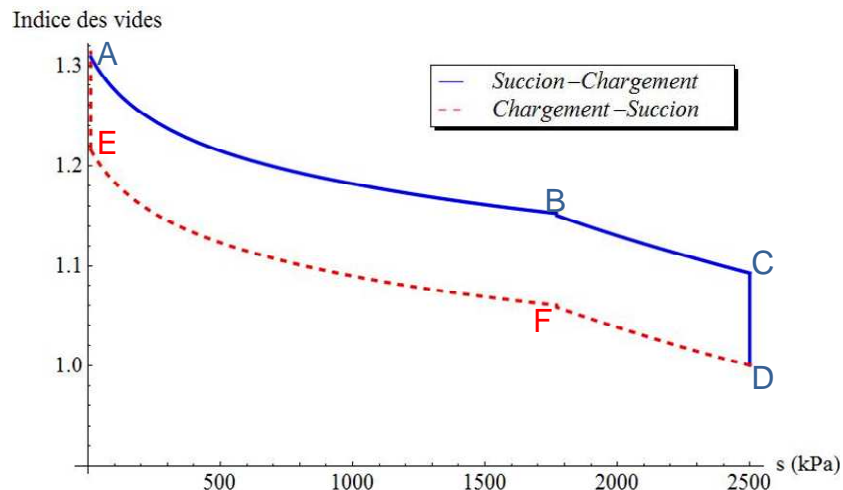


Figure II.52. Influence du chemin de contrainte interceptant la ligne SI sur le sol du Deffend

Dans le cas de l'étude des maisons sinistrées par l'aléa retrait-gonflement, on suppose que les déformations dues à la charge sont stabilisées avant d'appliquer la phase de séchage. De plus, la Figure II.49 montre que le fait de prendre en compte la phase de chargement avant la phase de séchage provoque une variation volumique plus importante que si on construit sur un sol déjà sec. Le chemin de chargement suivi par un séchage a été considéré tout au long de notre travail.

II.2.4 Comparaison du modèle 2D avec BExM

L'objectif de cette partie est de comparer les résultats du modèle analytique avec ceux d'un modèle numérique utilisant le BExM (Alonso *et al.*, 1999). Le logiciel utilisé est le code de calcul aux éléments finis Code-Bright dans lequel le BExM a été implanté par Mrad (2005). Un bâtiment de 10 m de longueur est modélisé sur le sol du Deffend afin de simuler un séchage sur une période de 3 mois. La géométrie, le maillage et les conditions aux limites mécaniques et hydriques sont présentés sur les Figure II.53 à Figure II.55.

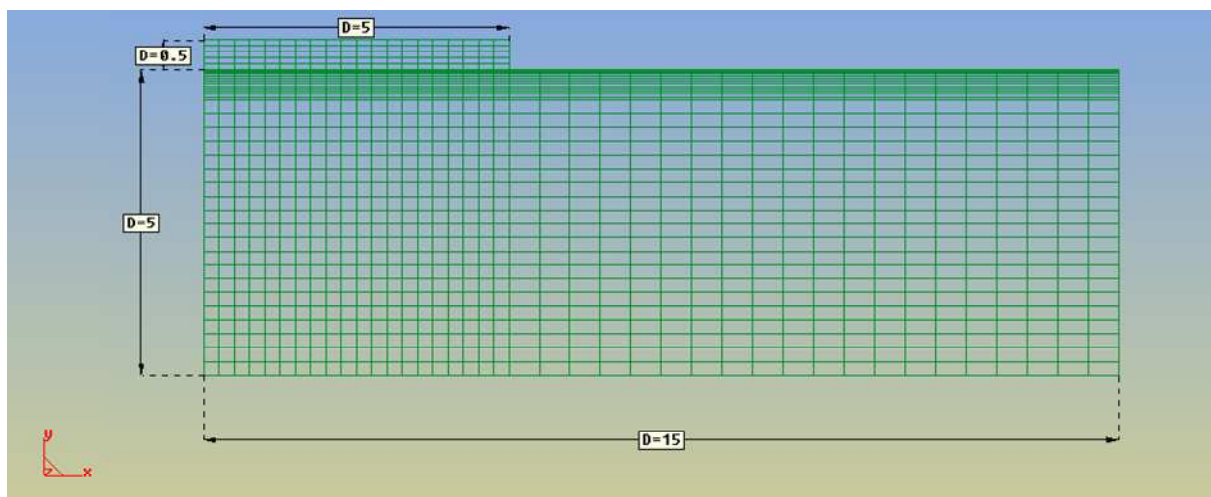


Figure II.53. Géométrie et maillage quadratique utilisé

Afin d'avoir une précision plus élevée, la dimension de mailles verticales est plus petite en surface (5 mm) où le taux de flux (infiltration ou évaporation) est supérieur et augmente en profondeur jusqu'à 25 cm. Le bâti est présenté par une poutre d'une longueur de 10 m et d'une hauteur de 0.5 m. La hauteur du bâti est associée à un module de Young de 96 GPa afin d'avoir la même rigidité de 1 GN.m² que celle utilisée dans le modèle analytique. Une charge de 100 kN/m a été appliquée à la poutre.

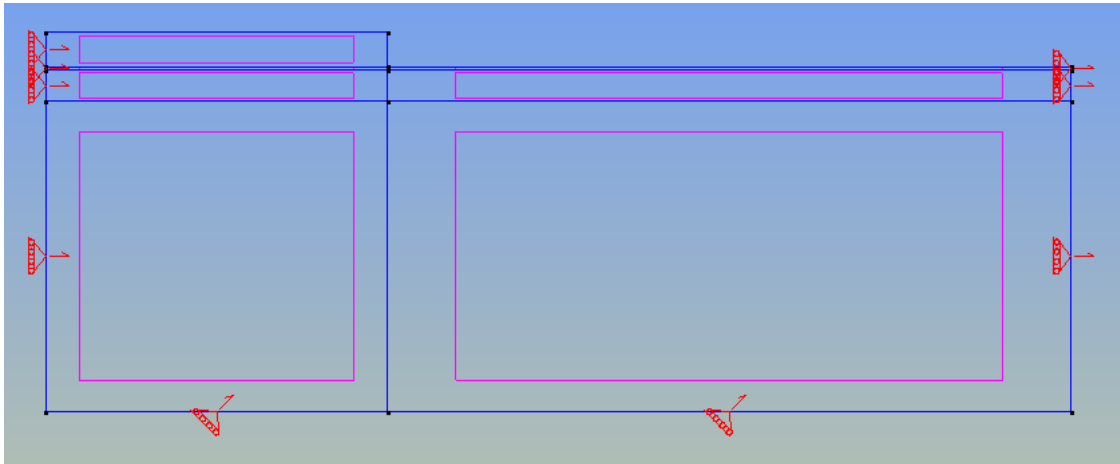


Figure II.54. Condition aux limites mécaniques

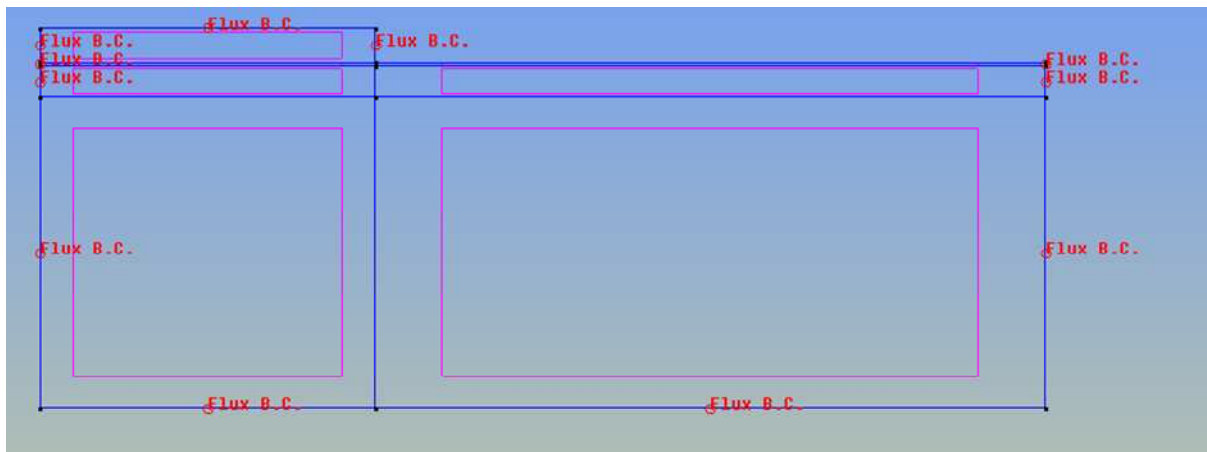


Figure II.55. Condition aux limites hydriques (*Boundary Conditions*)

Pour les conditions aux limites hydriques, le flux permettant de provoquer le séchage n'est imposé que sur la surface libre du sol. Les paramètres hydriques de sol du Deffend utilisés dans Code-Bright sont présentés dans le Tableau II.11.

Tableau II.11. Paramètres hydriques du sol de Deffend (Nowamooz et al., 2009)

Paramètre	Valeur
Conductivité hydraulique saturée k_s	8.10^{-12} m/s
Paramètres de la courbe de rétention sol-eau (van Genuchten, 1980)	
$S_e = \frac{S_r - S_{r(res)}}{S_{r(sat)} - S_{r(res)}} = (1 + (\alpha s)^n)^{-m}$	
Paramètre α	0,013 MPa ⁻¹
Paramètre n	3,010
Paramètre $m = 1 - 1/n$	0,668
Degré de saturation résiduel $S_{r(res)}$	0,1
Degré de saturation maximal $S_{r(sat)}$	1
Paramètres de la courbe de conductivité hydraulique (Mualem, 1976)	
$k = k_s \sqrt{S_e} (1 - (1 - S_e^{1/m})^m)^2$ avec $S_e = \frac{S_r - S_{r(res)}}{S_{r(sat)} - S_{r(res)}}$	
Paramètre m	0,668
Degré de saturation résiduel $S_{r(res)}$	0,1
Degré de saturation maximal $S_{r(sat)}$	1

La Figure II.56 montre le profil de succion après avoir appliqué une succion de 1 MPa en surface pendant 90 jours. Il faut noter qu'à l'état initial le massif du sol est saturé ($s_0 = 10$ kPa).

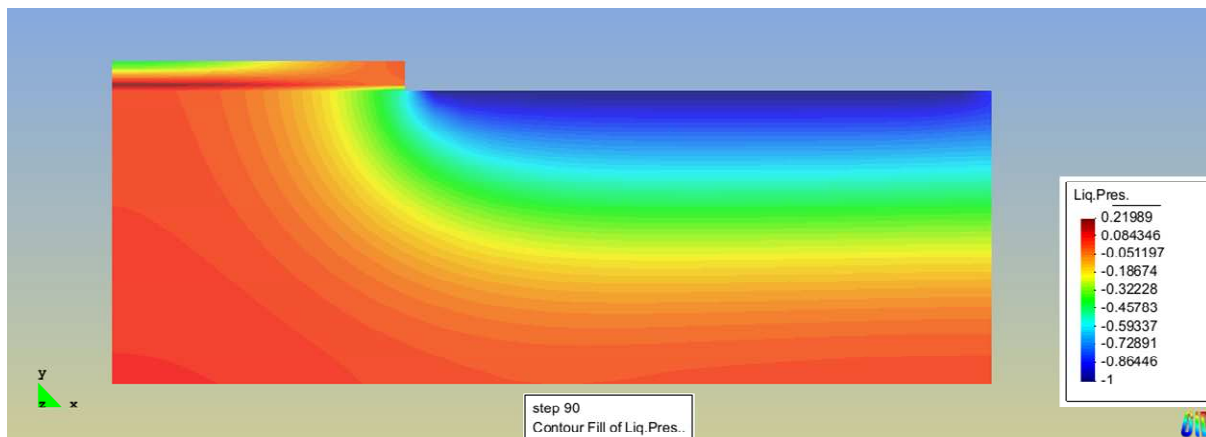


Figure II.56. Profil de succion, $\Delta s = 1$ MPa après 90 jours de séchage

Les Figure II.57 et Figure II.58 comparent les profils verticaux et horizontaux de la succion obtenus par Code-Bright avec le modèle analytique utilisé dans cette thèse (équation de Mitchell avec une durée de séchage de 90 jours).

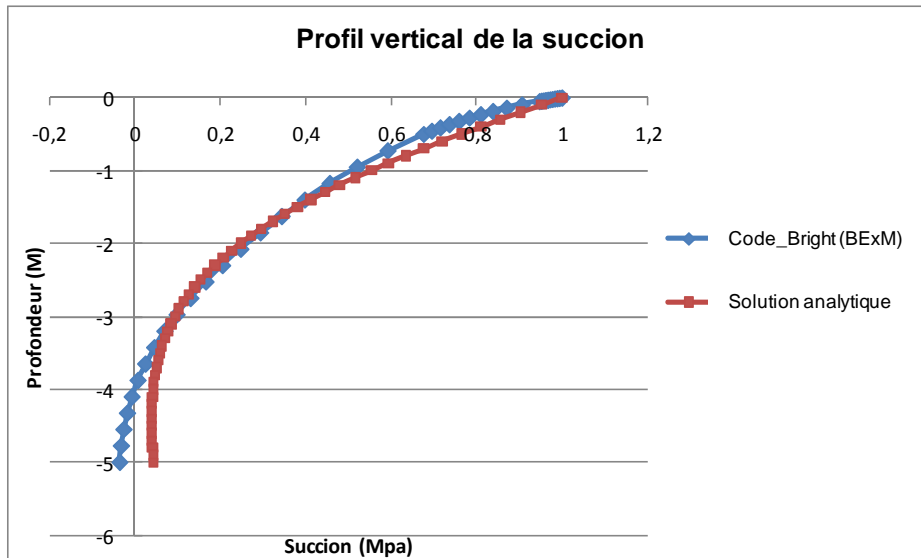


Figure II.57. Comparaison des profils verticaux de la succion

Sur la Figure II.58, on peut noter qu'après une distance horizontale de 2,5 m sous le bâti la variation de la succion devient négligeable. Ce résultat est en concordance avec la solution analytique et le paramètre e_m pour le sol du Deffend présenté dans le Tableau II.2 ($e_m=2,35m$).

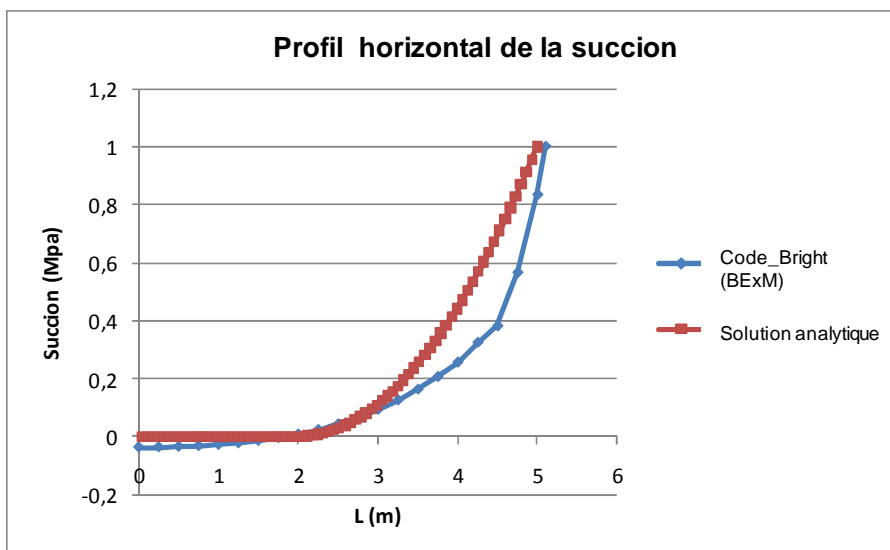


Figure II.58. Comparaison des profils horizontaux de la succion

Les résultats des sollicitations hydromécaniques sont présentés par la suite, on rappelle que les paramètres mécaniques utilisés pour le sol du Deffend ont été présentés dans le Tableau II.10. La Figure II.59 montre la déformée de la poutre après avoir appliqué la charge du bâti. On peut noter que la déformée de la poutre est maximale au milieu.

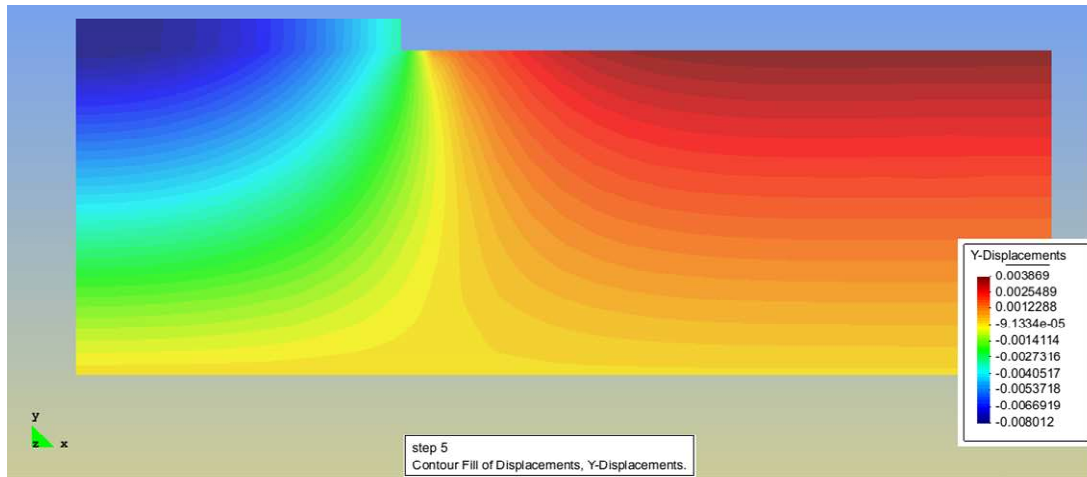


Figure II.59. Déformation due à la charge

La Figure II.60 montre la déformation après avoir appliqué la succion pendant 90 jours. On peut également noter que la déformation associée à la phase de séchage se focalise à l'extrémité du bâti.

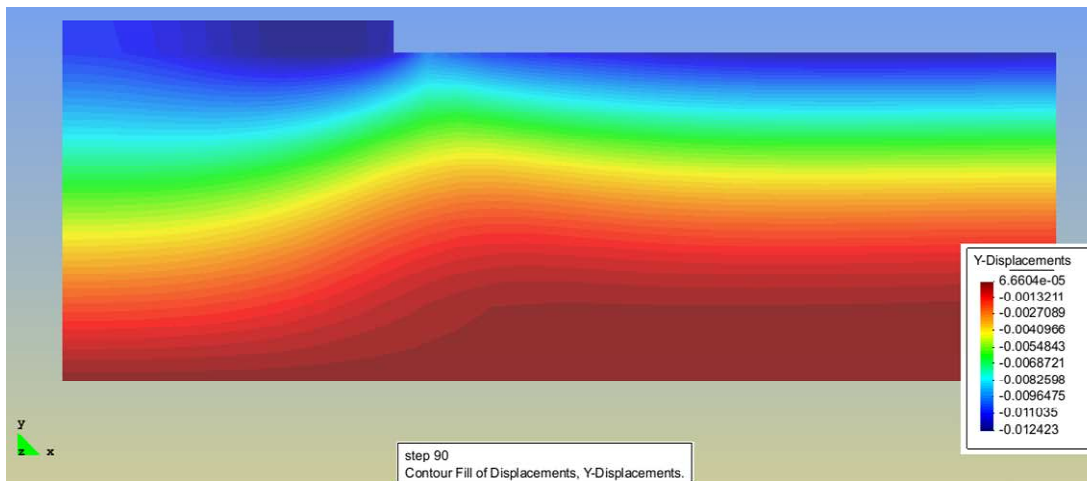


Figure II.60. Déformation due à la variation de la succion

La Figure II.61 résume les résultats obtenus avec le modèle numérique Code-Bright et la Figure II.62 montre les résultats du modèle analytique. Les deux modèles donnent des résultats assez similaires avec une déformé finale du bâti de l'ordre de 7 mm. Il est à noter également que pour atteindre le même résultat avec le modèle analytique il faut caler la discrétisation verticale des couches du sol par rapport au maillage utilisé dans l'étude numérique de Code-Bright. Cela nécessite une épaisseur minimale des couches de 0,1 m. Le résultat reste constant pour une discrétisation plus fine. L'annexe 8 présente explicitement les paramètres des deux modèles.

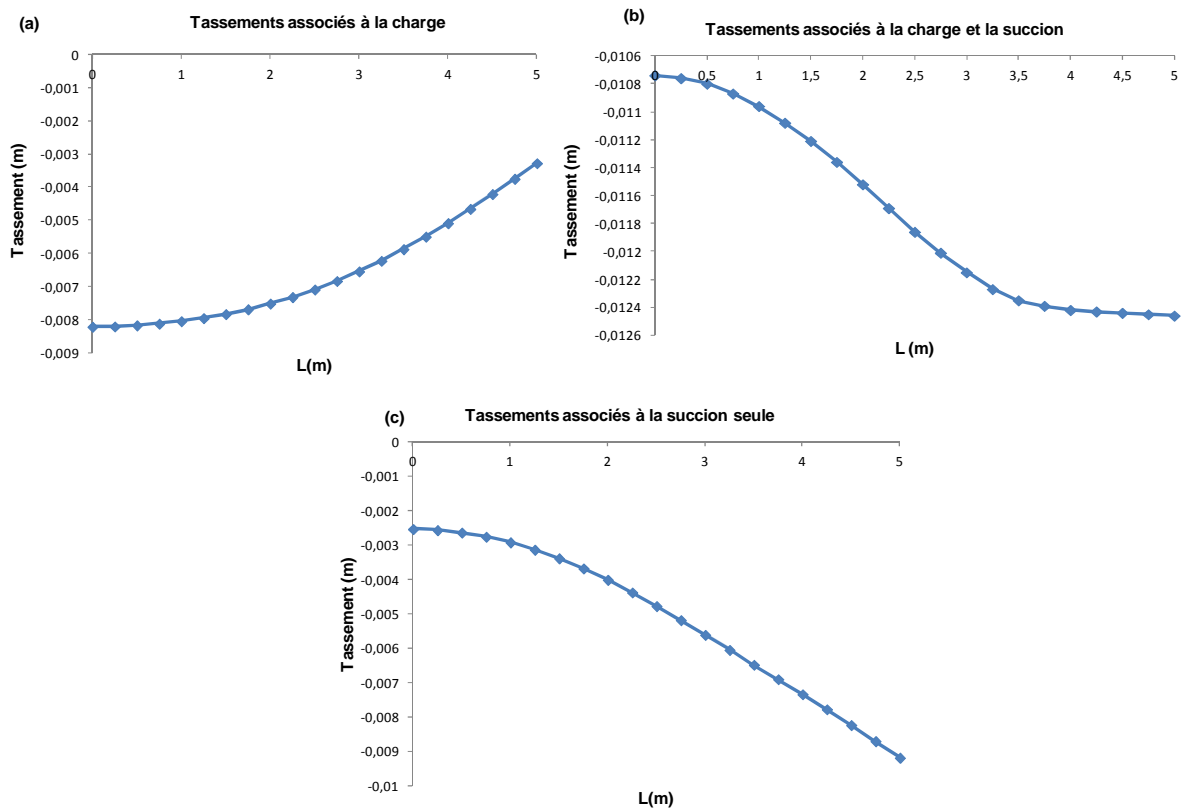


Figure II.61. Résultats du modèle numérique Code-Bright, (a) déformée après avoir appliqué la charge, (b) déformée après avoir appliqué la succion, (c) déformée due à la succion seule

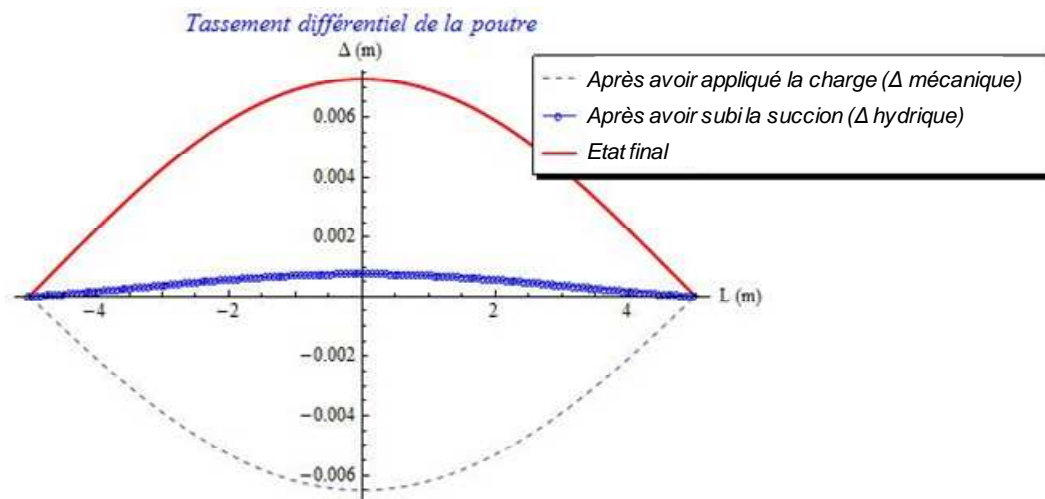


Figure II.62. Solution analytique pour le cas du sol du Deffend

A l'issue de cette étude numérique, il a été constaté que le déplacement horizontal est négligeable par rapport au déplacement vertical et il atteint dans le cas maximal 9 % du déplacement vertical de la poutre.

II.2.5 Application

Le modèle développé dans cette partie est utilisé afin de déterminer le taux de transmission du tassement différentiel pour différents types de bâtis et différents types de sols gonflants lors d'une période sèche.

II.2.5.1 Typologies des sols gonflants

Tel que discuté dans la partie I.2.4.3, il existe plusieurs méthodes pour la classification des sols gonflants. Parmi ces méthodes, le diagramme de Casagrande (Figure I-56), basé sur les indices d'Atterberg (w_L et I_p), est largement utilisé pour mettre en évidence l'aléa de retrait-gonflement pour les maisons sinistrées. La typologie des sols gonflants définie dans cette étude est donc basée sur ce diagramme et sur l'exploitation des essais de compression à succion contrôlée effectués sur différents sols gonflants. Les essais à succion contrôlée ne sont pas des essais de routine en mécanique des sols. Les résultats disponibles dans la littérature (Tableau II.12) concernent pour la plupart les sols argileux compactés étudiés en raison de leur faible perméabilité, dans une optique d'utilisation dans les barrières ouvragées des stockages de déchets nucléaires. Ce genre de sol ne peut pas être directement utilisé dans la typologie des sols gonflants provoquant les désordres sur les bâtis. Parmi les sols présentés dans le Tableau II.12, il n'existe que trois sols gonflants naturels, étant à l'origine des désordres sur les bâtis (les sols de Deffend, Champenoux et Regina).

Tableau II.12. Base de données des sols gonflants utilisés

Sol	Référence	I_p	w_L
Boom Clay	Alonso <i>et al.</i> , 1995	26,7	55,9
Boom Clay	Romero <i>et al.</i> , 2003	27	56
Compacted cotijo bentonite of Archidone	Loret <i>et al.</i> , 2003	49	102
Indian Head Till	Pham, 2005	19,7	36,1
Montmorillonite Calcique grecque	Fleureau <i>et al.</i> , 1992	60	170
Jossigny silt	Fleureau <i>et al.</i> , 2002	21	37
FoCa clay	Tang, 2006	62	112
FESEX (bentonite from Cortijo)	Tang, 2006	49	102
Sol du Deffend 1	Nowamooz, 2007	24,6	64,6
Sol du Deffend 2	Nowamooz, 2007	32	85
Mélange de bentonite-limon	Cuisinier, 2002	22	87
Sol de Regina	Vu et Fredlund, 2006	38	70
Sol de Champenoux	Nowamooz, 2007	19,6	51

Pour chaque typologie de sol, les résultats de premier cycle de séchage (comme discuté dans la partie I.1.1.3) ont été utilisés afin d'ajuster la surface d'état utilisée dans cette thèse. Les paramètres de la surface d'état (éq.II.2) ainsi que le coefficient de diffusion (éq.I.30 et Figure I.24), la profondeur active (éq.I.35) et le paramètre e_m (éq.I.37) sont présentés dans le Tableau II.13.

Afin de pouvoir comparer les sols ayant la même typologie de gonflement le plus fidèlement possible, une étape de normalisation a été effectuée sur les paramètres de la surface d'état des sols utilisés. Par conséquent, ces paramètres sont rendus indépendants de l'indice des vides initial. Le Tableau II.13 montre les paramètres normalisés des différents types de sol considéré. Ces paramètres correspondent à un état intermédiaire du sol et tel que discuté dans la partie II.2.3.4 cet état du sol peut être plus fréquent sous le bâti.

Dans ce qui suit et dans le chapitre suivant, les valeurs normalisées seront utilisées.

Il est à noter que les paramètres a et b sont corrélés, tel que pour une valeur de paramètre a élevée, l'indice des vides initial augmente, par conséquent la compressibilité du sol (paramètre b) augmente. Dû aux à la variabilité des états initiaux des sols étudiés, on ne constate pas une variation régulière du paramètre b (Tableau II.13), tandis que le paramètre c (représentant la capacité du gonflement) augmente régulièrement quand le sol devient plus gonflant. Selon l'équation II.3, la compressibilité du sol par rapport à la variation de succion est dépendante à la fois du paramètre b et du paramètre c . Le produit ($b*c$) a une variation plus régulière pour les différents types du sol que le paramètre b dans le Tableau II.13, et augmente quand le sol devient plus gonflant.

Tableau II.13. Paramètres des sols gonflants utilisés

Sol	a	b	c	b*c	α (m ² /an)	e_m (m)	Z_a (m)	Gonflement	av_2
Indian Head Till	1	0,026	0,022	0,0005	12	2,65	3,46	moyen	0,040
Jossigny Silt	1	0,230	0,036	0,0082	12,11	2,64	3,48	moyen	0,057
Champenoux	1	0,128	0,070	0,0089	10,94	2,60	3,5	élevé	0,057
Le Deffend 1	1	0,119	0,092	0,0109	10,23	2,59	3,19	élevé	0,055
Le Deffend 2	1	0,066	0,085	0,0056	9,06	2,55	3	élevé	0,055
Boom Clay (Romero <i>et al.</i> , 2003)	1	0,184	0,39	0,0717	11,42	2,62	3,3	élevé	0,045
Sol de Regina	1	0,077	0,610	0,0469	10,6	2,39	2,95	élevé	0,06
FoCa Clay	1	0,133	0,611	0,0812	4,67	2,47	2,8	très élevé - critique	0,13
Bentonite from Cortijo	1	0,114	0,905	0,103	5,53	2,43	3,12	très élevé - critique	0,138
Montmorillonite	1	0,17	2,30	0,391	2,32	2,19	2,02	très élevé - critique	0,1

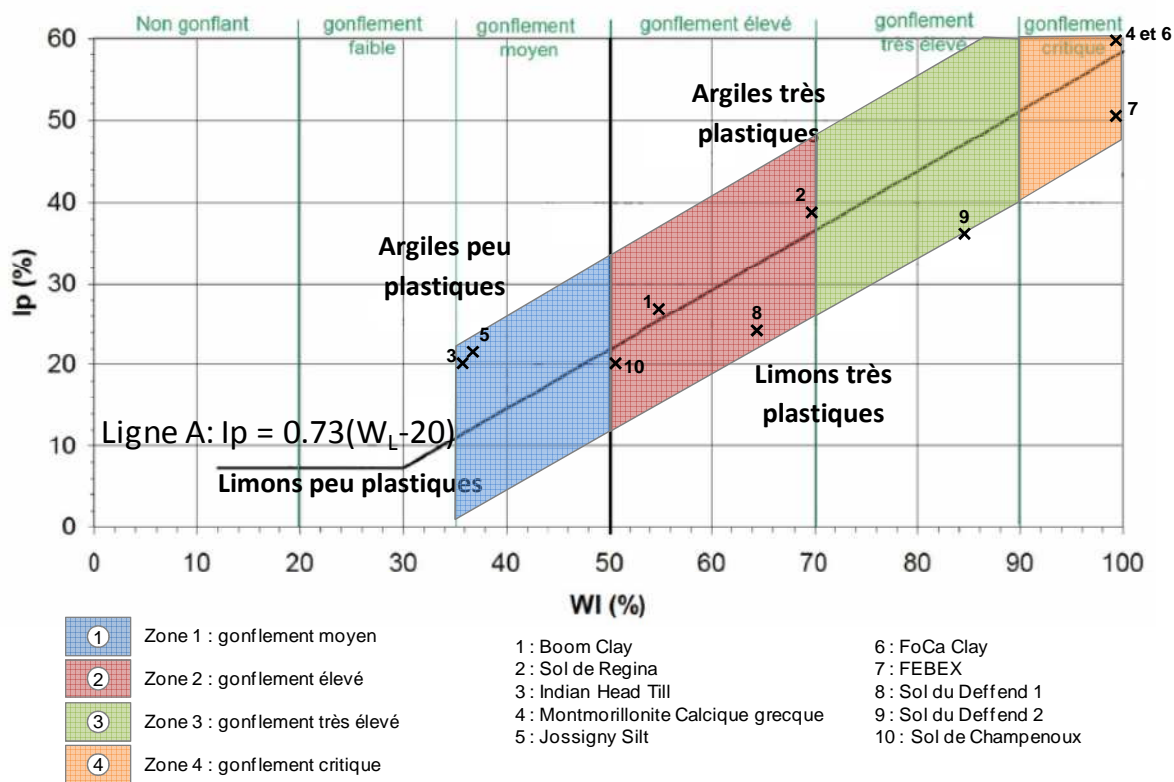


Figure II.63. Répartition des sols retenus dans le diagramme de Casagrande et représentation de la typologie utilisée

Les valeurs moyennes des paramètres des sols pour les trois zones sont présentées dans le Tableau II.14, elles correspondent approximativement à un sol moyennement gonflant (zone 1), avec gonflement élevé (zone 2) et la zone avec le gonflement très élevé, voir critique (zone 3). En raison de manque de données pour les zones 3 et 4 dans la littérature on considère une zone unique combinée de 3+4.

Tableau II.14. Valeurs moyennes des paramètres des sols gonflants

Gonflement	a	b	c	b*c	α (m ² /an)	e_m (m)	z_a (m)
moyen	1	0,128	0,030	0,004	12,05	2,64	3,47
élevé	1	0,115	0,25	0,028	10,45	2,55	3,15
très élevé - critique	1	0,139	1,27	0,191	4,17	2,36	2,65

Globalement, les valeurs moyennes présentées sur le Tableau II.14 montrent que plus le sol est gonflant, plus le paramètre c augmente, le coefficient de diffusion (α) diminue et par conséquent la profondeur active (z_a) et e_m diminuent également.

II.2.5.2 Typologies des bâtis

Dans ce qui suit les valeurs caractéristiques des bâtis considérés dans le modèle développé (EI , L et q) seront déterminées. La détermination de la rigidité du bâti semble être assez

complexe. Pour répondre à cette difficulté, Deck et Singh (2010) ont utilisé une gamme de rigidité possible. La même stratégie sera adaptée ci-après.

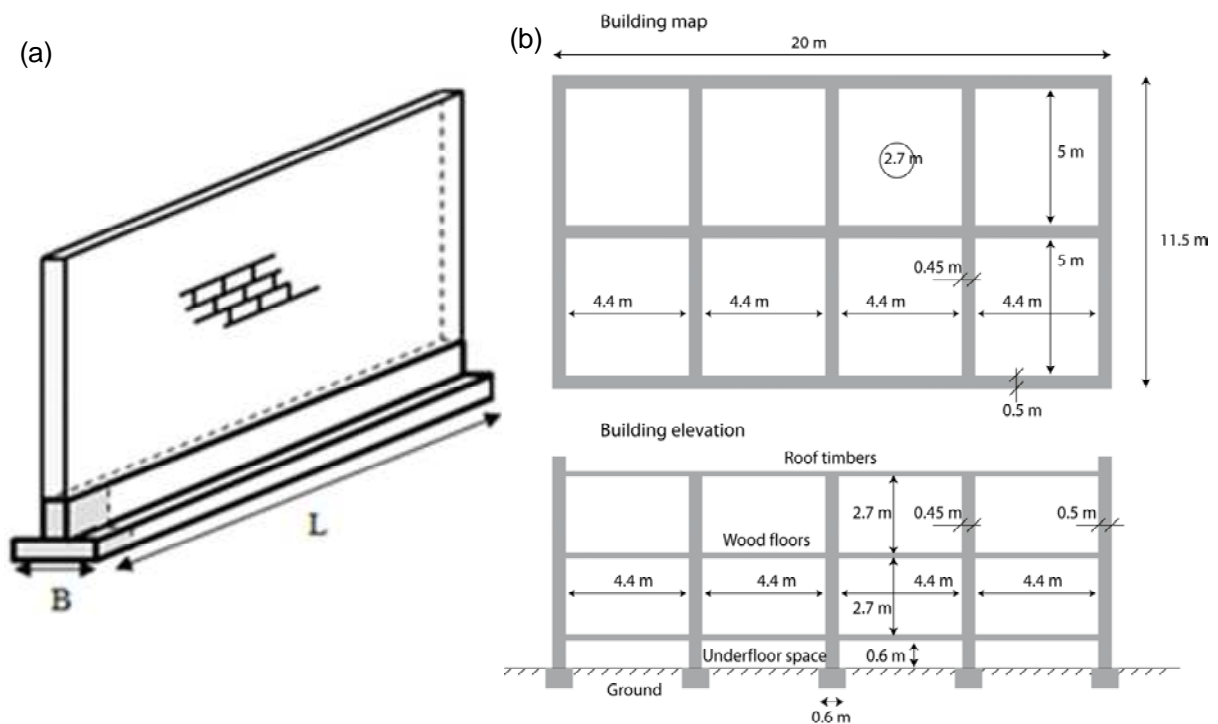


Figure II.64. (a) Système de rigidité minimale, (b) system de rigidité maximale (Deck et Singh, 2010)

L'évaluation de la rigidité exacte d'une maison en maçonnerie s'avère très complexe, compte tenu des caractéristique mécanique des blocs et des joints, leur âge, la présence d'ouvertures comme les fenêtres et les portes dans les murs, la géométrie de la maison, la contribution des murs hors plan dans la rigidité, ... (Son et Cording, 2005). Dans cette partie applicative, on ne cherche pas à quantifier cette rigidité exacte, mais tenant compte des différentes modélisations possibles on cherche à étudier le comportement du bâti pour une gamme réaliste de rigidité. Pour estimer cette gamme de variation de la rigidité, la limite inférieure correspond à une semelle filante avec un mur d'une hauteur de 3 m en-dessous (Figure II.64-a) et la limite supérieure correspond à plusieurs murs parallèles avec leur fondation filante (Figure II.64-b) et une hauteur de 10 m. Le module de Young de la maçonnerie est par ailleurs considéré entre 1 GPa et 20 GPa. Dans cette partie les valeurs considérées pour définir différents types de bâtis sont synthétisées dans le Tableau II.15. Ainsi, dans le Tableau II.15 la valeur de la rigidité minimale correspond à un mur d'une hauteur de 3 m et d'une largeur de 0,25 m avec un module de Young 1 GPa ($EI=0,25 \cdot 3^3/12$).

En réalité, le problème d'évaluation de la rigidité d'un bâtiment est un problème tridimensionnel. On essaiera d'approximer ce paramètre de façon plus pertinente par l'utilisation d'un élément de type plaque avec des rigidités ajustées selon l'emplacement des murs dans la partie II.3.

Tableau II.15. Variabilité considérée pour les valeurs caractéristiques des bâtis

Charge q (kN/m)	30 ; 50 ; 100 ; 200 ; 300
Rigidité EI (GN.m ²)	0,5 ; 1 ; 25 ; 50
Longueur L (m)	10 ; 20 ; 30

II.2.5.3 Influence de la profondeur d'assise de la fondation

La Figure II.65 montre l'effet de l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation pour tous les sols rassemblés dans le Tableau II.13. Une Simulation de Monte-Carlo a été effectuée avec 1000 simulations pour lesquelles un sol a été choisi par hasard (y compris sa profondeur active, coefficient de diffusion et le paramètre e_m). Dans cette analyse, l'amplitude de la succion en surface est fixée à 2 MPa et un bâti avec une rigidité moyenne de 5 GN.m² et chargé par 100 kN/m avec une longueur de 15 m a été considéré.

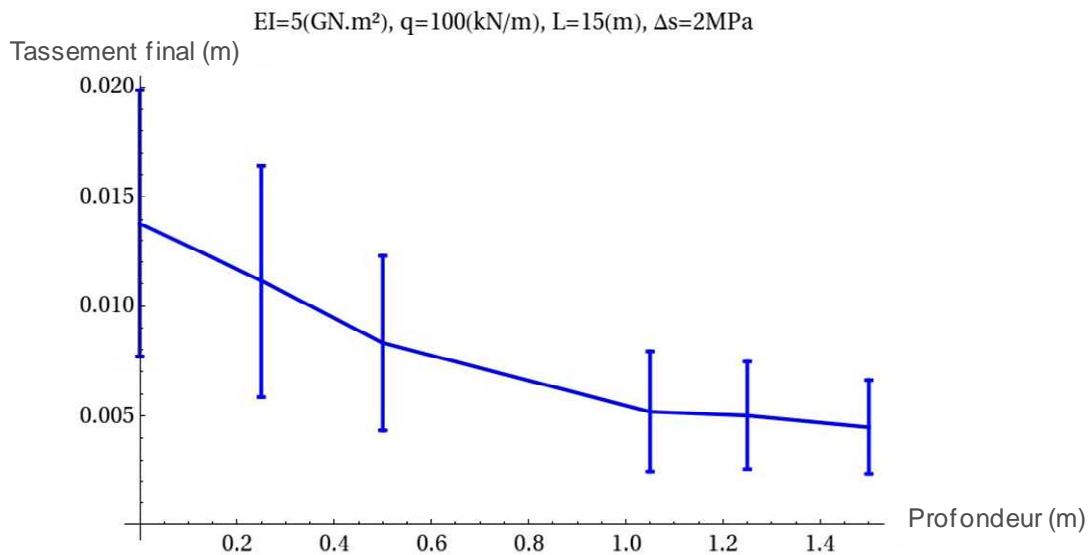


Figure II.65. Effet de la profondeur d'assise sur le tassement final

La Figure II.66 montre le taux de diminution de tassement du bâti en augmentant la profondeur d'assise de la fondation par rapport au cas où la profondeur d'assise de la fondation est nulle, pour tous les sols étudiés.

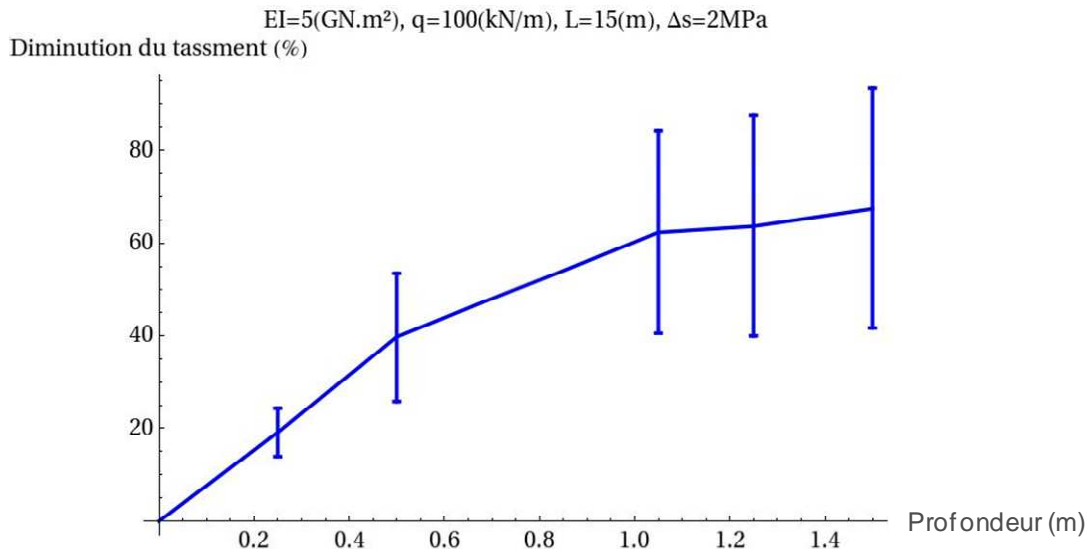
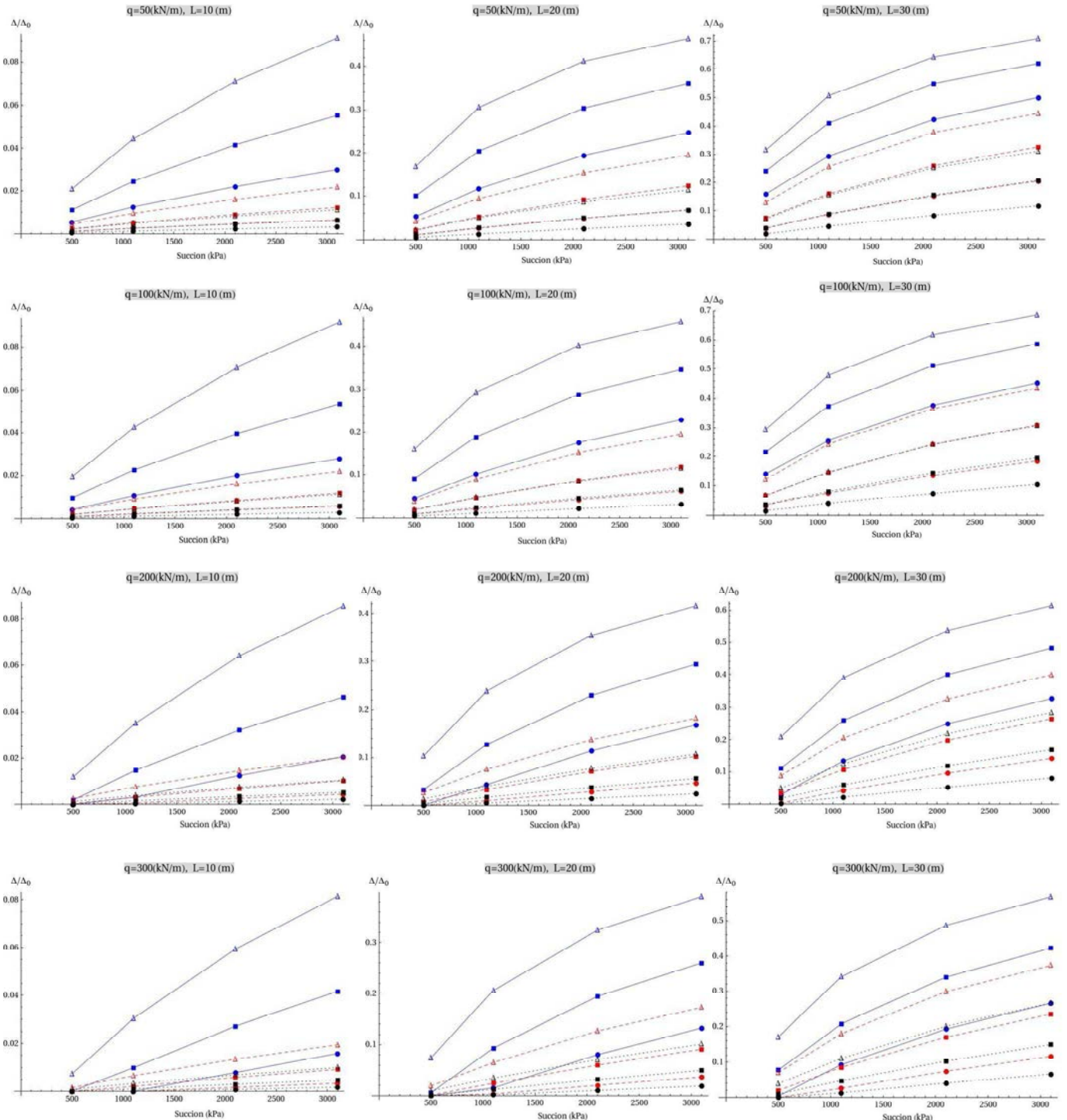


Figure II.66. Diminution du tassement du bâti en fonction de l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation

Compte tenu de l'incertitude associée aux paramètres de chaque type de sol, représentée par les barres de l'écart type, il y a une tendance claire et nette de diminution du tassement différentiel du bâti en augmentant la profondeur d'assise de la fondation. Pour une augmentation de 1,5 m de la profondeur d'assise, depuis la surface du sol, le tassement diminue en moyen de l'ordre de 65 %.

Dans ce qui suit, nous allons présenter deux abaques du taux de transmission du tassement (Δ/Δ_0) à un bâti (Figure II.1). Ces résultats ont été établis pour 5 différentes valeurs de rigidité, 4 charges appliquées et 3 longueurs du bâti (Tableau II.15) avec les trois types de sol (Tableau II.14) et pour différentes valeurs de la succion.

On rappelle que Δ est la déformée du bâti et Δ_0 est le retrait du sol dans un champ libre (Figure II.1).



●	EI= 5 GN.m ² , Gonflement moyen	●	EI= 25 GN.m ² , Gonflement moyen	●	EI= 50 GN.m ² , Gonflement moyen
■	EI= 5 GN.m ² , Gonflement élevé	■	EI= 25 GN.m ² , Gonflement élevé	■	EI= 50 GN.m ² , Gonflement élevé
▲	EI= 5 GN.m ² , Gonflement très élevé	▲	EI= 25 GN.m ² , Gonflement très élevé	▲	EI= 50 GN.m ² , Gonflement très élevé

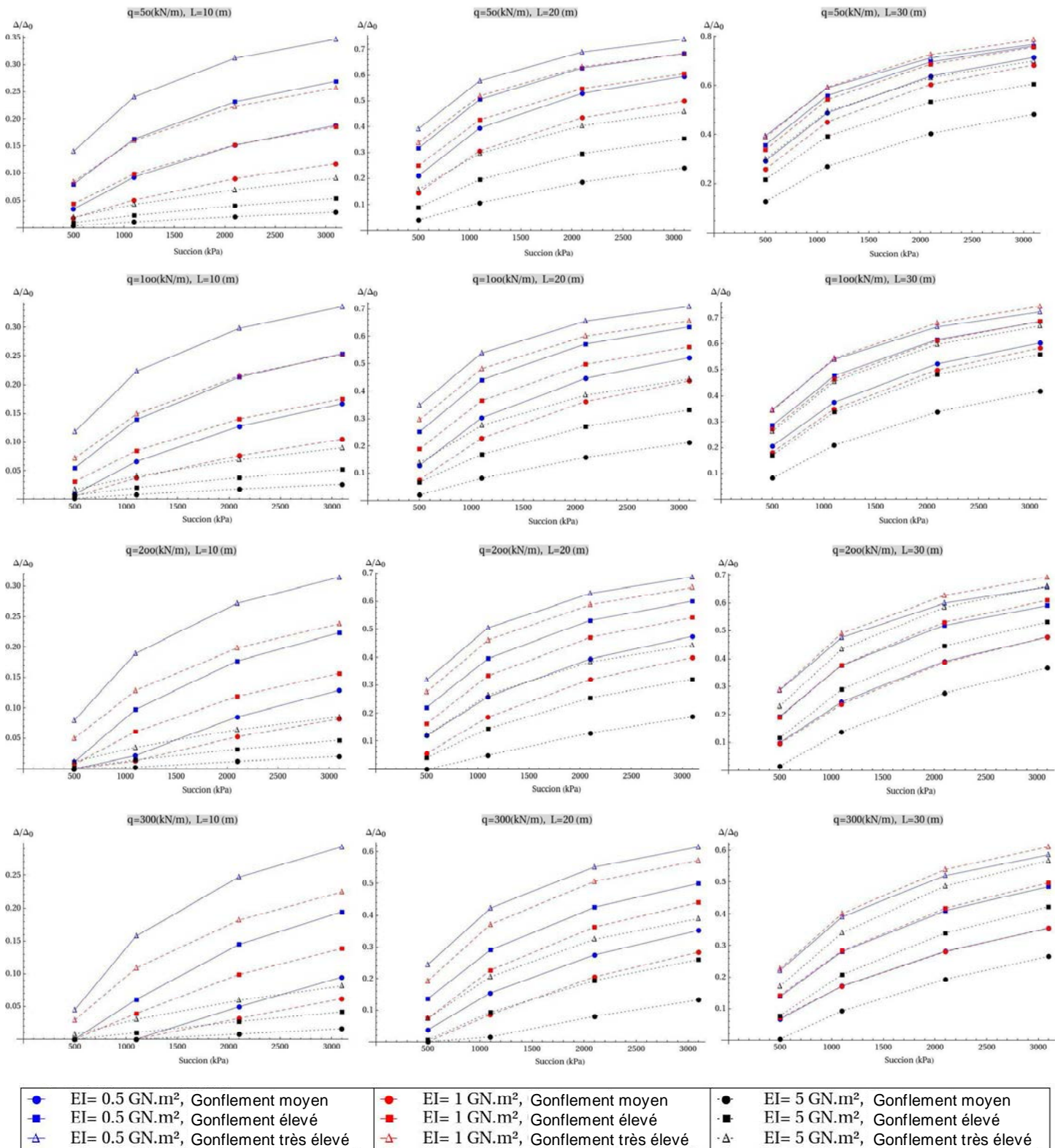


Figure II.67. Abaques du taux de transmission du tassement

La Figure II.67 montre en résumé que plus la rigidité du bâti et la charge augmentent plus le taux de transmission du tassement diminue. En revanche plus la longueur, la succion et la capacité de gonflement augmentent (paramètre c dans Tableau II.14), plus ce taux de transmission augmente. On observe donc un taux de transmission du tassement maximale

(par conséquent le niveau de l'interaction minimale) de l'ordre de 80 % pour un bâti de 30 m de longueur avec une rigidité de 5 GN.m², chargé par q = 50kN/m, conçu sur le sol très gonflant subissant une diminution de succion de l'ordre de 3 MPa. Le pourcentage du tassement transmis au bâti s'annule pour le bâti très rigide (EI = 50GN.m²) avec une longueur de 10 m, chargé par q = 300 kN/m conçu sur un sol moyennement gonflant.

Les courbes proposées sur la Figure II.67 pourront être utilisées en tant que l'abaque de taux de transmission du tassement pour des différents bâtis construits sur des différents sols gonflants, afin d'avoir un jugement rapide sur le tassement qui sera transmis au bâti.

II.2.5.4 Taux de transmission du tassement en fonction de la rigidité relative

Dans ce qui suit, on cherche à synthétiser les résultats précédents en représentant le taux de transmission du tassement en fonction d'un paramètre de rigidité relative du bâti par rapport au sol. Cette représentation du taux de transmission basée sur les résultats de l'analyse de l'interaction sol-structure est intéressante car si on arrive à quantifier la rigidité relative on sera ensuite capable de évaluer le tassement qui sera transmis au bâti.

Le paramètre adimensionnel de la rigidité relative entre le sol et la structure (ρ^*), est très souvent utilisé dans l'étude de l'interaction sol-structure aussi bien pour l'analyse dynamique que l'analyse statique. Le Tableau II.16 montre quelques relations utilisées pour ce paramètre dans la littérature.

Tableau II.16. Différents paramètres permettant de quantifier la rigidité relative

Référence	ρ^*	Paramètres
Eurocode 2 (EN 1992-1-1)	$\frac{(E.J)_s}{E_s.L^3}$	(E.J) _s : rigidité en flexion de la structure par unité de largeur de la structure [kN.m], L : longueur de la fondation [m], E _s : module du sol [kN/m ²]
Potts et Addenbrooke (1997)	$\frac{EI}{E_g(L/2)^4}$	(E.I) : rigidité en flexion de la structure [kN.m ²], L : longueur de la fondation [m], E _g : module du sol [kN/m ²]
Potts et Addenbrooke (1997)	$\frac{16EI}{E_gL^4}$	(E.I) : rigidité en flexion de la structure [kN.m ²], L : longueur de la fondation [m], E _g : module du sol [kN/m ²],
Deck et Singh (2010)	$\frac{EI}{KBL^4}$	(E.I) : rigidité en flexion de la structure [kN.m ²], L : longueur de la fondation [L], K : module de réaction du sol (Winkler) [kN/m ³] B : largeur de la fondation [m]

La détermination de la rigidité (module de réaction) du sol en présence de la structure est souvent complexe dans la littérature. Pour les sols non saturés, Fredlund et Rahardjo (1993) ont proposé deux paramètres de la rigidité indépendants (§ I.1.2.3).

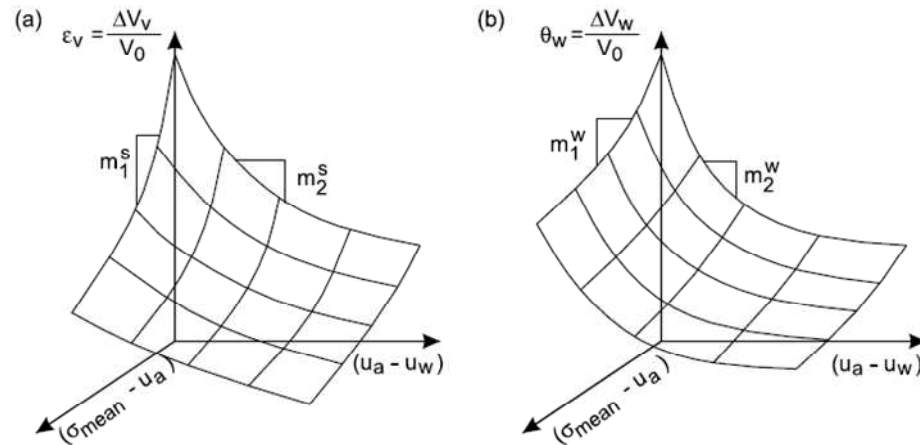


Figure II.68. Surfaces d'état pour (a) le squelette solide et (b) la phase d'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Comme il a été présenté dans le Tableau I-5, Fredlund et Rahardjo (1993) ont proposé de calculer le module mécanique (Young) et hydrique d'un sol non saturé par les équations suivantes :

$$E = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)m_1^s} \quad \text{Équation II.42}$$

$$H = \frac{(1 + \mu)}{(1 - \mu)m_2^s} \quad \text{Équation II.43}$$

Où E est le module mécanique,

H est le module hydrique,

μ est le coefficient de Poisson,

m_1^s est la compressibilité du sol par rapport à la contrainte quand la succion est nulle (équivalent de la pente de a_{v1} sur la Figure II.4)

et m_2^s est la compressibilité par rapport à la succion quand la contrainte est nulle (équivalent de pente de a_{v2} sur la Figure II.4).

La Figure II.68 montre ces deux pentes.

Les deux modules (hydrique et mécanique) proposés par Fredlund et Rahardjo (1993) ne prennent pas en compte le couplage hydromécanique. Autrement dit le module H est indépendant de la charge appliquée et le module E n'évolue pas en fonction de la succion.

En s'inspirant de ces deux modules, on a défini les paramètres de la rigidité hydrique (k_h) et mécanique (k_m) par l'équation II.44 qui seront utilisés par la suite dans l'étude du taux de transmission du tassement.

$$k_h = I / \left(\frac{\partial e}{\partial s} \Big|_{\sigma \rightarrow q} \right)$$

Équation II.44

$$k_m = I / \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma} \Big|_{s \rightarrow s1} \right)$$

où q est la charge du bâti et s est la succion appliqué en surface. Il se pose donc la question du paramètre le plus pertinent pour caractériser la rigidité du sol. Afin de définir un paramètre qui prenne en compte à la fois la rigidité mécanique et la rigidité hydrique, on peut envisager de considérer une valeur moyenne des deux rigidités calculées avec l'équation II.45. Deux alternatives sont envisagées avec une moyenne arithmétique ou quadratique :

moyenne arithmétique : $k = (k_h + k_m) / 2$

moyenne quadratique : $k = \sqrt{\frac{k_h^2 + k_m^2}{2}}$

Équation II.45

Par la suite, nous allons présenter les résultats du taux de transmission du tassement pour le sol de Regina subissant une variation de succion de l'ordre de 1 MPa en surface. Dans un premier temps, le sol de Regina a été choisi parce que c'est un sol naturel sur lequel les constructions ont subi des dommages associés au retrait-gonflement. Ensuite, les courbes de transmission du tassement seront développées pour la typologie des sols définie dans cette partie. Les valeurs des rigidités relatives sont obtenues en utilisant la moyenne arithmétique définie par l'équation II.45 et les valeurs caractéristiques du bâti sont présentées sur Tableau II.15 avec une longueur de 15 m. Dans ce calcul, la profondeur d'assise de la fondation varie entre 0 et 1 m et le décollement est pris en compte.

Les résultats en utilisant la moyenne quadratique définie par l'équation II.45 sont similaires et ne sont pas présentés ici.

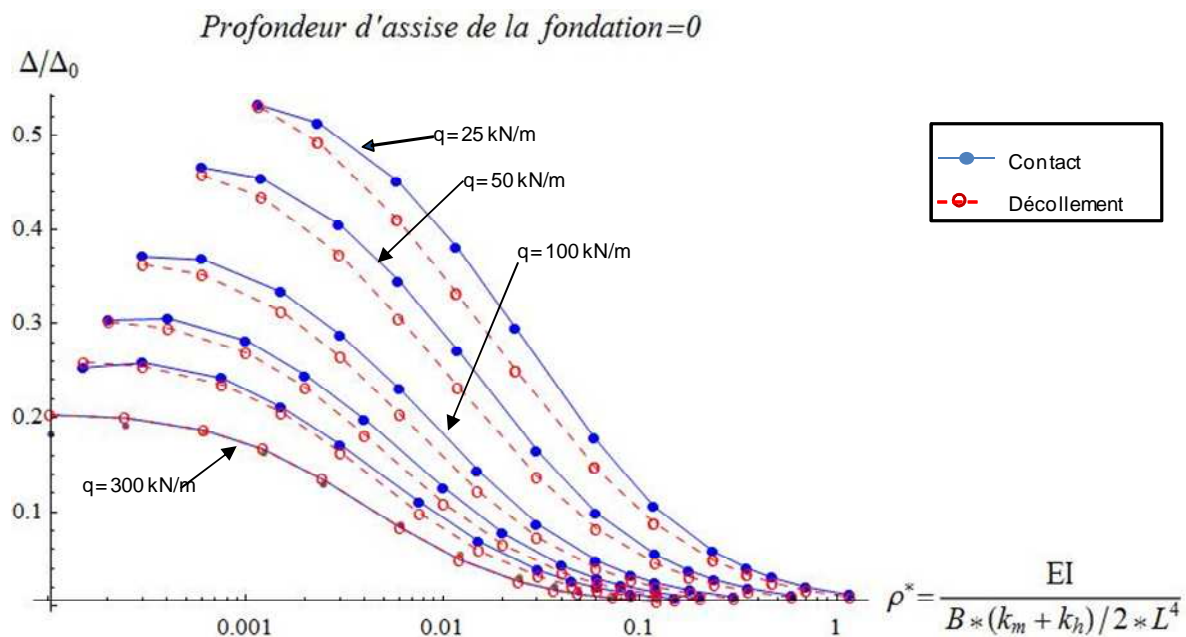


Figure II.69. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation nulle

La Figure II.69 montre que le taux de transmission du tassement est maximal quand la charge est plus faible et diminue au fur et à mesure que la charge augmente. Sur cette figure les points pleins (courbes continues) montrent le taux de transmission de la déflexion quand le décollement n'est pas pris en compte par le modèle analytique. Les points vides (courbes « tiretées ») montrent le taux de déflexion transmis quand le décollement est pris en compte. La différence illustre donc l'effet du décollement sur le taux du tassement transmis.

Cette figure montre que plus le bâti est rigide et chargé, moins le tassement du terrain sera transmis au bâti. Dans le cas d'un décollement le taux de transmission diminue, parce que le bâti ne suit plus le mouvement du terrain. La valeur de Δ diminue alors que le Δ_0 reste constante. La différence absolue de taux de transmission du tassement pour le cas du contact et le cas du décollement est moins importante pour les bâtis plus rigides, elle est par contre plus élevée en relatif.

Cette figure montre également que lorsque le bâti est plus chargé (supérieure à 250 kN/m) le décollement ne se produit plus.

La Figure II.70 montre le même résultat pour une profondeur d'assise de la fondation de 0.5m.

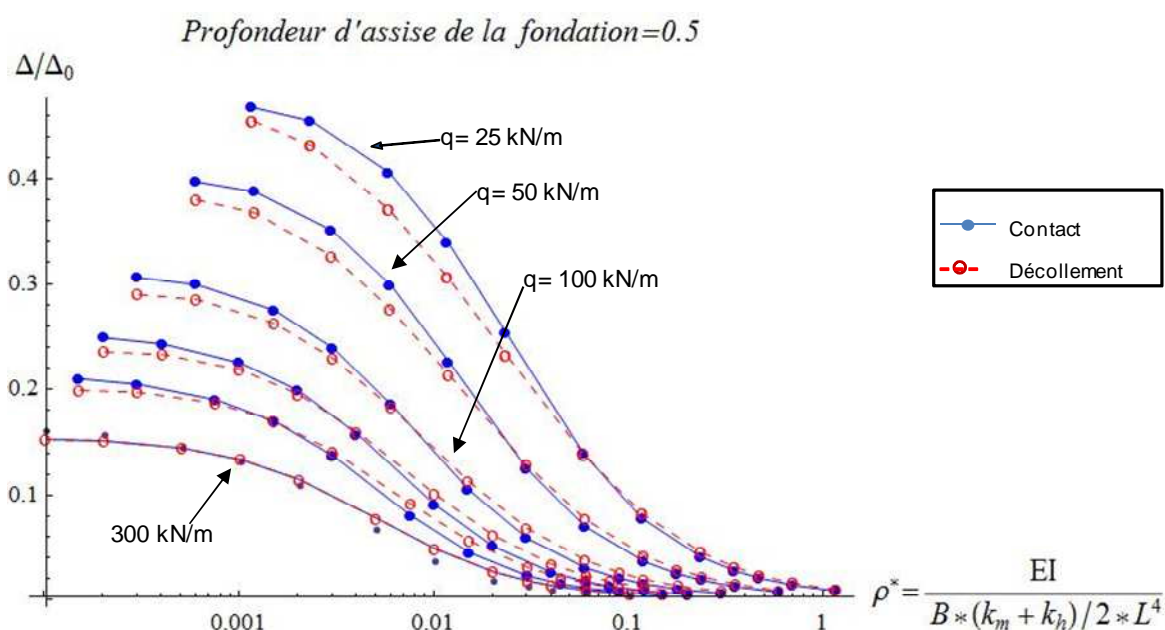


Figure II.70. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation de 0,5 m

La Figure II.70 montre qu'en augmentant la profondeur d'assise de la fondation de 0 à 0,5 m le taux de transmission du tassement diminue d'environ 20 % et qu'un plus petit décollement est observé.

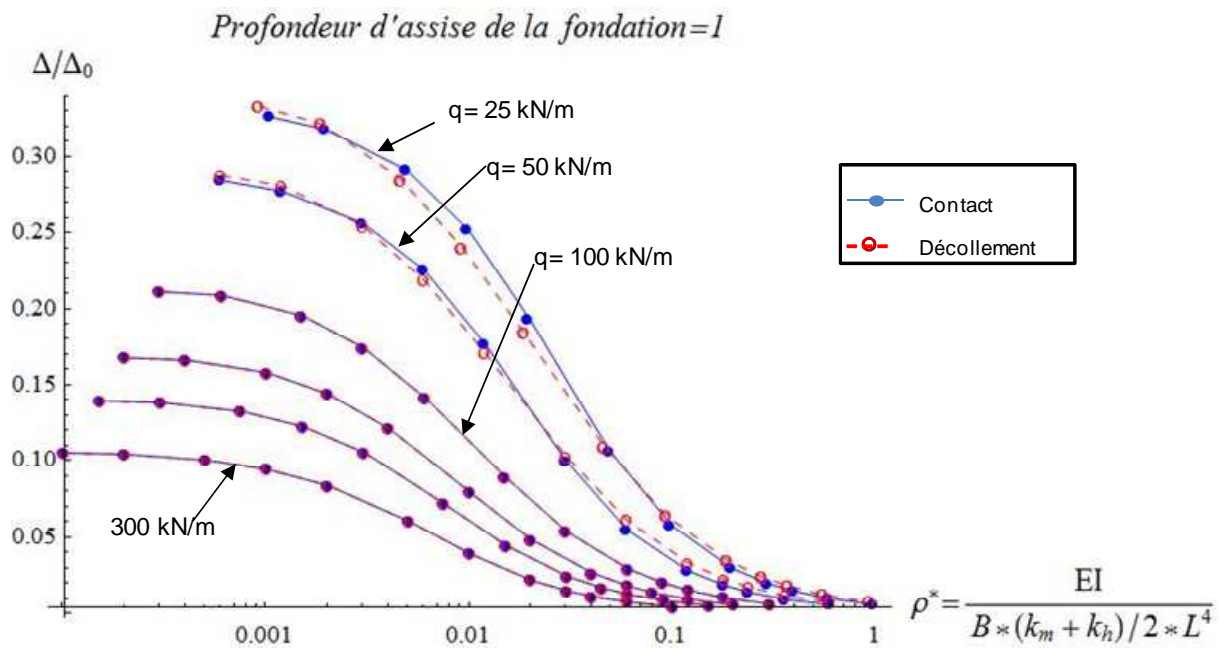


Figure II.71. Taux de transmission du tassement pour le sol de Regina, profondeur de la fondation de 1 m

Finalement, la Figure II.71 montre qu'en augmentant la profondeur d'assise de la fondation à 1m le taux de transmission de la déflexion diminue d'environ 40 à 50% par rapport au cas d'une fondation de profondeur nulle. Les points faisant l'objet d'un décollement sont anecdotiques et n'arrivent que pour des faibles charges (25kN/m et 50kN/m). Finalement, on notera que le décollement reste un phénomène secondaire. Premièrement il n'a qu'une influence réduite lorsqu'il est susceptible de se produire, deuxièmement il ne se manifeste presque plus en présence d'une profondeur d'assise d'un mètre.

On peut constater sur l'ensemble des résultats que le taux de transmission s'annule quand la rigidité relative tend vers 1.

On peut remarquer que les points associés à différentes valeurs de q ne sont pas alignés verticalement. Ceci s'explique par le fait que le paramètre ρ^* est indirectement dépendant de la charge à travers le paramètre de rigidité hydrique (k_h). En effet la rigidité hydrique augmente avec l'augmentation de la charge (couplage hydromécanique) et fait diminuer le paramètre ρ^* pour des valeurs croissantes de q .

En conclusion, plus le bâti est chargé et plus la profondeur d'assise de la fondation est élevée, plus le taux de transmission du tassement au bâti diminue. Autrement dit, le bâti devient moins vulnérable vis-à-vis de l'action du retrait-gonflement.

Par la suite, les courbes de transmission du tassement pour les trois types de sol gonflant (Tableau II.14) et les valeurs caractéristiques du bâti (Tableau II.15) seront présentées pour les trois profondeurs d'assise de la fondation. Dans ces courbes, le décollement n'est pas pris en compte. On peut retrouver les valeurs de transmission du tassement pour le sol de Regina présenté précédemment pour un sol caractérisé par une capacité de gonflement élevée (zone 2 dans la typologie). La charge minimale utilisée est de l'ordre de 30 kN/m et illustrée sur les courbes suivantes pour différentes longueurs du bâti.

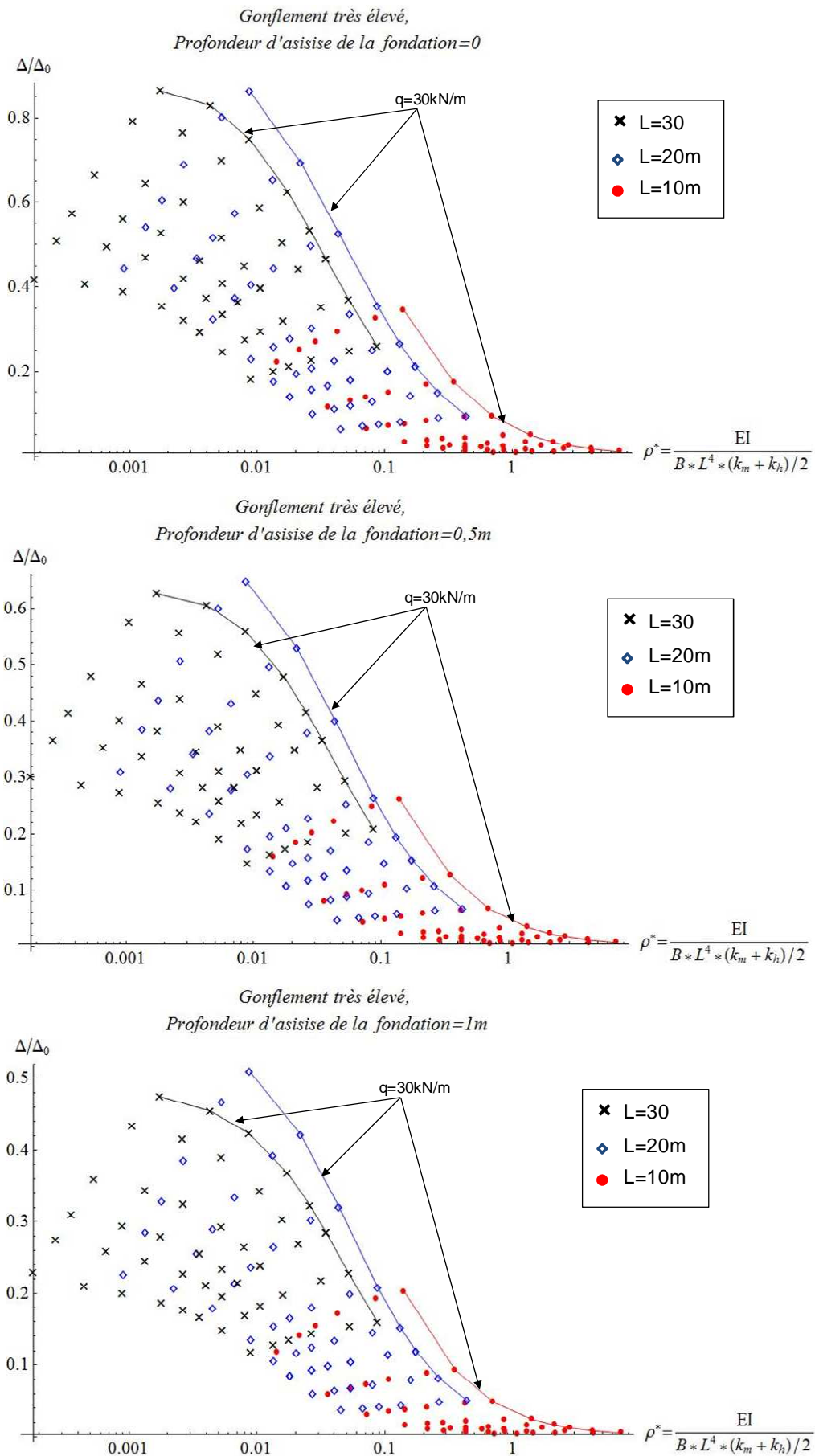


Figure II.72. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 1

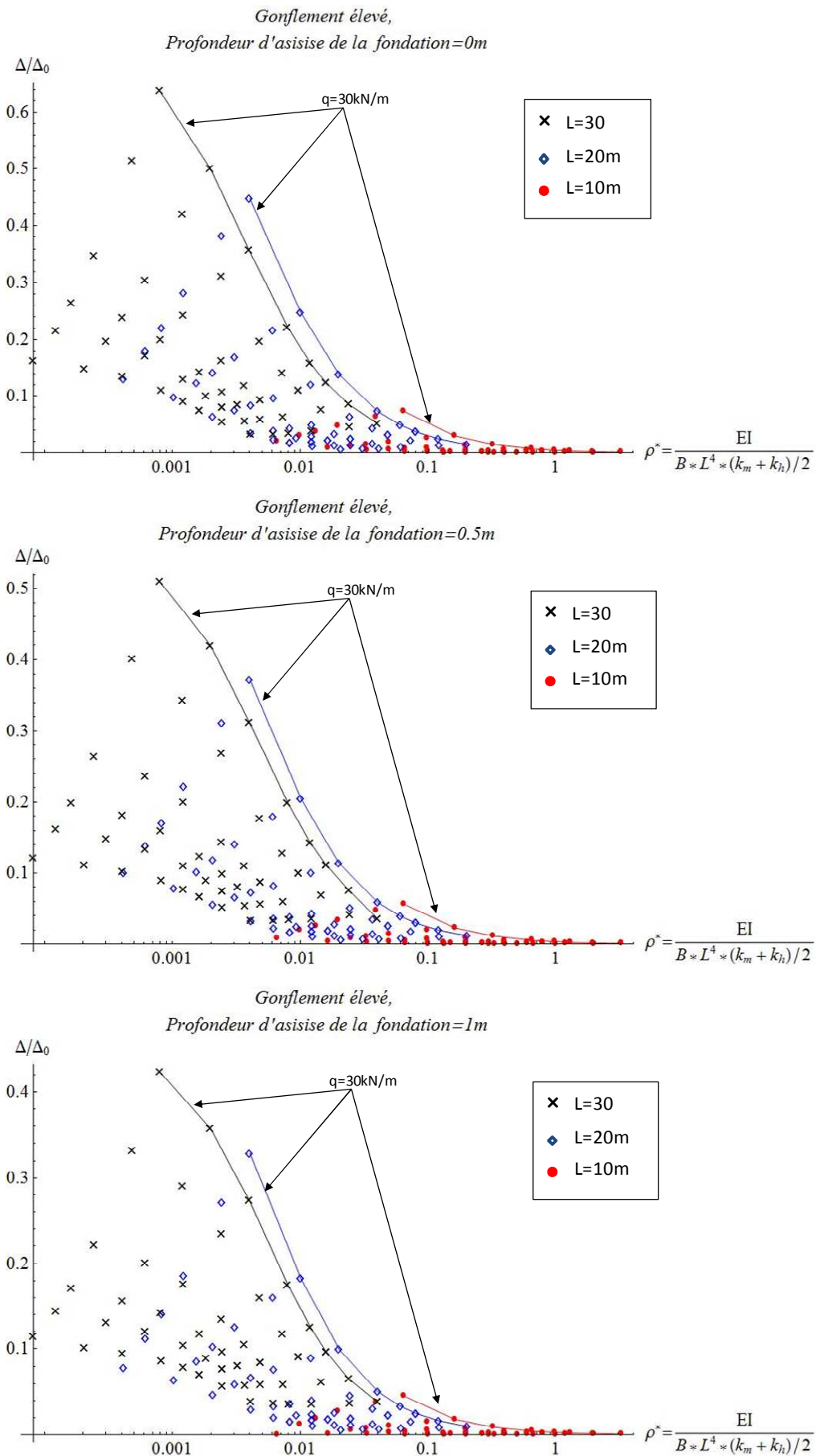


Figure II.73. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 2

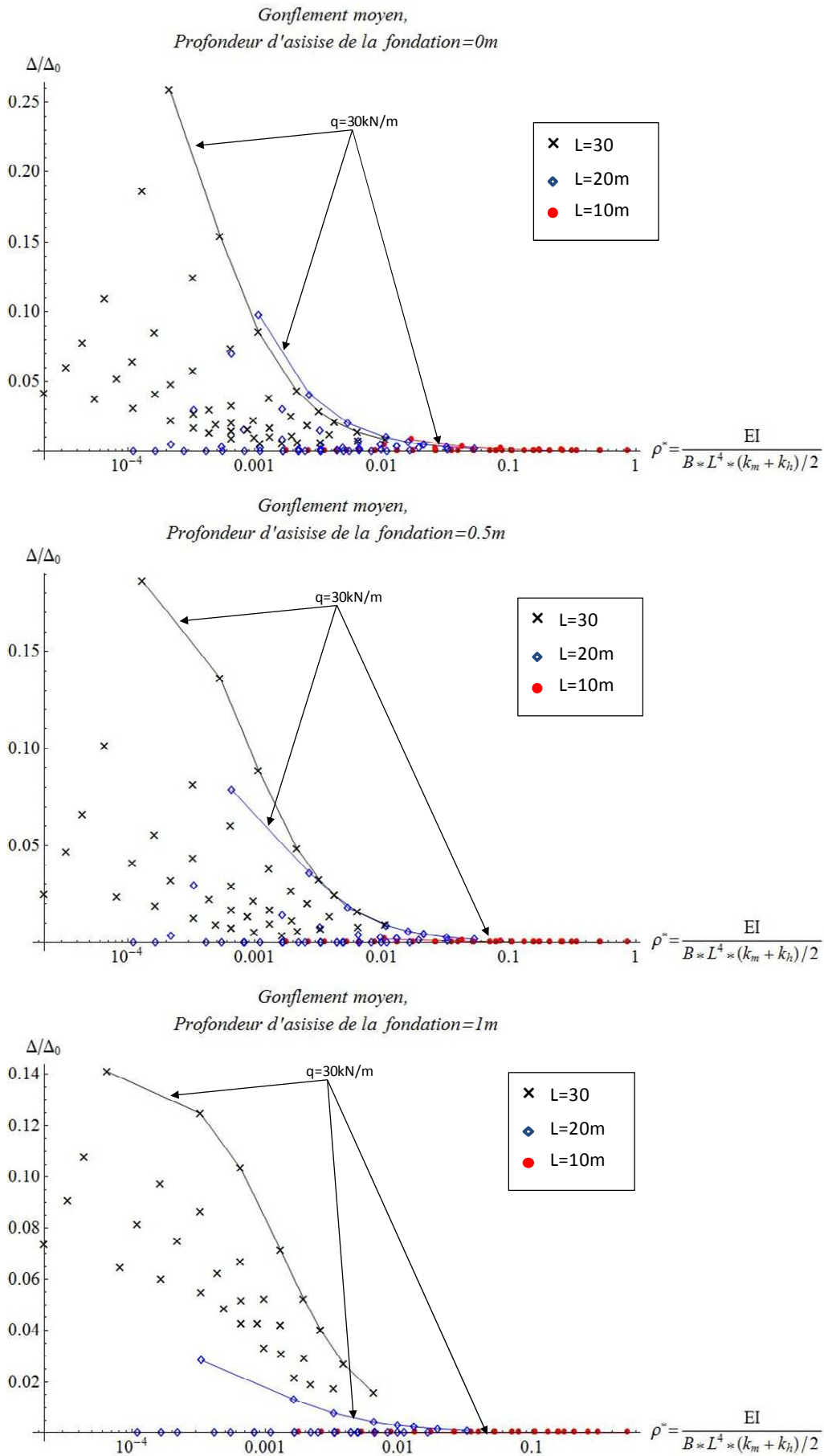


Figure II.74. Taux de transmission du tassement pour un sol de type 3

Dans les Figure II.72 à Figure II.74, on remarque l'influence de la typologie du sol, de la longueur du bâti, de la charge appliquée et de la profondeur d'assise. L'influence de l'interaction sol-structure est faible pour le cas d'un bâti souple et un sol rigide et Δ/Δ_0 tend vers 1. Quand le sol devient plus compressible (k_m plus élevé) et le bâti est plus rigide, l'influence de l'interaction sol-structure est plus importante et Δ/Δ_0 tend vers 0.

Dans les trois figures, les valeurs limites supérieures du taux de transmission du tassement sont présentées par des lignes continues et correspondent à la charge imposée la plus faible. On peut noter également que plus le bâti est long, plus le tassement se transmet au bâti. La Figure II.74 montre que pour les bâtis avec une longueur de 10 m conçu sur un sol moyennement gonflant, le taux de transmission du tassement est négligeable.

Pour les sols plus gonflants le retrait du sol est plus élevé et le tassement subi par le bâti est plus élevé aussi. Par conséquent, le taux de transmission du tassement augmente globalement.

Par ailleurs, d'après les Figure II.72 à Figure II.74, plus le sol est gonflant, plus sa rigidité hydrique diminue, ce qui fait augmenter le paramètre de la rigidité relative. En revanche pour un sol moins gonflant la rigidité hydrique augmente et par conséquent le paramètre de la rigidité relative diminue.

II.2.6 Conclusion

Dans cette partie, un modèle bidimensionnel de l'interaction sol argileux-structure a été développé. Ce modèle prend en compte le couplage hydromécanique des sols non saturés argileux grâce à l'approche par surface d'état. Il permet également de prendre en compte l'influence de la raideur du bâti et le profil hydrique vertical et horizontal.

Le résultat de ce modèle analytique a été comparé avec celui obtenu par modélisation numérique avec le logiciel Code-Bright et en utilisant le modèle de BExM. Les deux résultats montrent une bonne concordance ce qui pourrait constituer un élément de validation du modèle analytique.

Le modèle analytique est ensuite exploité après identification d'une typologie des sols gonflants. Basé sur cette typologie et les valeurs caractéristiques du bâti, des courbes de transmission du tassement ont été établies. Ces courbes (abaques) pourraient être utilisées afin de prédire approximativement le tassement transmis au bâti sans avoir à effectuer les calculs analytiques.

Les résultats montrent que le tassement final du bâti est inversement proportionnel à l'augmentation de la charge, de la rigidité du bâti et de la profondeur d'assise de la fondation, en revanche l'augmentation de la longueur du bâti et la succion imposée font augmenter le tassement final.

Le modèle développé sera utilisé afin de d'étudier les fonctions de vulnérabilité dans le chapitre III.

II.3 Modèle analytique en 3D (par élément de plaque)

II.3.1 Effet hydrique

La problématique du retrait-gonflement est reliée au comportement 3D des ouvrages et de leur interaction avec les variations de l'humidité du sol tout autour du bâti. Dans cette partie nous cherchons à modéliser le bâti par un élément plaque afin de mieux tenir compte de l'aspect tridimensionnel du problème. Pour cela, il faut définir la variation de succion dans les deux directions sous le bâti.

La Figure II.75 montre la répartition de la succion sous le bâti avec une distance connue e_m . On modélise la succion par des fonctions paraboliques, de la même manière que pour le modèle bidimensionnel.

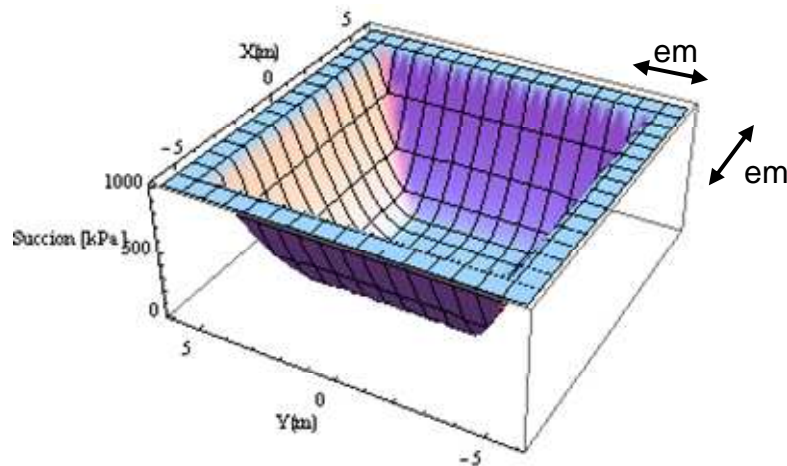


Figure II.75. Répartition de la variation de succion dans les deux directions sous le bâti

II.3.2 Théorie des plaques

Toutes les forces, charges et réactions, sont appliquées normalement à la plaque. La plaque est repérée dans un système d'axe Oxyz, le plan Oxy étant confondu avec le plan de la plaque.

La théorie des plaques se base sur la formulation des moments (M), des efforts tranchants (V) et des réactions ponctuelles (R) en fonction de la courbure de celle-ci. Les équations II.46 à II.48 expriment ces relations et la Figure II.76 montre l'équilibre statique de l'élément de plaque pour un élément infiniment petit.

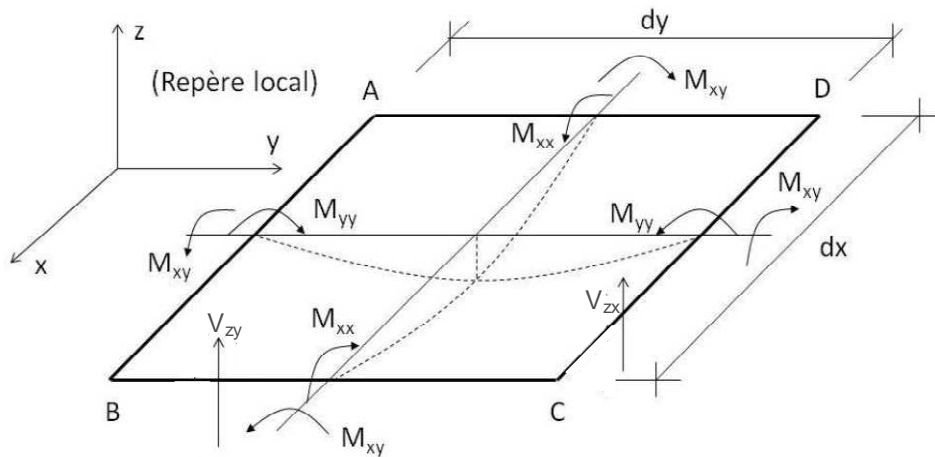


Figure II.76. Equilibre d'un élément plaque infiniment petit

$$M_{xx} = D \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \nu \frac{d^2 z}{dy^2} \right)$$

$$M_{yy} = D \left(\frac{d^2 z}{dy^2} + \nu \frac{d^2 z}{dx^2} \right)$$

Équation II.46

$$M_{xy} = M_{yx} = D(1-\nu) \left(\frac{d^2 z}{dx dy} \right)$$

$$V_x = \frac{dM_{xx}}{dx} + \frac{dM_{xy}}{dy}$$

Équation II.47

$$V_y = \frac{dM_{yy}}{dy} + \frac{dM_{xy}}{dx}$$

$$R_{zx} = V_{zx} + \frac{dM_{xy}}{dy}$$

Équation II.48

$$R_{zy} = V_{zy} + \frac{dM_{xy}}{dx}$$

En écrivant l'équilibre d'un petit élément de plaque de côtés infiniment petits dx et dy , et soumis à une charge répartie q , on obtient une équation différentielle régissant le comportement de la plaque (Lagrange) :

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 2 \frac{d^4 z}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 z}{dy^4} = \frac{q}{D}$$

Équation II.49

Avec M_x, M_y, M_{yx} : les moments de flexion et de torsion ;

V_x, V_y : les efforts tranchants ;

R_x, R_y : les réactions d'appuis ;

D : le coefficient de raideur de la plaque (D sera défini dans la suite du projet) ;

ν : le coefficient de Poisson.

La réaction du sol correspond ici à une charge répartie p et on suppose qu'il n'y a pas de réactions ponctuelles. Il nous reste à établir la relation entre la réaction du sol p et la succion comme celle de l'équation II.20 établie pour le modèle bidimensionnel. La convention adoptée est celle qui a été utilisée dans la partie précédente ($w(x) - y(x) = d$).

La réaction du sol en fonction des coordonnées de x et y est alors la suivante :

$$p(x, y) = \left(10^{w(x,y) \cdot \left(\frac{1+a}{b}\right)} - 1 - c \cdot s(x, y) \right) \cdot B \quad \text{Équation II.50}$$

En remplaçant $p(x, y)$ dans l'équation de la plaque (équation II.49) on obtient l'équation générale de la plaque posée sur le sol gonflant :

$$\left[\frac{d^4 z(x, y)}{dx^4} + 2 \frac{d^4 z(x, y)}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4 z(x, y)}{dy^4} \right] - \left(10^{w(x,y) \cdot \left(\frac{1+a}{b}\right)} - 1 - c \cdot s(x, y) \right) \cdot \frac{B}{D} = \frac{q(x, y)}{D}$$

Équation II.51

Il suffit désormais de résoudre cette équation aux dérivées partielles d'ordre 4 par rapport à x et y . Face à la complexité de l'équation, il n'est pas envisageable de la résoudre analytiquement. On se propose donc de résoudre cette équation de façon numérique à l'aide de la méthode des différences finies qui a été présentée précédemment.

Cette résolution numérique, se résume aux trois grandes étapes définies ci-après.

1. La discrétisation du problème : le choix des points sur lesquels sera approximée l'équation différentielle ainsi que le type d'approximation numérique des dérivées en ces mêmes points, on obtient ainsi un système linéaire liant les valeurs nodales entre elles.
2. La prise en compte des conditions aux limites du problème : au même titre que celles-ci complètent l'équation différentielle, leurs approximations numériques, injectées dans le système linéaire, complètent ce dernier.
3. La résolution du système linéaire liant les valeurs nodales entre elles.

Discrétisation de l'équation différentielle

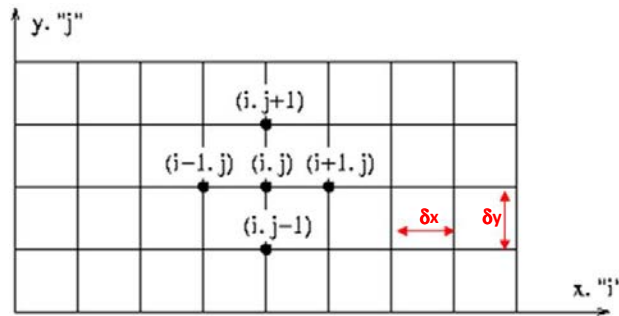


Figure II.77. Représentation 2D des différences finies

On se propose de créer un quadrillage de la zone à étudier selon un pas constant, avec $\delta x = \delta y$. On prendra la méthode des différences finies décentrées à droite, les dérivées de z sur le point de coordonnée (i, j) sont représentées de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dz}{dx} = \frac{z_{i+1,j} - z_{i,j}}{\delta x} \\ \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{z_{i+2,j} - 2z_{i+1,j} + z_{i,j}}{\delta x^2} \\ \frac{d^3 z}{dx^3} = \frac{z_{i+3,j} - 3z_{i+2,j} + 3z_{i+1,j} - z_{i,j}}{\delta x^3} \\ \frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{z_{i+4,j} - 4z_{i+3,j} + 6z_{i+2,j} - 4z_{i+1,j} + z_{i,j}}{\delta x^4} \end{array} \right. \quad \text{Équation II.52}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dz}{dy} = \frac{z_{i,j+1} - z_{i,j}}{\delta y} \\ \frac{d^2 z}{dy^2} = \frac{z_{i,j+2} - 2z_{i,j+1} + z_{i,j}}{\delta y^2} \\ \frac{d^3 z}{dy^3} = \frac{z_{i,j+3} - 3z_{i,j+2} + 3z_{i,j+1} - z_{i,j}}{\delta y^3} \\ \frac{d^4 z}{dy^4} = \frac{z_{i,j+4} - 4z_{i,j+3} + 6z_{i,j+2} - 4z_{i,j+1} + z_{i,j}}{\delta y^4} \end{array} \right. \quad \text{Équation II.53}$$

La dérivée partielle croisée est également obtenue par l'équation II.54 :

$$\left(\frac{d^2 z}{dxdy} \right) = \left(\frac{d^2 z}{dydx} \right) = \frac{z_{i+1,j+1} - z_{i+1,j-1} - z_{i-1,j+1} + z_{i-1,j-1}}{4\delta x \delta y} \quad \text{Équation II.54}$$

Lorsque l'on dérive par la méthode des différences finies, on décale notre matrice des points d'un demi-point dans la direction de la dérivée. On peut voir sur la Figure II.78 le décalage dû aux dérivées par rapport à x et y . De plus, notre EDP (équation aux dérivées partielles) étant d'ordre 4, nous avons un décalage de deux rangées suivant les deux directions.

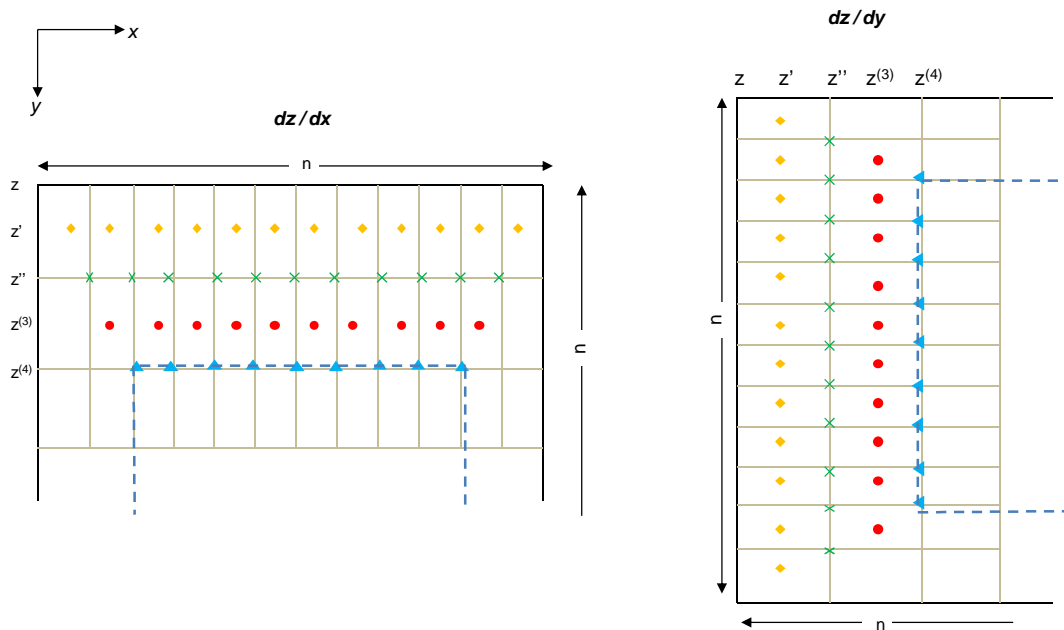


Figure II.78. Représentation de la discrétisation de la plaque. En jaune, points où peuvent être calculés les deux dérivées d'ordre 1 ; en vert, les deux dérivées d'ordre 2 ; en rouge les deux dérivées d'ordre 3 et en bleu, les deux dérivées d'ordre 4

Notre équation ne peut être résolue que pour les points qui se trouvent dans le cadre présenté en tirets bleus sur la Figure II.78. On a n^2 inconnues (nombre de points) avec $(n-4)^2$ équations. Il nous faut donc $8n-15$ conditions aux limites en rajoutant l'inconnue d (déplacement du corps rigide).

II.3.3 Conditions aux limites

Comme on a pu le dire précédemment, il nous faut $8n-15$ conditions aux limites pour pouvoir résoudre notre EDP. Nous présenterons un ensemble de conditions qui s'appliquent dans la plupart des cas, toutefois nous signalerons et nous expliquerons les différents changements apportés lorsque l'une des conditions aux limites ne s'applique pas aux cas étudiés dans la suite.

Sur le contour de notre plaque on peut dire que le moment fléchissant est nul à cause de l'équilibre statique de la plaque. Cela se traduit par le fait que la dérivée seconde par rapport à x ou à y est nulle.

En prenant l'équation de moment (équation II.46) $M_{xx} = 0$ ou $M_{yy} = 0$, on sera capable d'écrire $4x(n-2)$ équations, soit $4n-8$. La Figure II.79 montre les points (en vert) où ces conditions aux limites peuvent être appliquées.

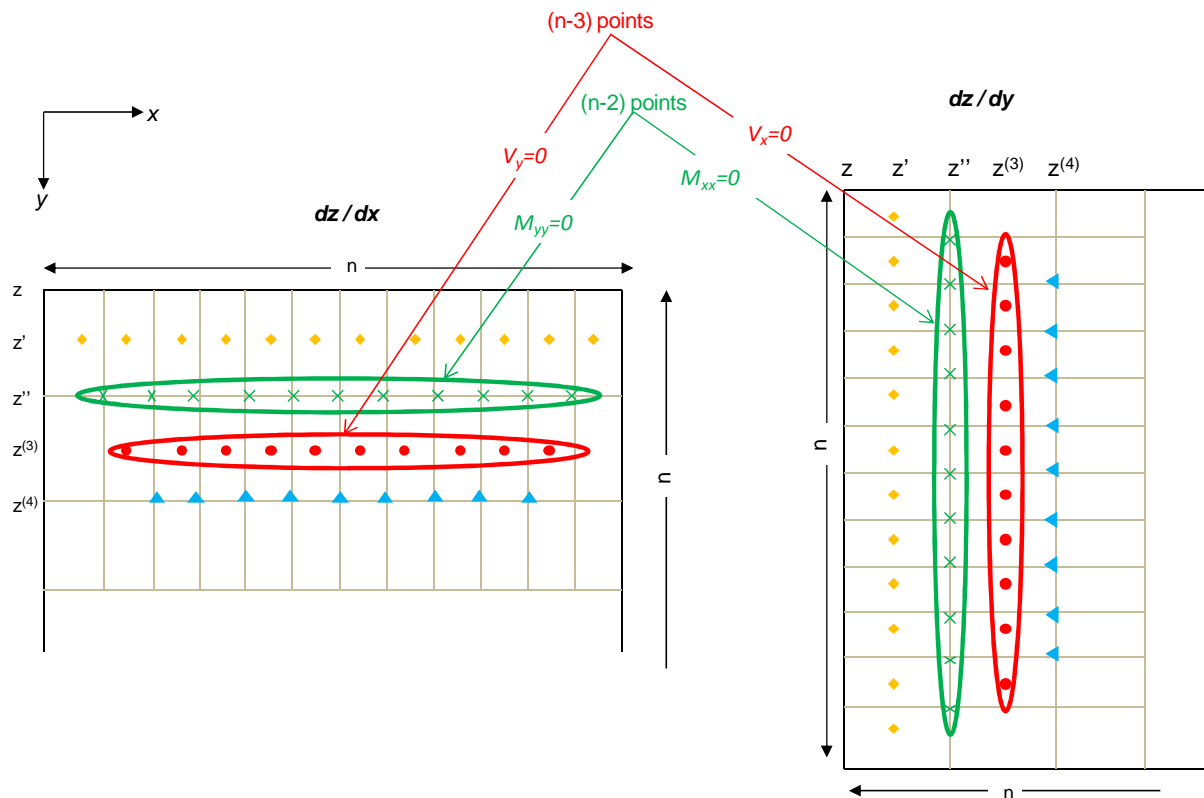


Figure II.79. Condition aux limites par rapport au moment fléchissant

Les efforts tranchants aux contours de la plaque sont nuls également à cause de la même raison d'équilibre statique de la plaque. En considérant l'équation de l'effort tranchant (Equation II.47), $V_x = 0$ ou $V_y = 0$, on peut écrire $4(n-3)$ équations. La Figure II.79 montre les points où ces conditions aux limites peuvent être appliquées (en rouge).

On a donc au total $8n-20$ conditions aux limites. Il manque 5 conditions pour pouvoir résoudre le problème. Les conditions aux limites qui semblent les plus adaptées sont de considérer un moment de torsion nul au milieu des contours de la plaque. Laroze (2005) a démontré que le moment de torsion aux bords d'une plaque est nul quand elle est soumise au chargement uniforme sous la condition symétrique. L'équation II.55 présente cette condition aux limites qui produira 4 conditions au milieu de chaque contour :

$$\left(\frac{d^2 z}{dx dy} \right) = 0 \quad \text{Équation II.55}$$

Finalement pour la dernière condition aux limites, on considère que sous une condition symétrique telle que dans le problème étudié, la déformée maximale se produit au centre de la plaque. On peut donc écrire l'équation II.56 pour un point au centre de la plaque. Il est à noter que dans le cas de l'application de la variation de succion asymétrique, les 5 dernières conditions aux limites ne seront plus valables et des nouvelles conditions aux limites doivent être adaptées.

$$\left(\frac{dz}{dx} = \frac{dz}{dy} \right) = 0 \quad \text{Équation II.56}$$

En appliquant ces conditions aux limites, l'équation générale est résolue. La Figure II.80 montre la déformée de la plaque sous l'effet du chargement et la Figure II.81 montre la déformée de la plaque en appliquant une variation de la succion.

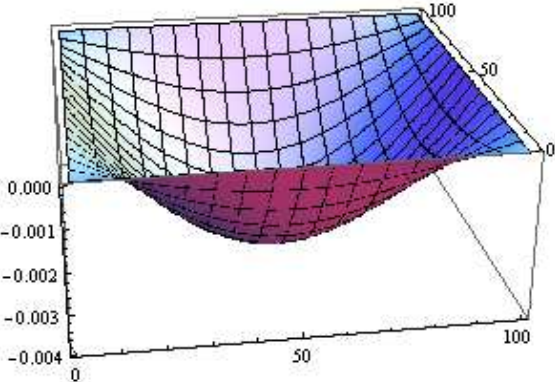


Figure II.80. Déformée de la plaque reposant sur le sol, due à la charge

La Figure II.80 montre la déformée de la plaque sous l'effet d'un chargement uniforme et la Figure II.81 montre la déformée de la plaque en appliquant une variation de la succion symétrique.

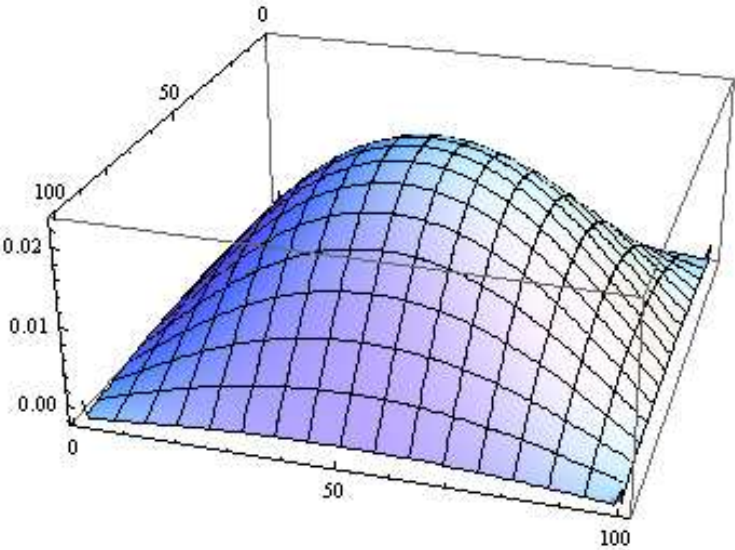


Figure II.81. Déformée de la plaque due à la succion

La Figure II.82 montre le moment fléchissant et l'effort tranchant pour la plaque subissant la variation hydrique.

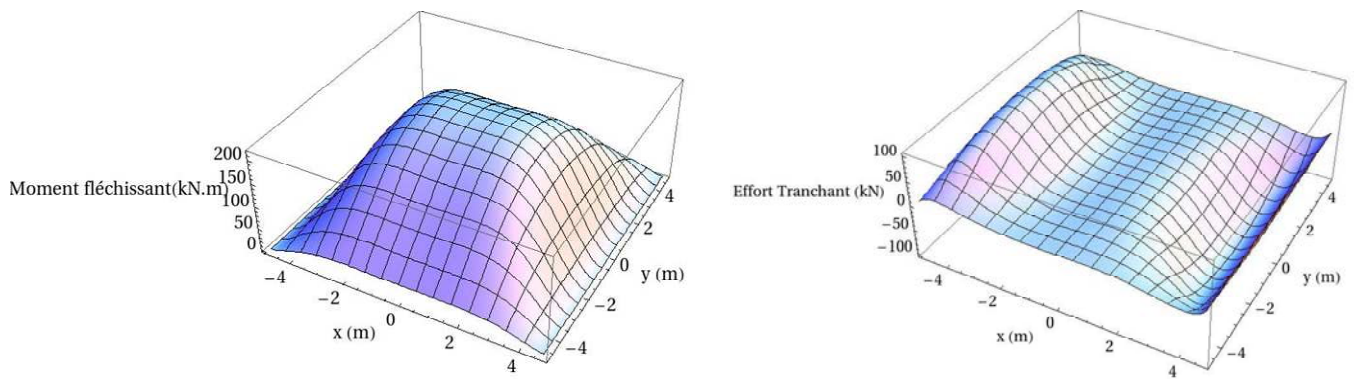


Figure II.82. Moment fléchissant et effort tranchant de la plaque subissant la variation hydrique

II.3.4 Validation du modèle

On se propose, dans un premier temps, de comparer notre modèle analytique avec les résultats d'un calcul aux éléments finis (logiciel CESAR-LCPC).

On considère une plaque d'épaisseur 0,25 m, de caractéristiques mécaniques $E = 0.5 \text{ GPa}$ et $\nu = 0,25$, sollicitée par une charge uniformément répartie de 100 kN/m^2 et reposant sur ses quatre bords. Pour le cas du modèle analytique, le terme de réaction du sol ($p(x)$) dans l'équation (II.51) devient nul, mais il existe des réactions d'appuis sur le pourtour de la plaque. Les conditions aux limites sont les mêmes que celles utilisées dans le cas précédent, sauf que l'effort tranchant aux bords de la plaque est égal à la somme des réactions d'appuis (équation II.48).

Les Figure II.83 et Figure II.84 montrent les résultats qui sont très comparables.

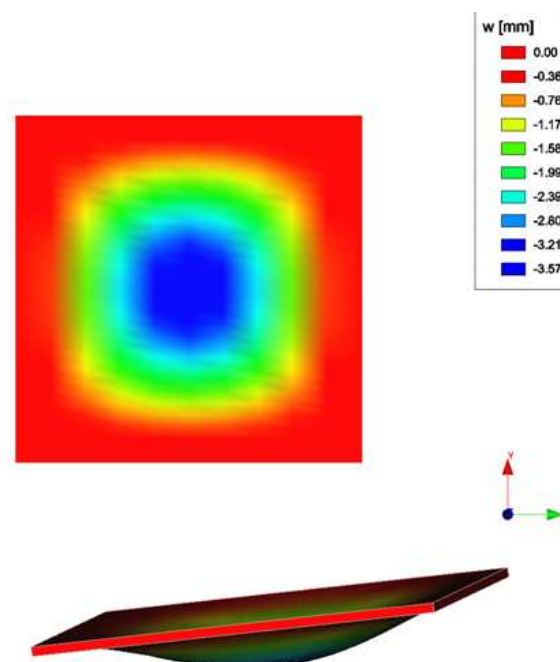


Figure II.83. Modèle de la plaque sur 4 appuis continus avec CESAR

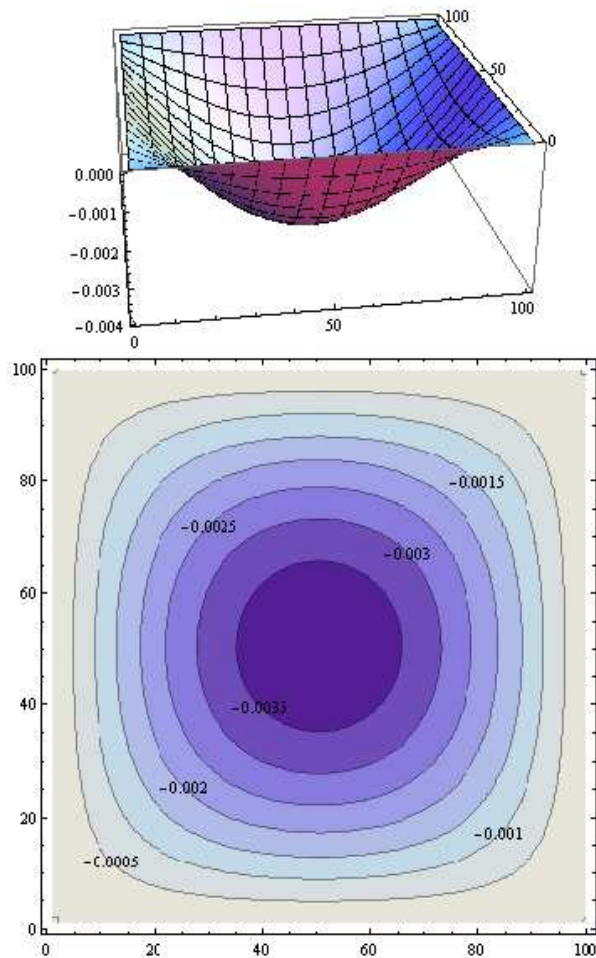


Figure II.84. Modèle analytique de la plaque sur 4 appuis continus

La bonne concordance des résultats entre les deux modèles permet de valider le modèle réalisé.

Rigidité de la plaque

La rigidité d'une plaque D , telle que définie dans l'équation II.49 s'exprime en fonction de son épaisseur, du module d'Young (E) et du coefficient de Poisson (ν).

$$D = \frac{Eh^3}{(1-\nu^2)} \quad \text{Équation II.57}$$

Afin de tenir compte de l'influence des murs sur la rigidité du bâti, la rigidité de la plaque peut-être associée à des éléments de rigidité linéique comme présenté dans la Figure II.85.

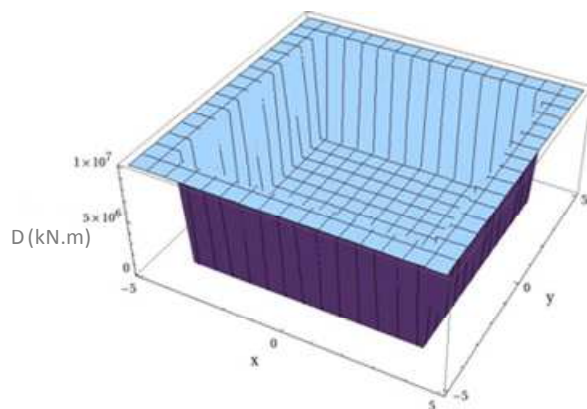


Figure II.85. Variabilité de la rigidité permettant de tenir compte de la rigidité des murs

Les Figure II.86 et Figure II.87 montrent l'évolution de l'effort tranchant V_x et du moment fléchissant M_{xx} dans la plaque définie pour une sollicitation de la variation de succion de 1 MPa. La solution est obtenue en appliquant les conditions aux limites discutées dans la partie II.3.3.

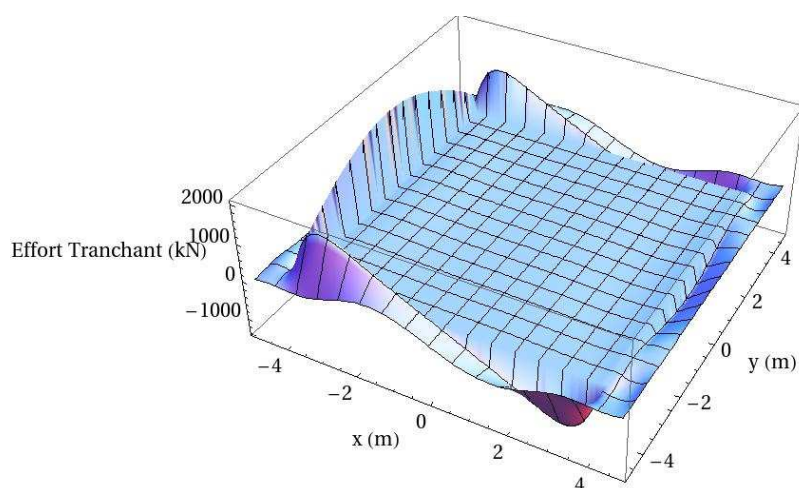


Figure II.86. Effort tranchant V_x dans la plaque

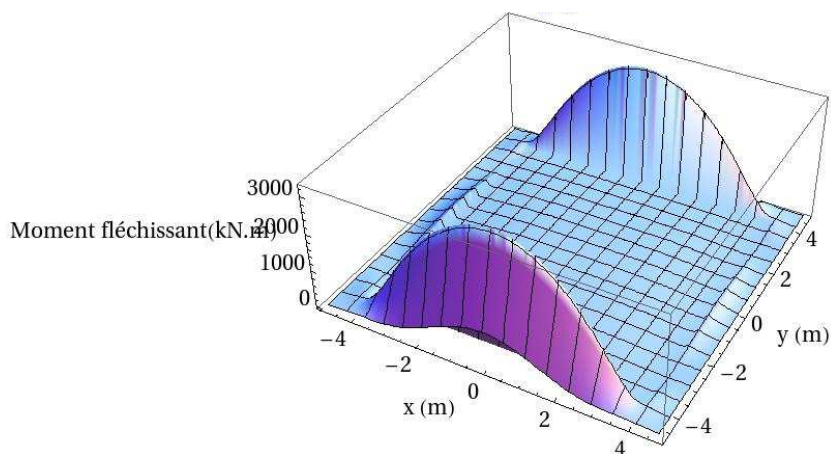


Figure II.87. Moment fléchissant M_{xx} dans la plaque

Le fait de prendre en compte la rigidité des murs conduit à une augmentation de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans les murs et à une réduction des efforts dans le reste de la plaque.

En générale l'augmentation de la rigidité de la structure induit une forte augmentation du moment fléchissant et de l'effort tranchant (Al Qadad, 2009). Lorsque la rigidité de la fondation augmente, elle s'oppose mieux aux déformations induites par le sol, et par conséquent, elle développe des efforts internes plus importants.

Dans le cas d'une sollicitation hydrique non-symétrique induite par exemple par la présence d'arbres à proximité d'un coin de la maison, la déformée du bâti ne sera pas symétrique. Dans ce cas, la condition aux limites correspondante au moment de torsion (éq.II-55), pourrait être appliquée pour la bordure où la variation hydrique est nulle. Dans ce contexte, le modèle développé avec l'élément de plaque pourrait être mieux adapté dans la mesure où une coupe diagonale de la déformée est possible. Cela pourrait aboutir à une déformée plus élevée par rapport à une coupe passant au milieu de la structure ($y=L/2$). Ce qui pourrait permettre à une évaluation de dommage plus précise.

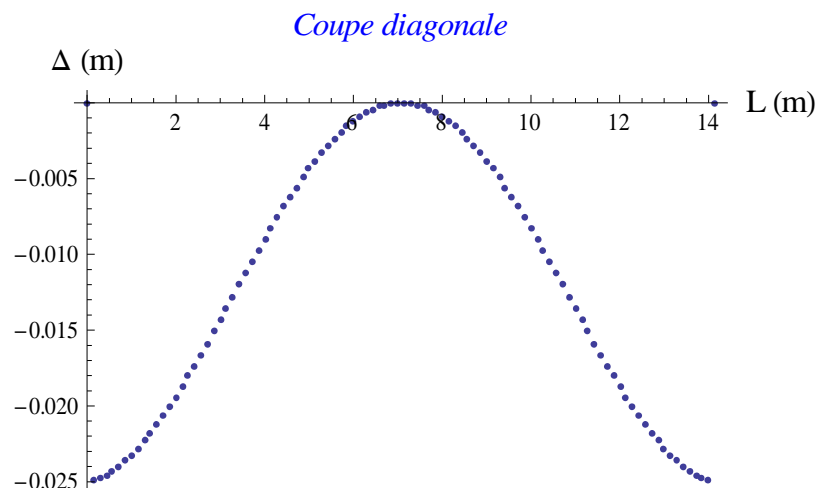


Figure II.88. Coupe diagonale de la déformée de la plaque.

Pour des configurations symétriques et une rigidité de la plaque uniforme, le modèle 3D aboutit à des résultats proches de ceux obtenus avec le modèle 2D monocouche. Un exemple de comparaison de ces deux modèles sur le sol de Regina avec une succion imposé de 1MPa en surface est présenté sur la

Figure II.89. Afin d'avoir la même rigidité équivalente, d'abord une plaque avec un module de Young de 20 GPa et une épaisseur de 0,3 m est considéré. Grâce à l'équation II.57 la rigidité de la plaque est évaluée est présentée dans le Tableau II.17. Ensuite afin d'avoir la même rigidité, une poutre de largeur unitaire et de hauteur 3 m est considérée. Le module de Young équivalent de la poutre est ensuite évalué en considérant une rigidité en flexion de poutre (EI) équivalente à celle de la plaque. Le Tableau II.17 montre les caractéristiques des deux modèles ayant la rigidité égale.

Tableau II.17. Caractéristiques des éléments de la plaque et de la poutre

	Plaque	Poutre
L (m)	15	15
B (m)	1	1
h (m)	0,3	3
ν	0,3	-
E(GPa)	20	0,022
Rigidité (GN.m)	D=0,05	EI/B=0,05

La Figure II.89 montre la déformée finale pour les deux cas qui sont très proches.

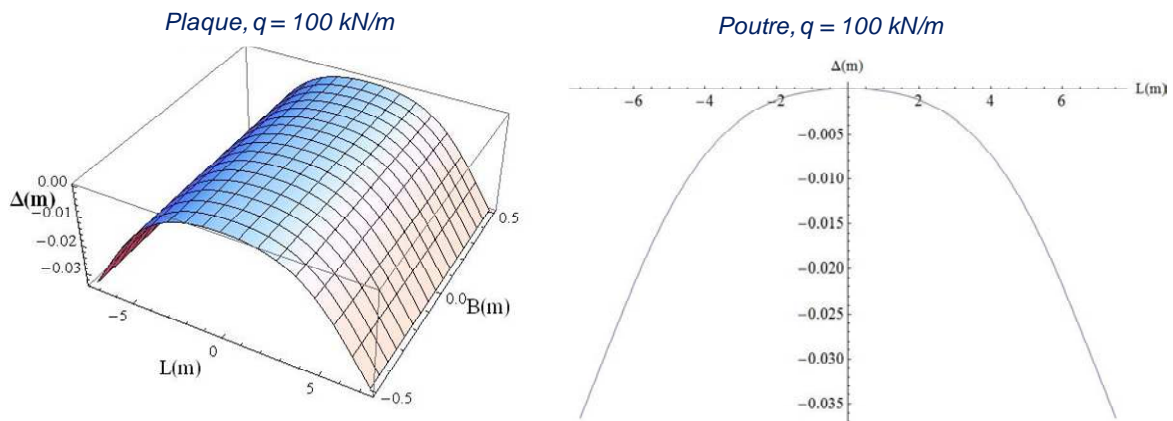


Figure II.89. Comparaison des deux modèles

La déformée finale évaluée est de l'ordre de 0,032 m pour l'élément plaque et de l'ordre de 0,035m pour l'élément poutre. La petite différence de la réponse peut être due à la différence de discrétisation. En effet, l'utilisation d'un même nombre de points de discrétisation pour la poutre et la plaque nécessite une puissance élevée de calcul (n points pour poutre contre n^2 points pour la plaque).

II.3.5 Conclusion

Le modèle 3D basé sur le calcul de plaque pour modéliser le comportement du bâti, permet de modéliser plus fidèlement la rigidité de l'ouvrage en prenant en compte l'influence des murs sur la rigidité du bâti. En revanche, ce modèle est plus complexe et les temps de calculs peuvent rapidement devenir très longs. Le calcul du taux de transmission du tassement peut être également effectué avec ce modèle. Ce modèle pourrait permettre d'évaluer l'influence de la présence d'un ou de plusieurs arbres à proximité du bâti en imposant une variation de succion non symétrique avec une succion localement plus élevée. Ces points seront à étudiés à la suite de ce travail.

Chapitre III

Développement des courbes de vulnérabilité

III. Développement des courbes de vulnérabilité

L'objectif de ce chapitre est d'étudier la faisabilité du développement de courbes de vulnérabilité permettant l'estimation de dommage aux bâtis selon la typologie du sol sur lequel ils reposent et en fonction des variations hydriques. Pour ce faire, les éléments suivants seront nécessaires :

- une typologie des bâtis développée à partir d'une base de données des maisons sinistrées qui sera définie dans la partie III.2.
- une typologie des sols gonflants développée dans le chapitre II et basée sur le diagramme de Casagrande (Tableau II.13),
- le modèle de l'interaction sol-structure avec des multicouches (§ II.2.2) utilisant l'élément de poutre (2D) afin d'estimer la déformée (le tassement différentiel) du bâti due à une phase de séchage,
- une échelle de dommages adaptée pour le retrait-gonflement présentée par Mouroux *et al.* (1988) qui permet de déterminer le niveau de dommage du bâti à partir de la déflexion relative. (Tableau I.10).

Dans ce qui suit, l'utilisation des points évoqués ci-dessus aboutira au développement des fonctions de vulnérabilité par la méthodologie présentée dans la partie suivante.

III.1 Méthodologie pour le développement de fonctions de vulnérabilité

La méthodologie générale de développement des courbes de vulnérabilité pour un aléa naturel a été expliquée dans le chapitre (§ I.2.4). Ici, nous détaillerons les différentes étapes pour le cas du retrait-gonflement.

L'observation des conséquences d'un aléa naturel d'une intensité donnée, par exemple une sécheresse prolongée, montre que les dommages aux bâtis ne sont pas identiques, quand bien même les ouvrages sont semblables. Cette variabilité des dommages peut s'expliquer par la variabilité d'un grand nombre de facteurs telles que la variation locale d'intensité de l'aléa, l'hétérogénéité du terrain, la variabilité des caractéristiques mécaniques et géométriques des bâtis, etc. Les fonctions de vulnérabilité permettent de retranscrire cette variabilité en fournissant une valeur moyenne du dommage.

La méthodologie utilisée pour développer les fonctions de vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement s'appuie sur les travaux précédents appliqués à l'ingénierie sismique et les affaissements miniers (Hazus, 2003 ; Guéguen *et al.*, 2007 ; Saeidi *et al.*, 2009). Elle est présentée, sous forme d'algorithme sur la Figure III.1.

La **première étape** pour développer les fonctions de vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement est de définir ou de développer :

- une échelle de dommages,

- une typologie des sols,
- une typologie des bâtiments,
- un critère d'intensité de l'aléa,
- une méthode d'évaluation des dommages.

Comme il a été mentionné, l'échelle de dommages utilisée sera celle adaptée pour l'aléa retrait-gonflement présentée par Mouroux *et al.* (1988) (Tableau I.10). La typologie des sols utilisée est celle développée dans le chapitre II (Tableau II.13). La typologie des bâtis est basée sur la base des données des maisons sinistrées établie par (CEBTP-Solen, 2003) et sera définie dans la partie III.2.

Comme discuté dans la partie I.2.4.1, le critère d'intensité d'aléa est un facteur intrinsèque de l'aléa. Dans cette étude, un paramètre caractéristique de la variation hydrique semble être un critère d'intensité approprié vis-à-vis du retrait-gonflement. Tout d'abord, les courbes de vulnérabilité seront développées en fonction de la succion en tant que critère d'intensité de l'aléa. Dans un second temps, on envisagera d'utiliser la courbe de rétention de l'humidité pour utiliser le degré de saturation comme facteur d'intensité (III.3.2). Afin d'évaluer les dommages, le modèle de l'interaction sol-structure 2D développé dans le chapitre II sera retenu. En effet, ce modèle permet de calculer la déflexion relative (Δ/L) pour chaque modèle de bâti en réponse à une variation imposée de la succion en surface.

Pour construire les fonctions de vulnérabilité pour un type de bâti sur un type de sol, la **deuxième étape** consiste à simuler un « échantillon » de n bâtis théoriques à partir de la variabilité des caractéristiques mécaniques et géométriques du type de bâti considéré. Cette variabilité des caractéristiques a pour objectif de modéliser la variabilité réelle qui existe au sein d'un groupe de bâti appartenant à un même type.

Une approche similaire, développée dans le contexte des affaissements miniers, a montré qu'un échantillon de $n = 1000$ bâtis fournissait des résultats satisfaisants du point de vue de la robustesse du résultat (Saeidi, 2010). Dans notre calcul, nous avons utilisé un échantillonnage de 100 bâtis en prenant en compte la variabilité sur les paramètres du bâti, en utilisant la loi de distribution normale et en effectuant une simulation de Monte-Carlo (§ III.2-1). Ce nombre réduit s'explique par les temps de calcul importants et à ce stade, il a été jugé suffisant dans le cadre d'une étude de faisabilité. Ce nombre devra néanmoins être augmenté afin d'aboutir à des résultats plus précis.

La troisième étape consiste à calculer la déflexion relative (Δ/L) de chaque bâti de l'échantillon, pour différentes valeurs de variation de la succion.

La quatrième étape consiste à relier chaque valeur de déflexion relative à une catégorie de dommages.

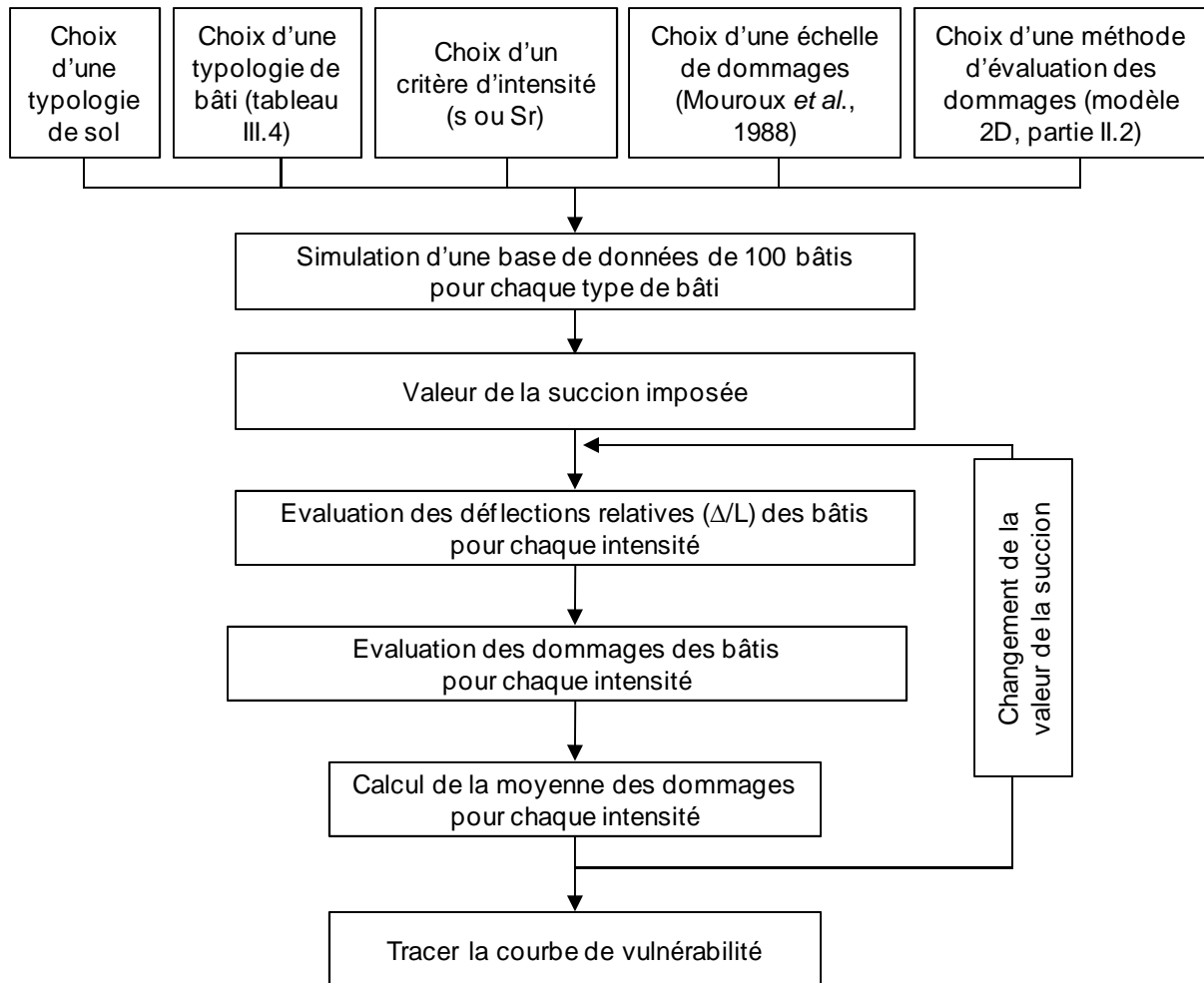


Figure III.1. Algorithme de calcul des courbes de vulnérabilité sur sol gonflant

La cinquième étape consiste à calculer la moyenne des dommages de l'échantillon (équation I.70). On obtient alors un point de la courbe de vulnérabilité associé à la succion considérée. Si on considère une autre valeur de succion et que l'on répète l'étape quatre de la procédure, un deuxième point peut être déterminé. L'itération se poursuit jusqu'à la dernière valeur de succion imposée.

Il est alors possible d'ajuster une fonction mathématique de type tangente hyperbolique sur les points obtenus (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006). Cette fonction mathématique présente l'avantage d'approximer correctement le nuage de points obtenu.

Le Tableau III.1 montre l'échelle de dommage adaptée par Mouroux *et al.* (1988) et les classes de dommages attribuées pour calculer la moyenne des dommages. Par la suite, un exemple de calcul de la moyenne des dommages sera détaillé (Tableau III.3).

Tableau III.1. Classes de dommages correspondants à l'échelle de dommages de Mouroux et al. (1988)

Δ/L	Désordres constatées	Classe de dommage
1/1000	Fissuration des plâtres	1
1/600	Seuil de fissuration des structures avec cadres en BA	2
1/500	Limite pour les bâtiments où une fissure n'est pas admissible	3
1/300	Fissuration possible des murs porteurs sur semelle filante	4
1/250	Fissuration des murs porteurs sur semelle filante	5
1/150	Fissuration importante dans les murs porteurs et dans les murs de remplissage. Dommages structuraux graves conduisant à la instabilité générale de bâtiments	6

Différents types de bâtiments ne réagissent pas de la même façon pour une variation hydrique donnée. Afin d'estimer la déflexion relative induite pour chaque type de bâti, puis la moyenne des dommages structuraux provoqués par une sécheresse, une typologie de ces bâtis est nécessaire et détaillée dans la partie suivante

III.2 Typologie des bâtiments vulnérables au « retrait - gonflement »

Pour construire les courbes de vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement en utilisant l'algorithme présenté sur la Figure III.1, il faut définir une typologie du bâti. La typologie développée dans ce travail s'appuie sur le guide pratique du CEBTP (1991), la base de données de CEBTP-SOLEN (2006) et celle de Fondasol (2009).

Guide pratique du CEBTP 1991

Le guide pratique du CEBTP traite essentiellement des solutions permettant la réparation des désordres aux bâtiments provoqués par la sécheresse. Différents paramètres typologiques sont donnés dans ce cadre :

- l'âge de la construction,
- le nombre d'étages et la présence d'un sous-sol ou non,
- le type de la structure porteuse,
- les matériaux de la structure porteuse,
- la profondeur des fondations,
- le type des fondations,
- le type du niveau bas.

Base des données de CEBTP-SOLEN (2006)

Cette base de données est présentée dans le cadre de l'étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti (Vincent *et al.*, 2006). La base de données concerne 47 départements avec une concentration particulière dans la région Centre et Ile de France. Des centaines de dossiers y sont analysés.

Les paramètres typologiques qui peuvent être déduits de cette étude sont :

- le nombre de niveaux du bâti,
- la présence d'un sous-sol complet ou partiel, complètement ou partiellement enterré,
- l'existence d'une extension ou d'un garage,
- les matériaux de construction,
- la nature du plancher bas (dallage, planché sur vide sanitaire).

A partir de cette base de données, on peut souligner les points suivants sur les maisons sinistrées :

- 70 % des cas sont des bâtis à deux ou trois niveaux (RdC+1 et RdC+2),
- 3/4 des ouvrages sont construits avec des matériaux différents entre parties distinctes de l'habitation,
- 2/3 des ouvrages possèdent un dallage sur terre-plein,
- un défaut de chaînage est mis en évidence dans 50 % des cas,
- 95 % des ouvrages reposent sur des semelles filantes,
- dans 87 % des cas, le niveau d'assise des fondations est inférieur à 1,2 m de profondeur (Figure 12.1).

Différents résultats de cette base de données sont montrés dans l'annexe 12.

Base de données de Fondasol (2009)

Elle consiste en des données de sinistres causés par la sécheresse sur trois régions de la France : la région Provence-Alpes-Côte d'Azur (PACA), la région Bourgogne, la région Midi-Pyrénées.

A partir de ces données, on peut souligner les points suivants :

- les bâtiments légers de type R0, R+1 sont les plus couramment touchés, ils représentent entre 76 et 93 % des bâtis sinistrés,
- les bâtis les plus touchés sont ceux sans sous-sol avec 60 à 70% des dossiers analysés, par ailleurs, aucun bâti avec un sous-sol complet et entièrement enterré n'a été répertorié dans la base de données,
- les profondeurs de fondation les plus représentées sont comprises entre 0,30 et 0,90 m pour les régions PACA et Bourgogne et entre 0,70 et 1,10 m pour la région Midi-Pyrénées,
- la moitié des sinistres sont des constructions avec des dallages sur terre-plein.

L'analyse statistique des résultats des maisons sinistrées effectuées par Fondasol (2009) est présentée dans l'annexe 13.

Ces données seront utilisées pour caractériser les différents types de bâtis définis par la suite.

Typologie des bâtiments

La typologie doit être basée, dans un premier temps, sur les paramètres typologiques obtenus par l'intermédiaire des 3 bases de données évoquées ci-dessus. En particulier, les 3 critères suivants apparaissent fondamentaux.

1. Matériaux
2. Géométrie (hauteur en particulier)
3. Fondation (type et profondeur, présence d'une dalle sur terre-plein)

Dans la suite, on se limitera à des ouvrages en maçonnerie sur semelles filantes qui sont typiques des maisons individuelles et des petits bâtis collectifs et qui sont particulièrement impactés par le phénomène de retrait-gonflement.

Dans un second temps, cette typologie doit être retranscrite sous forme de valeurs associées aux différents paramètres géométriques et mécaniques utilisés par le modèle analytique. En particulier, les paramètres d'entrée du modèle analytique associés au bâti sont les suivants :

- la longueur du bâti L [m],
- le moment d'inertie I [m^4],
- la charge q [kN/m],
- le module de Young E [kPa],
- la profondeur d'assise de la fondation h [m].

Le moment d'inertie dépend de la hauteur du bâti, de l'épaisseur des murs et des dimensions de la semelle filante sous la maçonnerie. Si le mur est chaîné horizontalement par un chaînage en béton, alors cela doit être pris en considération dans le calcul du moment d'inertie.

La charge appliquée dépend des dimensions et des matériaux utilisés pour la construction. Un exemple du calcul de la charge de structure est présenté par la suite (Figure III.6).

La détermination du module de Young de la maçonnerie est une tâche délicate car la maçonnerie est un matériau hétérogène et anisotrope composé de blocs (brique, pierre, parpaing,...) et de mortier. Il s'agit par ailleurs de définir un module de Young équivalent qui tienne compte également de la présence de chaînages et d'ouvertures.

Pour la modélisation, il faut utiliser un module de Young équivalent qui est représentatif de la maçonnerie homogénéisée.

Pour calculer directement le module de Young de la maçonnerie, à partir des modules de Young et des épaisseurs de bloc et de mortier, on peut utiliser la formulation de Sahlin, (1971).

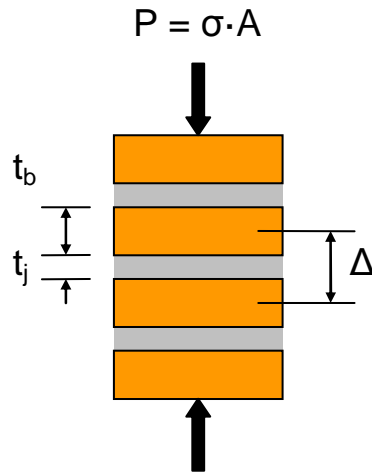


Figure III.2. Modèle pour déterminer le module de Young de la maçonnerie homogénéisée (Sahlin, 1971)

$$\Delta_j = \varepsilon_j \cdot t_j = \frac{\sigma}{E_j} \cdot t_j \text{ - déformation absolue de joint de mortier}$$

$$\Delta_b = \varepsilon_b \cdot t_b = \frac{\sigma}{E_b} \cdot t_b \text{ - déformation absolue de bloc}$$

$$\Delta = \Delta_j + \Delta_b = \frac{\sigma}{E_j} \cdot t_j + \frac{\sigma}{E_b} \cdot t_b = \frac{\sigma}{E_m} \cdot (t_j + t_b) \text{ - déformation absolue de la maçonnerie}$$

$$\gamma_t = \frac{t_j}{t_b} \text{ - rapport des épaisseurs}$$

$$\gamma_m = \frac{E_j}{E_b} \text{ - rapport des modules de Young}$$

$$t_j + t_b = (1 + \gamma_t) \cdot t_b$$

$$\Delta = \frac{\sigma}{E_m} \cdot (t_j + t_b) = \frac{\sigma}{E_m} \cdot (1 + \gamma_t) \cdot t_b = \frac{\sigma}{E_j} \cdot t_j + \frac{\sigma}{E_b} \cdot t_b = \frac{\sigma}{\gamma_m \cdot E_b} \cdot \gamma_t \cdot t_b + \frac{\sigma}{E_b} \cdot t_b$$

$$\frac{(1 + \gamma_t)}{E_m} = \frac{1}{E_b} \cdot \left(1 + \frac{\gamma_t}{\gamma_m}\right)$$

D'où

$$E_m = \frac{(1 + \gamma_t)}{\left(1 + \frac{\gamma_t}{\gamma_m}\right)} \cdot E_b$$

Équation III.1

Où :

ε_b et ε_j - les déformations relatives respectivement de la brique et du joint de mortier.

t_b et t_j - les épaisseurs respectives de brique et de joint de mortier.

E_b et E_j - les modules de Young respectifs de la brique et du joint de mortier.

E_m - module de Young de la maçonnerie.

σ - l'effort appliqué sur la maçonnerie perpendiculairement aux joints de mortier.

Différents auteurs (Zucchini et Lourenço, 2002 ; Uva et Salerno, 2006) ont élaboré différentes approches pour établir les paramètres équivalents de la maçonnerie à partir des paramètres de ces composants. Zucchini et Lourenço (2002) ont proposé des valeurs de modules équivalentes de maçonnerie basées sur une étude numérique et comparées à des résultats d'essais triaxiaux sur le mur en maçonnerie. Leurs résultats sont présentés pour trois directions sur la Figure III.3 et donnent des résultats très proches des observations expérimentales (erreur maximale < 5%).

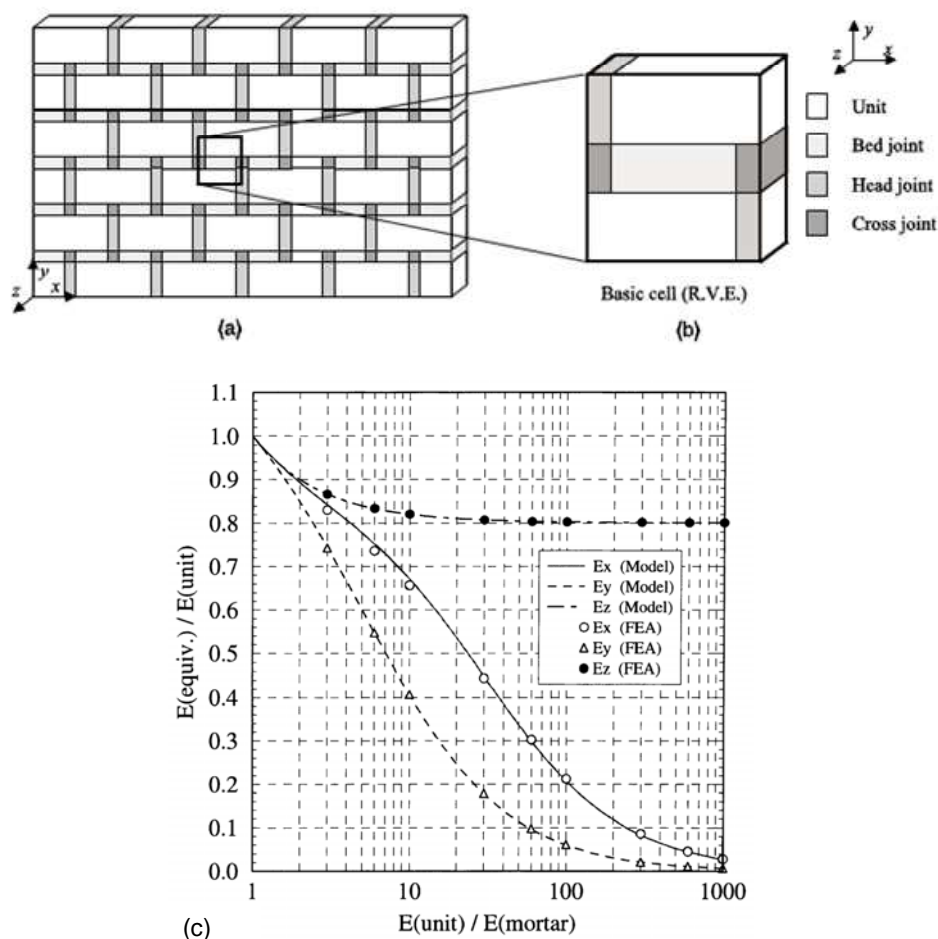


Figure III.3. a) Définition des axes de la maçonnerie, b) éléments de maçonnerie considérés dans l'analyse : unité de bloque et joints, c) Module de Young équivalent de la maçonnerie à partir du module de Young de bloc et du module de Young du mortier (Zucchini et Lourenço, 2002)

Dans les tableaux donnés en Annexe 9 (Tableau 9.1 et Tableau 9.2) sont données différentes valeurs estimatives pour différents types de blocs et de mortiers. En utilisant ces valeurs, le module de Young équivalent de la maçonnerie peut être estimé.

Une autre manière d'évaluer le module équivalent de la maçonnerie est inspirée de la mécanique des roches. Cette méthode est utilisée dans le code d'éléments distincts *UDEC* (Itasca, 2000) et par d'autres auteurs (Bandis *et al.*, 1985 ; Son et Cording, 2007) afin d'homogénéiser le milieu discontinu du système de la maçonnerie-joints :

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{k_n s} \quad \text{Équation III.2}$$

où E_m est le module de Young de la maçonnerie, E_r est le module de Young des blocs, k_n est la rigidité normale des joints et s l'épaisseur de s joints. Une relation similaire peut être définie pour le module de cisaillement équivalent en utilisant l'épaisseur latérale des joints dans l'équation III.2 et la raideur en cisaillement des joints (jks sur la Figure III.4).

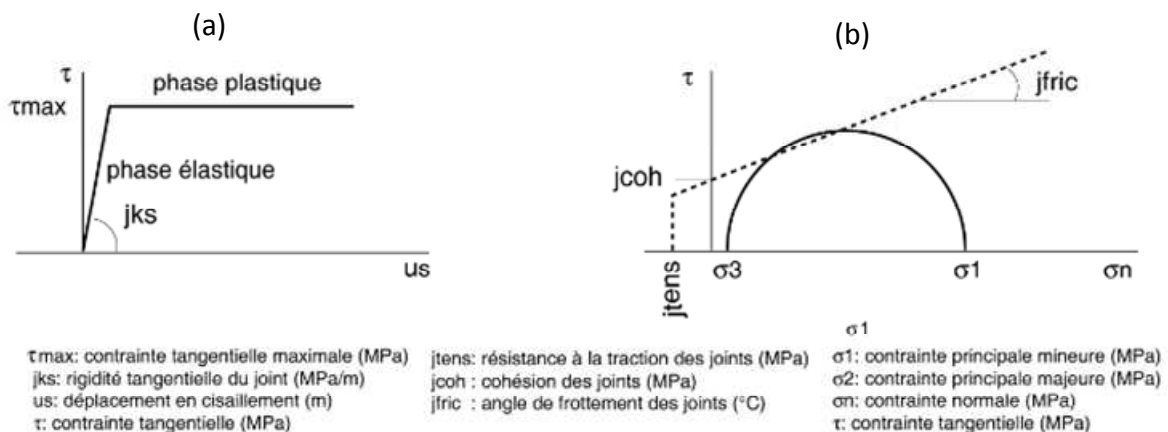


Figure III.4 Principe du comportement des joints a) élasto-plastique parfait en cisaillement, b) critère de rupture de Mohr-Coulomb

Cette estimation de la rigidité de la structure devient plus complexe en prenant en compte la présence des ouvertures (fenêtre et portes). Son et Cording (2007) ont proposé une méthodologie de l'homogénéisation quand la surface des ouvertures est prise en compte. La Figure III.5 montre le module équivalent d'un mur en maçonnerie avec différents pourcentages d'ouvertures en façade, en considérant différent rapport de module normal et tangentiel des joints.

Dans cette étude, le module équivalent de la maçonnerie est estimé grâce à l'équation III-1 pour une analyse élastique de la structure. L'équation III-2 est souvent utilisée dans la littérature (Hart, 1990 ; Bandis *et al.*, 1985 ; Son et Cording, 2007 ; Abdallah, 2009) pour un comportement élasto-plastique parfait du système de la maçonnerie suivant le modèle de Mohr-Coulomb (Figure III.4). Les valeurs obtenues pour chaque type de bâti, en considérant les caractéristiques des blocs et des joints, sont présentées dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** par le paramètre E_m . L'effet de la présence des ouvertures (fenêtres, porte, etc.) nécessite des investigations supplémentaires qui seront discutées dans les perspectives de ce travail.

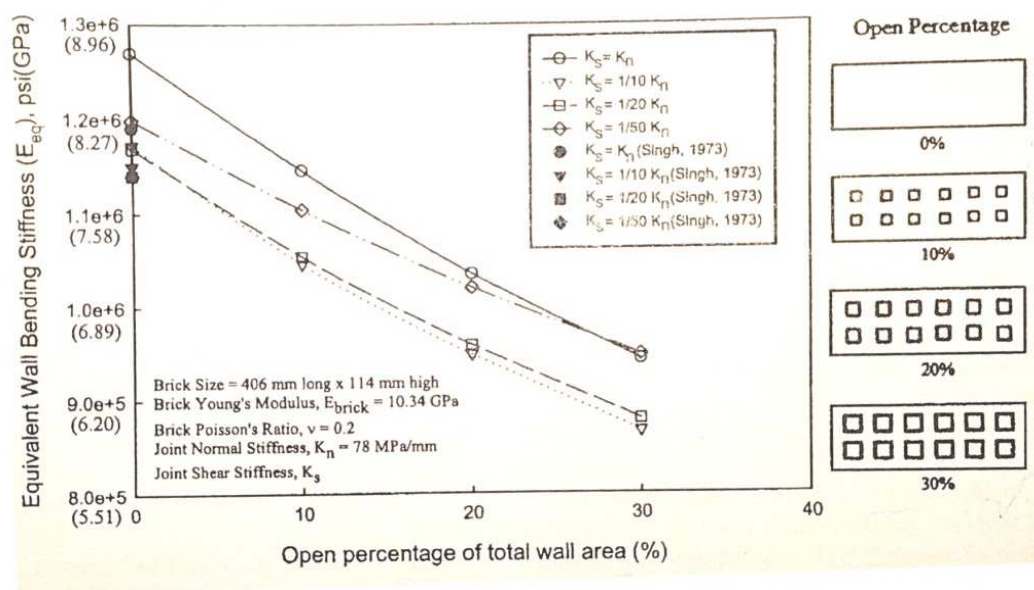


Figure III.5. Module équivalent du mur en maçonnerie prenant en compte la surface des ouvertures (Son et Cording, 2007)

Selon les quatre bases de données utilisées, les différents types de bâtis avec les paramètres typologiques sont donnés par la suite.

Dans notre contexte de l'étude la faisabilité de développement des courbes de vulnérabilité pour l'aléa retrait-gonflement, la typologie des bâtis peut se limiter à quelques types réalistes en identifiant les paramètres les plus importants de la caractéristique des bâtis sinistrés. En conséquence, les valeurs choisies n'ont aucun caractère de généralité et ne sont que des hypothèses de travail y compris sur l'appellation des types.

La typologie se porte donc sur quatre types présentés ci-dessous. En suivant l'ordre de définition des types de bâti définis, ce sont particulièrement les caractéristiques suivantes qui augmentent : la profondeur d'assise de la fondation, la rigidité (l'effet du module de Young et la hauteur), et la charge.

Type 1. Maison d'habitation ancienne sans sous-sol (entre 20 et 100 ans)

- Longueur entre 10 et 15,0 m
- Murs porteurs en maçonnerie en pierre non chaînée
- Nombre d'étage : RdC+0 ou RdC+1 étage
- Hauteur d'étage inférieure à 3,0 m
- Epaisseur de la maçonnerie : 0,30 – 0,40 m
- Charge de bâti entre $q=80$ kN/m et $q=120$ kN/m
- Profondeur des semelles entre $0.6\text{m} < h < 0,80$ m

- Type de fondation : soubassements en maçonnerie, éventuellement sur semelle continue non armée.

Type 2. Bâtiment d'habitation collectif ancien (entre 20 et 100 ans)

- Longueur entre 15 à 20m
- Murs porteurs en maçonnerie en pierres (moellons) non chaînée
- Nombre d'étage RdC+1
- Hauteur d'étage supérieure à 3,0 m
- Epaisseur de la maçonnerie 0,30 – 0,40 m
- Charge de bâti jusqu'à $q=150\text{kN/m}$
- Profondeur des semelles entre 0,80 m et 1,0 m
- Type de fondation : soubassements maçonnerie sur semelle continue non armée.

Type 3. Maison individuelle récente sans sous-sol (construction inférieure à 20 ans)

- Longueur jusqu'à 10 et 15,0 m
- Murs porteurs en maçonnerie en briques/parpaings chaînées
- Nombre d'étage RdC+0 ou RdC+1 étage
- Hauteur d'étage inférieure à 3,5 m
- Epaisseur de la maçonnerie 0,20 – 0,30 m
- Charge de bâti entre $q=80\text{kN/m}$ et $q=120\text{kN/m}$
- Profondeur des semelles entre 0,80 m et 1,0 m
- Type de fondation : soubassements maçonnerie sur semelle continue non armée.

Type 4. Bâtiment d'habitation collectif récent (construction inférieure à 20 ans)

- Longueur entre 15 à 20m
- Murs porteurs en maçonnerie en briques/parpaings chaînées
- Nombre d'étage RdC+1 ou RdC+2 étages
- Hauteur d'étage inférieure à 3,5 m
- Epaisseur de la maçonnerie 0,20 – 0,30 m
- Charge de bâti jusqu'à $q=200\text{kN/m}$
- Profondeur des semelles entre 1 m et 1,4 m
- Type de fondation : soubassements maçonnerie sur semelle continue armée.

Ce qui différencie les bâtis de type 1 (maison d'habitation ancienne) et de type 3 (maison individuelle récente) sont essentiellement la profondeur d'assise de la fondation, qui n'est pas suffisante pour les anciennes maisons (annexe 12), et aussi un module de la maçonnerie moins élevé à cause de l'effet de l'âge sur la résistance de maçonnerie et

l'utilisation de moellons (surtout les joints ; Zucchini et Lourenço, 2002). Les bâtis de types 3 et 4 (bâtiment collectif) ont une longueur plus élevée.

A partir de cette typologie, les paramètres d'entrée nécessaires pour le calcul peuvent être déduits. Les valeurs de la rigidité (EI) de chaque type dans le Tableau III.2 sont calculées à partir du module de la maçonnerie et du module de la fondation en utilisant la méthode de section composée présentée dans l'annexe 10.

Il est important de noter qu'un même type de bâti comprend cependant des bâtis présentant des variations de géométrie et de caractéristiques mécaniques. Les valeurs moyennes des types de bâtis sont présentées dans le Tableau III.2. Ces valeurs seront attribuées dans le calcul de vulnérabilité par une loi normale en considérant 15 % de variabilité pour chaque paramètre.

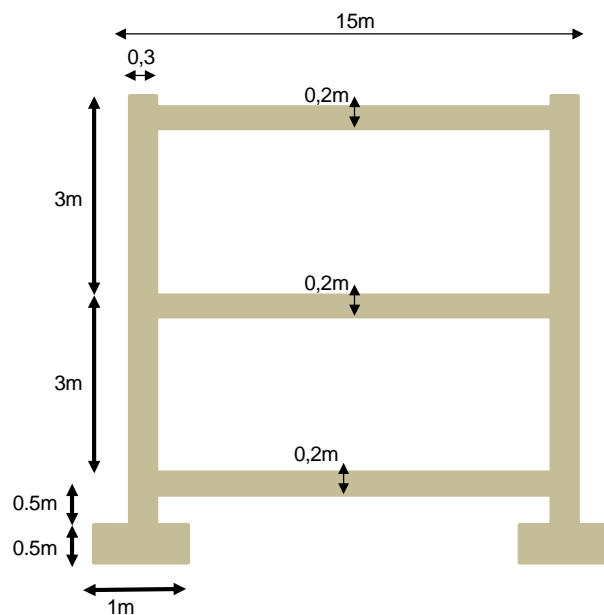


Figure III.6. Exemple du calcul de la charge pour le bâti de type 4

En considérant un béton normal, le poids volumique du béton est égal à 2500 kg/m^3 (Eurocode NF -EN 1991-1-1) et celui de la maçonnerie est de 2000 kg/m^3 (brique pleine, Eurocode 6, NF EN 1996-3). La charge maximale du bâti peut alors être calculée de la façon suivante :

Poids propre :

$$1. \text{ dalles : } 15 * 0,2 * 3 * 2500 * 0,5 = 112,5 \text{ kN/m}$$

$$2. \text{ murs : } 0,3 * 6,5 * 2000 = 39 \text{ kN/m}$$

$$3. \text{ fondation : } 1 * 0,5 * 2500 = 12,5 \text{ kN/m}$$

Charge d'exploitation

$$\text{habitation (1,5 kN/m}^3\text{): } 15 * 3 * 0,5 * 1,5 = 33,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge totale} = 112,5 + 39 + 12,5 + 33,75 = 197,75 \text{ kN/m}$$

Tableau III.2. Caractéristiques des différents types de bâtis

Type	Matériaux de la maçonnerie					Géométrie du bâti		Charge	Fondation			Rigidité
	E _b (MPa)	E _j (MPa)	t _j (m)	t _b (m)	E _m (MPa)	H (m)	L (m)	q (kN/m)	B (m)	h (m)	E (MPa)	EI (MN.m ²)
1	3000	500	0.02	0,10	1400	3	12,5	100	1	0,7	25000	1600
2	3000	500	0.02	0,15	1500	3	17,5	150	1	0,9	26000	5300
3	7000	2000	0.03	0,25	5500	5	12,5	100	1	0,9	25000	14500
4	7000	2000	0.03	0,25	5500	7	17,5	200	1	1,2	26000	37000

III.1 Facteur d'intensité du phénomène de retrait-gonflement

Deux facteurs d'intensité sont considérés dans cette partie afin de développer les courbes de vulnérabilité. Dans un premier temps, on considère la succion car c'est le paramètre utilisé dans la définition des surfaces d'état pour prendre en compte les changements hydriques. Néanmoins, ce paramètre n'est pas facilement quantifiable sur le terrain, et on peut lui préférer le degré de saturation (ou la teneur en eau) pour des raisons pratiques. Le passage de la succion à la teneur en eau nécessite néanmoins des informations complémentaires telles que la courbe de rétention.

III.2.1 Succion

Dans cette partie, les courbes de vulnérabilité seront présentées en fonction de la variation de la succion.

En suivant les étapes expliquées sur la Figure III.1, les courbes de vulnérabilité pour chaque type de sol et chaque type de bâti définis précédemment ont été construites. Pour chaque type de bâti, la valeur moyenne du module de Young équivalent est présentée dans le

. En utilisant ce module équivalent, la rigidité de chaque type de bâti a été calculée et présentée dans ce même tableau. Ensuite, cette rigidité a été attribuée aux bâtis d'un même type par une loi normale en considérant 15 % de variabilité. Les paramètres des différents types de sol sont ceux présentés dans le Tableau II.14.

Le Tableau III.3 montre un exemple de matrice de dommages pour une simulation de 100 bâtis de type 2, construit sur un type de sol de capacité de gonflement élevée. La moyenne des dommages en fonction des classes de dommages (retenus dans le Tableau III.1) est présentée sur ce tableau également. Le résultat de cette matrice est tracé sur la Figure III.7 et approximé par une fonction tangente hyperbolique.

Tableau III.3. Exemple de matrice de dommages et calcul de la moyenne en fonction de la classe de dommage

Δ/L	Δs (MPa)										Classe de dommage	
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5		
$\Delta L = 1/1000$	91%	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$1/1000 = \Delta L = 1/600$	9%	80%	4%	0	0	0	0	0	0	0	0	1
$1/600 = \Delta L = 1/500$	0	17%	0	2%	0	0	0	0	0	0	0	2
$1/500 = \Delta L = 1/300$	0	3%	96%	98%	100%	99%	94%	83%	57%	25%		3
$1/300 = \Delta L = 1/250$	0	0	0	0	0	1%	6%	17%	43%	75%		4
$1/250 = \Delta L = 1/150$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		5
$1/150 = \Delta L = 1/50$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		6
Moyenne des dommages	0,09	1,23	2,92	2,98	3,00	3,01	3,06	3,17	3,43	3,75		

Les écarts-types sur la valeur du dommage, par rapport au dommage moyen représentent les incertitudes associées à la variabilité des paramètres considérés du bâti. Les écarts-types sont de l'ordre de 0,30 à 0,40 maximum. Pour ajuster une courbe à partir du nuage des points obtenu par le calcul, nous avons utilisé une fonction mathématique de type tangente hyperbolique. La Figure III.7 montre la qualité d'approximation de cette fonction.

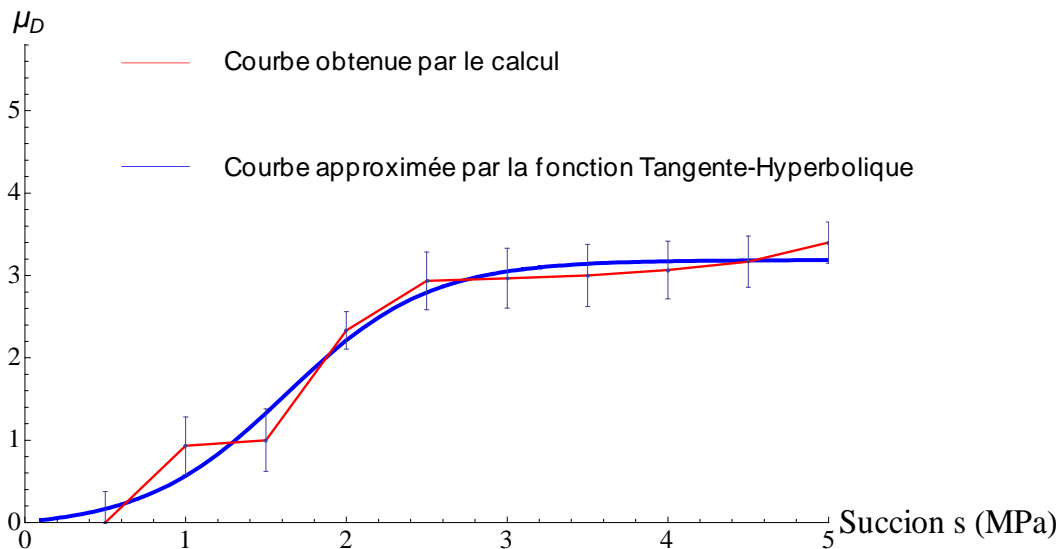


Figure III.7. Qualité d'approximation de la fonction tangente hyperbolique pour modéliser la courbe de vulnérabilité ($r^2=0,98$)

III.2.1.1 Dommages subis par différents types de bâtis

Dans les Figure III.8, Figure III.9 et Figure III.10 sont présentées les courbes de vulnérabilités des différents types de bâtiment définis dans Tableau III.2, sur les trois types de sols considérés : gonflement moyen, élevé et très élevé-critique.

Ces figures montrent que la moyenne des dommages est plus élevée pour une maison de bâti type 1 (nommé maison d'habitation ancienne). On peut également observer que le bâti type 4 (nommé bâtiment d'habitation collectif récent) présente une moyenne des dommages très faible : cela s'explique par la rigidité équivalente élevée de ce type de bâti, la charge appliquée est plus élevée et la profondeur d'assise de la fondation est plus élevée également. En effet la contribution de la hauteur du bâti à l'augmentation de sa rigidité est considérable.

Ces résultats sont cohérents compte tenu du phénomène étudié. Premièrement on observe bien que le dommage moyen augmente en passant d'un sol avec un gonflement moyen à un sol avec un gonflement très élevé-critique. On observe également que plus le bâti est rigide et chargé, moins le dommage est important, ce qui est tout à fait logique.

Il est à noter que la valeur maximale de la succion dans un climat tempéré, telle que discuté dans la partie I.1.3, ne dépasse normalement pas le point de flétrissement des plantes (environ 3 MPa). Quatre valeurs supérieures (3,5MPa, 4MPa, 4,5MPa et 5MPa) à la valeur de succion correspondant au point de flétrissement ont été imposées afin de pousser le modèle vers ces valeurs extrêmes et observer la stabilisation des courbes de vulnérabilité pour les bâtis les plus vulnérables (type 1 et 2). On notera que ces valeurs élevées de la succion pourraient éventuellement correspondre à un climat aride voir extrêmement aride.

Sur ces courbes, l'état initial est supposé saturé en surface. Il est évident que pour un état initial plus sec, l'amplitude du retrait diminue et par conséquent la vulnérabilité des bâtis diminue. L'objectif des courbes de vulnérabilité illustrées dans cette partie est de présenter la moyenne des dommages pour une amplitude potentielle de retrait maximale ce qui va dans le sens de sécurité.

On peut noter également que pour aucun des types de bâti considérés, la moyenne des dommages ne dépasse la classe 5. En effet, la classe de dommage 6 correspond à une déflexion relative de $\Delta/L=1/150$ (Tableau III.1), ce qui correspond à une instabilité générale du bâti par rupture ou déboitement de ses éléments porteurs (Mouroux *et al.*, 1988). Ce niveau de dommage peut être atteint pour d'autres mouvements de terrain plus importants, comme ceux pouvant être provoqués par exemple par un affaissement minier (Saeidi, 2010).

Courbes de vulnérabilité des batis sur sol gonflant moyen

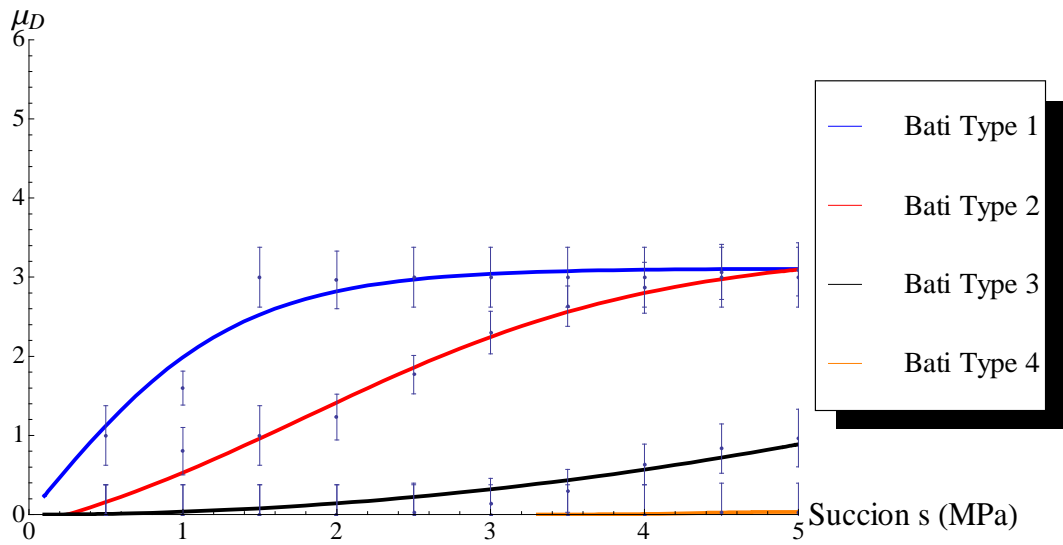


Figure III.8. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol moyennement gonflant

Courbes de vulnérabilité des batis sur sol gonflant eleve

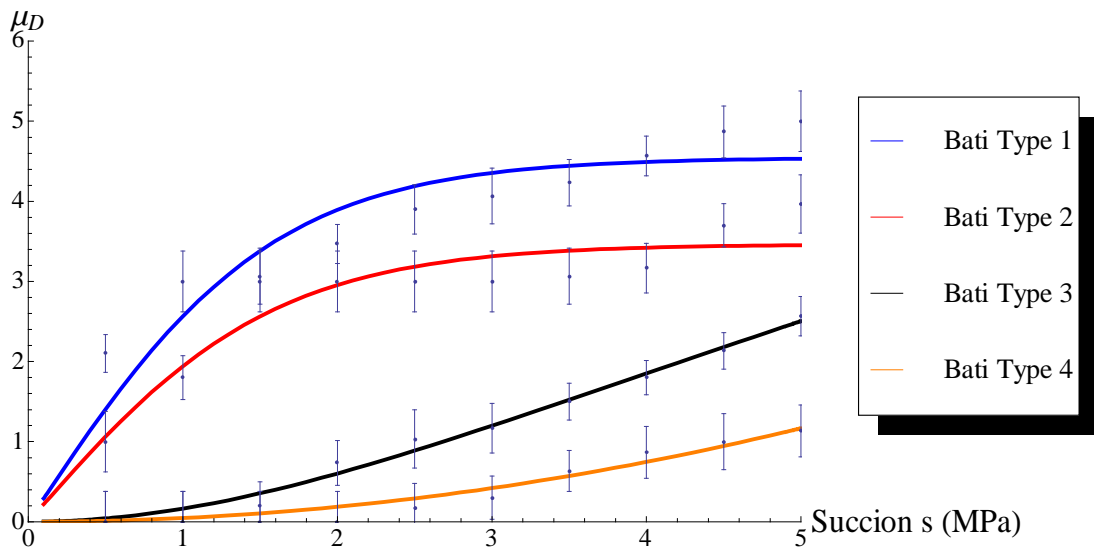


Figure III.9. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol de gonflement élevé

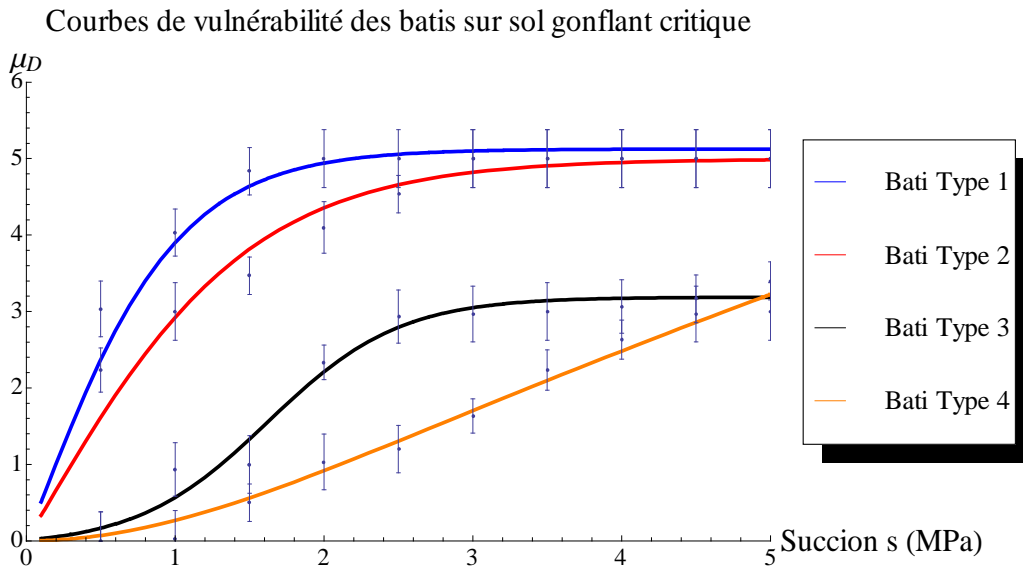


Figure III.10. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol de gonflement critique

III.2.1.2 Dommages subis par un type de bâti sur des sols de gonflements croissants

Les Figure III.11, Figure III.12, Figure III.13 et Figure III.14 présentent les courbes de vulnérabilité des bâtis de type 1, 2, 3 et 4 sur différents types de sols gonflants. En comparant ces figures, on peut déduire que la moyenne des dommages augmente proportionnellement au potentiel de gonflement du sol : plus le sol est gonflant, plus la moyenne des dommages est élevée. Cet effet est plus remarquable pour le bâti du type 4 qui ne présente aucun dommage sur un sol moyennement gonflant à cause de sa rigidité et de sa profondeur d'assise de la fondation élevée. Ce type de bâti manifeste une moyenne des dommages de classe 2 (Tableau III.1) pour une valeur importante de la succion imposée (3 MPa).

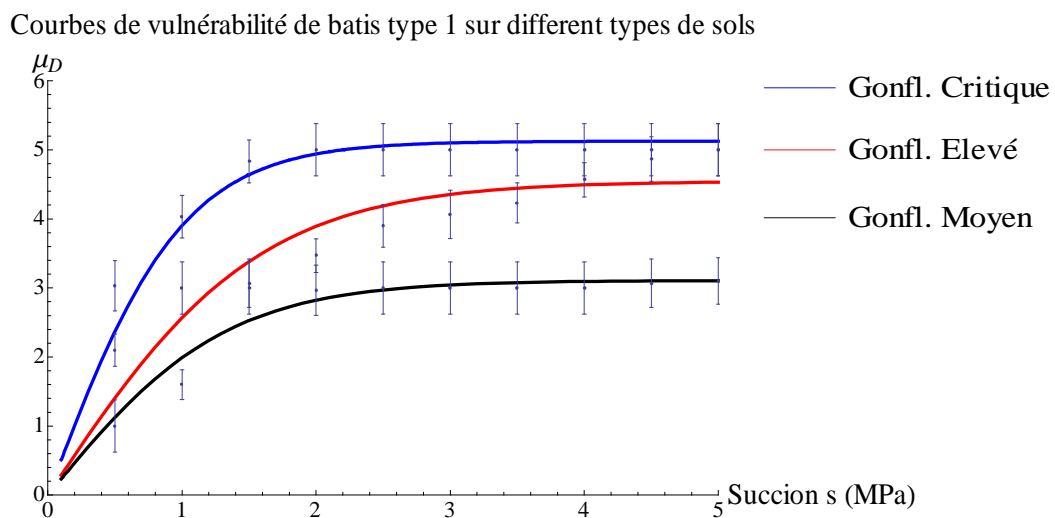


Figure III.11. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 1 fondés sur différents types de sols gonflants

Courbes de vulnérabilité de bâtis type 2 sur différent types de sols

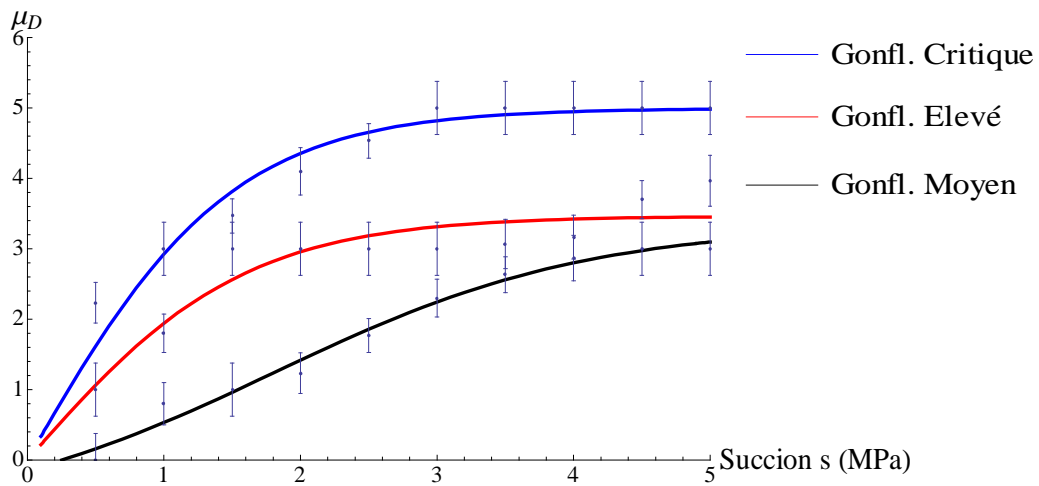


Figure III.12. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 2 fondés sur différents types de sols gonflants

Courbes de vulnérabilité de bâtis type 3 sur différent types de sols

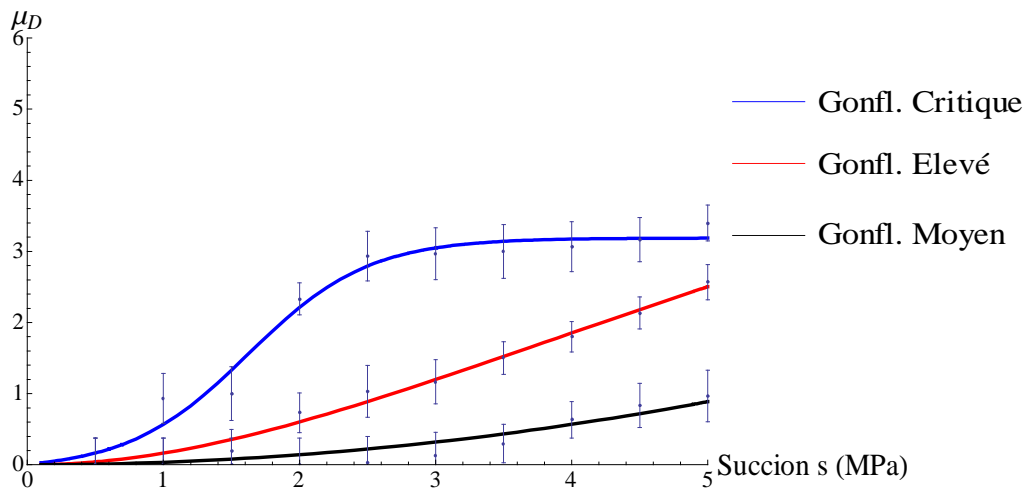


Figure III.13. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 3 fondés sur différents types de sols gonflants

Courbes de vulnérabilité de bâtis type 4 sur différent types de sols

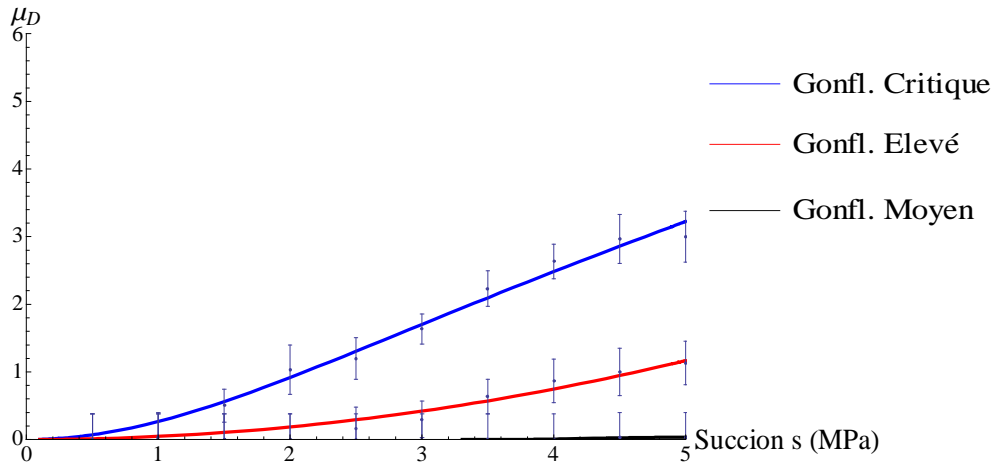


Figure III.14. Courbes de vulnérabilité des bâtis de type 4 fondés sur différents types de sols gonflants

III.2.1.3 Fonctions de vulnérabilité

Les équations des courbes de vulnérabilité ainsi que les coefficients de corrélation r^2 sont donnés dans le Tableau III.4. Ces fonctions de vulnérabilité permettent d'estimer la moyenne des dommages des différents types de bâtis conçus sur différents types de sol gonflant.

Tableau III.4. Equations des courbes de vulnérabilité en fonction de suction

Potentiel de gonflement du sol	Type de bâti	Fonction de vulnérabilité	r^2
Moyennement gonflant	1	$3,10827 \cdot \text{Tanh}[0,757309 \cdot x]$	0,992979
	2	$2,10147 \cdot (0,590049 - \text{Tanh}[0,787331 - 0,435894 \cdot x])$	0,993894
	3	$12,6269 \cdot x \cdot \text{Tanh}[0,00281326 \cdot x]$	0,918224
	4	$0,0177957 \cdot (0,975632 - \text{Tanh}[9,71923 - 2,27485 \cdot x])$	0,913664
Gonflant élevé	1	$4,54646 \cdot \text{Tanh}[0,639346 \cdot x]$	0,987759
	2	$3,46504 \cdot \text{Tanh}[0,633368 \cdot x]$	0,988143
	3	$0,549236 \cdot x \cdot \text{Tanh}[0,308151 \cdot x]$	0,993539
	4	$8,93938 \cdot x \cdot \text{Tanh}[0,00522428 \cdot x]$	0,964634
Gonflant critique	1	$5,12496 \cdot \text{Tanh}[x]$	0,997158
	2	$4,99576 \cdot \text{Tanh}[0,670421 \cdot x]$	0,995773
	3	$1,62918 \cdot (0,956401 - \text{Tanh}[1,83918 - 1,1324 \cdot x])$	0,989964
	4	$0,663198 \cdot x \cdot \text{Tanh}[0,425815 \cdot x]$	0,993053

III.2.2 Degré de saturation

Dans la partie précédente, les courbes de vulnérabilité ont été développées en fonction de la succion comme critère d'intensité. Dans cette partie, on cherche à utiliser le degré de saturation en tant que critère d'intensité. Le degré de saturation se définit à partir de la teneur en eau volumique et de l'indice des vides (équation III.3).

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} = \frac{V_w}{V_v} \cdot \frac{V_v}{V_t} = S_r \cdot n = \frac{S_r \cdot e}{1 + e} \quad \text{Équation III.3}$$

où θ est la teneur en eau volumique, V_w est le volume d'eau, V_t est le volume total, V_v est le volume occupé par les vides, S_r est le degré de saturation, n est la porosité et e est l'indice des vides.

La relation qui lie la succion au degré de saturation est définie à travers la courbe de rétention. En général, la mesure de la teneur en eau est plus rapide, simple, et moins coûteuse que la mesure (directe ou indirecte) de la succion. Plusieurs sites de sol gonflant en France ont été instrumentés afin de mesurer la variation saisonnière de la teneur en eau (ex. Mormoiron par BRGM). La détermination de la courbe de rétention consiste à mesurer la pression négative dans les pores (succion) pour différentes teneurs en eau (différentes techniques existent telles que la technique du papier filtre ou du tensiomètre, etc.). La détermination précise, en laboratoire, de la courbe de rétention (*SWRC, soil-water retention curve*) peut se faire par l'imposition de la succion. Des méthodes alternatives ont également été proposées, elles sont essentiellement basées sur des paramètres simple de classification des sols tels que la granulométrie, les limites d'Atterberg, etc. Fredlund (2000) a constaté que ces méthodes sont satisfaisantes pour la plupart des problèmes pratiques associés aux sols argileux non saturés. La forme générale de la courbe de rétention pour différents types de sol est illustrée sur la Figure III.15. Plus le sol est fin, plus la capacité de rétention de l'humidité et la valeur d'entrée d'air augmentent.

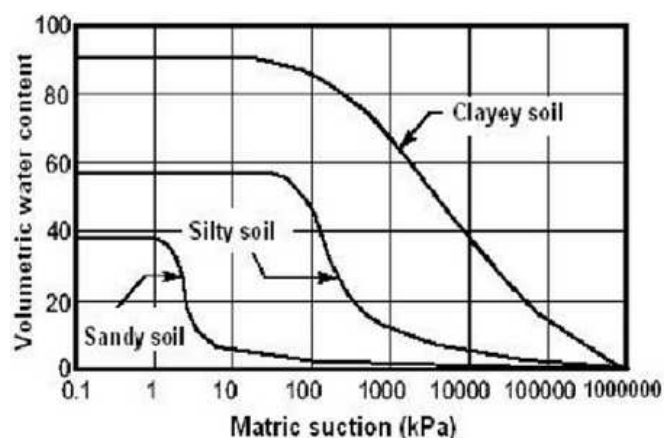


Figure III.15. Courbes de rétention pour différents types de sol (Fredlund, 2000)

Le Tableau III.5 présente quelques formules permettant d'évaluer approximativement la courbe de rétention d'un sol en fonction de la teneur en eau volumique ou le degré de saturation.

Tableau III.5. Formules permettant d'évaluer la courbe de rétention d'un sol (S_r : le degré de saturation, ψ : la succion)

Méthode		Paramètres
Brooks et Corey (1964)	$\begin{cases} S_r = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^{-\lambda} & \psi \geq \psi_b \\ S_r = 100 & \psi \leq \psi_b \end{cases}$	S_r : degré de saturation, ψ : succion, λ : paramètre d'ajustement, ψ_b : valeur d'entrée d'air.
van Genuchten (1980)	$S_r(\psi) = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi^n)} \right]^m$	S_r : degré de saturation, ψ : succion, α : paramètre d'ajustement dépendant de la valeur d'entrée d'air. m et n : paramètres d'ajustement.
Fredlund et Xing (1994)	$\theta_w = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left(\ln \left[e^1 + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right)^m}$ $C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1000000}{\psi_r} \right)} \right]$	θ_w : teneur en eau volumique ψ : succion, a : paramètre d'ajustement dépendant de la valeur d'entrée d'air. m et n : paramètres d'ajustement. ψ_r : succion de référence

Les méthodes expérimentales exhaustives se trouvent dans les travaux de Zapata (1999), Houston *et al.* (2006.).

En utilisant les équations de Fredlund et Xing (1994), la teneur en eau du sol tend vers zéro quand la succion matricielle est égale à 10^6 kPa. En revanche, l'équation de van Genuchten (1980) prévoit une teneur en eau résiduelle avec plus de précision.

Ganjian *et al.* (2007) ont proposé des relations empiriques entre l'indice de plasticité et les paramètres de la courbe de rétention de van Genuchten. Houston *et al.* (2006) ont proposé une relation empirique pour la courbe de rétention de Fredlund et Xing (1994).

La Figure III.16 montre l'estimation de la courbe de rétention pour les sols fins et granulaires proposée par Houston *et al.* (2006), sur la base de la fonction de Fredlund et Xing (1994). Pour les sols fins, les paramètres utilisés sont l'indice de plasticité (I_p) et le pourcentage de particules fines (W). Pour les sols granulaires, c'est le paramètre de granulométrie (D_{60}) qui est utilisé.

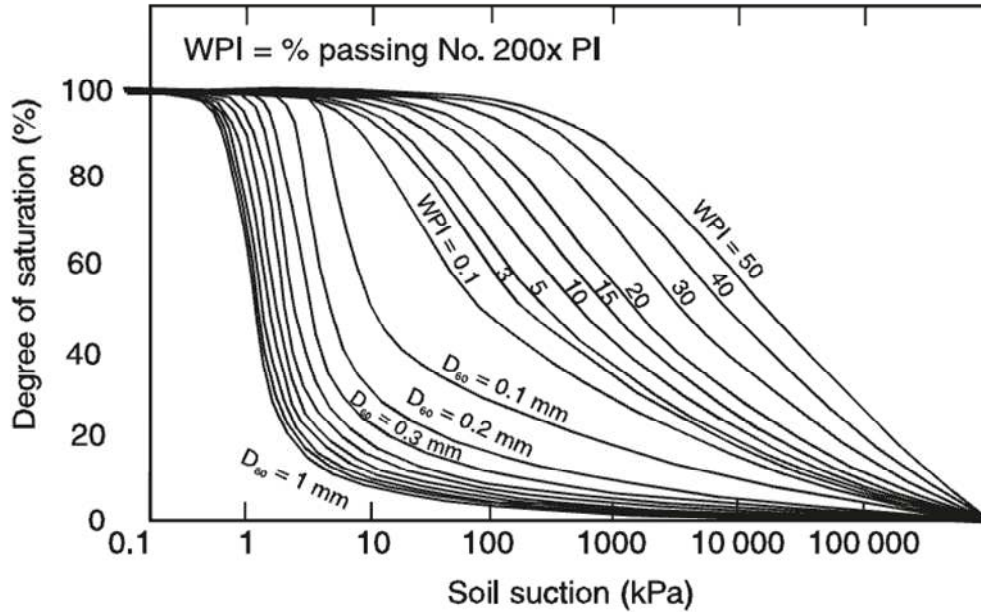


Figure III.16. Prédiction de la courbe de rétention pour les sols fins et granulaires (Houston et al., 2006)

Dans cette thèse, on se propose d'utiliser la formule van Genuchten (1980) en évaluant les paramètres à partir des formules proposées par Ganjian *et al.* (2007, équation III.4). Ces formules sont basées sur les résultats de test de 60 sols pour un chemin de séchage.

Cette méthode n'a été vérifiée que pour la phase de séchage par Ganjian *et al.* (2007). Par ailleurs la courbe de rétention présente une hystérésis entre le chemin de séchage et le chemin d'humidification. Comme dans cette étude, on considère une période de sécheresse, les paramètres de l'équation de van Genuchten pour un chemin de séchage ont été retenus.

$$1/\alpha = 0.0015(W.Ip)^3 + 0.1028(W.Ip)^2 + 0.5871(W.Ip) + 11.813$$

$$n = 0.00011(W.Ip)^2 - 0.01358(W.Ip) + 1.76987$$

Équation III.4

$$m = -5 \times 10^{-6}(W.Ip)^2 - 0.00014(W.Ip) + 0.14745$$

où W est le pourcentage de sol passé à travers le tamis #200 correspondant à un diamètre de 80 μm , exprimé sous forme décimale, et Ip est l'indice de plasticité.

La cohérence de la méthode repose sur le fait qu'elle utilise le paramètre d'indice de plasticité pondéré par le pourcentage des particules fines : $Ip.W$. Ce paramètre a été utilisé dans plusieurs méthodes de prédiction de la courbe de rétention (Zapata, 1999 ; Perrera *et al.*, 2005 ; Houston *et al.*, 2006). Ce paramètre est jugé pertinent pour les raisons suivantes : il est largement admis qu'un niveau de succion à l'état d'équilibre pour un degré de saturation donné est proportionnel à la surface spécifique des particules, l'indice de plasticité (Ip) est un indicateur direct de la surface spécifique et l'utilisation de ce paramètre seul pourrait éventuellement suffire. Cependant, un sol avec un faible pourcentage d'argile très actif pourrait avoir une valeur Ip élevée. Il apparaît donc pertinent de considérer la valeur pondérée $Ip * W$ qui fait aussi intervenir le pourcentage d'argile. Le tamisat (passant) à 80 μm correspond à la coupure entre grains fins et grains grossiers.

Le choix de cette méthode avec les paramètres du sol utilisés qui sont l'indice de plasticité et la limite de liquidité, permet de rester cohérent avec la typologie du sol qui a été faite dans la partie (II.2.5.1) et qui utilise les mêmes paramètres.

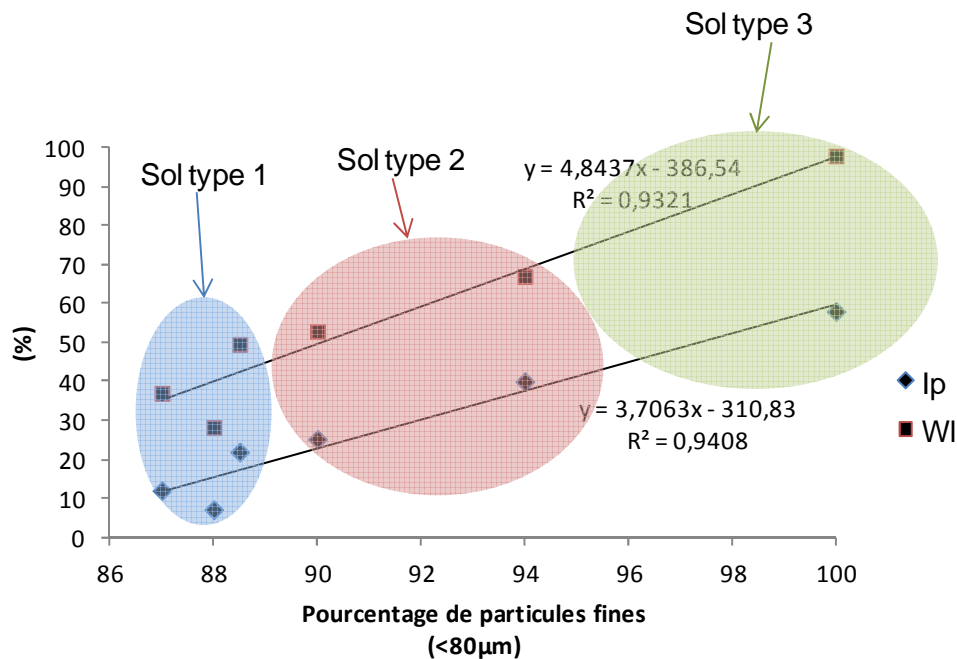


Figure III.17. Corrélation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec le pourcentage de particules fines des sols argileux et les types de sol considérés

Concernant le pourcentage de particules fines (inférieures à $80 \mu\text{m}$), le résultat de Sridharan et Gurtug (2004) a été utilisé comme dans le chapitre précédent. La Figure III.17 montre la corrélation entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité avec le pourcentage de particules fines des sols argileux. Sur cette figure ont été superposés les types des sols considérés. Les valeurs moyennes de 88%, 92% et 98% des particules fines ont été choisies pour trois types de sols gonflants définis dans cette thèse (Figure II.63).

L'état initial du sol (teneur en eau et densité) pourrait influencer la forme de la courbe de rétention. Comme il a été mentionné précédemment, dans cette étude le degré de saturation initial est supposé égal à 100% avant la phase de séchage. La densité initiale semble être un paramètre important dans la détermination de la courbe de rétention. En effet, la Figure III.18 montre une série de résultats expérimentaux réalisés par Salager (2007) qui montre l'effet de la densité sur la courbe de rétention. Compte tenu de ce résultat, on peut considérer que le point d'entrée d'air et la capacité de rétention augmentent avec la diminution de l'indice des vides initial. Le même comportement a été observé par Biglari *et al.* (2008) pour différents types d'argiles ainsi que pour un mélange de bentonite/limon.

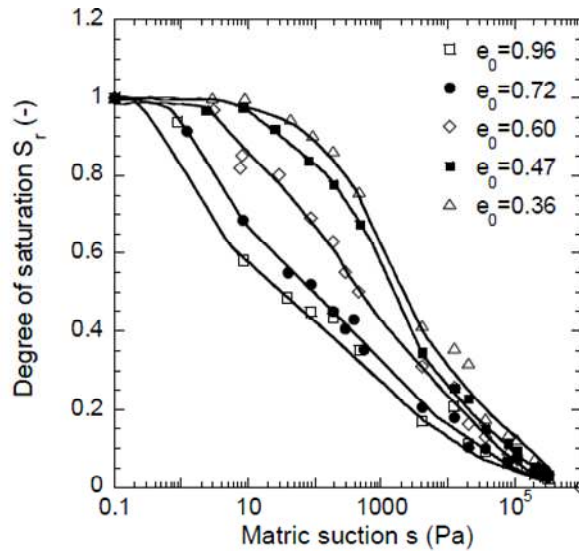


Figure III.18. Effet de l'indice des vides initial sur la forme de la courbe de rétention et la valeur d'entrée d'air pour un sable limoneux pendant un chemin de séchage (Salager, 2007).

En général, les méthodes de prédiction de la courbe de rétention ne prennent pas en compte l'influence de la densité sur la courbe de rétention. Afin de tester la validité de la méthode considérée (éq III-4), on a superposé sur la Figure III.19 la courbe de rétention approximée sur des résultats de mesure de la succion pour différents degrés de saturation d'un mélange de bentonite-limon (présentés dans le Tableau II.1 ; Nowamooz, 2007) de poids volumique variable : dense ($\gamma_d=1,55 \text{ Mg/m}^3$), intermédiaire ($\gamma_d=1,35 \text{ Mg/m}^3$) et lâche ($\gamma_d=1,27 \text{ Mg/m}^3$).

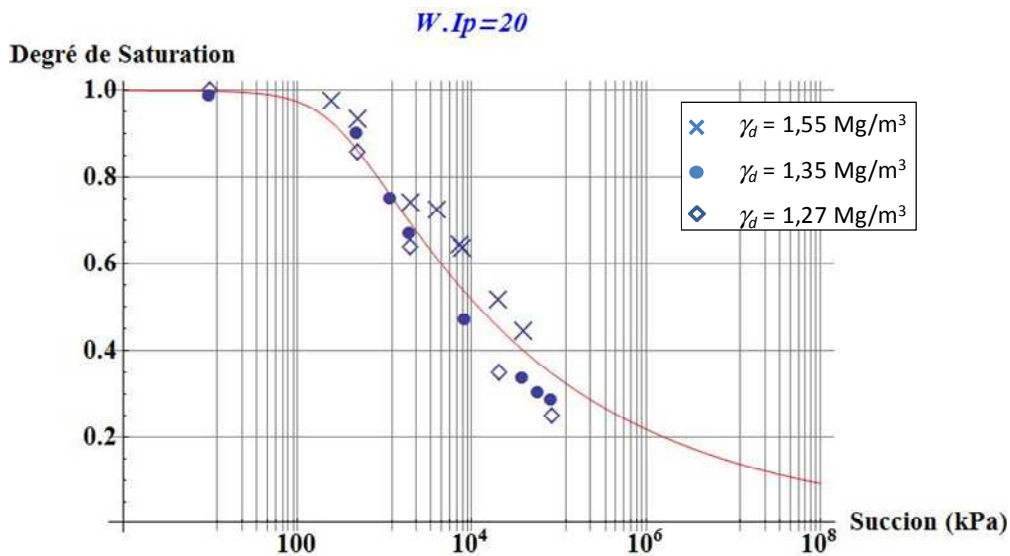


Figure III.19. Comparaison entre la courbe de rétention approximée par la méthode de Ganjian *et al.* (2007) et les résultats d'essais sur un mélange de Bentonite/limon densité initiale variable.

La Figure III.19 montre que la méthode utilisée est appropriée pour un état initial de densité intermédiaire. Comme il a été mentionné dans la partie (II-2.3.4), on considère que la densité

du sol sous un bâti soit dans un état intermédiaire ou dense. Dans ces conditions, la méthode utilisée pour prédire la courbe de rétention convient parfaitement.

Par la suite, les courbes de rétentions associées à la typologie des sols (Tableaux II.10 et II.11) ont été établies à partir des valeurs maximales et minimales de l'indice de plasticité et le pourcentage de particules fines (Figure III.17). La Figure III.20 montre les limites supérieures et inférieures pour chaque type de sol considéré. Les résultats obtenus apparaissent cohérents dans la mesure où plus le sol est fin, plus son indice de plasticité augmente et plus la capacité de rétention de l'humidité est élevée.

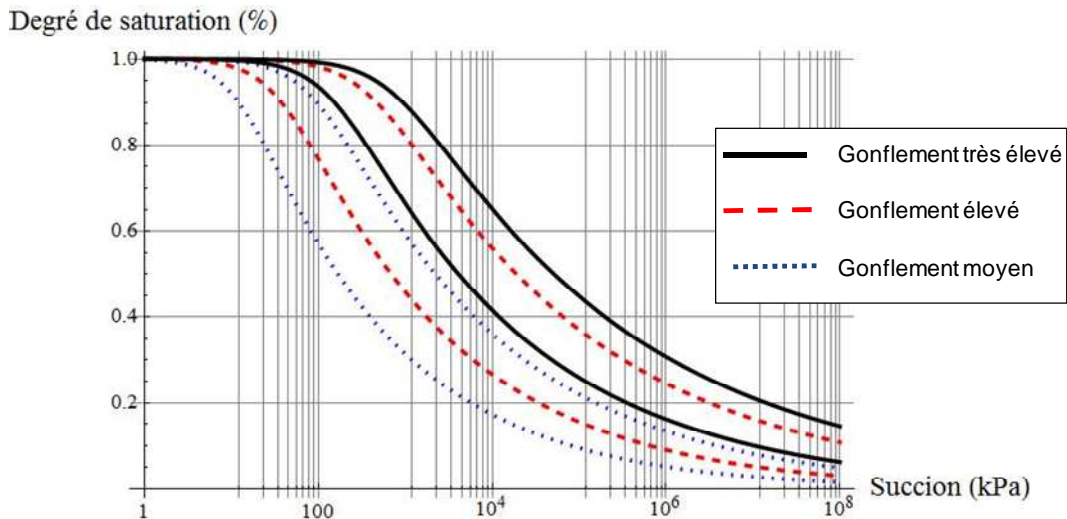


Figure III.20. Limites supérieures et inférieures de la courbe de rétention pour chaque type de sol

La Figure III.21 montre les courbes de rétention moyennes pour chaque type de sol qui seront utilisées par la suite pour développer les courbes de vulnérabilité en fonction de la variation du degré de saturation comme facteur d'intensité de l'aléa retrait-gonflement.

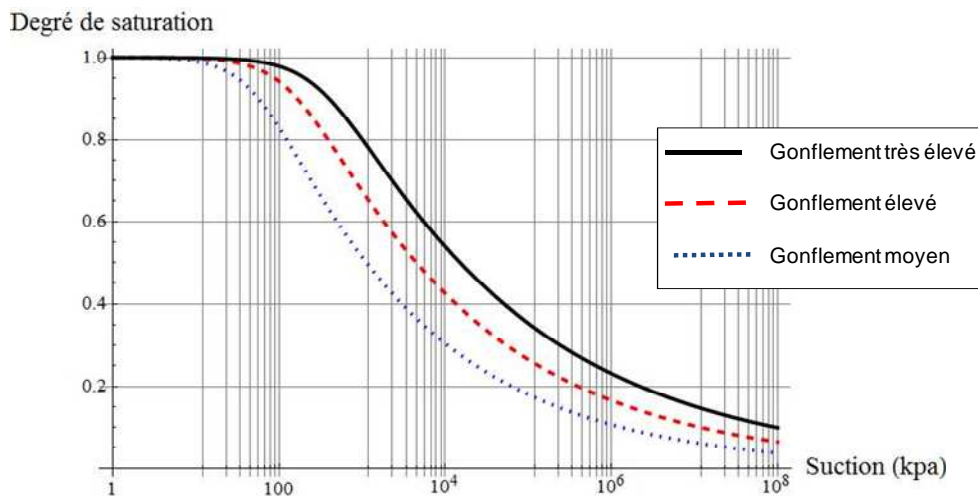


Figure III.21. Courbes de rétention moyennes pour les trois types de sol

Les courbes de vulnérabilité développées en fonction de la succion dans la partie précédente seront converties en fonction de la diminution du degré de saturation en utilisant les courbes de rétention moyenne de chaque type de sol présentées sur Figure III.21. Les résultats sont illustrés sur les Figure III.22, Figure III.23 et Figure III.24. L'état initial des sols est supposé saturé ($S_r=1$) sur la Figure III.21, et au fur et à mesure que la succion augmente le degré de saturation diminue. La diminution du degré de saturation correspondant à une variation de succion de 3MPa (valeur seuil dans cette étude) est indiquée par la ligne en pointillé sur ces courbes.

Comme la Figure III.21 l'illustre, la variation du degré de saturation en fonction de la succion est plus importante pour le sol moyennement gonflant et diminue quand le sol devient plus gonflant. En effet, la capacité de rétention d'eau pour un sol plus fin est plus élevée. La même tendance est observée sur les courbes de vulnérabilité. Le fait d'imposer une succion de 3 MPa en surface crée une diminution du degré de saturation de l'ordre de 60% pour le sol moyennement gonflant, 45% pour le sol dont le gonflement est élevé et 33% pour le sol dont le gonflement est très élevé-critique.

La Figure III.22 montre une moyenne des dommages nulle pour le bâti de type 4 sur un sol moyennement gonflant qui subit une diminution du degré de saturation depuis son état initial saturé de l'ordre de 60%. La moyenne des dommages pour ce type de bâti augmente quand on passe du sol moyennement gonflant au sol très gonflant, et un dommage moyen de classe 1 (correspondant à la fissuration des plâtres, Tableau III.1) est observé pour une diminution du degré de saturation de 33% (correspondant à la succion de 3 MPa).

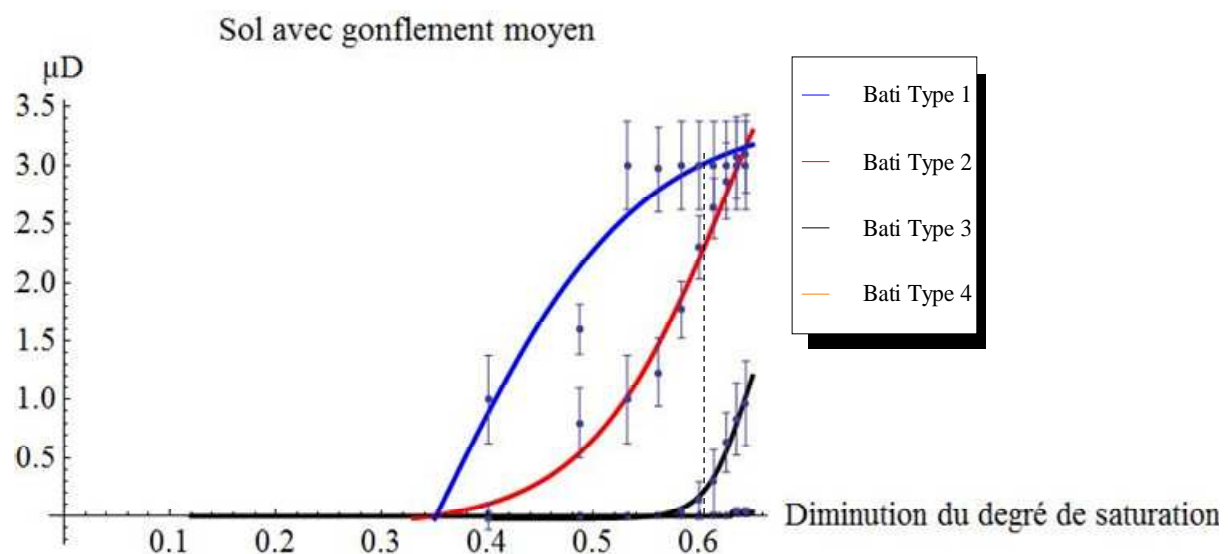


Figure III.22. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol moyennement gonflant. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa.

Sur la Figure III.22, on observe qu'il n'y a pas de dommage sur les bâtis conçus sur un sol moyennement gonflant jusqu'à une diminution du degré de saturation de 34%.

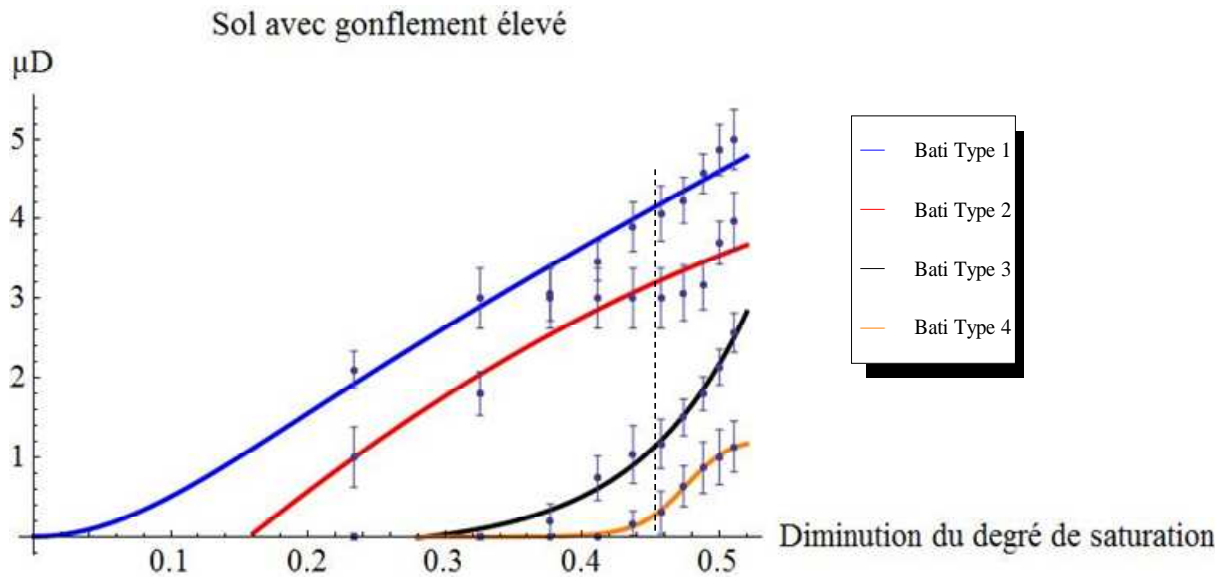


Figure III.23. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol dont le gonflement est élevé. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa.

Sur la Figure III.23, on observe que les bâtis de type 1 commencent à manifester des dommages dès la plus petite valeur de la diminution du degré de saturation (5%) alors que les autres types résistent jusqu'à une diminution du degré de saturation de 16%, 28% et 41% respectivement pour les bâtis de type 2, 3 et 4.

Sur la Figure III.24, on remarque que les bâtis conçus sur des sols très gonflants commencent à manifester des dommages à partir d'une faible diminution du degré de saturation.

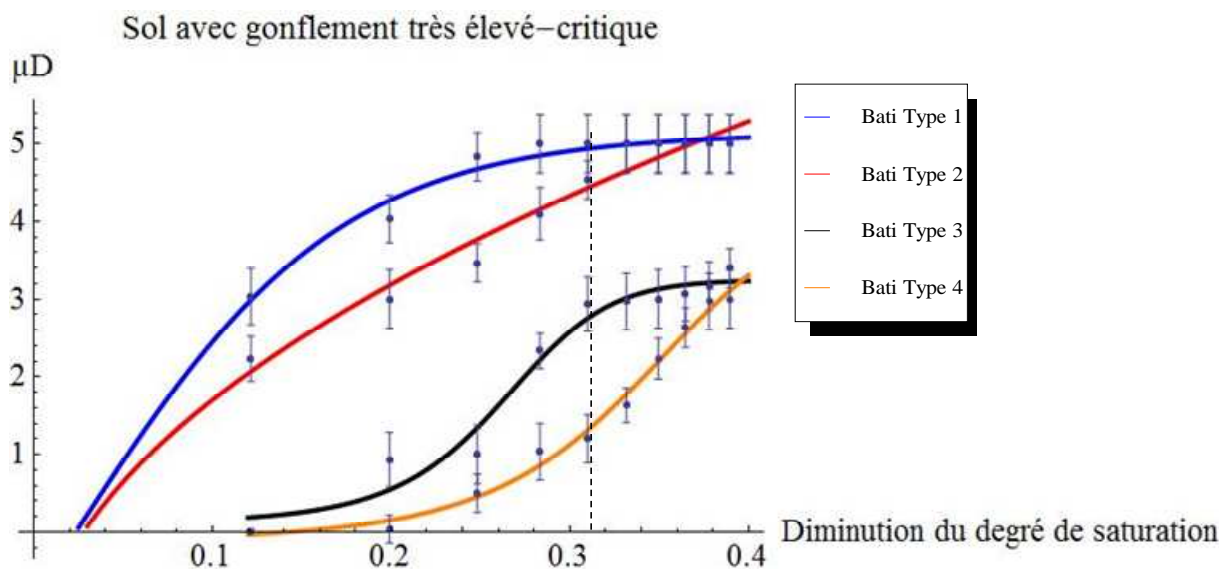


Figure III.24. Courbes de vulnérabilité des différents types de bâtis sur un sol dont le gonflement est très élevé-critique. En pointillé : degré de saturation correspondant à une succion de 3MPa.

Le bâti de type 1 arrive à la moyenne des dommages la plus élevée pour une diminution de $\Delta S_r=33\%$ (correspondant à la succion de 3 MPa) et se stabilise à ce stade.

Le Tableau III.6 présente les fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâti et de sol en fonction de la diminution du degré de saturation (paramètre x dans les fonctions). Ces fonctions semblent être moins bien ajustées pour le degré de saturation que pour la succion.

Tableau III.6. Fonctions de vulnérabilité en fonction du degré de saturation

Potentiel de gonflement du sol	Type de bâti	Fonction de vulnérabilité	r^2
Moyennement gonflant	1	$-3,44 \operatorname{Tanh}[1,88 - 5,325 \cdot x]$	0,993
	2	$3(0,96 - \operatorname{Tanh}[4,65 - 7,355 \cdot x])$	0,992
	3	$0,977 - \operatorname{Tanh}[8,82 - 21,416 \cdot x^2]$	0,918
	4	$-0,016(-1 + \operatorname{Tanh}[1086 - 2738 \cdot x^2])$	0,99
Gonflant élevé	1	$9,233 \cdot x \cdot \operatorname{Tanh}[6,116 \cdot x]$	0,995
	2	$7,9(-0,287 + \operatorname{Tanh}[1,883 \cdot x])$	0,987
	3	$46,75(1 - \operatorname{Tanh}[5 - 6,388 \cdot x])$	0,993
	4	$0,622(1 - \operatorname{Tanh}[7,012 - 31,175x^2])$	0,997
Gonflant critique	1	$-5,143 \cdot \operatorname{Tanh}[0,158 - 6,77x]$	0,997
	2	$-89,9 \cdot \operatorname{Tanh}[0,021 - 0,126 \cdot x^{0,5}]$	0,991
	3	$1,58 \cdot (1,05 - \operatorname{Tanh}[2,08 - 30,6 \cdot x])$	0,9946
	4	$2,18 \cdot (0,90 - \operatorname{Tanh}[1,84 - 15,2 \cdot x^2])$	0,9948

Les courbes de vulnérabilité développées dans ce chapitre doivent être validées par les résultats *in situ* avant d'être utilisées. La comparaison des courbes de vulnérabilité développées avec la base de données des maisons sinistrées soulève quelques difficultés :

- la variation hydrique exacte est inconnue au moment de l'apparition des désordres, car l'état hydrique initial du sol au moment de la construction est souvent inconnu,
- le critère de dommage utilisé dans cette étude est la déflation relative (Δ/L) qui ne peut pas être mesurée directement sur les maisons sinistrées, car actuellement, le critère de dommage mesurable sur les maisons sinistrées est l'ouverture des fissures sur la façade des bâtis.

Cependant le paramètre de l'ouverture des fissures a rarement été enregistré dans la base de données des maisons sinistrées. L'étape de validation des courbes de vulnérabilité s'inscrit dans la perspective de cette thèse en faisant appel à un code d'élément distinct type UDEC, qui permettrait d'estimer l'ouverture de fissure d'un mur en maçonnerie en fonction

du taux de déflexion imposé, et en utilisant une base de données plus complète précisant l'ouverture maximale de fissure accompagnée par une mesure de variation hydrique du sol sous le bâti.

III.3 Conclusion

Le développement des courbes de vulnérabilité s'inscrit dans le cadre des problématiques de recherche actuelles visant à caractériser le mieux possible le phénomène de retrait-gonflement et son interaction avec la fondation, afin de pouvoir anticiper les dommages au bâti.

Le travail présenté consiste essentiellement en une étude de **faisabilité** du développement de courbes de vulnérabilité. En ce sens, les courbes développées demandent maintenant à être précisées avant d'envisager leur application. Les courbes présentées ont été développées pour une typologie donnée comportant 4 types de bâtis fondés sur 3 types de sol gonflants (la typologie des sols gonflants a été faite dans le chapitre II). Deux facteurs d'intensité de l'aléa ont été considérés afin de tenir compte de la variation hydrique du sol : la succion et le degré de saturation.

Les courbes de vulnérabilité reposent en partie sur la prise en compte d'une variabilité des caractéristiques mécaniques et dimensionnelles des bâtis d'un même type. Ici, une variabilité de 15% a été considérée. Les courbes de vulnérabilité ont ensuite été modélisées par une fonction tangente hyperbolique.

Les courbes de vulnérabilité peuvent être utilisées afin d'estimer le dommage structurel provoqué par l'aléa retrait-gonflement pour chaque type de bâti construit sur différents types de sol. Dans la perspective d'une application opérationnelle de ce travail, une optimisation des fonctions de vulnérabilité est nécessaire en considérant un échantillon plus important pour les simulations de type Monte-Carlo, en précisant la typologie et en justifiant davantage la variabilité des paramètres considérés.

La variabilité des paramètres du sol peut être également approfondie en exploitant une base de données plus complète par rapport à celle utilisée dans cette étude. Cela nécessite d'effectuer des essais œdométriques ou triaxiaux à succion contrôlée sur différents sols gonflants naturels ou artificiels afin d'avoir suffisamment de données dans chaque type de sol gonflant.

La validation des courbes de vulnérabilité est également une étape essentielle qui n'a pas été abordée dans cette thèse. Si la comparaison des courbes de vulnérabilité avec les bases de données d'ouvrages dégradés apparaît comme la plus satisfaisante méthode de validation, l'expérience montre qu'elle n'est pas facilement applicable en raison de l'absence de données précises relatives à la valeur de la succion ou du degré de saturation dans les sols à proximités des ouvrages dégradés. Une autre stratégie consiste à relier les moyennes des dommages calculées à l'ouverture des fissures de la maçonnerie grâce à une étude numérique (par exemple avec un logiciel aux éléments distincts de type UDEC). En effet, l'ouverture des fissures est un critère de dommage mesurable sur les maisons sinistrées et cette procédure pourrait permettre de valider les courbes de vulnérabilité.

Conclusion générale et perspectives

Le but de ce travail de thèse était d'étudier la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement à travers une analyse de l'interaction sol-structure. Le chapitre 1, s'est porté sur la bibliographie autour de trois grands volets :

- le comportement hydromécanique des sols argileux,
- l'interaction sol-structure,
- l'évaluation des dommages structuraux.

Afin de modéliser le comportement hydromécanique des sols argileux, le concept de surface d'état semble être à la fois simple et pertinent, et capable de reproduire des résultats comparables aux modèles plus sophistiqués comme celui de Barcelone (BExM) pour de simples chemins de contrainte (séchage ou humidification). Dans cette étude, ce concept a été utilisé afin de modéliser le comportement hydromécanique des sols gonflants. Dans les pays au climat tempéré comme celui de la France, au moment de la construction, l'état hydrique du sol est proche de son état saturé. Suite à des périodes de sécheresse intenses des dégâts et fissures de retrait apparaissent sur les bâtis. Par conséquent, dans cette étude nous avons apporté une attention particulière à ce phénomène et le chemin de séchage a été retenu pour la modélisation de l'interaction sol-structure.

Par ailleurs, dans la nature, les sols gonflants subissent des cycles de séchage-humidification saisonniers et montrent un comportement réversible après un certain nombre de cycles pour une gamme habituelle de variation de succion. Cependant, si la variation de succion dépasse la gamme habituelle, le comportement du sol devient irréversible. Dans cette étude, la surface d'état utilisée peut être ajustée, soit pour modéliser le comportement réversible d'un sol lorsque la variation de succion est modérée, soit pour modéliser un comportement irréversible lorsque la variation de succion dépasse sa gamme habituelle.

La synthèse bibliographique a mis en évidence le manque de modèles d'interaction sol-structure dédiés à l'étude des conséquences des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux sur le bâti. Les modèles existants d'interaction sol-structure imposent une forme initiale du terrain due au retrait (ou gonflement) du sol. La déformation du bâti sur ce sol déformé est ensuite étudiée soit numériquement (à l'aide d'une méthode d'éléments finis) soit analytiquement (à l'aide des modèles de type Winkler). Ces modèles ne prennent pas en compte l'existence d'un couplage hydromécanique dans les sols gonflants non-saturés.

Cette thèse répond à ce manque de méthode pratique tout en introduisant le comportement hydromécanique des sols argileux non saturés. Les résultats de l'étude de l'interaction sol-structure ont ensuite été utilisés afin de construire des courbes de vulnérabilité pour différents types de bâti conçus sur différents types de sol.

Dans le chapitre 2, d'abord un modèle uni-axial de l'interaction sol argileux-structure a été proposé. Ce modèle prend en compte le couplage hydromécanique des sols non saturés argileux grâce à l'approche de surface d'état, et permet d'évaluer l'influence de la raideur du bâti sur l'amplitude du retrait.

Les résultats montrent que plus le bâti est rigide, plus l'amplitude du retrait du sol argileux est faible. Le tassement final peut être réduit par un facteur de deux en considérant l'interaction sol-structure et la rigidité de construction par rapport à un tassement calculé

sans tenir compte de la rigidité du bâtiment. De plus, pour un sol initialement lâche, qui a une compressibilité élevée, cet effet est plus important.

L'analyse de corrélation entre les paramètres du modèle et le tassement final a montré que l'influence de la profondeur de la fondation, la rigidité du bâtiment, l'expansivité du sol (paramètre c dans l'équation de la surface d'état) et le profil de succion a été la plus grande par rapport à l'influence des autres paramètres utilisés. En particulier, l'augmentation de la profondeur d'assise de la fondation à partir de 0 à 0,45 m peut diminuer l'amplitude du tassement dû à la sécheresse d'environ 60 %.

Les résultats de cette partie restent assez qualitatifs et leur exploitation ne permet pas de prédire le dommage moyen du bâti. Par la suite, des modèles plus élaborés en 2D et 3D ont donc été proposés.

Le modèle bidimensionnel de l'interaction sol argileux-structure associe la prise en compte du couplage hydromécanique des sols non saturés argileux grâce à l'approche par surface d'état et la prise en compte de l'influence de la raideur du bâti et des profils hydriques vertical et horizontal.

Le résultat de ce modèle analytique a été comparé avec celui obtenu par modélisation numérique avec le logiciel Code-Bright, en utilisant le modèle BExM. Les deux résultats montrent une bonne concordance ce qui pourrait constituer un élément de validation du modèle analytique.

Le modèle analytique est ensuite exploité après identification d'une typologie des sols gonflants. Basé sur cette typologie et les valeurs caractéristiques du bâti, des courbes de transmission du tassement ont été établies. Ces courbes (abaques) pourraient être utilisées afin de prédire approximativement le tassement transmis au bâti sans avoir à effectuer les calculs analytiques complexes.

Les résultats montrent que le tassement final du bâti est inversement proportionnel à l'augmentation de la charge, de la rigidité du bâti et de la profondeur d'assise de la fondation. En revanche, l'augmentation de la longueur du bâti et de la succion imposée fait augmenter le tassement final.

Le modèle 3D basé sur la théorie des plaques pour modéliser le comportement du bâti a été développé. Ce modèle permet de modéliser plus fidèlement la rigidité de l'ouvrage en prenant en compte l'influence des murs sur la rigidité du bâti. En revanche, ce modèle est plus complexe et les temps de calculs peuvent rapidement devenir très longs. Le calcul du taux de transmission du tassement peut être également effectué avec ce modèle. Ce modèle pourrait permettre d'évaluer l'influence de la présence d'un ou de plusieurs arbres à proximité du bâti en imposant une variation de succion non symétrique avec une succion localement plus élevée. Ces points constituent une perspective intéressante pour ce travail.

Le développement des courbes de vulnérabilité s'inscrit dans le cadre des problématiques de recherche actuelles visant à caractériser le mieux possible le phénomène de retrait-gonflement et son interaction avec les fondations, afin de pouvoir anticiper les dommages au bâti. Le travail présenté dans le troisième chapitre consiste essentiellement en une étude de faisabilité du développement de courbes de vulnérabilité. En ce sens, les courbes développées demandent à être précisées avant d'envisager leur application. Les courbes présentées ont été développées pour une typologie donnée comportant 4 types de bâtis

fondés sur 3 types de sol gonflants (moyennement gonflant, capacité de gonflement élevée et capacité de gonflement très élevé-critique). Deux facteurs d'intensité d'aléa ont été considérés afin de tenir compte de la variation hydrique du sol : la succion et le degré de saturation.

Les courbes de vulnérabilité reposent en partie sur la prise en compte d'une variabilité des caractéristiques mécaniques et dimensionnelles des bâtis d'un même type. Dans cette étude une variabilité de 15% a été considérée. Les courbes de vulnérabilité ont ensuite été modélisées par une fonction tangente hyperbolique.

Les courbes de vulnérabilité peuvent être utilisées afin d'estimer le dommage structurel provoqué par l'aléa retrait-gonflement pour chaque type de bâti construit sur différents types de sol. Dans la perspective d'une application opérationnelle de ce travail, une optimisation des fonctions de vulnérabilité est nécessaire en considérant un échantillon plus important pour les simulations de type Monte-Carlo, en précisant la typologie et en justifiant davantage la variabilité des paramètres considérés.

La variabilité des paramètres du sol peut être également approfondie en exploitant une base de données plus complète par rapport à celle utilisée dans cette étude. Cela nécessite d'effectuer des essais œdométriques ou triaxiaux à succion contrôlée sur différents sols gonflants naturels afin d'avoir suffisamment de données pour chaque type de sol gonflant.

La validation des courbes de vulnérabilité est également une étape essentielle qui n'a pas été abordée dans cette thèse. Si la comparaison des courbes de vulnérabilité avec les bases de données d'ouvrages dégradés apparaît comme la plus satisfaisante méthode de validation, l'expérience montre qu'elle n'est pas facilement applicable en raison de l'absence de données précises relatives à la valeur de la succion ou du degré de saturation dans les sols à proximités des ouvrages dégradés. Une autre stratégie consiste à relier les moyennes des dommages calculées à l'ouverture des fissures de la maçonnerie grâce à une étude numérique (par exemple avec un logiciel aux éléments distincts de type UDEC). En effet, l'ouverture des fissures est un critère de dommage mesurable sur les maisons sinistrées et cette procédure pourrait permettre de valider les courbes de vulnérabilité.

Les perspectives de ce travail se portent sur les 3 volets décrits ci-après.

- La modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants pourrait être approfondie. Afin de prendre en compte le comportement réversible du sol, il serait également intéressant de considérer les surfaces d'état élastoplastique. La typologie des sols associée au choix de surface d'état peut également être raffinée en effectuant des essais œdométriques ou triaxiaux à succion contrôlée. Une étude de sensibilité sur les différents type surface d'état pourrait être effectuée.
- La typologie des bâtis peut être améliorée en exploitant une base de données plus complète et précise sur les maisons sinistrées.
- Le modèle de l'interaction sol-structure en 3D, basé sur l'élément de plaque peut être utilisée afin de mieux appréhender la rigidité du bâti.
- Enfin la validation théorique des courbes de vulnérabilité peut être envisagée grâce à une étude numérique (éléments distincts) en considérant une rigidité équivalente de la maçonnerie pour la déflexion relative calculée par le modèle 2D développé. Grâce à cette méthode, la déflexion relative utilisée dans le développement des courbes de vulnérabilité peut être théoriquement reliée à l'ouverture des fissures de chaque type des bâtis.

Références bibliographiques

- Abdallah M. (2009). Vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie à des mouvements de terrain: méthodologie d'analyse par méthodes statistiques et par plans d'expériences numériques sur les données de la ville de Joeuf. *Thèse de Doctorat*.
- Abdelmalak, R.I. (2007). Soil structure interaction for shrink-swell soils, A new design procedure for foundation slabs on shrink-swell soils. *PhD. thesis*, Texas A&M University.
- Airo Farulla C., Ferrari A., Romero E. (2007). Mechanical behaviour of compacted scaly clay during cyclic controlled-suction testing. *Springer Proceedings in Physics 112, Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, edited by T. Schanz. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg. pp. 345-354.
- Airo Farulla C., Ferrari A., Romero E. (2010). Volume change behaviour of a compacted scaly clay during cyclic suction changes. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 47, pp. 688-703.
- Al-Homoud A., Basma A., Husein Malkawi A., Al Bashabsheh M. (1995) Cyclic swelling behavior of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.121, n°7, pp. 562-565.
- Al Qadad A. (2009) Influence de la Sécheresse sur les Structures: Modélisation de l'Interaction Sol-Atmosphère-Structure. *Thèse de Doctorat*. Université des Sciences et Technologies de Lille, Laboratoire de Mécanique de Lille.
- Alonso E.E., Gens A. et Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, vol. 40, n°3, pp. 405-430.
- Alonso E.E., Lloret A., Gens A., Yang D.Q. (1995). Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils*, Paris, France, 6-8 September 1995, vol. 1. pp. 11- 16.
- Alonso E.E., Vaunat J., et Gens A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering geology*, vol. 54, pp. 173-183.
- Alonso E.E., Hoffmann E.R.C., Garcia-Escudero E. (2005). Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. *Engineering Geology*, vol. 81, n°3, pp. 213-226.
- Aubeny C., Long X. (2007). Moisture Diffusion in Shallow Clay Masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, n°10, pp. 1241-1248.
- Aubeny C.P., Lytton R.L., Tang D. (2003). Simplified analysis of unsteady moisture flow through unsaturated soil, *82nd Annual Meeting of Transportation Research Board*, Washington, D.C.
- Bandis S.C., Barton N.R., Christianson M. (1985). Application of a new numerical model of joint behaviour to rock mechanics problems. *Fundamentals of rock joints*, pp 345-356, Centek Publishers.
- Baheddi M. (2007). Design Method of Flexible Continuous Footings on Swelling Clayey Soils. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 2, n°3, p p. 531-539.
- Bélanteur N., Tacherifet S., Pakzad M. (1997). Etude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes fortement compactées. *Revus Française de Géotechnique*, n°78, pp. 31-50.
- Belmouden Y. et Lestuzzi P. (2006). Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse. *Rapport de Recherche, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)*
- Bernier F., Volckaert G., Alonso E., Villar M. (1997). Suction controlled experiments on Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 47, pp. 325-338.
- Biglari M., Shafiee A., Ashayeri I. (2008). Determination of soil suction state surface in pure and composite clays by filter paper method. *Unsaturated soils : Advances in Geo-Engineering- Toll et al.* (eds), London.
- Bishop A.W. (1959). The principle of effective stress. *Technisk Ukeblad*, vol. 106, n°39, pp. 859-863.

- Bishop A.W., Donald I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, vol.1, pp 13-21.
- Bolzon G., Schrefler B.A., Zienkiewicz O.C. (1996). Elasto-plastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, vol. 46, n°2, pp. 279-289.
- Boone S.J. (1996). Ground-movement related building damage. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, vol. 122, n°11, pp. 886-896.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n°1.
- Bowles J.E. (1996). Foundation analysis and design. *Fifth Edition. McGraw-Hill International Editions. Civil Engineering Series*. ISBN 0-07-118844-4.
- Brackley I.J.A. (1973). Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, Haïfa, vol. 1, pp. 169-176.
- Brackley I.J.A. (1983). An empirical equation for the prediction of clay heave. *Proceedings of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 8-14.
- Briaud J.L., Zhang X., Moon S. (2003). Shrink Test-Water Content Method for Shrink and Swell Predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 129, n°7, pp. 590-600.
- Brooks R.H., Corey A.T. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology paper 3*. Fort Collins: Colorado State University.
- Burland J.B., Broms B.B., De Mello V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *9th Int.conf. on soil mechanics and foundations engineering*, pp. 495-546.
- Burland J.B. (1995). Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. *Earthquake geotechnical engineering*, éditions Ishihara, Balkema, pp. 1189-1201.
- Burland J.B., Mair R.J., Standing J.R. (2004). Ground performance and building response due to tunneling. *Advanced in Geotechnical Engineering*, The Skempton Conference 1.
- Carlos E., Ventura W.D., Liam F., Onur T., Blanquera A., Rezai M. (2005). Regional seismic risk in British Colombia-Classification of buildings and development of damage probability functions. *Canadian journal civil engineering*, vol. 32, pp. 372-387.
- CEBTP (1991). Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse. *Guide pratique élaboré par le CEBTP*, sous l'égide de : l'AQC, l'APSAD, l'AFAC, la CCR, et la FNB. Fascicule 1 : Bases de référence 47 pp., Fascicule 2 : Principes et méthodologie 8 pp., Fascicule 3 : Annexes techniques.
- CEBTP-Solen (2006). Analyse des études géotechniques sécheresse – *Projet RGCU*.
- Chao K.C., Overton D.D., Nelson J.D. (2006). The effects of site conditions on the predicted time rate of heave. *Proc., UNSAT06, ASCE*, Reston, 2086-2097.
- Chrétien M. (2007). Analyse des sinistres liés au retrait-gonflement des sols argileux en Girond, *XXV^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil, AUGC*, Bordeaux.
- Chiroiu L. (2004). Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension à d'autres risques naturels. *Thèse de doctorat*, Université Paris 7 – Denis Diderot.
- Costet J., Sanglerat G. (1981). Cours pratique de mécanique des sols, troisième édition, Dunod.
- CSTB (2009). Typologie des structures vis-à-vis du risque sécheresse – modélisation des interactions sol-structure, *rapport final pour Fondation par MAIF*, Heck J.V., Taillefer N.
- Cuisinier O. (2002). Comportement hydro-mécanique des sols gonflants compactés. *Thèse de Doctorat*, Institut National Polytechnique de Lorraine, Ecole Nationale Supérieure de Géologie, Nancy.
- Dakshanamurthy V., Raman V. (1973). A simple method of identifying an expansive soil. *Soils and Foundations. Japanese Soc. Of Soil Mech. And Foundation Eng.*, vol. 13, n°1, pp. 97-104.

- Deck O. (2002). Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti- Proposition pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti. *Thèse de Doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.
- Deck O., Singh A. (2010). Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, DOI: 10.1002/nag.993
- Delage P., Graham J. (1996). Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils*, Paris, France 6-8 September 1995. vol. 3. pp. 1223-1256.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, vol. 50, pp. 31-48.
- Denis A., Elachachi S.M., Ni-Andou H., Chrétien M. (2007). Influence du retrait et de la variabilité naturelle des sols argileux sur le comportement des fondations de maisons individuelles. *Revue française de géotechnique*, 120-121: 165-174.
- Djedid A., Bekkouche A., Aissa Mamoune S.M. (2001). Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 233, pp. 67-75.
- Dif A.E., Bluemel W.F. (1991). Expansive soils under cyclic drying and wetting. *Geotech. Testing Journal*, vol. 14, n°1, pp. 96-102.
- Dimmock, P.S, Mair, R.J. (2008). Effect of building stiffness on tunneling-induced ground movement. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 23, pp. 438-450.
- Das B.M. (2009). Shallow foundations, Bearing capacity and settlement. Second Edition, CRC Press.
- Duc M., Makki L., Magnan J.P., Serratrice J.F. (2009) Analyse de l'influence de la densité du sol et de sa teneur en carbonates sur son aptitude au retrait-gonflement. Projet ANR – 05-PRGCU-005-ARGIC. 77 p.
- El-Garhy B.M., Wray W.K. (2004). Method for calculating the edge moisture variation distance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, pp. 945-955.
- Eurocode NF -EN 1991-1-1, Mars 2003, Actions sur les structures – Partie 1-1: actions generals – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.
- Eurocode 2 (EN 1992-1-1) Octobre 2005, Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.
- Eurocode 6, NF EN 1996-3, Janvier 2001, Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 3: méthodes de calcul simplifiées et règles de base pour les ouvrages en maçonnerie.
- Filonenko-Borodich (1940). Some approximate theories of elastic foundation. *Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta, Mekhanika* vol. 46, pp. 3-18.
- Fityus S.G., Smith D.W., Allman M.A. (2004). Expansive Soil Test Site Near NewCastle. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, n°7, pp. 686-695.
- Fleureau J.M, Soemitro R., Taibi S. (1992). Behaviour of an expansive clay related to suction. *Proc 7th International Conference on Expansive Soils*, Dallas, Août, vol. 1, pp. 173-178.
- Fleureau J.M, Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S. (1993). Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, n°2, pp. 287-296.
- Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Gomes Correia A., Kheirbek-Saoud S. (2002). Description and Modelling of the Drying and Wetting Paths of Compacted Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, pp. 1341-1357.
- Fondasol (2007). Sécheresse géotechnique et construction : pathologie des constructions, dispositions constructives et reprises en sous-œuvre, retours d'expérience. <http://www.geotechnique.org>

- Fondasol (2009). Projet Argic. Analyse du Retrait - Gonflement et ses Incidences sur les Constructions. Rapport final.
- Frantziskonis G., Breyse D. (2003). Influence of soil variability on differential settlements of structures. *Computers and Geotechnics*, vol. 30, pp. 217-230.
- Franzius J.N., Potts D.M., Burland J.B. (2005). The influence of soil anisotropy and K₀ on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, vol. 55, pp. 189-199.
- Fredlund D.G. (1996). The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. *Proceeding of 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris, vol. 3, pp. 1155-1177.
- Fredlund D.G. (2000). The implementation of unsaturated Soil mechanics into geotechnical engineering, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, pp. 963-986.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 103, pp. 447-466.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. A Wiley –Interscience Publication.
- Fredlund D.G., Xing A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, n°4, pp. 521-532.
- Ganjian N., Pashang Pisheh Y., Mohammad Hosseini S.M.M. (2007) Prediction of Soil-Water Characteristic Curve Based on Soil Index Properties. *Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Springer Proceedings in Physics*, vol. 112, Part VI, pp. 335-367.
- Giovinazzi S. (2005). The vulnerability assessment and the damage scenario in seismic risk analysis. *PhD. thesis*, Department of civil engineering, university of Florence.
- Guéguen P., Michel C., LeCorre L. (2007) A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions: application to Grenoble (France), *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 5, n°3, pp. 467-490.
- Hart R. (1990), 2D and 3D discret element analysis with UDEC and 3DEC-Advanced concepts. *Séminaire sur la modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs*. Ecole des Mines de Nancy, 1990.
- Hazus. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model, *Technical and User Manuals*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Hemmati S. (2009). Etude de l'interaction sol-végétation-atmosphère avec une approche couplée Thermo-Hydro-Mécanique. *Thèse de Doctorat*, École Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- Henry F.D. (1986) Design and Construction of Engineering Foundations, 2nd edition, Taylor & Francis Ltd, Civil Engineering & Environmental Engineering, London.
- Hetényi M. (1946) Beams on elastic foundation; theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering. Ann Arbor, The University of Michigan Press.
- Hong Z. (2007). Void ratio-suction behavior of remolded ariake clays. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 30, n°3, pp. 1-6.
- Houlsby G.T., Cassidy M.J., Einav I. (2005). A generalised winkler model for the behaviour of shallow foundations. *Géotechnique*, vol. 55, n°6, pp. 449-460.
- Houston W.N., Dye H.B., Zapata C.E., Perera Y.Y., and Harraz A. (2006). Determination of SWCC using one point measurement and standard curves. *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*, Ariz, 2-6 Avril. Geotechnical Special Publication, vol. 2, pp. 1482-1493.
- Itasca (2000) logiciel UDEC, Itasca Consulting Group Inc.
- Johnson L.D., Snethen D.R. (1978). Prediction of potential heave of swelling soils, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 1, pp. 117-124.
- Kerr A.D. (1964). Elastic and viscoelastic foundation models. *Journal of Applied Mechanics*, vol. 31, n°3, pp. 491-498.

- Khalili N., Gesier F., Blight G.E. (2004). Effective Stress in Unsaturated Soils: A critical review with New Evidence. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, vol. 4, n°2, pp. 115-126.
- Khalili N., Khabbaz M. (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, vol. 48, n°5, pp. 681-687.
- Kircher C.A., Nassar A.A., Kuster O., Holmes W.T. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*, vol. 13, n°4, pp. 663-682.
- Kohgo Y., Nakano M., Miyazaki T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, vol. 34, pp. 97-116.
- Krylov A.N. (1930). Calculation of beams on elastic soil. Moscow pp. 135.
- Lagomarsino S., Giovinazzi S. (2006). *Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 4. pp. 415-443.
- Laroze S. (2005) *Mécanique des structures*, Tome 2. Poutres, Cépaduès.
- Lloret A., Alonso E.E. (1985). State surfaces for partially saturated soils, *Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, San Francisco, pp. 557-562.
- Loret B., Khalili N. (2000). A three phase model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 24, pp. 893-927.
- Loret B., Khalili N. (2002). An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of materials*, vol. 34, pp. 97-116.
- Loret B., Villar M.V., Sanchez M., Gens A., Pintado X., Alonso E.E. (2003). Mechanical behavior of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, vol. 53, n°1, pp 27-40.
- Long X. (2006). Prediction of shear strength and vertical movement due to moisture diffusion through expansive soils. *Ph.D thesis* of TEXAS A&M University.
- Lytton R.L. (1970) Analysis for design of foundations on expansive clay. *Geomechanics Journal*, Institution of Engineers, Australia.
- Lytton R.L. (1972). Design methods for concrete mats on unstable soils. *Proceedings, 3rd Inter-American Conference on Material Technology, Rio de Janeiro*.
- Lytton R.L. (1994). Prediction of movement in expansive clay. *ASCE 2 Geotechnical Special Publication 40*. College Station, 16-18 June 1994. Edited by A.T. Yeung and G.Y. Fealio. American Society of Civil Engineers. pp. 1827-1845.
- Mabirizi D., Bulut R. (2010). Hysteresis between wetting and drying diffusivity parameters. *Unsaturated Soils – Alonso & Gens (eds)*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 976-0-415-60428-4.
- Magnan J. (2006). Identification des désordres subis par les bâtiments. *Laboratoire central des Ponts et Chaussées*, Paris, France.
- Maisa M.J., Kleeman P.W., Melchers R.E. (2004). Soil/structure interaction modelling of masonry for reliability studies. *Journal of structural Engineering*.
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, vol. 18, n°4, pp. 432-448.
- McKeen, R.G. (1981). Design of Airport Pavements on Expansive Soils. Report No. DOT/FAA-RD-81-25, Federal Aviation Administration, Washington, D.C.
- McKeen R.G., Johnson L.D (1990). Climate-controlled soil design parameters for mat Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n°7, pp. 1073-1094.
- Mesta P., Prat M. (1999). *Ouvrages en interaction*, *Hermès Science Publications*, Paris.
- Mitchell J.K. (1976). *Fundamentals of soil behavior*, 1^{ère} édition, John Wiley and sons, New York, 437 pp.

- Mitchell P.W. (1979). The structural analysis of footing on expansive soil. *Research Report No.1*, Adelaide, South Australia.
- Morfidis K., Avramidis I.E. (2002) Formulation of a generalized beam element on a two-parameter elastic foundation with semi-rigid connections and rigid offsets. *Computers and Structures*, vol. 80, pp. 1919-1934.
- Morris P.H., Graham J., Williams D.J. (1992). Cracking in drying soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.29, pp. 263-277.
- Mouroux P., Margon P., Pinte J.C. (1988). La construction économique sur les sols gonflants : Manuels et méthodes. vol. 14, BRGM, France.
- Mrad M. (2005). Modélisation de comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. *Thèse de Doctorat*.
- Mualem Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, vol. 12, pp. 513-522
- Naiser, D.D., JR. (1997). Procedures to predict vertical differential soil movement for expansive soils. *M.S. Thesis*. Texas A&M Univ., College Station, Texas.
- Nelson J., Miller D. (1992). Expansive soils: Problems and practice in foundation and pavement engineering, John Wiley & sons Ltd, New York.
- Nowamooz H. (2007). Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels, Thèse de Doctorat, INPL, Nancy.
- Nowamooz H., Masroufi F. (2009) Shrinkage/swelling of compacted clayey loose and dense soils. *C. R. Mécanique*, vol. 337, pp. 781-790.
- Nowamooz H., Mrad M., Abdallah A., Masroufi F. (2009). Experimental and numerical studies of the hydromechanical behaviour of a natural unsaturated swelling soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, pp. 1-18.
- Nuth M., Laloui L. (2008). Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. *International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, vol. 32, pp. 771-801.
- Osman N. Y. (2007). The Development of a Predictive Damage Condition Model of Light Structure on Expansive Soils using Hybrid Artificial Intelligence Techniques. *PhD Thesis*. Faculty of Engineering and Industrial Sciences, Swinburne University of Technology, Melbourne, Australia.
- Overton D.D., Chao K.C., Nelson J.D. (2006). Time rate of heave prediction in expansive soils. *GeoCongress: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age*, ASCE, Reston.
- Pasternak P.L. (1954) On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two constants. Moscow, URRS.
- Perera Y.Y., Zapata C.E., Houston W.N., Houston S.L. (2005) Prediction of Soil-Water Characteristic Curve (SWCC) of Granular and Fine-Grained Soils, pp. 1-7.
- Pham H.Q. (2005). A volume-mass constitutive model for unsaturated soils. PhD thesis, University of Saskatchewan, Canada
- Philipponnat G. (1991). Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue française de géotechnique*, vol. 57, pp. 5-22.
- Philipponnat G., Hubert B. (2007). Fondation et ouvrage en terre, Edition EYROLLES, Sixième édition.
- Plat E., Vincent M. et Lenôtre N. (BRGM), Peinturier C., Poupat B. et Dorelon P. (MEEDDAT/CGDD), Chassagneux P. (Météo France), Kazmierczak J.B. (INERIS), Salagnac J.L. (CSTB), Gerin S., Nussbaum R. et Chemitte J. (MRN) (2009) - Estimation des coûts du changement climatique liés à l'aléa retrait-gonflement – Rapport final du Groupe de Travail Risques Naturels, Assurances et Changement Climatique. BRGM/RP-56771-FR, 62 p., 28 ill.

- Popescu M. (1980). Behaviour of expansive soils with a crumb structure. *Proceedings of the Fourth International Conference on Expansive Soils*, Denver, Colorado, 16-18 June 1980. Edited by Donald Snethen. American Society of Civil Engineers, New York. vol. 1, pp. 158-171.
- Potts D.M., Addenbrooke T.I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements, *Proc. Incln. Civ. Engng*, vol. 125, pp. 109-125.
- Pousada E. (1984) Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succion controlada. Thèse de doctorat, Université Polytechnique de Madrid, Espagne.
- PTI (2004) Design and Construction of post-tensioned slabs-on-ground. 2nd Ed., Phoenix.
- Rama Rao R., Krishna Rao C.V. (1998). A case study of cracked building with design guidelines on expansive soils. *Problematic soils*, pp. 345-348.
- Reese S., Cousins W.J., Power W.L., Palmer N.G., Tejakusuma I.G., Nugrahadi S. (2007). Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java – field observations after the July 2006 Java tsunami, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 7, 573–589.
- Reissner M. (1958). A note on deflections on plate on a visco-elastic foundation. *J Appl Mech Trans ASME*, vol. 25, n°1, pp. 144-145.
- Robinet J.C., Rhattas M. (1993). An elasto-plastic model for cyclic loading of dense and active clay. *Actes du symposium International, Geology and Confinement of toxic Wastes, Geoconfine 93*, Montpellier, France, vol. 1, pp. 109-114.
- Robinet J.C., Pasquiou A., Julien A., Bélanteur N., Plas F. (1997). Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue Française de Géotechnique*, vol. 4, n°81, pp. 53-80.
- Ronald T.E., Hope A.S. (2008). Loss Estimation models and metrics Risk Assessment. *Modeling and Decision Support*, pp. 135-157
- Romero E., Gens A., Lloret A. (2003). Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique*, vol. 53, n°1, pp. 65-81.
- Saeidi A. (2010). La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains; développement d'un simulateur de dommages. *Thèse de doctorat*, INPL, Nancy.
- Saeidi A., Deck O., Verdel T. (2009). Development of building vulnerability functions in subsidence regions from empirical methods. *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 2275-2286.
- Sahlin S. (1971). Structural Masonry. Prentice Hall, The University of Michigan.
- Salager S. (2007). Etude de la rétention d'eau et de la consolidation de sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique. *Thèse de doctorat*, Université de Montpellier 2.
- Salasca S. (1998). Calcul par éléments finis des états de contraintes dans les chaussées rigides : Evaluation des phénomènes de contact associés aux effets de retrait et de température, application à l'interprétation d'expérimentations sur site. *Thèse de Doctorat*, Ecole Centrale de Nantes.
- Sheng D., Sloan S.W., Gens A. (2004). A constitutive model for unsaturated soils: thermomechanical and computational aspects. *Computational mechanics*, vol. 33, n°6, pp. 453-465.
- Sheng D., Fredlund D.G., Gens A. (2008). A new modelling approach for unsaturated soils using independant stress variables. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 45, pp. 511-534.
- Son M., Cording E.J. (2005). Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements. *J. Geotech. Engng ASCE*, vol. 131, n°2, pp. 162-177.
- Son M., Cording E.J. (2007). Evaluation of building stiffness for building response analysis to excavation-induced ground movements. *J. Geotech. Engng ASCE*, vol. 133, n°8, pp. 995-1002.
- Spence R.J.S., Kelman I., Baxter P.J., Zuccaro G., Petrazzuoli S. (2005). Residential building and occupant vulnerability to tephra fall. *Journal of Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 5, pp. 477-494.

- Sridharan A., Gurtug Y. (2003). Swelling behaviour of compacted fine-grained soils. *Engineering Geology*, vol. 72, pp. 9-18.
- Tang A.M. (2006). Experimental characterization of engineered clay barrier in nuclear waste disposals. MUSE School: Applied Unsaturated Soils Mechanics, Paris, May 2006.
- Terzaghi K. (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Harvard University Press, pp. 54-56.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Book, John Wiley & Sons, INC. Second Edition.
- Terzaghi K., Peck R.B., Mesri G. (1996). Soil mechanics in Engineering Practice, chapter 9: Foundations. 3rd Edition, Wiley InterScience, New York.
- Tessier D., Y.Coquet F. B., Courbet C., Priem J., Lemaire Y., Trillaud S. (2006). Analyse comparative de politiques de prévention du risque de "sécheresse géotechnique". modélisation et visualisation du phénomène. INRA.
- Thu T.M., Rahardjo H., Leong E.C. (2007). Soil-water characteristic curve and consolidation behavior for compacted silt. *Can. Geotech. J.*, vol. 44, pp. 266-275.
- Timoshenko S. (1957). Strength of material-part I, *D van Nostrand Co, Inc. London*.
- Totoev Y.Z., Kleeman P.W. (1998). An infiltration model to predict suction changes in the soil profile. *Water Resources Research*, vol. 34, n^o7, pp. 1617-1622.
- Tripathy S., Subba Rao K.S., Fredlund D.G. (2002). Water content - void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, pp. 938-959.
- Uva G., Salerno G. (2006). Towards a multiscale analysis of periodic masonry brickwork: A FEM algorithm with damage and friction. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 43, pp. 3739-3769.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E. (1999) Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, vol. 49, n^o2, pp. 143-159.
- Van Genuchten M.TH. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society American Journal*, vol. 44, pp. 892-898.
- Vicol T. (1990). Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation. *Thèse de doctorat*, Ecole National des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 257 p.
- Viet Do Q. (2011). Impacts des mouvements de terrains sur une structure type « Maison individuelle » - Modélisation de l'interaction sol-structure pour l'évaluation de la vulnérabilité du bâti. *Thèse de Doctorat*. Université Paris-Est.
- Viet Do Q., Mebarki A., Vivien J., Heck R., Saada A. (2008). Vulnérabilité des bâtis de maisons individuelles sur sols argileux. *Symposium international Sécheresse et construction*.
- Vincent, M., Fleureau J.M., Masrouri F., Oppenheim E., Heck J.V., Ruaux N., Le Roy S., Dubus I., Surdyk N. (2006). Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. Rapport final. BRGM/RP-54862-FR.
- Vlazov V.Z., Leontiev U.N. (1966). Beams, plates, and shells on elastic foundations. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, ISBN-10:0706503945.
- Vu H.Q. (2003). Uncoupled and coupled solutions of volume change problems in expansive soils. *Ph.D. thesis*, University of Saskatchewan.
- Vu H.Q., Fredlund D.G. (2004). The prediction of one-, two-, and three-dimensional heave in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, pp. 713-737.
- Vu H.Q., Fredlund D.G. (2006). Challenges to modelling heave in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 43., pp. 1249-1272.
- Wagner H., Schumann E.H.R. (1991). Surface effect of total coal seam extractions by underground mining methods. *J.S.Afr.Inst.Min.Metal*, vol. 91, pp. 221-231.

- Walsh K.D, Colby C.A., Houston W.N, Houston S.L. (2009). Method for evaluation of depth of wetting in residential areas. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, pp. 169-176.
- Wheeler S.J., Sivakumar V. (1995). An elasto-plastic critical framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, vol. 45, n°1, pp. 35-53.
- Wheeler S.J., Sharma R.S., Buisson M.S.R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, vol. 53, n°1, pp. 41-54.
- Williams H.F.L. (2009). GIS-based analysis of foundation repairs and soil conditions in the Dallas-Fort Worth region, Texas. *Environmental Geology*, vol. 58, pp. 919-928.
- Winkler E. (1867) *Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit*. 1st Edition, H. Dominicus, Prague.
- Wray W.K. (1998). Mass transfer in unsaturated soils: A review of theory and practices. *Proceedings of the second international conference on unsaturated soils*, Beijing, China 27-30 August 1998. pp. 99- 155.
- Wray W., EL-Garhy B.M., Youssef A. (2005). Three-Dimensional Model for Moisture and Volume Changes Prediction in Expansive Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131, n°3, pp. 311-324.
- Yahia-Aïssa M. (1999). Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. *Thèse de Doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.
- Zapata C.E. (1999) Uncertainty in Soil-Water Characteristic Curve and Impact on Unsaturated Shear Strength Predictions. *PhD thesis*, Arizona State University, Tempe, United States.
- Zawalsko A., Woziwodzki Z. (2002) Chronic damage condition of a building founded on expansive soil. *Unsaturated Soils. Proc. 3rd Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT 2002)*, Recife, Brazil. Lisse : Swets & Zeitlinger, vol. 2, pp. 871-876.
- Zemenu G., Martin A., Cojean R. (2009). Analyse du comportement d'un sol argileux sous sollicitations hydriques cycliques. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Springer-Berlin, vol. 68, pp. 421-436.
- Zerhouni M.I., Bigot G. (2000). Retrait, gonflement et tassement des sols fins. Notes techniques.
- Zhan L., Chen P., Ng C.W (2007). Effect of suction change on water content and total volume of an expansive clay. *Journal of Zhejiang University Science A*, vol. 5, pp. 699-706.
- Zhang X., Briaud J.L. (2008) Improved Approach to Construct Constitutive Surfaces for Stable-Structured Soils Covering Both Saturated and unsaturated Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 134, n°6, pp. 876-882.
- Zhang X., Lytton R.L. (2009). Modified state-surface approach to the study of unsaturated soil behaviour. Part II. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, pp. 553-570.
- Zucchini A., Lourenco P.B. (2002). A micro – mechanical model for the homogenisation of masonry. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 39, pp. 3233- 3255.

Annexes

Annexe

1. Minéralogie

Un facteur de prédisposition prédominant est la minéralogie. En effet, tous les types d'argile ne sont pas gonflants. Par exemple, la Smectite est une argile très gonflante alors que l'illite ou la Kaolinite ne gonflent pas. Cette caractéristique de gonflement est liée à leur structure minéralogique.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium). Ils font presque tous parti de la famille des phyllosilicates, c'est-à-dire des minéraux à structure en feuillets. Les feuillets sont constitués à partir de deux unités structurales de base :

- Le **tétraèdre SiO_4** : 4 atomes d'oxygène ensèrent un atome de silicium équidistant à chacun d'eux (comme la Montmorillonite, Figure 1.1) ;
- L'**octaèdre $\text{Al}_2(\text{OH})_6$** : 6 ions hydroxyles ensèrent un atome d'aluminium ou un atome de magnésium.

L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire et ses dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Un empilement (superposition) de feuillets suivant différentes configurations, forme la particule qui peut atteindre une taille maximale de 2 μm (Figure 1.2).

Quand la liaison entre les feuillets sont faible (c'est le cas pour Smectite et Montmorillonite) la molécule d'eau peut se pénétrer entre ces feuillets et les décoller. Un exemple de phénomène de gonflement pour le cas de montmorillonite est illustré sur la Figure 1.1.

Les feuillets argileux constituent les particules et l'ensemble des particules forment les agrégats (Figure 1.2). La présence de différents niveaux structuraux des argiles résulte la présence de différents types de pores dans le sol argileux. Selon Alonso *et al.* (1990), en général les sols gonflants ont deux types de pores : les micropores et les macropores. Les micropores sont définis comme les pores dans les agrégats et les macropores sont les pores entre les agrégats.

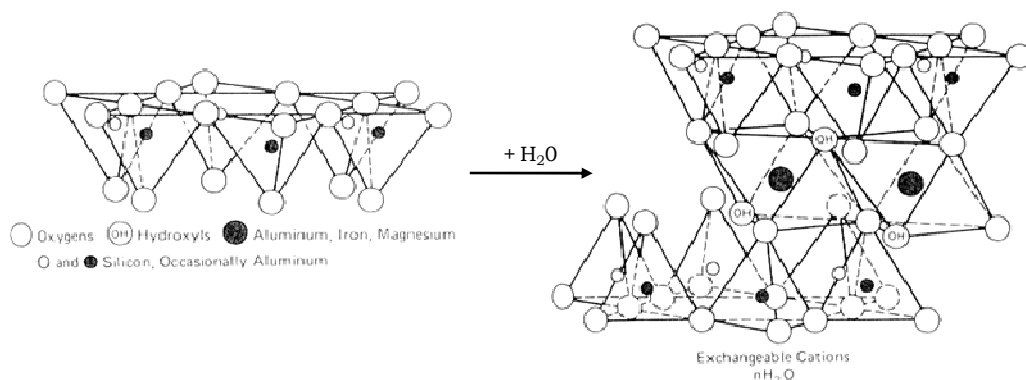


Figure 1.1. Structure minéralogique d'argile gonflante (Montmorillonite)

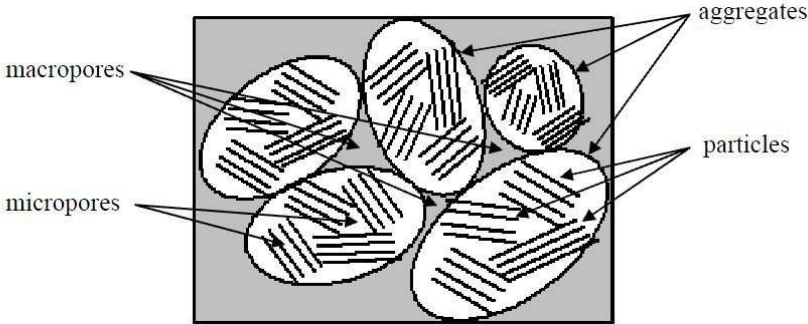


Figure 1.2. Différents niveaux structuraux des argiles

Annexe

2. Méthodes empiriques pour les sols gonflants

La méthode PVR (Potential Vertical Rise)

Cette méthode ne prévoit pas les mouvements liés au retrait, mais elle peut donner une limite supérieure du mouvement pour le cas du gonflement (McDowell, 1956).

L'avantage de cette méthode est qu'elle n'a pas besoin de test compliqué au laboratoire. Dans cette méthode, la limite d'Atterberg et la teneur en eau sont utilisées. L'inconvénient est qu'elle donne une valeur supérieure du gonflement qui n'est pas réaliste dans la plupart des cas et ne donne aucune indication sur le retrait. En améliorant cette méthode Briaud *et al.* (2003) ont développé un "test de retrait-teneur en eau" (*Shrink test-water content*). Leur méthode est basée sur la teneur en eau comme paramètre essentiel.

$$\Delta h = \sum_i^n (h_i f_i \Delta w_i / E_{wi}) \quad \text{Équation 2.1}$$

Où E_w est le module de retrait-gonflement, (la pente de la courbe de teneur en eau en fonction de la déformation volumique, Figure 2.1), f_i est le taux de retrait (taux de la déformation verticale sur la déformation volumique), h_i est l'épaisseur de couche argileuse, et Δw_i est la variation de teneur en eau.

Briaud *et al.* (2003) ont effectué une série d'essais sur deux types d'argile (peu plastique et très plastique). Ils ont constaté que pour une faible contrainte (4,49 kPa) exercée sur l'échantillon, le module de E_w est indépendant de l'état de contrainte. Cependant les contraintes (surcharge) supérieures peuvent influencer la teneur en eau ou le degré de saturation du sol. Il semble donc qu'il n'y ait pas une pente unique de E_w , et que cette pente varie en fonction de la contrainte appliquée.

Quand le sol n'est pas complètement saturé, en utilisant la méthode de gonflement libre, Briaud *et al.* (2003) ont proposé une autre relation afin de calculer la variation volumique :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = S_r n (\Delta w / w) + 0,8 n (S_r - 1) [\Delta w / (w_{sh} - w_{sw})] \quad \text{Équation 2.2}$$

Avec S_r le degré de saturation, n la porosité, w_{sh} la limite de retrait, w_{sw} la limite de gonflement obtenue à partir des essais de retrait et de gonflement libre.

L'autre inconvénient de cette méthode est que l'étude des cycles de séchage/humidification n'a pas été effectuée dans la littérature. Par ailleurs, il est évident que dans la réalité les cycles de séchage/humidification s'exercent sur le sol, et il est donc très important de prendre en compte l'effet cyclique de la variation de la teneur en eau. De ce point de vue, cette méthode ne semble pas être pertinente.

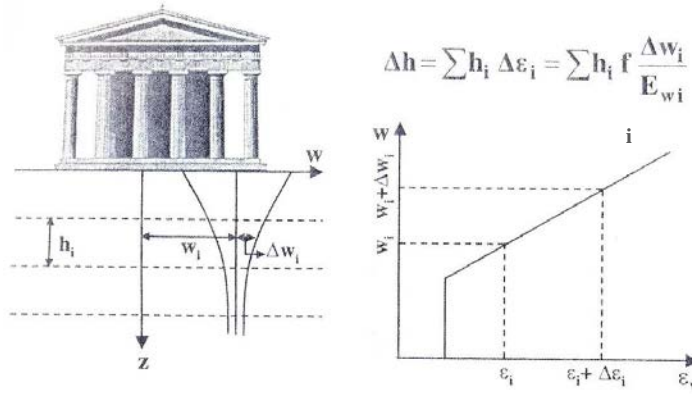


Figure 2.1. Méthode de retrait-teneur en eau (Briaud *et al.*, 2003)

Méthode de Wray (1998)

Cette méthode utilise la succion facteur permettant d'évaluer la variation volumique du sol. Afin d'estimer le profil de la succion, ce modèle utilise la formule de Mitchell (1979) où la succion est exprimée en pF. Wray *et al.* (2005) ont utilisé la dérivée de cette formule en mettant la succion en pF, et ont modifié la réponse en kPa ($kPa = 0,1 * 10^{pF}$) :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{f(x, y, z, t)}{p} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Équation 2.3}$$

Où u : la succion totale ;

α : le coefficient de la diffusion (mm^2/s) ;

p : perméabilité du sol non saturé (mm/s) ;

t : temps (s) ;

x, y, z : coordonnées spatiales ;

$f(x, y, z, t)$: la source intérieure de la teneur en eau.

La variation volumique est décrite par la relation suivante dans cette méthode :

$$\Delta H_{i,j,k} = \Delta z \gamma_{h_{i,j,k}} [\Delta pF_{i,j,k} - \Delta pP_{i,j,k}] \quad \text{Équation 2.4}$$

Où ΔpF est la variation de la succion, ΔpP est la variation de la contrainte nette et γ_h est l'indice de compressibilité.

Afin d'obtenir la variation de la succion en-dessous de la fondation (ou sous une zone couverte), Wray (1998) propose d'utiliser l'équation de Mitchell modifiée (1979) :

$$u(z, t) = U_e + \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{8U_0}{(2n-1)^2 \pi^2} \times \cos \frac{(2n-1)\pi z}{2Z_a} \exp \left[\frac{(2n-1)^2 \pi^2 \alpha}{4Z_a^2} \right] \quad \text{Équation 2.5}$$

Avec U_e : la succion à l'état d'équilibre ;

U_0 : l'amplitude de changement de succion en surface ;

z : La profondeur et Z_a est la profondeur active ;

n : le nombre de cycle séchage-humidification par an;

t : temps (en seconde) ;

α : le coefficient de diffusion de l'humidité dans le sol (m²/s) est expliqué ci-dessous.

Le paramètre clé qui contrôle la variation de la succion en profondeur en fonction de la succion au niveau de la surface est le coefficient de diffusion de l'humidité (Lytton, 1994 ; McKeen et Johnson, 1990).

C'est un coefficient variant en fonction de deux propriétés du sol ; la perméabilité et la pente de la courbe de rétention (SWRC). Ce coefficient contrôle le taux d'infiltration pendant une phase transitoire de la variation hydrique, la profondeur de la zone active et le profil de la succion en profondeur. Le coefficient de diffusion peut être mesuré à partir des essais au laboratoire (Mitchell, 1979) ou bien à partir d'équations empiriques (McKeen et Johnson, 1990 ; Lytton, 1994). Par ailleurs, plusieurs méthodes ont été rapportées et comparées par El-Garhy (1999). Lytton et Aubeny (2003) ont comparé ce coefficient mesuré expérimentalement au laboratoire et celui mesuré *in situ*.

Méthode de Johnson et Snethen (1978)

Cette modèle est parmi les premières approches traitant de la variation volumique du sol gonflant en utilisant la succion :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_\psi}{1 + e_0} \log \frac{S_i}{S_f + \alpha \sigma} \quad \text{Équation 2.6}$$

Avec ΔH : variation de la hauteur ;

H : hauteur de la couche expansive(m) ;

e_0 : indice de vide initial ;

S_i : succion initiale (kPa) ;

S_f : succion finale (kPa) ;

σ : contrainte verticale (surcharge+charge extérieure) (kPa) ;

C_ψ : indice de compressibilité en fonction de la succion = $\frac{\alpha \gamma_s}{100B}$

Ce paramètre est différemment nommé dans la littérature. Il est appelé indice ou taux de succion (Nelson, 1984), indice d'instabilité (Mitchell, 1980), module du sol en respectant la variation de la succion (Fredlund et Rahardjo, 1993), indice de compression de la succion (McKeen, 1992).

B : pente de la courbe de rétention d'eau sous une charge nulle :

$$B = \frac{\log\left(\frac{S_i}{S_f}\right)}{w_f - w_i} \quad \text{Équation 2.7}$$

γ_s : densité des grains solides [kN/m³]

α : facteur empirique de l'état de compressibilité ;

Snethen et Donald (1980) proposent une relation de corrélation entre le facteur de compressibilité (α) et l'indice de plasticité du sol.

$\alpha = 0$ pour $I_p < 5$

$\alpha = 1$ pour $I_p > 40$

$\alpha = 0,0275I_p - 0,125$ pour $5 < I_p < 40$

En considérant que la variation volumique est seulement due à la variation hydrique, cette formule devient :

$$\Delta H = \frac{\alpha G_s H}{100B(1 + e_0)} \log \frac{S_i}{S_f} \quad \text{Équation 2.8}$$

En remplaçant la valeur de B dans l'équation (2.9) :

$$\Delta H = C_w H (w_f - w_i) \quad \text{Équation 2.9}$$

Avec
$$C_w = \frac{\alpha G_s}{(1 + e_0)}$$

En utilisant cette équation (2.9), la variation volumique peut être calculée directement grâce à la variation de la teneur en eau dans le profil du sol, ce qui rend ce calcul indépendant du calcul de la succion qui n'est pas aisément accessible.

Approche de Brackley (1983)

Brackley a proposé la relation suivante afin de calculer le soulèvement à partir de la variation de la succion :

$$Heave = \sum_{h_1}^{h_2} F \log \frac{S}{P} \Delta H \quad \text{Équation 2.10}$$

Où h_1 : côte supérieure de la couche de sol (m) ;

h_2 : côte inférieure de la couche de sol (m) ;

ΔH : épaisseur de la couche gonflante (m) ;

S : succion du sol au centre de la couche (kPa) ;

P : surcharge initiale et contrainte exercée par la fondation au centre de la couche (kPa) ;

$$F = \frac{I_p - 10}{10} \quad \text{Équation 2.11}$$

I_p est l'indice de plasticité.

Méthode de Bigot et Zerhouni (2000)

Cas du gonflement

Le sol gonfle sous une contrainte inférieure à la pression de gonflement et se tasse sous une contrainte supérieure. Philipponnat (1991) a proposé la formule suivante pour évaluer le gonflement maximal d'un sol à partir d'essais œdométriques :

$$\delta H = -R_g \log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_v(z)}\right) dz \quad \text{Équation 2.12}$$

avec $\sigma_v(z)$ la contrainte verticale due à la pesanteur du sol et à d'éventuelles surcharges,

R_g la pente de la courbe gonflement-contrainte, comparable à l'indice de compression C_c des sols saturés et σ_g est la pression de gonflement.

Cette méthode nécessite la détermination expérimentale de la pression de gonflement du sol intact.

Dans une phase d'apport d'eau, si la contrainte effective du sol est inférieure à la pression de gonflement, c'est-à-dire si $\sigma'_v < \sigma_g$, on assiste à un gonflement lorsque le terrain peut se dilater librement et ce jusqu'à épuisement du potentiel de gonflement, ou une pression de soulèvement se manifeste lorsque toute déformation est empêchée.

Bigot et Zerhouni (2000) ont proposé de calculer l'ordre de grandeur de l'amplitude du gonflement de chaque couche de sol d'épaisseur H_0 soumis à la contrainte verticale σ'_v par :

$$\Delta H = H_0 \cdot R_g \log(\sigma'_v / \sigma'_g) \quad \text{Équation 2.13}$$

Si la contrainte effective du sol est supérieure à la pression de gonflement $\sigma'_v > \sigma'_g$, il n'y a pas de gonflement.

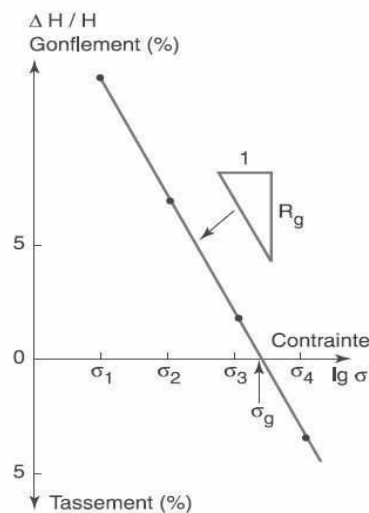


Figure 2.2. Facteur de gonflement (Bigot et Zerhouni, 2000)

Cas du retrait

Dans une phase de dessiccation, la teneur en eau du terrain décroît jusqu'à atteindre une valeur finale w_f . Si la teneur en eau naturelle w_{nat} avant dessiccation était supérieure à la limite de retrait effective, un tassement est à prévoir. Dans le cas où cette dessiccation est répartie de manière homogène et que la fissuration du sol n'est pas observée ou reste très

limitée, Zerhouni et Bigot (2000) ont proposé de calculer l'ordre de grandeur de l'amplitude du tassement de chaque couche du sol d'épaisseur H_i par les formules suivantes :

$$\Delta H_i = H_i \cdot R_{li} (w_{nat} - w_f) \text{ lorsque } w_f > w_{Re} \quad \text{Équation 2.14}$$

$$\Delta H_i = H_i \cdot R_{li} (w_{nat} - w_{Re}) \text{ lorsque } w_f \leq w_{Re} \quad \text{Équation 2.15}$$

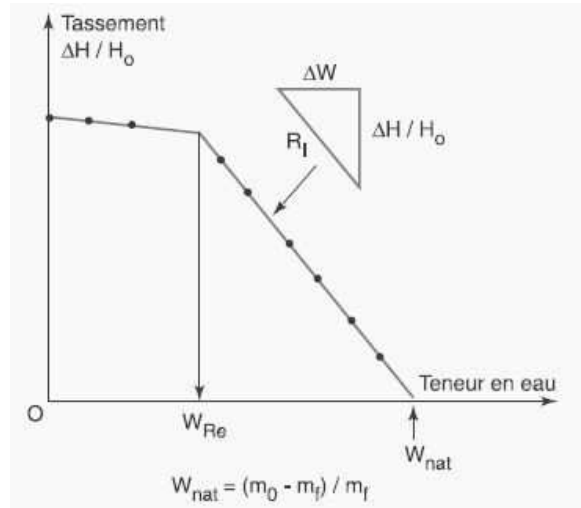


Figure 2.3. Facteur de retrait effectif (Zerhouni et Bigot, 2000)

Si la teneur en eau naturelle au moment où commence la dessiccation est déjà inférieure à la limite de retrait effective, il n'y a pratiquement pas de tassement à craindre.

Tableau 2.1. Condition d'apparition des mouvements du sol et estimation de leur amplitude (Zerhouni et Bigot, 2000)

Dessiccation des sols		Hydratation des sols		Variation de la contrainte effective	
$w_{Re} < w_{nat}$ w_{nat} décroît $\rightarrow w_f$	$w_{nat} \leq w_{Re}$ w_{nat} décroît	$\sigma'_v < \sigma_g$	$\sigma'_v \geq \sigma_g$	$S_r = 1$ σ'_v croît	$S_r = 1$ σ'_v décroît
<i>Tassement</i> - si $w_f > w_{Re}$ $\Delta H = H_i \cdot R_{li} (w_{nat} - w_f)$ - si $w_f \leq w_{Re}$ $\Delta H = H_i \cdot R_{li} (w_{nat} - w_{Re})$	$\Delta H \approx 0$	<i>Gonflement</i> $\frac{\Delta H}{H_0} = R_g \lg \frac{\sigma'_v}{\sigma_g}$	<i>Tassement possible</i>	<i>Tassement</i> $\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$ $+ \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$	<i>Gonflement</i> $\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}$

Annexe

3. Analyse d'écoulement dans le milieu non saturé

Le taux d'infiltration ou la diffusion de l'eau à travers un sol partiellement saturé est gouverné par la perméabilité et la courbe de rétention du sol. Basé sur la loi de Darcy, Gardner (1958, cité par Wray 1998) a proposé la relation suivante afin d'analyser l'écoulement dans les sols non saturés :

$$v = -k \times \frac{d\phi}{dx} \quad \text{Équation 3.1}$$

avec v = vitesse d'écoulement,
 k = coefficient de perméabilité non saturé,
 ϕ = charge hydraulique totale (potentiel de succion),
 x = distance.

Pour les sols saturés le coefficient de perméabilité est constant. Cependant dans les sols partialement saturés, la perméabilité est dépendante du degré de saturation ou de la succion totale dans le sol. Il est à noter que la succion totale est liée au potentiel hydraulique par l'équation suivante :

$$\phi = h + z \quad \text{Équation 3.2}$$

avec z = la hauteur et h est la succion totale.

Laliberte et Corey (1967) ont proposé la relation entre la perméabilité et la succion :

$$k = k_0 (h_0 / h)^n \quad \text{Équation 3.3}$$

où k_0 = perméabilité de référence (à l'état saturé),
 h_0 = succion totale correspondant à la référence (approximativement la pression de 100 cm de colonne d'eau ou 10 kPa, ou 2pF),
 n = constante liée au matériau.

Mitchell (1979) a montré que dans le cas d'une fondation non profonde l'effet de la variation de hauteur est relativement négligeable par rapport à l'effet de la variation de succion pour le potentiel hydraulique. Donc la relation (3.2) devient $\phi = h$.

En utilisant la loi de Darcy, Mitchell a supposé une valeur de $n=1$:

$$v = -k_0 \times (h_0 / h) (dh / dx) \quad \text{Équation 3.4}$$

Notant $dh / h = d \log_e h$, il en déduit que :

$$v = -(k_0 h_0 / 0.434) d(\log_{10} h) / dx \quad \text{Équation 3.5}$$

Mitchell a exprimé l'équation par :

$$v = -p \times \frac{du}{dx} \quad \text{Équation 3.6}$$

où $p = (k_0 h_0 / 0.434)$ = paramètre de perméabilité saturée,

u = succion totale (pF).

Mitchell (1979) a défini également la capacité de rétention de l'humidité qui est la pente de la courbe de rétention quand la succion est exprimée en pF :

$$c = -dw/du \quad \text{Équation 3.7}$$

w étant la teneur en eau. Ensuite Mitchell a pu établir la formulation de l'analyse d'écoulement dans le sol non saturé comme ce qui suit :

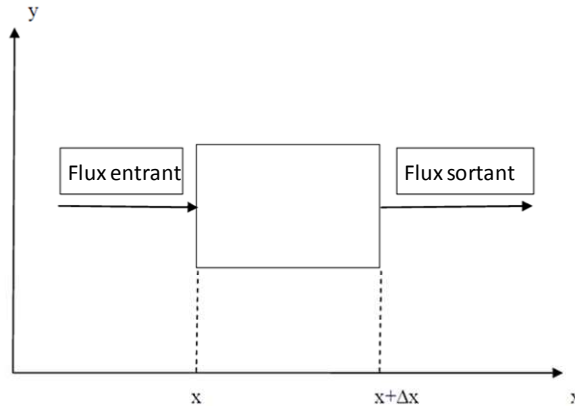


Figure 3.1. Incrément d'un échantillon du sol avec la source de l'écoulement (Mitchell, 1979)

Mitchell a considéré un petit incrément du sol avec une dimension de $\Delta x \Delta y \Delta z$ (Figure 3.1). La section a une source d'humidité à un taux par unité de volume définie comme $f(x, t)$. Le flux est supposé dans la direction de x . Le flux net de l'humidité dans le sol en invoquant la conservation de la masse est donné par :

$$\Delta Q = v_x \Delta y \Delta z \Delta t \Big|_x - v_x \Delta y \Delta z \Delta t \Big|_{x+\Delta x} + f(x, t) \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \quad \text{Équation 3.8}$$

En remplaçant l'équation 3.6 dans l'équation 3.8, nous obtenons :

$$\begin{aligned} \Delta Q &= -p \Delta y \Delta z \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_x \Delta t - \left(-p \Delta y \Delta z \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{x+\Delta x} \Delta t \right) + f(x, t) \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \\ &= p \Delta x \Delta y \frac{\left\{ \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_{x+\Delta x} - \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_x \right\}}{\Delta x} \Delta t + f(x, t) \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \end{aligned} \quad \text{Équation 3.9}$$

Pour un incrément infiniment petit de x ($\Delta x \rightarrow 0$) l'équation 3.9 devient :

$$\Delta Q_{\Delta x \rightarrow 0} = p \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + f(x, t) \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \quad \text{Équation 3.10}$$

Le montant de l'humidité stockée peut être défini comme :

$$\Delta Q' = \Delta v$$

$$\text{Où } \Delta Q' = -\Delta \theta \Delta x \Delta y \Delta z \quad \text{Équation 3.11}$$

avec θ = La teneur en eau volumique = $(\gamma_s / \gamma_w) w$,

γ_s = Poids volumique des particules solides et γ_w est le poids unitaire de l'eau.

Par conséquent, l'humidité stockée devient :

$$\Delta Q' = -(\gamma_s / \gamma_w) \Delta w \Delta x \Delta y \Delta z \quad \text{Équation 3.12}$$

avec Δw = changement de teneur en eau massique.

Le flux net dans le corps est égal à l'humidité stockée, donc en mettant l'équation (3.12) égale à l'équation (3.10), on obtient :

$$p \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + f(x, t) \Big|_{\Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \rightarrow 0} = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} c \frac{\partial u}{\partial t} \Big|_{\Delta x \Delta y \Delta z \Delta t \rightarrow 0} \quad \text{Équation 3.13}$$

$$\text{i.e. } \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{f(x, t)}{p} = \frac{\gamma_d c}{\gamma_w p} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Équation 3.14}$$

Finalement l'équation de la diffusion uni-axiale devient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{f(x, t)}{p} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Équation 3.15}$$

avec α = coefficient de diffusion [L^2/T] = $\frac{p \gamma_w}{\gamma_d c}$ exprimé en fonction de la perméabilité non saturée et la capacité de rétention.

Le coefficient de diffusion peut être aussi défini en fonction de la conductivité hydraulique. Brooks et Corey (1964) ont proposé la relation empirique suivante entre la diffusivité et la conductivité hydraulique :

$$\alpha(\theta) = \frac{K_s}{\beta \lambda (\theta_s - \theta_r)} \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{2 + \frac{1}{\lambda}} \quad \text{Équation 3.16}$$

où K_s est la conductivité hydraulique saturée, θ_r est la teneur en eau volumique résiduelle, θ_s est la teneur en eau volumique à l'état saturé, β et λ sont des paramètres de calage.

En considérant le flux dans deux autres directions, l'équation générale de la diffusion devient la suivante :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{f(x, y, z, t)}{p} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Équation 3.17}$$

Mitchell (1979) a également établi un essai afin de mesurer le paramètre α . L'explication détaillée de l'essai et des modifications récentes apportées à la méthode de mesure se trouvent essentiellement dans les travaux de Lytton et Aubeny (2003) et Mibirizi et Bulut (2010).

Annexe

4. Les méthodes de classifications des sols gonflants

Tableau 4.1. Différentes méthodes d'identification et classification des sols gonflants (Djedid et al., 2001)

Méthode	Paramètres d'entrée
Altmeyer(1955)	Limite de retrait w_s
Seed et al(1962)	Indice de plasticité I_p
Seed et al (1962)	- activité (rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de la fraction argileuse) - pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à $2\mu\text{m}$)
Merwe (1964)	- Limite de liquidité W_L - Pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à $2\mu\text{m}$)
Ranganathan et Satyanarayana (1965)	Indice de retrait ($W_L - W_s$)
VijayvergiyGa et Ghazzaly (1973) et Komornik et David (1969)	Limite de liquidité W_L Indice de plasticité I_p
Holtz et al (1973)	Indice de plasticité I_p Limite de liquidité W_L Limite de retrait W_s
Dakshanamurthy et Raman (1973)	Limite de liquidité W_L
Chen (1975)	Limite de liquidité W_L
BRE (1980)	indice de plasticité I_p pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à $2\mu\text{m}$)
Ghen (1988)	limite de liquidité W_L pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à $74\mu\text{m}$ potentiel de gonflement
Chassagneux et al (1995)	valeur au bleu VBS coefficient de gonflement C_g indice de plasticité I_p
Mastchenko (2001)	Retrait linéaire (RI)

Annexe

5. Modifications apportées au modèle de Winkler

Modèle de Filonenko-Borodich

Le modèle proposé par Filonenko-Borodich (1940) donne une continuité entre les ressorts individuels à la base du modèle de Winkler en les connectant à une membrane mince soumise à une tension constante (Figure 5.1). En prenant en considération l'équilibre du système membrane-ressort, il démontre que pour un problème en 2D le tassement du sol est dû à la charge q donnée par :

$$q(x,y) = k_s w(x,y) - T \nabla^2 w(x,y) \quad \text{Équation 5.1}$$

Avec $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$: opérateur de Laplace dans la coordonnée cartésienne.

Dans le cas d'un problème en 1D, l'équation (5.1) se réduit à :

$$q(x) = k_s w(x) - T \frac{d^2 w}{dx^2} \quad \text{Équation 5.2}$$

Les deux constantes élastiques nécessaires pour caractériser ce modèle sont k_s et T . Les exemples typiques du profil du tassement du sol dû à la charge ponctuelle, flexible et répartie pour ce modèle particulier sont présentés dans la Figure 5.1.

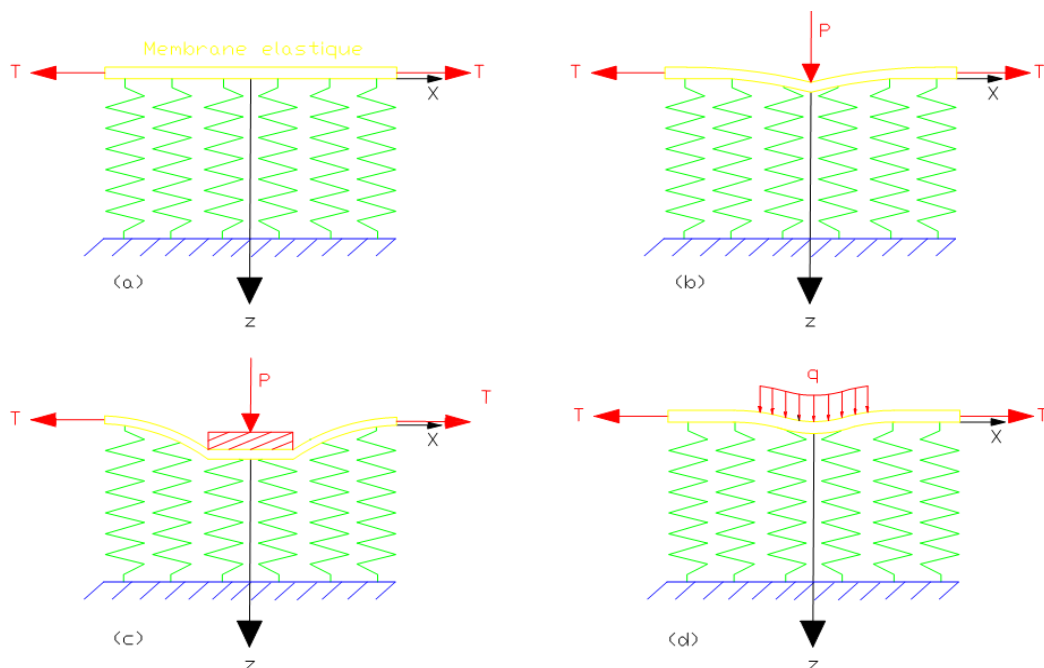


Figure 5.1. Déformation du modèle de Filonenko-Borodich, (a) présentée déchargée, (b) à la charge ponctuelle, (c) due à la charge rigide et (d) due à la charge répartie

Modèle de Hetényi

Dans le modèle proposé par Hetényi (1946), l'intersection entre les ressorts individuels incorpore une plaque dans le cas d'un problème en 3D ou une poutre dans le cas d'un problème en 2D. La fonction de réponse pour ce modèle est donnée par :

$$q(x, y) = k_s w(x, y) - D \nabla^4 w(x, y) \quad \text{Équation 5.3}$$

Avec $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ la rigidité de flexion de plaque.

Pour un problème en 2D, l'équation (5.3) se réduit à :

$$q(x, y) = k_s w(x) - \frac{Eh^3}{12} \frac{d^4 w(x)}{dx^4} \quad \text{Équation 5.4}$$

Modèle de Pasternak

Pour le modèle proposé par Pasternak (Kerr, 1964), il est assumé qu'il y a une interaction de cisaillement entre les ressorts, ce qui peut être accompli en connectant les ressorts à une couche incompressible verticale qui ne se déforme que dans le sens du cisaillement transversal (Figure 5.2). Les déformations et les forces maintiennent l'équilibre dans la couche de cisaillement. En supposant que la couche de cisaillement est isotrope dans un plan (x, y) avec le module de cisaillement $G_x = G_y = G_p$, nous avons :

$$\tau_{xz} = G_p \gamma_{xz} = G_p \frac{\partial w}{\partial x}; \quad \tau_{yz} = G_p \gamma_{yz} = G_p \frac{\partial w}{\partial y} \quad \text{Équation 5.5}$$

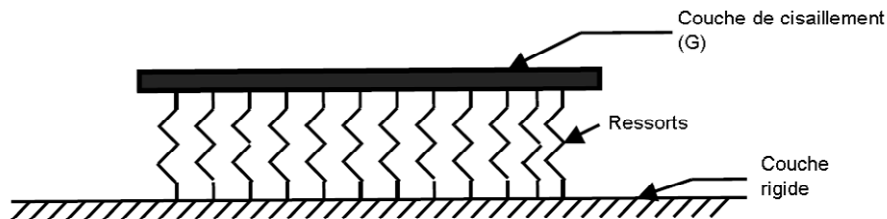


Figure 5.2. Modèle de Pasternak

L'effort tranchant total par longueur unitaire de la couche de cisaillement est :

$$N_x = \int_0^1 \tau_{xz} dz = G_p \frac{\partial w}{\partial x}; \quad N_y = \int_0^1 \tau_{yz} dz = G_p \frac{\partial w}{\partial y} \quad \text{Équation 5.6}$$

Pour l'équilibre des forces dans la direction de z :

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} + q - r = 0 \quad \text{Équation 5.7}$$

Utilisons la condition $r = k_s w$ en intégrant l'équation (5.6) et l'équation (5.7) :

$$q(x, y) = k_s w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y) \quad \text{Équation 5.8}$$

L'équation (5.8) est identique à l'équation (5.1) si G_p est remplacé par T . En plus, le profil du tassement du sol est similaire à ceux obtenus dans le modèle de Filonenko-Borodich. Il est intéressant de noter que, jusqu'à maintenant, dans les modèles avec deux paramètres, le cas de Winkler peut être récupéré dans la limite où T , D et G_p tendent à avoir une valeur nulle.

Modèle de Vlazov

Le modèle proposé par Vlazov (1949) présente un exemple du deuxième type de modèle avec deux paramètres. Certaines restrictions imposées sur la distribution possible des déplacements dans une couche élastique permettent d'obtenir une fonction de réaction du sol similaire à l'équation (5.1).

Un état des contraintes planes dans une couche élastique avec une référence de coordonnée dans le plan $(x-z)$ est considéré. Les composantes du déplacement sont donc :

$$u(x, z) = 0; w(x, z) = w(x)h(z) \quad \text{Équation 5.9}$$

La fonction $h(z)$ décrit la variation de déplacement $w(x, z)$ dans la direction de z :

$$h(z) = 1 - \eta; h(z) = \frac{\sinh(\gamma(H-z)/L)}{\sinh(\gamma H/L)} \quad \text{Équation 5.10}$$

Avec $\eta = \frac{a}{H}$, γ et L : constantes.

Appliquons la relation de contrainte-déformation :

$$(\sigma_{xx}; \sigma_{zz}) = \frac{E_0}{(1-\nu_0^2)} w(x) \frac{dh(z)}{dz} (\nu_0, 1) \quad \text{Équation 5.11}$$

$$\tau_{xz} = \frac{E_0}{2(1-\nu_0)} \frac{dw(x)}{dx} h(z) \quad \text{Équation 5.12}$$

Avec $E_0 = E_s/(1-\nu_s^2)$, $\nu_0 = \nu_s/(1-\nu_s)$,

E_s : module élastique,

ν_s : ratio de Poisson.

L'équation d'équilibre dans la direction de z est obtenue par le principe du travail virtuel de Lagrange, assimilant à 0 le travail total des forces intérieures et extérieures sur un élément. Le travail virtuel contribué par les forces extérieures est :

$$U_e = bq(x)h(0)dx + b \int_0^H \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} h(z) dx dz \quad \text{Équation 5.13}$$

Le travail virtuel contribué par les forces intérieures est :

$$U_i = -b \int_0^H \sigma_{zz} \frac{dh(z)}{dz} dz dx \quad \text{Équation 5.14}$$

Utilisons la condition $U_s + U_g = 0$, en intégrant l'équation (5.13) et l'équation (5.14), on obtient :

$$q(x) = k_s w(x) - 2t \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad \text{Équation 5.15}$$

$$\text{Avec } k_s = \frac{E_0}{(1 - \nu_0^2)} \int_0^H \left(\frac{dh(z)}{dz} \right)^2 dz; \quad t = \frac{E_0}{4(1 + \nu_0)} \int_0^H (h)^2 dz$$

Comparons l'équation (5.15) avec les équations (5.1) et (5.8), lorsqu'elles sont exprimées pour le cas en 2D, il est apparent que le module de cisaillement G_p , la tension de membrane T et la réaction du sol k_s sont associés directement aux constantes élastiques E_s et ν_s de la couche du sol.

Modèle de Reissner

Selon Reissner (1958), la relation entre la pression q et le déplacement vertical w à l'interface entre la structure et le sol est obtenue par l'intrusion d'une couche de fondation élastique sous la structure, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Les contraintes planes partout dans la couche de fondation sont négligées : $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_{xy} = 0$.
- Les déplacements horizontaux à la surface supérieure et inférieure de la couche de fondation sont égaux à zéro.

La relation de la pression q et le déplacement vertical w est présentée par l'équation suivante :

$$c_1 w - c_2 \nabla^2 w = q - \frac{c_2}{4c_1} \nabla^2 q \quad \text{Équation 5.16}$$

$$\text{Avec : } c_1 = \frac{E}{H}; \quad c_2 = \frac{H \cdot G_s}{3}; \quad G_s = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)}$$

Où E_s est le module d'élasticité et ν_s est le coefficient de Poisson du sol, H est l'épaisseur de la couche de fondation.

Annexe

6. Exemple de calcul du profil de succion grâce au logiciel PlaxFlow

PlaxFlow est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis destinée à résoudre les équations de l'écoulement sous des conditions de saturation variables, en régime permanent ou transitoire, dans les sols et les roches.

Dans cet exemple, un cas de précipitation à la suite d'une sécheresse dans un climat tempéré (comme celui de la France) pour le sol du site du Deffend a été modélisé (Figure 6.1). Le sol du site du Deffend est un sol argileux avec un indice de plasticité de 31,9 % qui sera plus amplement discuté dans le chapitre II.

Comme il est illustré sur la Figure 6.2, le sol est sec en surface tandis qu'il est proche de l'état saturé en profondeur du fait de la présence de la nappe phréatique. Cet état initial sera suivi par une précipitation de 5 cm/jour pendant 10 jours en présence d'un bâti. Ce bâti a été modélisé de façon imperméable, par conséquent l'eau s'infiltre seulement dans la partie libre du sol et arrive au-dessus de la semelle filante.

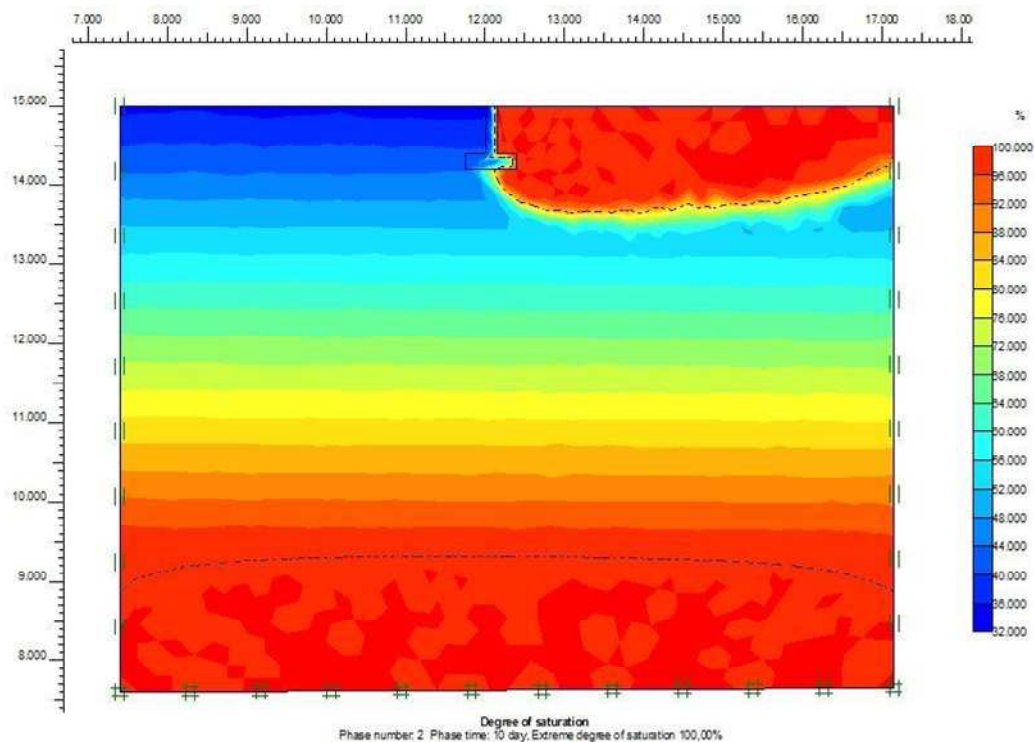


Figure 6.2. Distribution du degré de saturation après une précipitation de 10 jours en présence d'un bâti

La variation du profil hydrique (degré de saturation) est calculée par PlaxFlow pour cette phase transitoire. La Figure 6.3 illustre cette variation de degré de saturation.

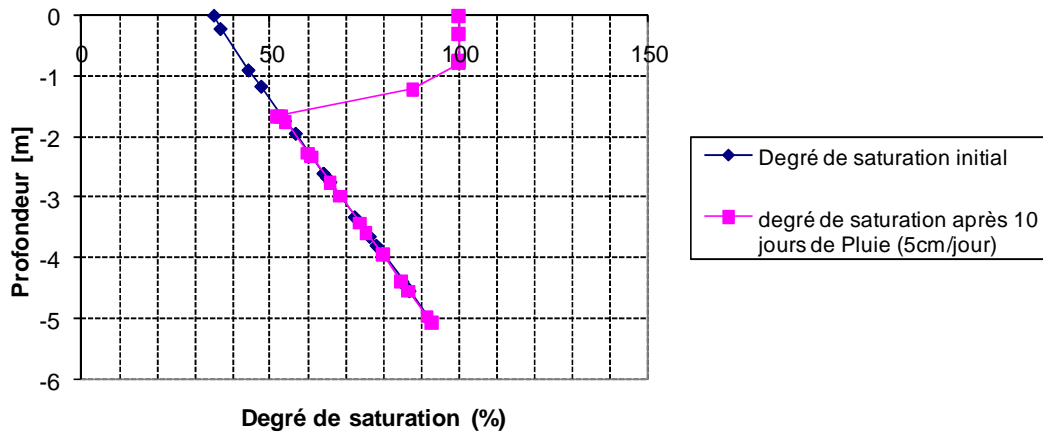


Figure 6.3. Evolution du degré de saturation après une précipitation (sol de site du Deffend)

Grâce à la relation de Van Genuchten et en utilisant la courbe de rétention pour ce sol (Figure 6.4), on peut calculer la variation de la succion dans le profil du sol (Figure 6.4).

$$S(\Psi) = (S_{sat} - S_{rés}) \left[\frac{1}{1 + (\alpha \Psi)^n} \right]^m + S_{rés} \quad \text{Équation 6.1}$$

Avec S_{sat} et $S_{rés}$ les degrés de saturation du milieu à la saturation maximale et résiduelle respectivement ; ψ est la succion, α , m et n étant des paramètres de forme devant être ajustés à partir de données expérimentales (Tableau 6.1).

La masse volumique sèche joue un rôle important dans la caractéristique de la courbe de rétention, surtout dans la petite gamme de succion (Zhan *et al.*, 2007). Un sol compacté montre une capacité de rétention de l'eau plus élevée, mais une fois qu'il arrive à sa valeur de l'entrée d'air, son taux de désorption est plus grand qu'un sol lâche.

Zhan *et al.* (2007) ont montré que pour une succion initiale donnée le gonflement d'un sol naturel est inférieur à celui d'un sol compacté, et que le taux de gonflement augmente avec l'augmentation de la succion initiale. Autrement dit, le sol argileux aura plus tendance à gonfler dans un climat aride que dans un climat tempéré.

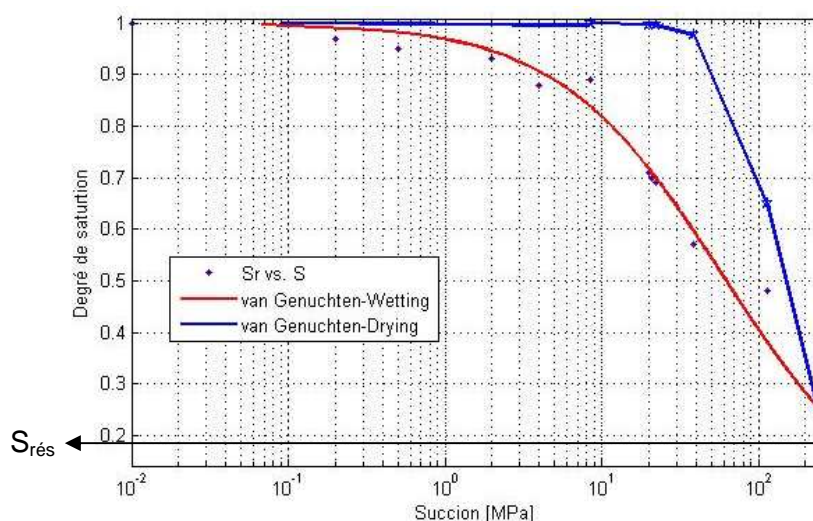


Figure 6.4. Courbe de rétention de site du Deffend selon la méthode de Van Gunechten

Tableau 6.1. Paramètres de méthode de van Genuchten pour le sol de site du Deffend

Chemin	α (MPa ⁻¹)	n	m
Séchage	0,008429	3	0,6873
Humidification	0,02	0,8427	0,8778

La perméabilité du sol du Deffend à l'état saturé est 8×10^{-12} [m/s] mesuré par Nowamooz (2007). La Figure 6.5 montre la variation de la succion dans le profil du sol en présence ou en l'absence d'un bâti.

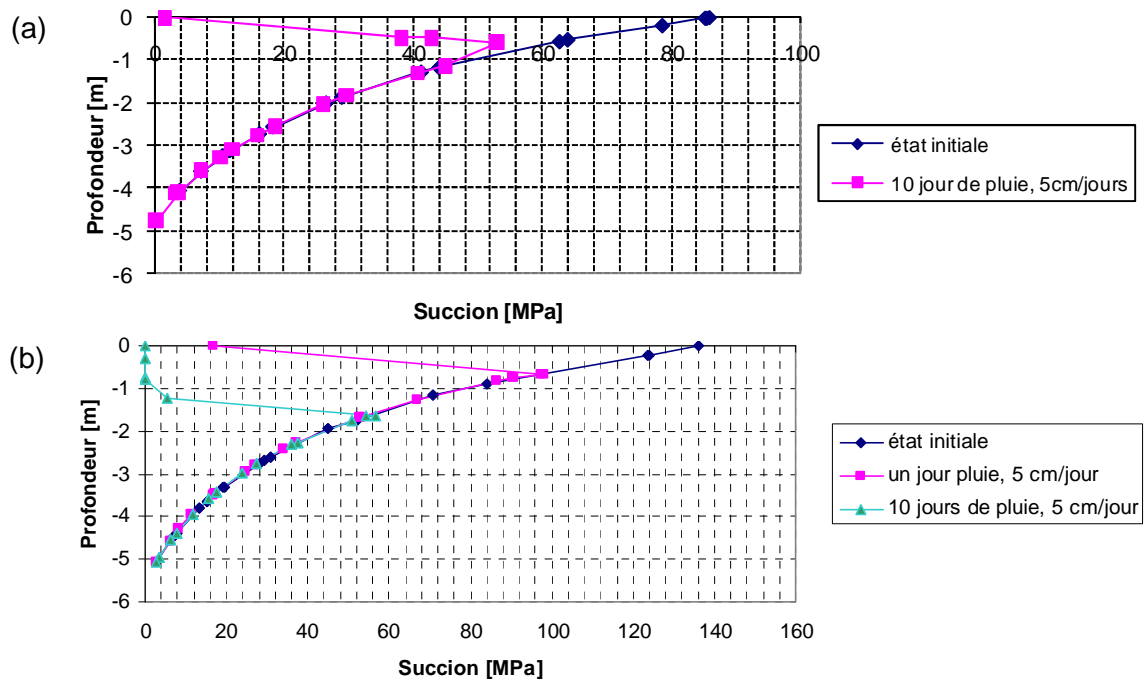


Figure 6.5. Variation de la succion dans le profil du sol à la suite d'une précipitation, (a) avec fondation, (b) sans fondation

Annexe

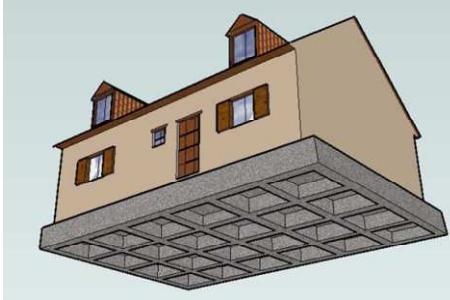
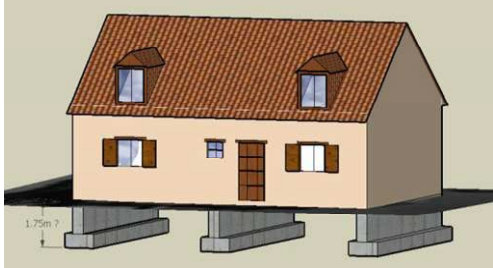
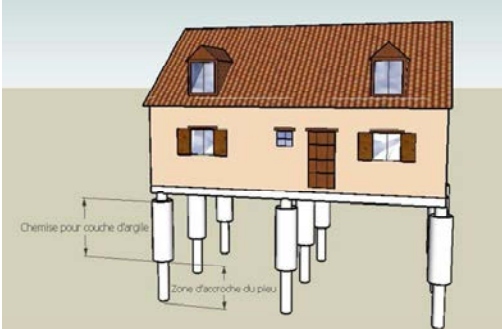
7. Dispositions constructives adaptées

Afin de renforcer l'ensemble du système d'une maison en maçonnerie et de sa fondation pour les bâtis existants (Tableau 7.1) et pour les nouvelles constructions (Tableau 7.2) différentes méthodes ont été proposées.

Tableau 7.1. Méthodes pour le renforcement de bâtis existants

<p>1. Renforcement des fondations par mise en place de longrines liaisonnées au soubassement ou à la fondation.</p>	
<p>2. Renforcement de la structure par pose de tirants métalliques, par des armatures engravées dans les maçonneries, et par scellement de fers cornières.</p>	
<p>3. Confortement des dallages par consolidation en profondeur du sol d'assise de fondation des structures par injection d'une résine expansive spécifique qui permet de comprimer et de compacter le terrain sous-jacent. La méthode est utilisable chaque fois que l'on veut améliorer la portance du sol sous fondation que ce soit pour remédier à un tassement ou en prévision d'une augmentation des charges.</p>	
<p>4. Renforcement de la fondation par le Béton massif: consiste à approfondir les semelles filantes ou isolées de façon à ce qu'elles atteignent une couche dont les propriétés de résistance sont adaptées.</p>	
<p>5. Renforcement de la fondation par le système de puits longrines: elle est utile lorsque la profondeur nécessaire de la fondation est trop grande pour que la reprise en béton massif soit économique.</p>	

Tableau 7.2. Méthodes proposées pour les nouvelles constructions

<p>1. Dalle en forme de « demi-gaufre » : disposant d'une rigidité en flexion très importante, ce qui lui permet de limiter très fortement les déformations.</p>	
<p>2. D'un point de vue économique, le coût supplémentaire de la réalisation d'un sous-sol pour un pavillon classique de 100 m² habitable, correspond à environ 15 k€ (source : www.maison-conseil.com). Si l'on considère ce montant au regard du coût de réalisation du pavillon (~100 k€), et de celui d'un terrain de 800-900 m², cela représente un surcoût moyen d'environ 10% du montant total.</p>	
<p>3. Fondations profondes protégées si l'épaisseur d'argile est très importante. Le coût de réalisation reste inconnu!</p>	

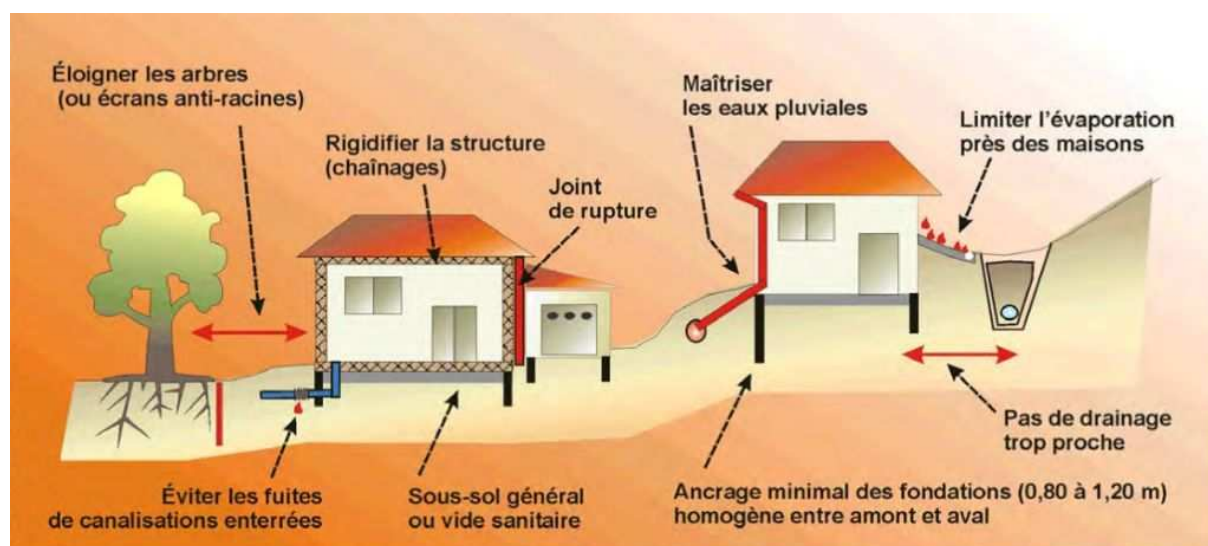


Figure 7.1. Schéma des principales règles préventives pour la construction sur sols sujets au phénomène de retrait-gonflement (BRGM - www.argiles.fr)

Annexe

8. Paramètres du modèle numérique de BExM et du modèle analytique

Code-Bright	Modèle Analytique
<p>1) Les paramètre élastique du sol et du bâti : <i>E</i> : Module de Young <i>nu</i> : Coefficient de poisson</p> <p>2) Les paramètres de la courbe de rétention : <i>P0</i> : Inverse de la valeur d'entrée de l'aire <i>σ_o</i> : "Surface tension at temperature in which <i>Po</i> was measured (usually <i>σ_o</i>=0,072 N/m at 20°C)" <i>λ</i> : Fonction de forme de la courbe de rétention <i>Srl</i> : Saturation résiduel <i>Sls</i> : Saturation Maximum</p> <p>3) Perméabilité intrinsèque : <i>k11, k22, k33</i> : Différents directions</p> <p>4) Perméabilité relative de la phase liquide : <i>λ, Srl, Sls</i></p> <p>5) Propriété de la phase solide : <i>ρ_s</i> : La densité</p> <p>6) Propriété de la phase liquide : <i>ρ_o</i> : Densité référence</p>	<p>1) Les paramètre de rigidité du bâti : <i>E</i> : Module de Young <i>I</i> : Le moment d'inertie</p> <p>2) Les paramètre de la surface d'état <i>a, b, c</i> en utilisant l'équation : $e = a + b \log[1 + (\sigma - u_a) + c(u_a - u_w)]$</p> <p>3) Parameters de d'état initial: <i>γ_d</i> : Mass volumique du sol</p> <p>4) Paramètre du profil hydrique <i>α</i> : le coefficient de diffusion, qui peut être déterminé par les méthodes empiriques en utilisant les paramètres suivants : <i>PI</i> : Indice de Plasticité <i>LL</i> : Limite de liquidité <i><%2μ</i> : Pourcentages de particule fine</p> <p>5) Les paramètre de l'étude d'interaction <i>B</i> : Largeur de la fondation <i>L</i> : Longueur de la fondation <i>d</i> : le déplacement du corps rigide</p>
<p>7) Propriétés Thermo-hydrromécanique</p> <p>7.1) Paramètres élastiques <i>K_ρ</i> : La pente de la partie élastique du plan d'indice des vides-contrainte moyennes (Succion nulle) <i>K_{s0}</i> : La pente de la partie élastique du plan indice des vides-succion (Contrainte nulle) <i>K_{min}</i> : Module de Bulk <i>P_{ref}</i> : La pression de référence</p> <p>7.2) Paramètres thermaux <i>α_{0, α_{1, α_{2, α₃}}}</i> : paramètres de la déformation thermique élastique et plastique <i>Tref</i> : La température référence</p> <p>7.3) Paramètres plastiques <i>λ(0)</i> : La pente du plan de l'indice des vides-contrainte à l'état saturé <i>r</i> : paramètre définissant la rigidité maximum du sol <i>β</i> : paramètre contrôlant le taux de l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion <i>k</i> : paramètre contrôlant le taux de d'augmentation de la résistance en cisaillement du sol avec la succion <i>p_c</i> : La pression de référence <i>M</i> : La pente de l'état critique <i>e₀</i> : Indice des vides initial</p>	

p_0^* : La pression de pré-consolidation initiale à l'état saturé

7.4) Paramètres de méthode de Newton
Toler4 : Tolérance dans le méthode de newton
 S_{0i} : Solution initiale

7.5) Paramètres du couplage
f11, f12, fD1, fD2, kl, xl, kD, xD

7.6) Paramètres du comportement microstructural
em : l'indice des vides de microstructure
km : L'indice de compressibilité de la microstructure

Annexe

9. Valeurs estimatives du module de Young pour différents types de briques et différents types de mortier

Tableau 9.1. Différentes valeurs pour le module de Young des blocs

Référence:	Type de bloc	Module E (MPa)
Abdallah (2009)	-	16000
Brahim	Calcaire de l'Estailade	16000
Zucchini et Lourenço (2007)	VE – soft mud brick	6000
	CS – Calcium silicate brick	13400
	JG – wire cut brick	16700
Illston et al. (2001)	Granite	20000 - 60000
	Limestone	10000 - 80000
	Marble	35000
	Sandstone	3000 - 80000
	Dense concrete brick/blockwork	10000 - 25000
	LWAC (Light Weight Agregate Concrete) blockwork	4000 - 16000
	AAC (Autoclave Aerated Concrete) blockwork	3000 - 8000
	Calcic brickwork	14000 - 18000
Nichols (2000)	Clay brickwork	4000 - 26000
	Pressed Clay Red	14000
	Pressed Clay Biscuit	10000
	Pressed Clay Brown	7000
	Calcium Silicate	6000
	Concrete	14000

Tableau 9.2. Différentes valeurs pour le module de Young des mortiers

Référence:	Ciment : Chaux : Sable	Module E (MPa)
Mohamad (2007)	1 : 0,5 : 4.5	6409
	1 : 1 : 6	4033
	1 : 2 : 9	2042
	1 : 0 ;25 : 3	11055

Annexe

10. Calcul de la rigidité des différents types des bâtis en fonction de la géométrie des murs et des fondations

Pour calculer la raideur d'une section composée de plus d'un élément on utilise la méthode ci-dessous présentée par Timoshenko (1948) :

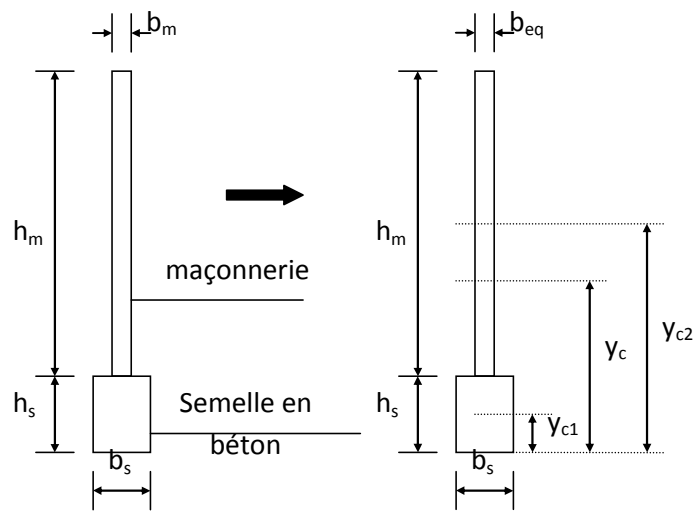


Figure 10.1. Modèle pour le calcul de la raideur d'un système composé.

La largeur équivalente (en béton) de la maçonnerie est calculée :

$$b_{eq} = \frac{b_m \cdot E_{maçonnerie}}{E_{semelle}} \quad \text{Équation 10.1}$$

Pour calculer le moment d'inertie de ce système on doit déterminer l'ordonnée y_c du centre de gravité du système comme suit :

$$y_c = \frac{F_1 \cdot y_{c1} + F_2 \cdot y_{c2}}{F_1 + F_2} \quad \text{Équation 10.2}$$

Avec : F_1 , F_2 - surfaces des sections transversales de la semelle et de la maçonnerie respectivement.

y_{c1} , y_{c2} - ordonnée des centres de gravité de la semelle et de la maçonnerie.

Le moment d'inertie du système est calculé :

$$I = \frac{b_s \cdot h_s^3}{12} + F_1 \cdot \left(y_c - \frac{h_s}{2} \right)^2 + \frac{b_{eq} \cdot h_m^3}{12} + F_2 \cdot \left(h_s + \frac{h_m}{2} - y_c \right)^2 \quad \text{Équation 10.3}$$

La raideur du système est : $E_{semelle} \cdot I$.

La même procédure est utilisée pour calculer le moment d'inertie d'un système avec un chaînage horizontal en béton au milieu de la hauteur de la maçonnerie (bâti type 3 ; bâtiment d'habitation collectif récent).

Type 1. Maison d'habitation ancienne.

$$E_b = 3000 \text{ MPa},$$

$$E_j = 500 \text{ MPa}$$

$$t_j = 2 \text{ cm}$$

$$t_b = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E_m = 1400 \text{ MPa (éq.III.1)}$$

- Nombre d'étages : RdC+0 \Rightarrow hauteur = 3 m

- Epaisseur des murs : 0.25 m

- Semelle filante $b \times h = 0.3 \times 0.4$ en béton C12/15 $\Rightarrow E = 25000 \text{ MPa}$ (Eurocode 2)

$$\Rightarrow \text{Raideur du bâti : } EI = 1600 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \text{ (valeur calculée)}$$

Type 2. Petit établissement recevant du public

$$E_b = 3000 \text{ MPa},$$

$$E_j = 500 \text{ MPa}$$

$$t_j = 2,5 \text{ cm}$$

$$t_b = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E_m = 1500 \text{ MPa (éq.III.1)}$$

- Nombre d'étages : RdC+0 \Rightarrow hauteur = 3.15 m

- Epaisseur des murs : 0.20 m

- Dimensions de chaînage 0.20×0.15 m

- Semelle filante $b \times h = 0.3 \times 0.4$ m en béton C12/15 $\Rightarrow E = 26000 \text{ MPa}$ (Eurocode 2)

$$\Rightarrow \text{Raideur du bâti : } EI = 5300 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \text{ (valeur calculée)}$$

Type 3. Maison individuelle récente

$$E_b = 7000 \text{ MPa},$$

$$E_j = 2000 \text{ MPa}$$

$$t_j = 3 \text{ cm}$$

$$t_b = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E_m = 5500 \text{ MPa (éq.III.1)}$$

- Semelle filante $b \times h = 0.4 \times 0.8$ en béton C20/25 $\Rightarrow E = 25000 \text{ MPa}$ (Eurocode 2)

$$\Rightarrow \text{Raideur du bâti : } EI = 14422 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \text{ (valeur calculée)}$$

Type 4. Bâtiment d'habitation collectif récent

$$E_b = 7000 \text{ MPa,}$$

$$E_j = 2000 \text{ MPa}$$

$$t_j = 3 \text{ cm}$$

$$t_b = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E_m = 5500 \text{ MPa (éq.III.1)}$$

- Semelle filante $b \times h = 0.4 \times 0.6 \text{ m}$ en béton C12/15 $\Rightarrow E = 26000 \text{ Mpa}$ (Eurocode 2)

$$\Rightarrow \text{Raideur du bâti : } EI = 37000 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \text{ (valeur calculée)}$$

Annexe

11. Caractéristique des maisons sinistrées

Blight (1997) a montré à partir d'une étude *in situ* que le soulèvement au centre sous le bâtiment arrive à sa valeur maximale quatre ans après le début de la construction. Selon une étude menée par Masia *et al.* (2004), la durée nécessaire pour que le profil de la succion en dessous du bâti devienne stable est entre 3 et 5 ans.

Selon la période de l'année choisie pour réaliser une construction, la succion initiale du sol sera différente. Elle correspondra à une valeur élevée en période de sécheresse (été) et il peut se produire un soulèvement du bâti lorsque le profil de succion sous l'ouvrage se modifie pendant la première saison humide. À court terme, c'est le sol à la périphérie de la maison qui est soumis à la variation hydrique, alors qu'à long terme un maximum de gonflement se produit au centre (mouvement lent et continu) (Fondasol, 2007 ; William, 2009). En effet, en l'absence de nappe périphérique, l'eau aura tendance à migrer de la périphérie vers le centre après chaque période pluvieuse, d'où une saturation progressive du sol au centre de la fondation.

Une étude menée par SORES sur 389 maisons sinistrées en région Midi-Pyrénées est présentée sur la Figure 11.1. Cette étude montre que la plupart des bâtis touchés par le phénomène de retrait-gonflement dans cette région avait entre 10 et 30 ans.

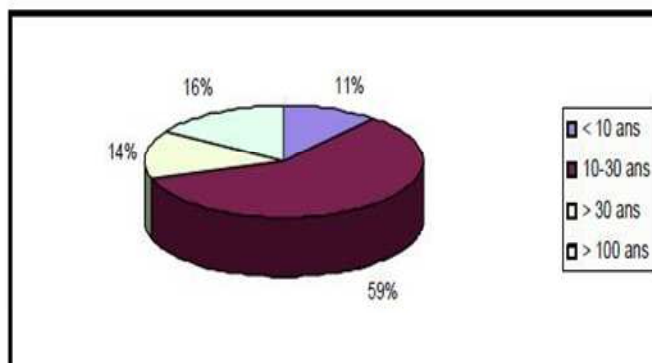


Figure 11.1. (a) Répartition de l'âge des constructions affectées et (b) Type de bâtiments concernés par la pathologie

Chrétien *et al.* (2007) ont réalisé une étude sur les sinistres induits par le phénomène de retrait-gonflement des sols argileux dans la ville de Pessac en agglomération bordelaise en Gironde. Ils ont constaté que la majorité des bâtis sinistrés datent des années 1980 et reposent sur des fondations superficielles (semelles filantes ou radier général), ancrées entre 0,50 et 0,80 m de profondeur et sans vide sanitaire.

Annexe

12. Répartition des sinistrés selon la base des données de CEBTP-SOLEN 2006

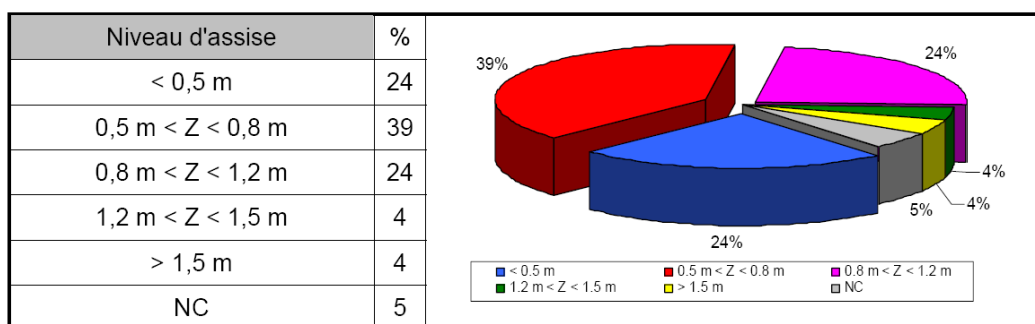


Figure 12.1. Répartition des sinistres étudiés en fonction du niveau d'assise de la fondation

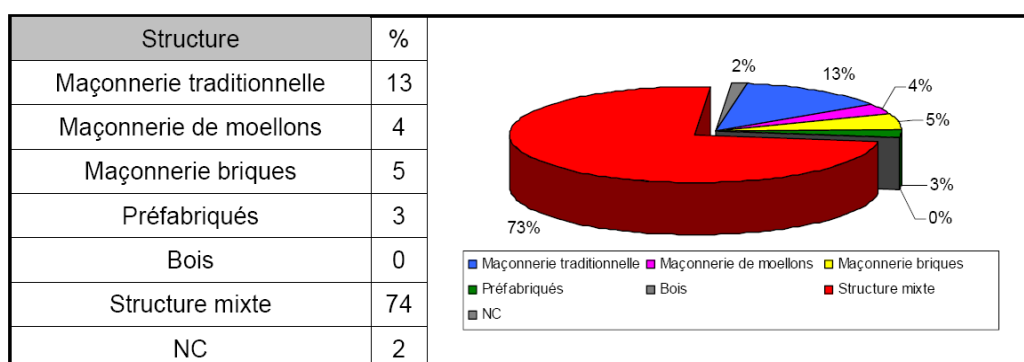


Figure 12.2. Répartition des sinistres étudiés selon le type de maçonnerie

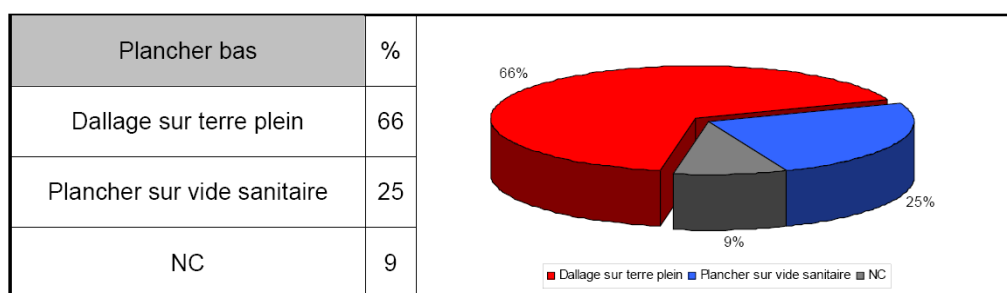


Figure 12.3. Répartition des sinistres étudiés selon la nature du plancher bas

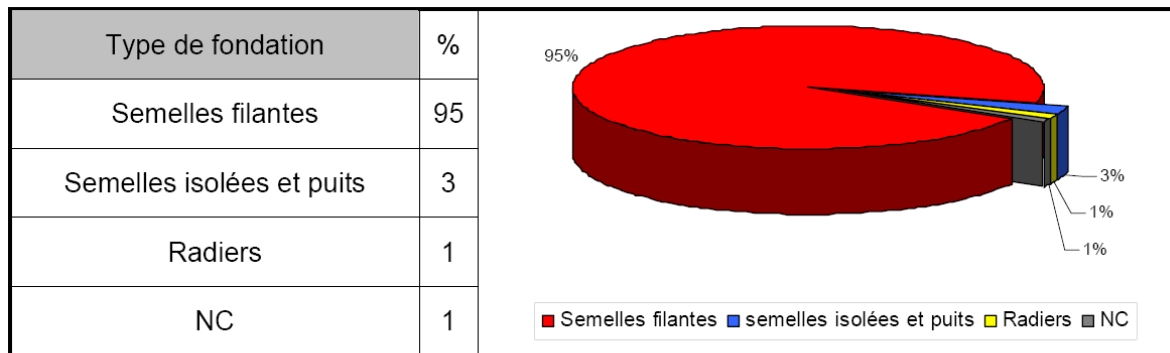


Figure 12.4. Répartition des sinistres étudiés selon le type de fondation

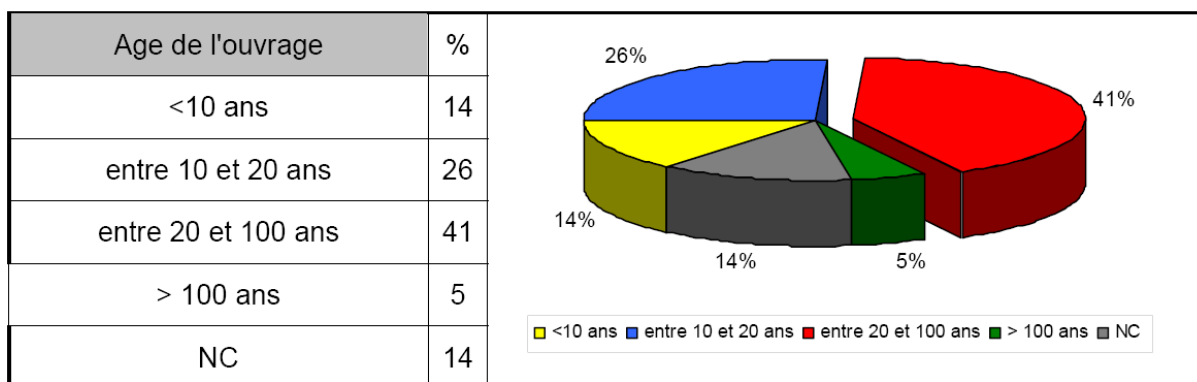


Figure 12.5. Répartition des sinistres étudiés selon l'âge de la construction

Annexe

13. Répartition des ouvrages sinistrés dans les régions Provence-Alpes-Côte d'Azur (PACA), Bourgogne et Midi-Pyrénées. Selon le projet ARGIC (Fondasol, 2009)

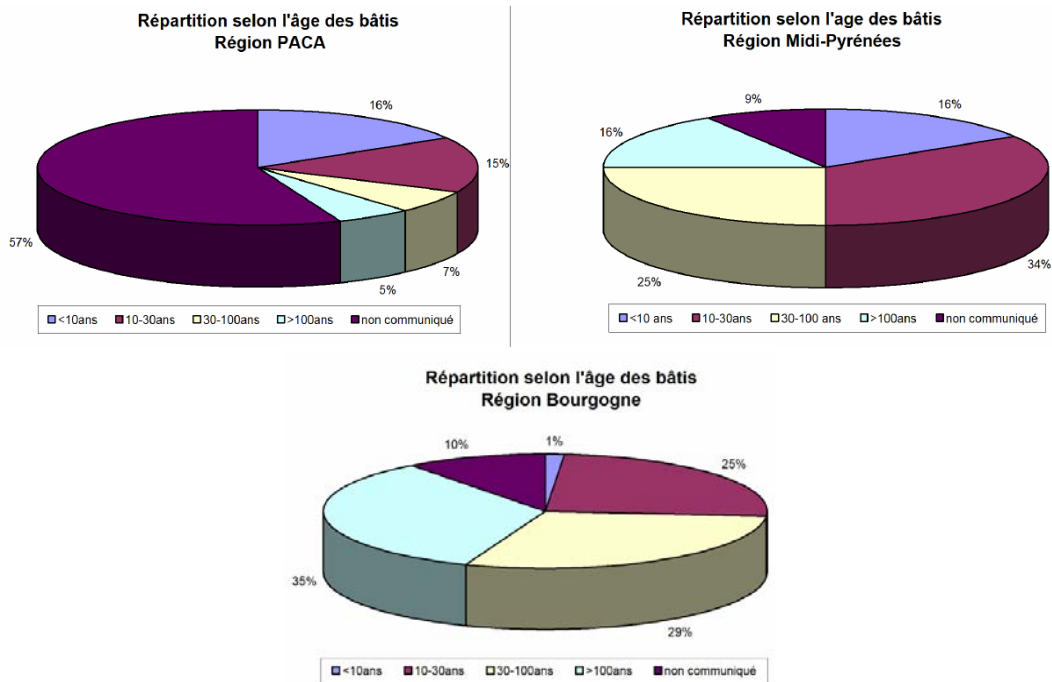


Figure 13.1. Répartition des ouvrages sinistrés étudiés selon l'âge de la construction

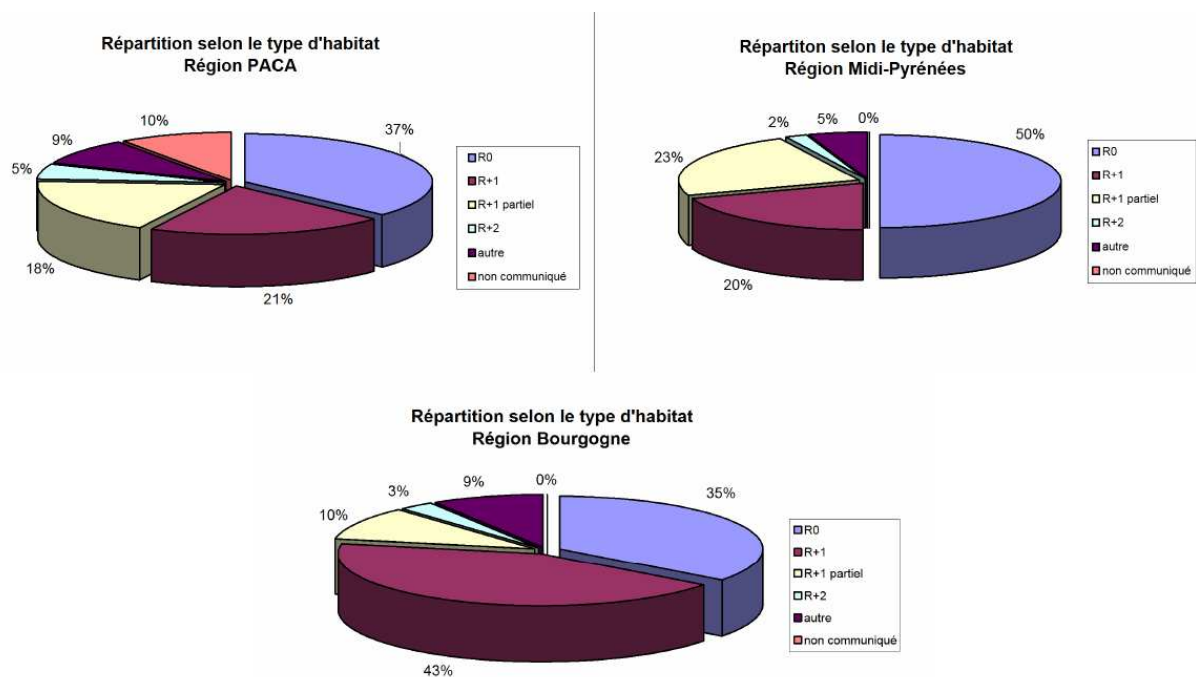


Figure 13.2. Répartition des ouvrages sinistrés étudiés selon le type de construction

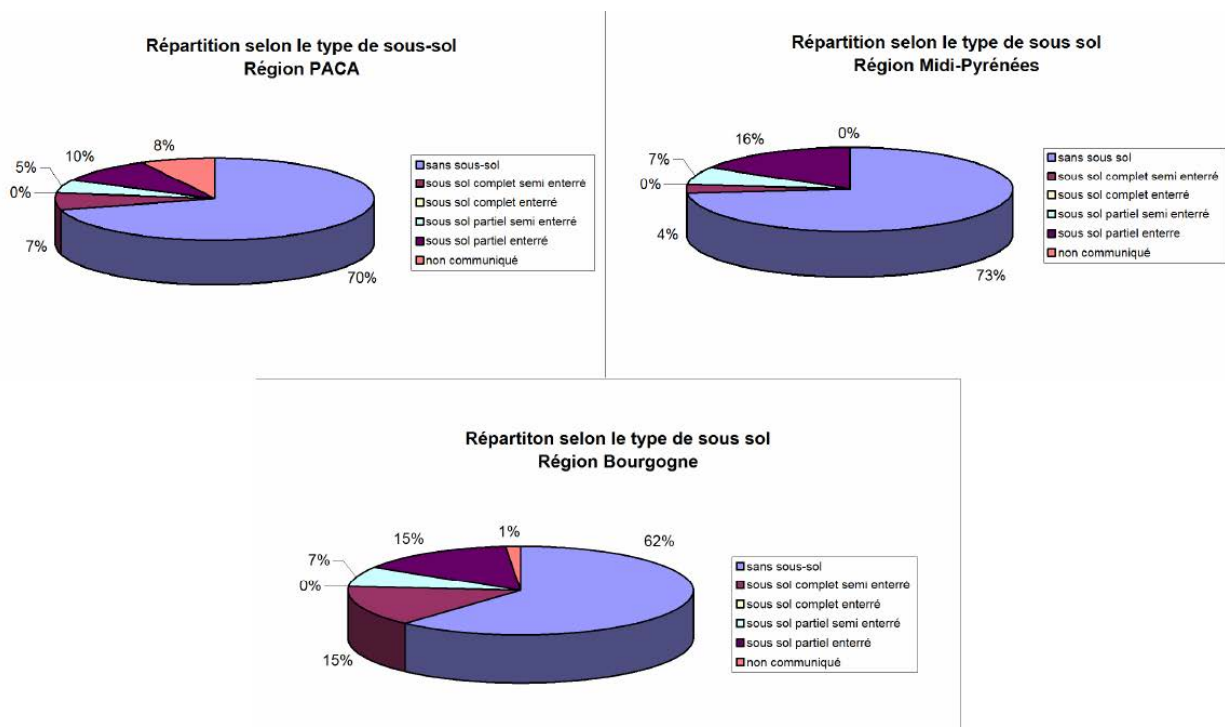


Figure 13.3. Répartition des ouvrages sinistrés étudiés selon le type de sous-sol (Fondasol 2009)

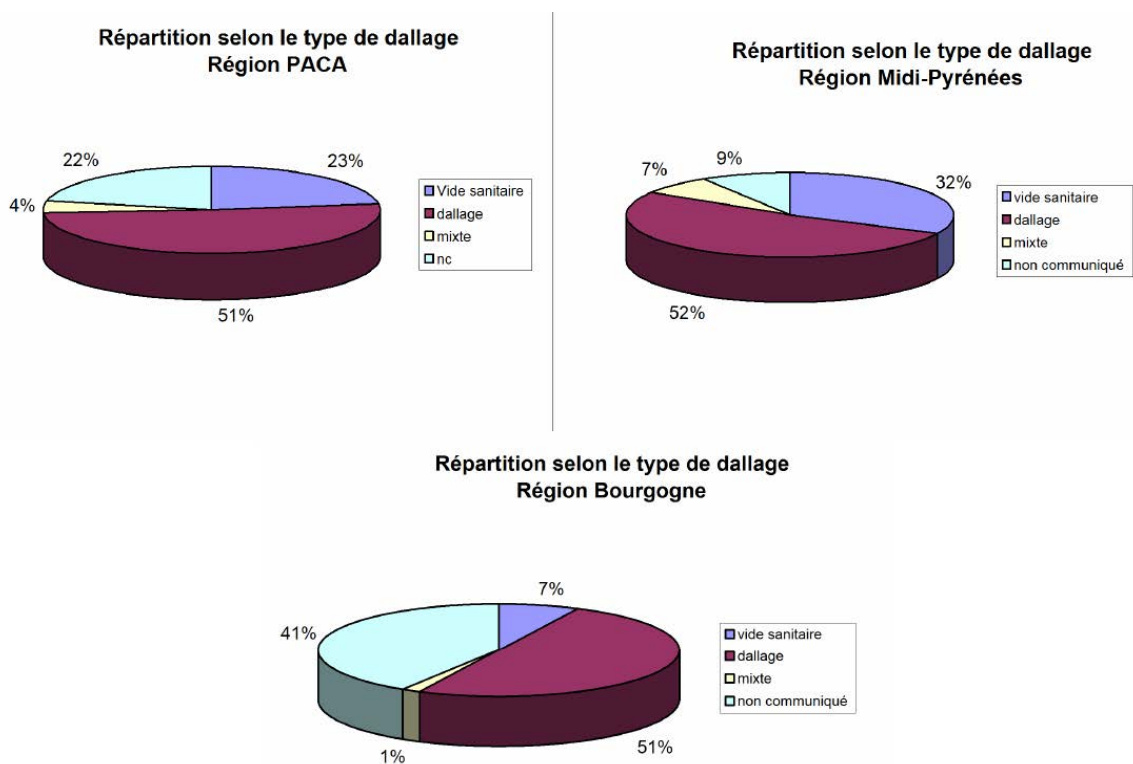
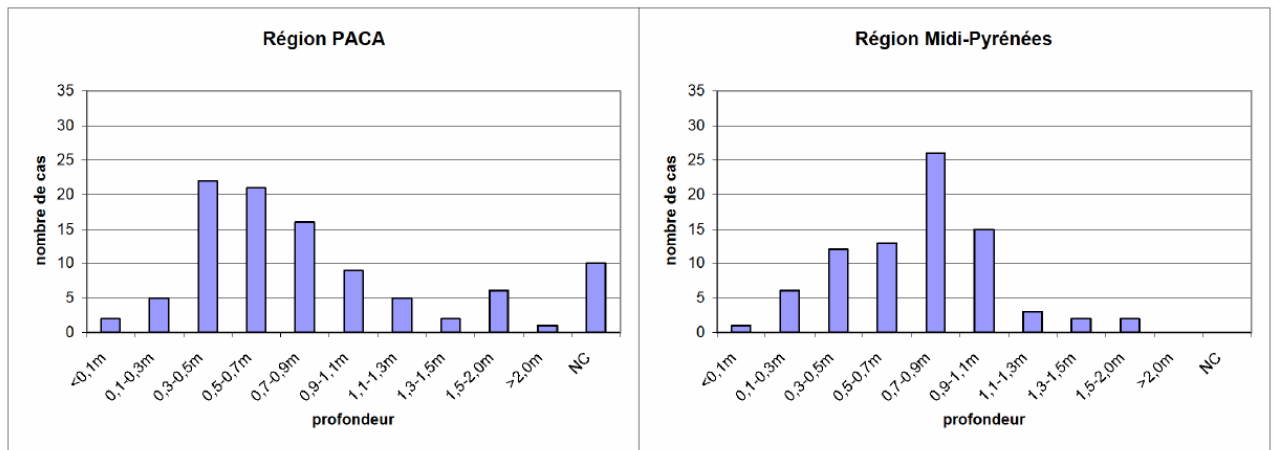


Figure 13.4. Répartition des ouvrages sinistres étudié selon le type de plancher en RdC



Région Bourgogne

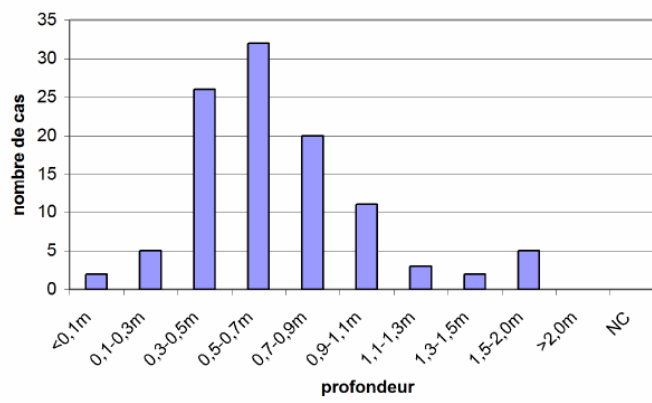


Figure 13.5. Répartition des ouvrages sinistrés étudiés en fonction des profondeurs des fondations

Publications concernant cette thèse :

Revue internationale avec facteur d'impact :

Jahangir E., Deck O., Masrouri F.. Estimation of the ground settlement beneath foundations due to shrinkage of clayey soils. Accepté dans la revue "*Canadian Geotechnical Journal*", Septembre 2011.

Nowamooz H., Jahangir E., Masrouri F., Volume change behaviour of a swelling soil compacted at different initial states. Soumise à la revue *Engineering Geology*.

Conférences avec actes publiés :

Jahangir E., Deck O., Masrouri F.. Influence of foundation embedding on clays shrinkage-swelling hazard consequences. *3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, Munich, Germany 2011.pp117-124.

Jahangir E., Deck O., Masrouri F.. Influence de l'interaction sol-structure sur le tassement des sols argileux. *XXVIIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil Ouvrages en Service et Développement Durable*, La Bourboule, France 2010.pp 224-233.

Jahangir E., Deck O., Masrouri F.. Interaction entre la rigidité du bâti et l'amplitude du retrait des sols argileux. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG*, Grenoble, France 2010.pp 459-466.

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur Fabrice EMERIAULT, Professeur, Laboratoire 3SR, Grenoble

Monsieur Roger COJEAN, Professeur, MINES ParisTech, Fontainebleau

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur JAHANGIR Emad

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

**"Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour
l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. "**

en vue de l'obtention du titre de :


DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Intitulé du doctorat : « **Génie Civil - Hydrosystèmes - Géotechnique** »

Fait à Vandoeuvre, le 15 novembre 2011

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages

Résumé : Les sols argileux peuvent présenter des variations importantes de volume lors d'un changement hydrique, tel une période de sécheresse. Ce phénomène de retrait-gonflement des sols argileux est à l'origine de nombreux préjudices aux bâtis ce qui le situe, après les inondations, au second rang des aléas naturels français en matière de coût des dommages : 5 milliard d'euros entre 1988 et 2007. Les maisons individuelles sont les plus touchées par ce phénomène qui provoque un tassement différentiel du bâti à l'origine de sa dégradation (fissures dans les éléments de maçonnerie non armée en particulier).

L'objectif de cette thèse est d'étudier la vulnérabilité des bâtis vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement à travers une analyse de l'interaction sol-structure. Ce travail s'est porté sur les trois grands volets suivants : le comportement hydromécanique des sols argileux, l'interaction sol-structure et l'évaluation des dommages structuraux.

Le comportement hydromécanique des sols argileux a été modélisé par le concept de surface d'état et intégré dans un modèle d'interaction sol-structure inspiré du modèle de Winkler, avec des approches de plus en plus complexes : cas unidimensionnel tout d'abord, 2D ensuite en assimilant la structure à une poutre, puis en 3D en représentant la structure par une plaque. Ces modèles d'interaction sol-structure permettent de calculer la déflexion relative d'un bâti, en fonction d'une valeur de succion imposée et des propriétés mécaniques ou hydromécaniques de la structure et du sol d'assise. La déflexion relative du bâti est alors comparée à des valeurs seuils afin d'évaluer le dommage.

La dernière partie de cette thèse consiste en une étude de faisabilité pour le développement de courbes de vulnérabilités adaptées à la problématique du retrait gonflement. Ces courbes représentent la moyenne des dommages d'un type de bâti conçu sur un type de sol gonflant pour une valeur de succion imposée. Ces courbes ont été développées à partir d'une typologie des sols gonflants et d'une typologie des bâtis issue des bases de données des maisons sinistrées. La moyenne des dommages est calculée par la méthode de Monte-Carlo, en prenant en compte la variabilité des paramètres du bâti.

Mots Clés : *Interaction sol-structure, comportement hydromécanique des sols argileux, courbe de vulnérabilité.*

Soil-structure interaction phenomenon against the shrink-swell hazard for evaluation of buildings vulnerability

Abstract: Clayey soils can present large volumetric deformations in response of water content change. This phenomenon of shrinkage and swelling of clayey soils is recognized as a costly natural hazard throughout the world. In France, this cost is reported between 1988 and 2007 to 5 million Euros, ranking in second class of the French natural hazards in terms of cost of damage after the floods. The individual masonry buildings with shallow foundations are the most affected by this phenomenon that causes a differential settlement of the building leading to cracks in facades and structural elements, especially in unreinforced masonry elements.

The objective of this thesis was to study the vulnerability of the building, against the shrink-swell hazard through an analysis of soil-structure interaction. This work was focused on three major points: hydro-mechanical behavior of clay soils, soil-structure interaction and evaluation of structural damage.

The hydro-mechanical behavior of clay soils was considered by the concept of state surface and integrated into a soil-structure interaction model, based on the Winkler model, with increasingly complex approaches: 1D, 2D and 3D by modeling the building behavior respectively by a spring system, the beam element and the plate element. These models of soil-structure interaction are able to calculate the relative deflection of the building, according to the values of imposed suction, mechanical properties of the structure and hydro-mechanical properties of the soil. The relative deflection of the building is then compared to threshold values of the classical damage categories to assess the building damage.

Finally a feasibility study was conducted on the development of vulnerability curves adapted to the problem of shrinkage – swelling of clayey soils. These curves represent the average of structural damage versus suction, for each type of building. These curves were developed based on a classification of expansive soils and a building typology outcome from databases of affected buildings. The average damage is calculated by the Monte-Carlo method, taking into account the variability of the building parameters.

Keywords: *soil-structure interaction, hydro-mechanical behavior of clayey soils, vulnerability curves.*