

Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti

dr. fita

**Rapport final** 

octobre 2006

BRGM/RP-54862-FR

de his hip







## Étude 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

octobre 2006

M. Vincent, J. Bouchut, J.-M. Fleureau, F. Masrouri, E. Oppenheim, J.-V. Heck, N. Ruaux, S. Le Roy, I. Dubus, N. Surdyk



Vérificateur (partie BRGM) : Nom : C. Mathon Date : 30 octobre 2006

Hatter

Approbateur (partie BRGM) : Nom : H. Modaressi Date : 16 novembre 2006 offeces.

Le système de management de la qualité du BRGM est certifié AFAQ ISO 9001:2000.













**Mots clés** : sol, argile, retrait-gonflement, mouvement de terrain, tassement, succion, teneur en eau, drainage-humidification, modélisation, interaction sol-structure, fondation, sinistre, confortement, mesure constructive

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

Vincent M., Bouchut J., Fleureau J.-M., Masrouri F., Oppenheim E., Heck J.-V., Ruaux N., Le Roy S., Dubus I., Surdyk N. (2006) - Étude 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, 378 p., 308 ill.

© BRGM, 2006, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

## Synthèse

Les sinistres imputés au phénomène de retrait-gonflement des sols argileux étant très coûteux pour la collectivité, il est important de mieux comprendre les mécanismes de déclenchement de ce phénomène naturel et les causes de vulnérabilité des bâtiments qui y sont exposés. Ce sont ces objectifs que s'est assigné le présent projet de recherche, élaboré dans le cadre du programme RGCU, par le BRGM, le CSTB, les laboratoires LMSSMat (ECP) et LAEGO (INPL) et le bureau d'études géotechniques CEBTP-Solen.

Ce travail de recherche, mené en partenariat étroit, a permis d'établir un état des lieux des connaissances scientifiques sur ce phénomène, dont les mécanismes sont relativement bien connus à différentes échelles, mais dont certains points demandent encore à être précisés. De nombreux essais réalisés en laboratoire sur des matériaux issus de deux sites expérimentaux, l'un en climat méditerranéen, l'autre en climat océanique, ainsi que le suivi en continu de l'humidité et des déplacements verticaux du sol sur ces sites, ont permis d'acquérir des éléments de calage pour développer des modélisations, même si ces acquisitions de données brutes devront être poursuivies sur une plus longue durée.

Les différentes modélisations numériques réalisées dans le cadre du projet permettent, quant à elles, de mieux quantifier d'une part les transferts hydriques dans les sols argileux sujets au retrait-gonflement et les déformations qui en résultent en fonction des conditions climatiques appliquées et de la végétation, et d'autre part l'influence de ces mouvements différentiels du sol sur des structures bâties, de type maisons individuelles. Ces modélisations, qui devront être poursuivies et précisées par calage sur des cas réels, permettent d'étayer certaines recommandations constructives dont l'efficacité est mise en évidence par une étude statistique menée sur un échantillon de près d'un millier de maisons sinistrées dont les éléments de vulnérabilité sont bien identifiés. Certains points comme l'approfondissement des fondations, l'augmentation de la rigidité des structures ou l'intérêt d'une géomembrane périmétrique anti-évaporation sont ainsi confirmés, même si leurs modalités de mise en œuvre restent à préciser.

## Sommaire

1.	Introduction	27
2.	Synthèse bibliographique et état des connaissances	29
	2.1. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA PHENOMENOLOGIE, LES EFFETS INDUITS ET LES FACTEURS DE PREDISPOSITION ET DE	6
	DECLENCHEMENT DU RETRAIT-GONFLEMENT (BRGM)	29
	2.1.1.Nature du phénomène	29
	2.1.2. Manifestations et prévention du phénomène	30
	2.1.3. Facteurs de prédisposition	33
	2.1.4. Facteurs de déclenchement et cinétique du phénomène	35
	2.2. BIBLIOGRAPHIE SUR LA MICROSTRUCTURE DES ARGILES, LES PARAMETRES ET LA MESURE DU GONFLEMENT, LE PHENOMENE DE RETRAIT ET SA CARACTERISATION, LES CHEMINS DE CONTRAINTES LES COURBES DE SUCCION (LMSSMAT, LAEGO)	ET 37
	2.2.1.Aspects microstructuraux des sols gonflants	37
	2.2.2. Mesure et caractérisation du gonflement au laboratoire	45
	2.2.3.Retrait des sols fins	57
	2.2.4. Comportement hydrodynamique des argiles	59
	2.3. BIBLIOGRAPHIE SUR LES EXPERIENCES DE MESURES IN SITU (BRGM	l)67
	2.3.1.Rôle prépondérant des arbres	67
	2.3.2. Influence de différentes espèces d'arbres	68
	2.3.3.Ordre de grandeur de la dessiccation en termes de variations de teneu en eau ou de succions et de profondeur atteinte	rs 71
	2.3.4. Ordre de grandeur de tassements mesurés	74
	2.3.5. Influence de la météorologie	75
	2.4. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA MODELISATION DES TRANSFERT HYDRIQUES DANS UN SOL ARGILEUX (BRGM)	ГS 76
	2.4.1. Introduction aux transferts hydriques dans les sols argileux	76
	2.4.2. Écoulements préférentiels dans les sols	77
	2.4.3. Modèles prenant en compte les écoulements préférentiels	78
	2.4.4.Conclusions et perspectives sur la modélisation des transferts hydrique dans les sols argileux	es 91

	2.5.	ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA MODELISATION DES DEFORMATIONS D'UN SOL ARGILEUX EN FONCTION DE SON ETAT HYDRIQUE (LMSSMAT, LAEGO)	92
		2.5.1. Modélisation du comportement des sols gonflants non saturés	92
		2.5.2. Modèle de Barcelone pour les sols gonflants non saturés (BExM)	92
		2.5.3. Modèle de comportement hydromécanique des sols gonflants fortemen compactés (Cui et al., 1998 ; Yahia-Aïssa, 1999)	nt 99
		2.5.4. Conclusion	104
	2.6.	BIBLIOGRAPHIE SUR LA CARACTERISATION DES INTERACTIONS SOL STRUCTURES (CSTB)	- 105
		2 6 1 Considérations générales	105
		2.6.2. Comportement vis-à-vis des déformations verticales	106
		2.6.3. Comportement vis-à-vis des déformations horizontales	108
		2.6.4. Influence du bâti sur les mouvements de terrain	110
		2.6.5. Décomposition des sollicitations	111
	07		
	2.7.	ADAPTEES ALL PHENOMENE (CSTR)	117
		2 7 1 Démarches préventives engagées en France	118
		2.7.2 Démarches engagées à l'étranger	122
		2.7.3. Réparabilité des ouvrages existants	124
	2.8.	. ETAT DES CONNAISANCES SUR L'EXPERTISE DE SINISTRES (CEBTP- SOLEN)	129
		2 8 1 Historique du phénomène de retrait-gonflement	129
		2.8.2 Diagnostic géotechnique	131
		2.8.3. Essais utilisés couramment dans le cadre de l'Expertise	132
•		· · · · ·	
3.	Insi	trumentation in situ	141
	3.1.	SITE DE MORMOIRON (BRGM)	141
		3.1.1. Situation géographique	141
		3.1.2. Contexte géologique du site	141
		3.1.3. Caractérisation climatique de la zone	144
		3.1.4. Instrumentation du site réalisée par ailleurs	147
	3.2.	SITE DE POITIERS (BRGM)	151
		3.2.1. Situation géographique	151
		3.2.2. Contexte géologique du site	152
		3.2.3. Caractérisation climatique de la zone	154
		3.2.4. Instrumentation du site	157
		3.2.5. Instrumentation particulière du site	162

	3.3. REFLEXION SUR LES CAPTEURS DE MESURE IN SITU	.165
	3.3.1. Réflexion sur les capteurs de mesure in situ de succion adaptés à de	
	fortes pressions négatives (LMSSMat)	.165
	3.3.2. Réflexion sur l'élaboration de capteurs d'évaluation in situ du potentiel retrait-gonflement d'un sol (LMSSMat, BRGM)	de .168
4.	Essais de laboratoire	.171
	4.1. SITE DE MORMOIRON (LMSS-MAT)	.171
	4.1.1.Essais de caractérisation	.171
	4.1.2. Courbes de drainage-humidification (MOR-PR1-E50)	.175
	4.1.3. Mesures de la perméabilité du sol à saturation (MOR-PR3-185)	.178
	4.1.4. Mesures de la pression de gonflement (MOR-PR1-50)	.179
	4.1.5.Essais triaxiaux UU (MOR-PR1-50)	.179
	4.1.6. Interprétation des résultats	.181
	4.2. SITE DE POITIERS (LAEGO)	.181
	4.2.1.Localisation du site et des sondages	.181
	4.2.2. Géologie	.181
	4.2.3.Essais d'identification du sol	.182
	4.2.4. Propriétés minéralogiques	.186
	4.2.5. Porosimétrie au mercure pour le sondage E1	.188
	4.2.6.Propriétés hydriques	.190
	4.2.7.Propriétés mécaniques	.195
	4.2.8. Interprétation des résultats	.196
5.	Résultats des mesures in situ (BRGM)	.197
	5.1. SITE DE MORMOIRON	.197
	5.1.1.Source des données et étalonnage	.197
	5.1.2. Mise en évidence des limites de la gamme de mesures	.199
	5.1.3. Suivi des teneurs en eau à 0,5 m en fonction de la pluviométrie	.200
	5.1.4. Profils de teneurs en eau à différentes périodes	.204
	5.2. SITE DE POITIERS	.207
	5.2.1.Source des données et étalonnage	.207
	5.2.2. Suivi des teneurs en eau en fonction de la pluviométrie	.208
	5.2.3.Evolution des profils hydriques	.217
	5.2.4. Résultats des mesures de déplacements verticaux	.220
6.	Modélisation	.229

	6.1.	MODELISATION DE L'ETAT HYDRIQUE DU SOL A L'AIDE DU MODELE A ECOULEMENTS PREFERENTIELS MACRO (BRGM)	<u>29</u>
		6.1.1. Modélisation	29
		6.1.2. Résultats des modélisations	36
		6.1.3. Bilan sur l'interprétation des résultats et extrapolations possibles 25	54
	6.2.	MODELISATION DES CONTRAINTES INDUITES PAR UN TASSEMENT DIFFERENTIEL DU SOL D'ASSISE AVEC PLAXIS ET FEMLAB (LMSSMAT)2	256
		6.2.1.Objectifs visés et outils mis en oeuvre	56
		6.2.2. Démarche appliquée	56
		6.2.3. Modélisation sous PLAXIS	58
		6.2.4. Modélisation sous FEMLAB	61
		6.2.5. Interprétation des résultats et extrapolations possibles	65
	6.3.	MODELISATION COUPLEE AVEC BExM (LAEGO)	6
		6.3.1.Objectifs visés et outils mis en oeuvre	66
		6.3.2. Effet du retrait-gonflement du sol sur le comportement hydromécanique d'une fondation superficielle	68
		6.3.3. Effet du retrait-gonflement du sol sur le comportement hydromécanique d'une conduite enterrée	79
		6.3.4. Interprétation des résultats et extrapolations possibles	88
	6.4.	MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURE (CSTB)	88
		6.4.1. Présentation de l'étude	88
		6.4.2. Modélisation simplifiée du tassement du sol argileux soumis à un retrait hydrique	90
		6.4.3. Modélisation de la structure en maçonnerie chaînée	93
		6.4.4. Modèle de comportement macroscopique local homogénéisé non linéaire pour la maçonnerie	e 95
		6.4.5. Simulation de l'effet du tassement d'un sol argileux sur un ouvrage maçonné aux murs de façade dépourvus d'ouvertures	)6
		6.4.6. Effet de l'épaisseur des semelles de fondation sur les efforts de traction en partie haute des murs de maçonnerie fonctionnant en console31	9
		6.4.7. Effet du principe d'encadrement des ouvertures sur la tenue de la structure – simple linteau versus chaînage d'encadrement complet 32	21
		6.4.8.Bilan des résultats de modélisation – perspectives envisagées	25
7.	Ana SOI	llyse d'expertises de sinistres imputés au retrait-gonflement (CEBTP- _EN)32	<u>29</u>
	7.1.	PRESENTATION DE L'ECHANTILLON ANALYSE	29
	7.2.	PARAMETRES RELEVES SUR LES DOSSIERS	32

	7.3.	ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS	.333
		7.3.1. Caractéristiques de la construction	.334
		7.3.2. Échelle des désordres	.336
		7.3.3. Topographie du site	.337
		7.3.4. Caractérisation des sols d'assises	.337
		7.3.5.Diagnostic	.339
		7.3.6. Préconisations	.341
	7.4.	MISE EN EVIDENCE DE FACTEURS DE PREDISPOSITION, DE	
		DECLENCHEMENT ET D'AGGRAVATION	.342
		7.4.1.Localisation de la construction	.342
		7.4.2. Sensibilité des sols supports	.342
		7.4.3. Topographie du site	.343
		7.4.4. Végétation	.343
		7.4.5. Protection des abords	.343
		7.4.6.Fuite de canalisation	.343
	7.5.	MISE EN EVIDENCE DE STRUCTURES PARTICULIEREMENT	
		VULNERABLES	.344
		7.5.1.Nombre de niveaux de la construction	.344
		7.5.2. Structure de la construction	.344
		7.5.3. Fondations	.345
		7.5.4. Age de la construction	.345
	7.6.	REFLEXION SUR LES SOLUTIONS CONSTRUCTIVES SUSCEPTIBLES I	DE
		DIMINUER LE RISQUE DE DESORDRES DANS LES BATIMENTS	.345
		7.6.1. Préambule	.345
		7.6.2. Action sur la structure	.346
		7.6.3. Action sur l'environnement	.347
8.	Ana	alyse des résultats obtenus (ensemble des partenaires)	.349
	8.1.	ELEMENTS CONCERNANT LA COMPREHENSION DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT (LMSSMAT, LAEGO)	.349
	8.2.	ELEMENTS CONCERNANT LE DECLENCHEMENT ET LA CINETIQUE DI RETRAIT-GONFLEMENT (BRGM)	J .350
	8.3.	ELEMENTS CONCERNANT LES PHENOMENES D'INTERACTION SOL- STRUCTURE INTERVENANT DANS LE RETRAIT-GONFLEMENT (CSTB)	352
	8.4.	ELEMENTS CONCERNANT LA VULNERABILITE DES CONSTRUCTIONS VIS-A-VIS DU RETRAIT-GONFLEMENT ET LES MOYENS DE LA PREVENTION (CEBTP-SOLEN, LAEGO)	.354

9.	Conclusion	357
10.	Références bibliographiques	361

#### Liste des illustrations

Illustration 1 – Fentes de dessiccation dans un sol argileux (photo BRGM)	29
Illustration 2 – Schéma de principe du phénomène de retrait-gonflement des argiles	30
Illustration 3 – Exemples de désordres imputés au retrait-gonflement des argiles	31
Illustration 4 – Communes françaises concernés par des arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse (données Prim.net de août 2006)	33
Illustration 5 - Couches tétraédriques et octaédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)	38
Illustration 6 - Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)	39
Illustration 7 - Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)	39
Illustration 8 - Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996)	41
Illustration 9 - Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses : a) Attraction par osmose, b) Attraction dipôlaire (Mitchell, 1993)	41
Illustration 10 - Les différentes structures des principaux types d'argile	43
Illustration 11 – Caractéristiques microscopiques des principales argiles	44
Illustration 12 - Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement	47
Illustration 13 - Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	47
Illustration 14 - Potentiel de gonflement d'après Seed et al. (1962)	47
Illustration 15. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)	48
Illustration 16 - Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965)	48
Illustration 17 - Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $I_p = 0.73(w_L - 20)$ ]	48
Illustration 18 - Potentiel de gonflement d'après Holtz et al. (1973)	49
Illustration 19 - Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)	49
Illustration 20 - Potentiel de gonflement d'après Chen (1975)	49
Illustration 21 - Potentiel de gonflement d'après BRE (1980)	49
Illustration 22 - Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)	49
Illustration 23 - Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1995)	50
Illustration 24 - Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001)	50
Illustration 25 - Modèles d'estimation du taux de gonflement ( $\epsilon g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma g$ )	52
Illustration 26 - Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial	53
Illustration 27 - Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial	54
Illustration 28 - Méthode de gonflement à volume constant	55

Illustration 29 - Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 4546-90	55
Illustration 30 - Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact.	58
Illustration 31 - Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle (Zerhouni 1991)	59
Illustration 32 - Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment (1980)	59
Illustration 33 - Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée	60
Illustration 34 - Chemin de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau]	60
Illustration 35 - Comparaison entre les variations d'indice des vides sur chemins de drainage, oedométrique et isotrope	62
Illustration 36 - Chemin de drainage sur un sol naturel de la région parisienne	62
Illustration 37 - Comparaison des chemins de drainage-humidification d'une marne remaniée sous forme de pâte et de la marne naturelle non remaniée fortement cimentée	63
Illustration 38 - Cycles de retrait-gonflement sur deux échantillons de sol intact (Al Homoud et al. 1995)	64
Illustration 39 - Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol intact (Dif et al. 1991)	65
Illustration 40 - Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol compacté (Day 1994)	66
Illustration 41 – Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol compacté (Day, 1995)	66
Illustration 42 – A gauche : profils des succions avant l'abattage des arbres – A droite : suivi des mouvements verticaux mesurés en surface (Richards et al., 1983)	68
Illustration 43 – Influence comparée de différentes espèces arborées à l'origine de sinistres d'après Culter et Richardson (1981)	69
Illustration 44 – Réduction de teneur en eau volumique (%) engendrée par un peuplier sur un sol de type Boulder clay, au 14 septembre 1982, d'après Biddle, 1983	71
Illustration 45 – A gauche, peuplier sur un sol de type Boulder clay : profils de teneur en eau à proximité de l'arbre (0,2 h) et éloigné de l'arbre (2 h) en automne et au printemps (moyennes sur 4 ans) – A droite, peuplier sur un sol de type Oxford clay : profils de teneur en eau à proximité (0,25 h) et loin (3 h) de l'arbre, en automne et au printemps (Biddle, 1983)	72
Illustration 46 – Profils de succion mesurés au voisinage d'un groupe d'eucalyptus (d'après Richards et al., 1983)	74
Illustration 47 – Précipitations mensuelles et profils de teneurs en eau volumiques mesurés (Calvet et al., 2004)	76

Illustration 48 - Photographie d'une couche de sol de 1,90 x 0,90 m à 20 cm de la surface, où un colorant alimentaire a été appliqué en surface quatre jours avant la photographie (d'après Öhrström et al., 2004)	78
Illustration 49 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PELMO	80
Illustration 50 – Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PLM	81
Illustration 51 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de RZWQM	82
Illustration 52 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de CRACK-NP	83
Illustration 53 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PEARL	84
Illustration 54 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de HYDRUS	85
Illustration 55 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de VIMAC	86
Illustration 56 - Relation indice des vides / taux d'humidité utilisée dans FLOCR pour simuler le rétrécissement du sol (d'après Bronswijk, 1988)	88
Illustration 57 - Représentation schématique d'un profil de sol dans FLOCR	89
Illustration 58 – Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de MACRO	90
Illustration 59 - Surfaces de charges du modèle BExM : (a) dans le plan [p*,s] ; (b) dans l'espace [p*,q,s] (Alonso et al., 1999)	93
Illustration 60 - Couplage entre les différentes surfaces de charge du modèle BExM : a) cas d'un séchage, b) cas d'une humidification, c) cas d'un chargement mécanique (Gens et Alonso, 1992)	95
Illustration 61 - Expressions des fonctions de couplage micro-macrostructurale	96
Illustration 62 - Forme typique des fonctions de couplage $f_I$ et $f_D$ (Alonso et al., 1999)	97
Illustration 63 - Les différents paramètres du modèle BExM	98
Illustration 64 - Représentation schématique du comportement hydromécanique des sols gonflants fortement compactés (Yahia-Aïssa, 1999)	100
Illustration 65 - Schématisation de la courbe CSC (Yahia-Aïssa, 1999)	101
Illustration 66 - Fonctionnement du modèle lors d'une compression à succion contrôlée (Yahia-Aïssa, 1999)	103
Illustration 67 - Fonctionnement du modèle lors d'une hydratation sous charge (Yahia- Aïssa, 1999)	103
Illustration 68 – Abaque de Wagner et Schumann (1991)	105
Illustration 69 – Inclinaison de fondations ponctuelles (Deck, 2002)	106
Illustration 70 – Inclinaison d'une fondation filante (Deck, 2002)	106
Illustration 71 – Distribution des contraintes dans le sol en cas de courbure (Deck, 2002)	107
Illustration 72 – Poussée du terrain sur un mur de fondation (Deck, 2002)	108
Illustration 73 – Poussée des terres sur un mur de sous-sol (Deck, 2002)	108
Illustration 74 – Distribution des contraintes sous les fondations (Deck, 2002)	109
Illustration 75 – Effort de cisaillement le long d'un mur enterré (Deck, 2002)	109

Illustration 76 – Modélisation d'une fondation sur sol élastique (Deck, 2002)	110
Illustration 77 – Modélisation du sol et d'un bâti pour l'étude de la courbure et des déformations horizontales (Deck, 2002)	111
Illustration 78 – Influence de l'inclinaison sur les contraintes de sol	112
Illustration 79 – Influence de l'inclinaison sur les contraintes dans la superstructure	112
Illustration 80 – Fissuration en superstructure en cas d'extension du sol (Kratzsch, 1983)	113
Illustration 81 – Déformation de la superstructure en cas de compression du sol (Kratzsch, 1983)	114
Illustration 82 – Fissuration en superstructure en zone de courbure concave (Kratzsch, 1983)	115
Illustration 83 - Fissuration en superstructure en zone de courbure convexe (Kratzsch, 1983)	115
Illustration 84 – distribution des contraintes de sol sous les fondations en zone de courbure	116
Illustration 85 – Aménagement de l'environnement de la construction	118
Illustration 86 – interdiction des sous-sols partiels (AQC, 2004)	118
Illustration 87 – Détermination des zones sensibles de l'ouvrage (AQC, 2004)	119
Illustration 88 – Schéma de principe des principales règles préventives pour la construction sur sols sujets au phénomène de retrait-gonflement (extrait site www.argiles.fr).	120
Illustration 89 – essais d'un pieu dans un sol gonflant	122
Illustration 90 - Rendement à court terme typique d'une fondation peu profonde sur un dépôt profond de sous-sol gonflant	123
Illustration 91 – Rendement à long terme typique d'une fondation construite sur un dépôt profond de sous-sol gonflant, avec effets de la croissance des arbres	123
Illustration 92 – Fondations dans un sol argileux sujet au retrait	124
Illustration 93 – Protection contre la végétation (CEBTP, 1991)	125
Illustration 94 – Drainage périphérique (CEBTP, 1991)	125
Illustration 95 – Rigidification de l'ouvrage (CEBTP, 1991)	126
Illustration 96 – Réparation d'un pied de mur (CEBTP, 1991)	126
Illustration 97 – reprise en sous-œuvre par puits réalisés par alternance (CEBTP, 1991)	127
Illustration 98 – reprise en sous-œuvre par pieux et longrines (CEBTP, 1991)	127
Illustration 99 – Reprise d'une terrasse surélevée (CEBTP, 1991)	128
Illustration 100 – Reprise d'un ouvrage annexe accolé au bâtiment principal (CEBTP, 1991)	128
Illustration 101 – Trottoir de protection périphérique (CEBTP, 1991)	129
Illustration 102 – Exemples de désordres types résultant du phénomène de retrait- gonflement des sols argileux (CEBTP, 1991)	130

Illustration 103 – Identification des sols par la VBS	133
Illustration 104 – Relation entre le pourcentage de particules < 2 µm et la VBS pour atteindre le point de mobilité nulle	134
Illustration 105 – Diagrame d'activité de bleu des argiles à saturation calcique (Lautrin, 1989)	135
Illustration 106 – Limites d'Atterberg	136
Illustration 107 – Courbe oedométrique en coordonnée semi-logarithmique	138
Illustration 108 - Sol surconsolidé gonflant	138
Illustration 109 – Représentation graphique de l'essai de gonflement	139
Illustration 110 – Plan de situation de la parcelle expérimentale de Mormoiron (fond topographique extrait des cartes IGN à l'échelle 1/25 000)	141
Illustration 111 – Extrait de la carte géologique éditée par le BRGM à l'échelle 1/50 000 (feuille Carpentras)	142
Illustration 112 – Moyennes mensuelles trentenales (1970-2000) des précipitations et évapotranspirations potentielles à Carpentras (données Météo-France)	145
Illustration 113 – Précipitations et ETP mensuelles des années 2002 à 2005, comparées aux moyennes mensuelles sur la période 1964-2005 (données Météo-France)	147
Illustration 114 – Vues de l'environnement de surface de l'installation expérimentale sur le site de Mormoiron (canne 1 à gauche, canne 2 à droite)	148
Illustration 115 – Vue panoramique du site expérimental après défrichement réalisé en mai 2006	149
Illustration 116 – Localisation des différents points de prélèvement et des capteurs installés sur le site expérimental de Mormoiron (fond topographique d'après plan cadastral)	151
Illustration 117 – Plan de situation du site du Deffend (extrait carte IGN 1/25 000)	152
Illustration 118 - Contexte géologique du site du Deffend et sondages antérieurs disponibles	153
Illustration 119 – Moyennes mensuelles trentenales (période 1970-2000) des précipitations et évapotranspirations potentielles à Poitiers-Biard (données Météo- France)	155
Illustration 120 – Précipitations et ETP mensuelles des années 2002-2005, comparées aux moyennes mensuelles sur la période 1949-2005 (données Météo-France)	157
Illustration 121 – Disposition des différents éléments mis en place par le BRGM sur le site du Deffend pour l'acquisition des mesures expérimentales	158
Illustration 122 – Vue des deux grappes de capteurs installées sur le site du Deffend (photos BRGM, septembre 2006)	158
Illustration 123 - Coordonnées et utilisation des différents sondages réalisés sur le site du Deffend en 2006 pour la reconnaissance et la mise en place des capteurs	160
Illustration 124 – Schéma de principe d'installation des cannes Humitub au Deffend	161
Illustration 125 – A gauche : schéma de principe d'une canne extensométrique – A droite : schéma d'installation	163

Illustration 126 – Planche photographique concernant l'installation des cannes extensométriques sur le site du Deffend : 1) base d'une canne extensométrique, 2) partie supérieure (zone de coulissement) de la canne extensométrique, 3) mise en place d'une canne extensométrique, 4) tête d'une canne extensométrique installée en forage	164
Illustration 127 - Relation entre le pF et l'humidité relative à 25°C	166
Illustration 128 - Représentation schématique (a) d'un psychromètre à thermocouples, (b) d'un psychromètre à transistors	167
Illustration 129 - Schéma de principe d'un capteur de retrait-gonflement	169
Illustration 130 - Détermination du potentiel de gonflement du matériau de Mormoiron à partir des classifications proposées par différents auteurs (a) Dakshanamurphy et al., 1973 ; (b) Chen, 1988 ; (c) Seed et al., 1962 ; (d) Williams & Donaldson, 1980 ; et du potentiel de retrait à partir de la classification du (e) Building Research Establishment, 1980.	172
Illustration 131 - Principales caractéristiques du matériau de Mormoiron	173
Illustration 132 - Diffractométrie par rayons X	173
Illustration 133 - Spectrométrie infra-rouge	174
Illustration 134 - Porosimétrie au mercure : volume incrémental en fonction du diamètre des pores	174
Illustration 135 - Premier cycle de drainage et d'humidification du matériau de Mormoiron intact à partir de l'état initial	176
Illustration 136 - Trois premiers cycles de drainage et d'humidification du matériau de Mormoiron intact à partir de l'état initial (cycle 1) ou d'états très humides ou très secs (2 et 3)	177
Illustration 137 - Mesures de perméabilité : volumes entrant et sortant en fonction du temps	178
Illustration 138 - Mesure de la pression de gonflement du sol remanié par humidification sous charge constante	179
Illustration 139 - Courbes de module et de cohésion non drainée	180
Illustration 140 - Résultats des essais d'identification du sondage E1	183
Illustration 141 - Résultats des essais d'identification du sondage E2	184
Illustration 142 - Profils de teneurs en eau massiques et de densités sèches du sondage E1	185
Illustration 143 - Profils de teneurs en eau massiques et de densités sèches du sondage E2	185
Illustration 144 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E1 de 1 à 1,45 m	186
Illustration 145 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E1 de 6,6 à 6,8 m	187
Illustration 146 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E2 de 1,13 à 1,17 m	187
Illustration 147 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E2 de 6,35 à 5,40 m	188
Illustration 148 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (1,85 et 1,90 m)	188
Illustration 149 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (3,08 m)	189

Illustration 150 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (6,41 et 6,44 m)	189
Illustration 151 - Rayon de pores dominant du sondage E1	190
Illustration 152 - Etat initial du matériau à différentes profondeurs de sondage E1	190
Illustration 153 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (1,86 à 1,93 m)	191
Illustration 154 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (3,05 à 3,15 m)	192
Illustration 155 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (6,44 à 6,48 m)	193
Illustration 156 - Caractéristiques des courbes de drainage-humidification du sondage E1	194
Illustration 157 - Pressions appliquées et coefficients de perméabilité à saturation - sondage E1	194
Illustration 158 - Mesure des paramètres du gonflement du sondage E1 (6,3 m) par gonflement libre	195
Illustration 159 - Paramètres du gonflement et pression de préconsolidation mesurés sur un échantillon du sondage E1 (6,3 m)	195
Illustration 160 – Mesures obtenues sur les fluides étalons pour les capteurs Humitub de Mormoiron	197
Illustration 161 – Droite d'étalonnage pour les capteurs Humitub de Mormoiron	198
Illustration 162 – Courbe de conversion des teneurs en eau volumiques en teneurs en eau massiques – matériau de Mormoiron	199
Illustration 163 – Suivi des teneurs en eau à 0,5 m de profondeur sur la canne 1 et pluviométrie – site de Mormoiron (période du 09/12/2004 au 28/02/2006)	200
Illustration 164 - Suivi des teneurs en eau à 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m et 4 m de profondeur sur la canne 2 et pluviométrie – site de Mormoiron (période du 01/09/2005 au 28/02/2005) – périodes de saturation ou retrait supprimées	202
Illustration 165 - Profils de teneurs en eau à différentes périodes – Canne 2 – Site de Mormoiron	205
Illustration 166 - Profils de teneurs en eau entre la fin de l'été 2005 et le milieu de l'hiver 2005-2006 – Canne 2 – Site de Mormoiron	206
Illustration 167 – Mesures obtenues sur les fluides étalons pour les capteurs Humitub de Poitiers	208
Illustration 168 – Pluviométrie et teneurs en eau à 0,5 m et à 1 m de profondeur sur la « grappe prairie » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	209
Illustration 169 – Pluviométrie et teneurs en eau à 1,5 m et à 4 m de profondeur sur la « grappe prairie » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	211
Illustration 170 – Pluviométrie et teneurs en eau à 1 m et à 1,5 m de profondeur sur la « grappe forêt » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	213
Illustration 171 – Pluviométrie et teneurs en eau à  à 2 m, à 2,5 m, à 3,5 m, à 4 m et à 5 m de profondeur sur la « grappe forêt » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	215
Illustration 172 – Profils hydriques reconstitués à différentes dates à partir des mesures sur la « grappe Prairie » et sur la « grappe Forêt », site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	217
,	

Illustration 173 – Conséquence des précipitations estivales sur les profils hydriques reconstitués à partir des mesures sur la « grappe Prairie » et sur la « grappe Forêt », site du Deffend (période du 19/07/2006 au 25/08/2006)	219
Illustration 174 – Pluviométrie et déplacements verticaux mesurés par les 4 extensomètres – Site du Deffend - Prairie (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	220
Illustration 175 – Influence du cycle journalier sur la dessiccation estivale et les tassements qui en résultent, site du Deffend (grappe Prairie, période du 01/06/2006 au 08/06/2006)	224
Illustration 176 – Déplacements verticaux retenus pour les 4 extensomètres, site du Deffend (grappe Prairie, période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	225
Illustration 177 – Variation d'épaisseur et humidité des couches de sol comprises entre 0 et 0,5 m, entre 0,5 et 1 m et entre 1 m et 1,5 m, site du Deffend (grappe Prairie, période du 07/12/2005 au 25/08/2006)	226
Illustration 178 - Précipitations mensuelles et annuelles sur Carpentras entre 1964 et 2005. Les valeurs sont exprimées en mm de pluie	231
Illustration 179 – Résultats des analyses granulométriques et des mesures de teneur en eau sur des échantillons prélevés dans la fosse pédologique de Mormoiron	232
Illustration 180 - Courbes de rétention des trois horizons réalisées avec les paramètres de la courbe de Van Genuchten obtenus grâce au programme Rosetta	232
Illustration 181 - La courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique montrent les interactions entre les différentes variables du modèle	233
Illustration 182 - Découpage du profil pédologique en couches numériques	234
Illustration 183 – Comparaison entre les taux d'humidité mesurés et les taux d'humidité calculés pour deux couverts végétatifs différents (type pelouse et type framboisier)	236
Illustration 184 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour une pelouse) à Mormoiron entre 1964 et 2005	238
Illustration 185 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005	238
Illustration 186 - Percolation simulée à 4,15 m sous un couvert herbeux entre 1988 et 2005	239
Illustration 187 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un olivier) à Mormoiron entre 1964 et 2005.	240
Illustration 188 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées pour un olivier) sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005	241
Illustration 189 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un pommier) à Mormoiron entre 1964 et 2005.	242
Illustration 190 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles simulées sous un pommier sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005	242
Illustration 191 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un framboisier) à Mormoiron entre 1964 et 2005.	243

Illustration 192 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées pour un framboisier)sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005	244
Illustration 193 - Recharge à 4,15 m simulée par MACRO pour un couvert de type Framboisier entre 1988 et 2005	245
Illustration 194 – Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulées avec de la vigne) à Mormoiron entre 1964 et 2005	246
Illustration 195 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées avec de la vigne) sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005	246
Illustration 196 - Comparaison de quelques caractéristiques des couverts végétaux étudiés	247
Illustration 197 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert herbacé	248
Illustration 198 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type olivier	249
Illustration 199 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type olivier et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle entre 1988 et 2005	251
Illustration 200 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type pommier	252
Illustration 201 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type framboisier	252
Illustration 202 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type vigne	253
Illustration 203 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type pommier et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle de 1988 à 2005	253
Illustration 204 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type vigne et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle de 1988 à 2005	254
Illustration 205 – Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type pommier et principales périodes de sinistralité reconnues par des arrêtés de catastrophe naturelle entre 1988 et 2005	255
Illustration 206 - Photo de la maison étudiée dans la région de Tours	257
Illustration 207 - Vue en coupe et en plan de la maison étudiée	258
Illustration 208 - Modélisation de la façade nord de la maison	258
Illustration 209 - Caractéristiques du sol dans différents états d'humidité et des matériaux de la maison	259
Illustration 210 - Maillage déformé de la maison (échelle 5 pour les déplacements)	260
Illustration 211 - Isovaleurs de $\sigma_{xx}$ (figure du haut), $\sigma_{xy}$ (milieu) et $\sigma_{yy}$ (bas)	260

Illustration 212 - Contraintes de von Mises pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord	261
Illustration 213 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord	262
Illustration 214 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord	262
Illustration 215 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur le coin Nord-Ouest	263
Illustration 216 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur le coin Nord-Ouest.	263
Illustration 217 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur la façade Est	264
Illustration 218 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur la façade Est	264
Illustration 219 - Première contrainte principale pour des tassements répartis	265
Illustration 220 - Contrainte de cisaillement pour des tassements répartis	265
Illustration 221 - Géométrie et conditions aux limites du modèle	268
Illustration 222 - Paramètres caractérisant le béton de la fondation (Burlion et al., 2005)	269
Illustration 223 - Paramètres caractérisant l'argile gonflante « arbitraire »	270
Illustration 224 - Paramètres caractérisant le remblai	270
Illustration 225 - Courbes de rétention du massif du béton, du sol argileux et du remblai	271
Illustration 226 - Maillage du modèle	272
Illustration 227. Schéma du phasage envisagé	273
Illustration 228 - Evolution temporelle de : (a) pression du liquide ; et (b) saturation en liquide, pour différents points dans le sol situés immédiatement sous la base de la fondation	274
Illustration 220 Évolution temperalle de (a) la pression du liquide et (b) la acturation en	274
liquide, pour différents points dans le sol situés sous le centre de la fondation	275
Illustration 230 - Evolution temporelle du déplacement vertical pour différents points dans le sol situés immédiatement sous la base de la fondation	276
Illustration 231 - Comparaison de l'évolution temporelle de (a) la pression du liquide et (b) la saturation en liquide, avec (a) et sans (s) géomembrane	277
Illustration 232 - Comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical avec (a) et sans (s) géomembrane	278
Illustration 233 - Géométrie de la conduite	279
Illustration 234 - Paramètres caractérisant la fonte de la conduite	280
Illustration 235 - Géométrie du modèle	280
Illustration 236 - Maillage du modèle	281
Illustration 237 - Conditions aux limites du modèle	282

Illustration 238 - Schéma du phasage envisagé	282
Illustration 239 - Évolution temporelle de la saturation en liquide en tout point du modèle.	283
Illustration 240 - Évolution temporelle du déplacement vertical en tout point du modèle	284
Illustration 241 - Évolution temporelle de la saturation en liquide dans le sol situé immédiatement sous la conduite pendant les deux phases de calcul	285
Illustration 242 - Évolution temporelle du déplacement vertical dans le sol situé immédiatement sous la conduite pendant les deux phases de calcul	285
Illustration 243 - Évolution temporelle de la saturation en liquide pour différents points situés sous la conduite pendant les deux phases de calcul	286
Illustration 244 - Comparaison de l'évolution temporelle de la saturation en liquide dans les cas de l'existence et de l'inexistence de la conduite enterrée	287
Illustration 245 - Comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical dans les cas de l'existence et de l'inexistence de la conduite enterrée	287
Illustration 246 - Module du sol argileux en fonction de son taux d'humidité	291
Illustration 247 - Tassement du sol en bord de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m	292
Illustration 248 - Tassement du sol en angle de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m	293
Illustration 249 - Maisons étudiées : maison irrégulière de 112 m <sup>2</sup> (12×8 m <sup>2</sup> + 4×4 m <sup>2</sup> ) et maison régulière de 144 m <sup>2</sup> (12×12 m <sup>2</sup> )	294
Illustration 250 - Résistance en traction par flexion selon l'orientation du plan de rupture par rapport aux lits de pose (Eurocode 6 pour un mortier M 5)	298
Illustration 251 - Extension avec plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose (facteur 1 000 sur la déformée)	303
Illustration 252 - Extension avec plan de rupture parallèle aux lits de pose (facteur 1 000 sur la déformée)	303
Illustration 253 - Extension avec plan de rupture à 45° (facteur 10 000 sur la déformée)	304
Illustration 254 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : conditions aux limites	304
Illustration 255 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : amorce de la fissuration (facteur 100 sur la déformée)	305
Illustration 256 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : propagation de la fissure jusqu'à la ruine (facteur 100 sur la déformée)	305
Illustration 257 - Comportement en torsion d'un mur de maçonnerie chaînée : conditions aux limites	305
Illustration 258 - Comportement en torsion d'un mur de maçonnerie chaînée : amorce et propagation de la fissuration (facteur 100 sur la déformée)	306
Illustration 259 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)	308

Illustration 260 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	308
Illustration 261 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	309
Illustration 262 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	310
Illustration 263 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)	310
Illustration 264 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	311
Illustration 265 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 2 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	311
Illustration 266 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)	312
Illustration 267 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	312
Illustration 268 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	313
Illustration 269 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	313
Illustration 270 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)	314
Illustration 271 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	314
Illustration 272 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	315
Illustration 273 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)	315
Illustration 274 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	316

Illustration 275 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)	316
Illustration 276 – Synthèse des résultats issus de la modélisation	317
Illustration 277 - Schéma de principe et notations de l'ensemble semelle + mur de maçonnerie + chaînage	319
Illustration 278 - Evolution de la contrainte longitudinale en tête de la maçonnerie en fonction de l'épaisseur (en hauteur) de la semelle de fondation	320
Illustration 279 - Evolution de la contrainte longitudinale en tête de la maçonnerie en fonction de l'épaisseur (en hauteur) de la semelle de fondation – maçonnerie creuse	321
Illustration 280 - Ouvertures dans la maison régulière fondée à 1,2 m avec renforcements par simples linteaux ou par chaînages d'encadrement	322
Illustration 281 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)	322
Illustration 282 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des linteaux) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	323
Illustration 283 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)	324
Illustration 284 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : propagation de la fissuration (facteur 200 sur la déformée)	324
Illustration 285 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin de 60 mm en surface, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : déformations généralisées e <sub>1</sub> , e <sub>2</sub> et e <sub>3</sub> (facteur 200 sur la déformée)	325
Illustration 286 - Répartition géographique des dossiers étudiés	329
Illustration 287 – Répartition régionale des dossiers étudiés	330
Illustration 288 – Classement des départements français en fonction du nombre d'occurrences de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse rapporté à 100 communes, à la date du 15 août 2006 (BRGM, données prim.net).	
Illustration 289 – Répartition des sinistres étudiés selon le nombre de niveaux de la construction	334
Illustration 290 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de sous-sol	334
Illustration 291 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de maçonnerie	335
Illustration 292 – Répartition des sinistres étudiés selon la nature du plancher bas	335
Illustration 293 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de fondation	335
Illustration 294 – Répartition des sinistres étudiés selon le niveau d'assise	336
Illustration 295 – Répartition des sinistres étudiés selon l'âge de la construction	336
Illustration 296 – Répartition des sinistres étudiés sur l'échelle des désordres	337

Illustration 297 – Répartition des sinistres étudiés selon la pente du terrain	. 337
Illustration 298 – Répartition des sinistres étudiés selon la granulométrie du sol d'assise	. 338
Illustration 299 – Répartition des sinistres étudiés selon la valeur de bleu du sol d'assise	. 338
Illustration 300 – Répartition des sinistres étudiés selon l'indice de plasticité du sol d'assise	. 339
Illustration 301 – Répartition des sinistres étudiés selon le retrait linéaire du sol d'assise	. 339
Illustration 302 – Répartition des sinistres étudiés selon la présence de facteurs aggravants	. 340
Illustration 303 – Répartition des facteurs aggravants liés à l'environnement de la construction	. 340
Illustration 304 – Répartition des facteurs aggravants liés à la structure de la construction	. 340
Illustration 305 – Répartition des préconisations proposées sur l'environnement et la structure de la construction	. 341
Illustration 306 – Répartition des préconisations proposées sur l'environnement de la construction	. 341
Illustration 307 – Répartition des préconisation proposées sur la structure de la construction	. 342
Illustration 308 – Répartition globale des principales préconisations proposées	. 342

### 1. Introduction

En France, les sinistres consécutifs au retrait-gonflement des argiles sont indemnisés dans le cadre de la loi de 1982 sur les catastrophes naturelles. Entre 1990 et août 2006, plus de 7 300 communes (soit environ une commune française sur cing), réparties dans 90 départements, ont été reconnues en état de catastrophe naturelle à ce titre. Fin 2002, 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 3.3 milliards d'euros par la Caisse Centrale de Réassurance (CCR), ce qui en fait la deuxième cause d'indemnisation derrière les inondations et ceci sans compter les effets de la sécheresse de l'été 2003 qui a touché une large partie du territoire national et occasionné de nombreux désordres. Ce dernier évènement a par ailleurs mis en évidence le fait que les critères actuels de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse, fondés pour l'essentiel sur une évaluation de l'état hydrique du sol, devaient être adaptés, sur des bases scientifiques objectives, pour améliorer leur pertinence et leur crédibilité. Cette forte recrudescence de la sinistralité observée en 2003 a également incité les pouvoirs publics et les professionnels de la construction à envisager une accélération des politiques de prévention de ce risque naturel : des règles constructives préventives sont clairement identifiées et déjà largement diffusées, mais il existe un besoin de justification théorique de la pertinence de ces mesures, qui passe par une meilleure compréhension des mécanismes d'endommagement des constructions sous l'effet du retrait-gonflement des sols argileux.

Ces différentes interrogations sont à l'origine du présent programme de recherche, réalisé conjointement par le BRGM (service géologique national), le LMSSMat (Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures, Matériaux de l'École Centrale de Paris), le LAEGO (Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages de l'Institut National Polytechnique de Lorraine), le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) et CEBTP-SOLEN (bureau d'études géotechniques). Ce programme a été élaboré en réponse à l'appel à propositions lancé par le RGCU (Réseau Génie Civil & Urbain) sur le thème « Vulnérabilité des infrastructures vis-à-vis du changement climatique ». Il est financé par le Ministère de l'éducation nationale, de l'enseignement supérieur et de la recherche par l'intermédiaire de quatre décisions et d'une convention passées avec les différents partenaires, en date du 22 octobre 2004 :

- BRGM : Décision 04 V 335
- CSTB : Décision 04 V 336
- LAEGO (INPL) : Décision 04 V 337
- LMSSMat-ECP (CNRS) : Décision 04 V 338
- CEBTP-SOLEN : Convention 04 V 355

Le BRGM, sur sa dotation de recherche, le CSTB et CEBTP-SOLEN participent également au financement du présent programme, en cofinançant les tâches qu'ils réalisent, respectivement à hauteur de 55 %, 55 % et 60 %.

L'objectif du programme est double :

- aboutir à une meilleure compréhension des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des argiles, notamment en corrélant les variations météorologiques avec les variations de teneur en eau dans le sol et les variations de volume des sols argileux ;
- étudier les causes des sinistres et les interactions entre les mouvements différentiels de sols et la structure des bâtiments, afin de préconiser des dispositions constructives à mettre en œuvre reconnues comme efficaces par les professionnels de la construction et qui, de plus, seraient économiquement viables eu égard aux pratiques constructives habituelles adoptées en France.

Ce programme a duré 2 ans et s'est donc achevé en octobre 2006. Le présent rapport, rédigé conjointement par les différents partenaires, a pour but de présenter, de façon synthétique, les différentes actions de recherche menées par l'ensemble des partenaires au cours du projet, conformément au cahier des charges qui figurait dans la proposition initiale, et d'exposer les principaux résultats obtenus.

# 2. Synthèse bibliographique et état des connaissances

#### 2.1. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA PHENOMENOLOGIE, LES EFFETS INDUITS ET LES FACTEURS DE PREDISPOSITION ET DE DECLENCHEMENT DU RETRAIT-GONFLEMENT (BRGM)

#### 2.1.1. Nature du phénomène

Un sol argileux, qui se caractérise par une certaine proportion d'éléments fins à base de minéraux argileux de type phyllosilicates (au moins 30 % d'éléments inférieurs à 2 µm, selon Mouroux et al., 1988), a la particularité, bien connue des géotechniciens et directement accessible à l'expérience commune, de présenter un comportement très différent selon sa teneur en eau : un sol argileux humide devient collant et plastique alors qu'il est généralement cassant voire pulvérulent à l'état sec.

Au delà de cette modification de texture, il apparaît que ces matériaux naturels sont également affectés par des variations de volume, directement reliées aux modifications de leur état hydrique : un sol argileux humidifié sous contraintes constantes a tendance à gonfler alors que son dessèchement se traduit par une diminution de volume. Les fentes de retrait qui apparaissent dans un sol argileux desséché (Illustration 1) traduisent visuellement l'état ultime de cette variation de volume qui se manifeste simultanément par un tassement vertical du sol.



Illustration 1 – Fentes de dessiccation dans un sol argileux (photo BRGM)

Ce tassement qui se produit sous l'effet de la dessiccation d'un sol argileux est rarement uniforme, d'une part en raison des hétérogénéités du sol (plus ou moins argileux, même à l'échelle d'une parcelle peu étendue), d'autre part en raison des variations spatiales d'humidité (liées à des différences d'exposition, au rayon d'influence des arbres qui puisent l'eau dans le sol et à l'effet de la construction ellemême qui limite localement l'évaporation). En effet, sous une maison, le sol reste relativement épargné par les variations hydriques saisonnières (Illustration 2), tandis que sa périphérie est soumise, en période sèche, à une évaporation en surface qui se traduit par l'apparition de pressions interstitielles négatives (phénomène de succion). Cette dessiccation du sol reste assez superficielle lorsqu'elle est causée par la seule évaporation. En revanche, les racines des arbres peuvent assécher le sol jusqu'à plusieurs mètres de profondeur (Driscoll, 1983), de telle sorte que l'amplitude des mouvements verticaux induits atteint, dans certains cas, plusieurs centimètres. Si ce tassement se produit de manière uniforme, une construction suffisamment rigide est capable de suivre le mouvement sans désordre, mais du fait de ces différences locales de comportement et de niveau de dessiccation du sol d'assise, une maison placée dans un tel contexte est soumise à des tassements différentiels dont l'amplitude peut dépasser la capacité d'adaptation de la structure.



Illustration 2 – Schéma de principe du phénomène de retrait-gonflement des argiles

#### 2.1.2. Manifestations et prévention du phénomène

Ces tassements différentiels se traduisent par l'équivalent de défauts de portance localisés en certains points des fondations (souvent aux angles de la maison), ce qui induit des contraintes de traction dans les soubassements et les façades, allant dans certains cas jusqu'à la fissuration de ces dernières (Illustration 3). Les fissures observées présentent une orientation variable mais elles traversent généralement les ouvertures en façade, ce qui se traduit souvent par une déformation des huisseries. Par ailleurs, on constate assez fréquemment des décollements entre les bâtiments principaux et les ouvrages accolés (garages, perrons, terrasses), voire des ruptures au



niveau des raccords de canalisations enterrées (ce qui peut d'ailleurs être à l'origine de sinistres aggravés, du fait de l'apport localisé d'eau qui en résulte).

Illustration 3 – Exemples de désordres imputés au retrait-gonflement des argiles

Les principales victimes de ce phénomène sont les maisons individuelles, de plainpied, souvent construites en dallage sur terre-plein, avec des fondations sur semelles continues ancrées peu profondément, dépourvues de joints de rupture et environnées d'arbres isolés ou en haie. En Grande-Bretagne, le mécanisme a été observé dès les années 1950 sur des casernes bâties sur l'Argile de Londres qui avaient été camouflées durant la guerre par des plantations de peupliers (Skempton, 1954) et l'influence des arbres sur le phénomène y a été largement étudié (Driscoll, 1983). En France, de tels sinistres ont été reconnus lors de la sécheresse de l'année 1976 (Philipponnat, 1978), principalement sur des pavillons de la région parisienne mais aussi dans le Gers et des règles constructives préventives ont été définies par les géotechniciens dès cette époque tandis qu'était mise en évidence la corrélation entre l'occurrence de ces désordres et la présence de certaines formations géologiques particulièrement sensibles. Par ailleurs, des recommandations constructives concernant la construction sur sols argileux gonflants ont été émises dès les années 1980, notamment aux Etats-Unis mais aussi pour les pays en voie de développement (Mouroux et al., 1988).

Au cours de la période sèche des années 1989-92, des sinistres attribués au phénomène de retrait-gonflement des argiles se sont déclarés en grand nombre en France et l'ampleur du phénomène a conduit les pouvoirs publics a reconnaître l'état de catastrophe naturelle pour cette période dans plus de 3 000 communes réparties dans une cinquantaine de départements, afin de permettre l'indemnisation de ces sinistres par les assurances, dans le cadre de la loi du 13 juillet 1982. De nouvelles vagues de sinistres ont été enregistrées en particulier dans les années 1997-98, de telle sorte qu'à fin 2002, le coût cumulé des indemnisations versées par les assurances au titre de dégâts liés au retrait-gonflement des argiles et dans le seul cadre du régime

des catastrophes naturelles, était évalué par la Caisse Centrale de Réassurance à 3,3 milliards d'euros, ce qui en fait la seconde cause d'indemnisation derrière les inondations.

Au cours de l'été 2003, de très nombreux sinistres se sont de nouveau déclarés, à tel point que plus de 7 300 communes (soit une commune française sur cinq) ont déposé une demande de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle pour cette période. La répartition géographique de ces communes recoupe partiellement celle des 5 000 communes préalablement reconnues en état de catastrophe naturelle sécheresse pour des périodes antérieures à 2003, mais montre une nette progression du phénomène, en particulier dans l'Est de la France (Lorraine, Bourgogne et Franche-Comté notamment), dans des zones qui avaient été jusque-là largement épargnées. Cette carte (Illustration 4) montre que la quasi totalité du territoire métropolitain est susceptible d'être concernée par ce phénomène, même si ses manifestations sont clairement concentrées dans certains secteurs géographiques (département du Nord, région Ile-de-France, sud du Bassin Parisien, plaine de la Limagne, Gironde, Sud-Ouest autour de Toulouse, Bouches-du-Rhône, etc.), en liaison directe avec la présence à l'affleurement de quelques formations géologiques particulièrement riches en minéraux argileux gonflants.

C'est cette corrélation étroite entre la répartition des sinistres et la nature géologique des formations superficielles qui a amené le BRGM, dès le milieu des années 1990 (Chassagneux et al., 1995), à élaborer des développements méthodologiques en vue de cartographier l'aléa retrait-gonflement des argiles, d'abord à l'échelle communale, puis à l'échelle départementale, laquelle s'est révélée plus adaptée pour établir, de manière relativement rapide et homogène. les documents de base nécessaires à l'élaboration d'une véritable politique de prévention de ce risque naturel. Cette méthode, appliquée d'abord dans le département des Deux-Sèvres (Vincent et al., 1998), est désormais formalisée (Vincent, 2003) et appliquée, à la demande du Ministère de l'Écologie et du Développement Durable (MEDD) dans plus de soixante départements français, les plus touchés par le phénomène. Une trentaine de telles cartes départementales d'aléa sont d'ores et déià publiées et largement diffusées sur le site internet www.argiles.fr. Certaines d'entre elles ont servi de support à l'élaboration de plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR) concernant spécifiquement le phénomène de retrait-gonflement des argiles, ceci moyennant un traitement cartographique élaboré par le BRGM (Norie et Vincent, 2000) et désormais appliqué de manière systématique (Vincent, 2006).

L'enjeu d'un tel programme de cartographie à des fins préventives est en effet particulièrement évident dans le cas du retrait-gonflement des argiles, dans la mesure où l'on sait parfaitement construire sur des terrains sujets au phénomène, y compris des maisons individuelles économiques, moyennant le respect de quelques règles simples et peu contraignantes, bien connues des professionnels de la construction. Ces mesures préventives concernent à la fois le mode de construction lui-même (approfondissement et homogénéisation des profondeurs de fondation, chaînages, joints de rupture entre bâtiments accolés, etc.) et l'environnement immédiat de la maison (trottoir périphérique anti-évaporation, maîtrise des eaux de ruissellement, raccords souples au niveau des canalisations enterrées, éloignement des arbres, etc.).



Illustration 4 – Communes françaises concernés par des arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse (données Prim.net de août 2006)

L'outil PPR, qui permet d'imposer de telles règles constructives dans les zones où l'on est susceptible de rencontrer des sols argileux sujets au retrait-gonflement, paraît particulièrement bien adapté pour attirer l'attention des maîtres d'ouvrages et des constructeurs de maisons individuelles sur ce risque et les inciter à prendre en compte la nature du sol dès la conception du projet. L'enjeu est de taille puisqu'il se construit actuellement de l'ordre de 200 000 maisons individuelles par an en France, souvent en environnement péri-urbain sur des terrains jusqu'à présent exploités à d'autres fins et qui se révèlent fréquemment riches en argiles.

#### 2.1.3. Facteurs de prédisposition

Les facteurs de prédisposition sont ceux dont la présence induit le phénomène de retrait-gonflement, mais ne suffit pas à elle seule à le déclencher. Ces facteurs sont

fixes ou évoluent très lentement avec le temps. On distingue les facteurs internes qui sont liés à la nature du sol et des facteurs d'environnement qui caractérisent plutôt le site. Les facteurs de prédisposition permanents conditionnent en fait la répartition spatiale du phénomène et permettent de caractériser la susceptibilité du milieu vis-àvis du phénomène de retrait-gonflement.

La nature lithologique du sol constitue un facteur de prédisposition prédominant dans le mécanisme de retrait-gonflement : plus une formation géologique de subsurface est riche en éléments fins, de nature argileuse, plus son aptitude au retrait-gonflement sera élevée. Tous les sols argileux sont a priori sujets au phénomène de retrait-gonflement, mais l'ampleur des variations de volume induits est fortement variable selon la composition minéralogique de leur phase argileuse. Ce point sera détaillé dans le paragraphe suivant (paragraphe 2.2) mais schématiquement, on peut d'ores et déjà retenir que plus un sol argileux est riche en smectites et en certains interstratifiés à base de smectites, plus l'amplitude des mouvements de gonflement et de retrait, en fonction des variations hydriques saisonnières ou locales, sera élevée.

Au-delà de cette composition minéralogique de la phase argileuse du sol servant d'assise aux fondations, d'autres facteurs de prédispositions directement liés à la nature du sol peuvent être invoquées. Le premier concerne la texture du sol et en particulier son état de remaniement : un sol remanié et colluvionné, souvent enrichi en éléments fins en bas de pente, est généralement plus sujet au phénomène de retraitgonflement que le même matériau en place.

Un second facteur concerne les conditions hydrogéologiques qui caractérisent le site. La présence d'une nappe permanente à faible profondeur permet généralement d'éviter la dessiccation de la tranche de sol superficielle. Inversement, un rabattement de cette nappe (sous l'effet de pompages ou d'un abaissement généralisé du niveau), ou le tarissement naturel des circulations d'eau superficielles en période de sécheresse, aggrave la dessiccation de la tranche de sol soumise à l'évaporation. Ainsi, dans le cas d'une formation argileuse surmontant une couche sablo-graveleuse, un éventuel dénoyage de cette dernière provoque l'arrêt des remontées capillaires dans le terrain argileux et contribue à sa dessiccation. Il apparaît donc que des terrains constitués d'une alternance de niveaux argileux et de lentilles plus sableuses peuvent être particulièrement sujets au phénomène de retrait-gonflement du fait des circulations se tarissent, la dessiccation du niveau argileux sus-jacent est d'autant plus rapide et affecte une tranche de sol de plus grande épaisseur.

Parmi les facteurs de prédisposition liés à l'environnement, la topographie doit être prise en compte. Ainsi, la présence d'une pente favorise le ruissellement et donc le drainage, tandis qu'une morphologie plate sera d'avantage susceptible de recueillir des eaux stagnantes qui ralentiront la dessiccation du sol. Par ailleurs, un terrain en pente exposé au sud sera plus sensible à l'évaporation du fait de l'ensoleillement, qu'un terrain plat ou exposé différemment. D'autre part, il arrive souvent qu'une maison construite sur un terrain en pente soit plus sensible au problème de retrait-gonflement, en raison d'une dissymétrie des fondations lorsque celles-ci sont descendues partout à la même cote. Le bâtiment se trouve alors enterré plus profondément du côté amont.

De ce fait, les fondations situées à l'aval subiront des mouvements plus importants de la part du sol qui, étant en position plus superficielle, est souvent plus altéré et donc davantage sensible aux variations de teneur en eau.

La végétation arborée, lorsqu'elle est présente à proximité d'une construction et répartie de manière non uniforme (ce qui est généralement le cas dans un environnement pavillonnaire classique), constitue également un facteur aggravant de prédisposition. En effet, les racines soutirent, par un mécanisme d'osmose, l'eau du sol et ceci jusqu'à des profondeurs variables selon les espèces mais pouvant atteindre plusieurs mètres. Il en résulte des gradients d'humidité dans le sol entre les zones affectées par les réseaux de racines et celles qui sont plus ou moins épargnées, ce qui contribue à l'apparition de mouvements différentiels engendrés par le phénomène de retrait-gonflement.

Enfin, il ne faut pas négliger, parmi les facteurs de prédisposition, l'impact d'éventuels défauts de conception ou de construction des bâtiments affectés. L'importance de ce facteur avait déjà été mise en évidence par les études menées en 1990 par l'Agence Qualité Construction (CEBTP, 1991) qui montraient que la plupart des sinistres concernaient des maisons individuelles dépourvues de chaînage horizontal et fondées sur semelles continues peu ou non armées et peu profondes (40 à 80 cm).

L'examen de nombreux dossiers d'expertises, réalisé par le BRGM dans le cadre de l'établissement des cartes départementales d'aléa retrait-gonflement, confirme qu'une forte proportion des maisons déclarées sinistrées présente des défauts de conception ou de réalisation des fondations (souvent trop superficielles, hétérogènes ou fondées dans des formations géologiques différentes), voire de la structure elle-même (insuffisance de chaînage, absence de joints de rupture entre bâtiments accolés, etc.). Un simple respect des normes et règles de l'art en vigueur aurait manifestement permis d'éviter une bonne partie des désordres constatés, même en l'absence de mesures spécifiques pour limiter l'amplitude des variations hydriques à proximité immédiate du bâtiment.

#### 2.1.4. Facteurs de déclenchement et cinétique du phénomène

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retrait-gonflement, mais qui n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables. La connaissance des facteurs déclenchants permet de déterminer l'occurrence du phénomène (autrement dit l'aléa et non plus seulement la susceptibilité).

Les phénomènes météorologiques constituent le principal facteur de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement, les variations saisonnières de l'état hydrique du sol étant principalement contrôlées par les précipitations, l'évaporation et l'absorption d'eau par la végétation. L'expérience montre qu'en climat tempéré les sols présentent, en moyenne inter-annuelle, un état hydrique plus proche de la saturation que de la dessiccation. Leur potentiel de gonflement est donc amoindri, de sorte que la plupart des désordres observés sont plutôt liés au phénomènes de retrait et consécutifs aux périodes de sécheresse (ce n'est évidemment pas le cas dans des pays à climat plus aride où l'on observe le phénomène inverse). Il arrive que des sinistres se produisent du fait du gonflement mais il s'agit souvent de maisons qui ont été construites pendant une période particulièrement sèche ou sur un sol récemment défriché, qui met ensuite plusieurs années à retrouver son équilibre hydrique naturel, ce qui se traduit par un gonflement général du sol, lequel peut entraîner des dégâts si la structure du bâtiment n'est pas adaptée.

La plupart des désordres constatés en France est cependant imputée aux périodes de sécheresse au cours desquelles l'absence de pluies, l'évaporation de surface (liée à l'insolation et au vent) et surtout l'absorption d'eau par les racines d'arbres provoquent une dessiccation du sol qui progresse vers le bas, parfois jusqu'à plusieurs mètres de profondeur. La cinétique de cette propagation du front de dessiccation a pu être mesurée à l'occasion de différentes expérimentations in situ (cf paragraphe 2.3) mais elle dépend étroitement des caractéristiques du sol et de son état hydrique initial. Elle reste en tout cas à préciser dans des sols argileux gonflants, ce qui constitue précisément un des objectifs du présent programme de recherche.

L'expérience issue de la sinistralité observée au cours des dernières années montre que les premiers désordres sur le bâti peuvent apparaître très rapidement au cours d'une sécheresse intense comme cela a été illustré lors de l'été 2003 où un grand nombre de fissures ont été signalées dès le 15 août après 2 semaines seulement de canicule. Ces désordres se sont très rapidement aggravés pour atteindre un paroxysme au cours de la deuxième moitié du mois d'août. Avec le retour des pluies automnales, il a été observé, en 2003 comme lors des sécheresses précédentes, une certaine réversibilité du phénomène avec des fissures qui se referment (mais d'autres qui continuent à s'ouvrir et souvent une aggravation progressive des désordres au fil du temps).

Les sécheresses des années 1989-91 se sont en revanche caractérisées par l'apparition de phénomènes cumulatifs avec des déficits hydriques en profondeur qui s'aggravent d'une année sur l'autre et qui se maintiennent ensuite malgré une réhumidification superficielle du sol. Un tel phénomène a été signalé à plusieurs reprises par des bureaux d'études intervenant en diagnostic post-sinistre, plusieurs années parfois après l'apparition des premiers désordres.

A côté de ces facteurs de déclenchement d'origine naturelle, il en existe également qui sont liés, non pas à un phénomène climatique, par nature imprévisible sur le long terme, mais à une action humaine. Ainsi, les travaux d'aménagement, en modifiant la répartition des écoulements superficiels et souterrains, ainsi que les possibilités d'évaporation naturelle, sont susceptibles d'entraîner des modifications dans l'évolution des teneurs en eau de la tranche superficielle de sol. En particulier, des travaux de drainage réalisés à proximité immédiate d'une maison peuvent provoquer des mouvements différentiels du terrain dans le voisinage. Inversement, une fuite dans un réseau enterré peut entraîner un mouvement consécutif à un gonflement des argiles de l'encaissant (ce qui n'exclut pas que la fuite du réseau ait été elle-même provoquée par un mouvement différentiel de terrain lié au retrait-gonflement du sol encaissant).

#### 2.2. BIBLIOGRAPHIE SUR LA MICROSTRUCTURE DES ARGILES, LES PARAMETRES ET LA MESURE DU GONFLEMENT, LE PHENOMENE DE RETRAIT ET SA CARACTERISATION, LES CHEMINS DE CONTRAINTES ET LES COURBES DE SUCCION (LMSSMAT, LAEGO)

#### 2.2.1. Aspects microstructuraux des sols gonflants

Nous donnons en premier lieu une analyse de la structure des argiles depuis le feuillet élémentaire jusqu'à l'échantillon en considérant, aux échelles intermédiaires, la particule et l'agrégat. Le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux sera également défini par l'étude des interactions physico-chimiques « fluide interstitiel – argile ».

#### Structure minéralogique des argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des *phyllosilicates*. Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière : le feuillet, la particule et l'agrégat (Jackson & Sherman, 1953 ; Caillere & Hénin, 1959 ; Grim, 1962 ; Millot, 1964 ; Mitchell, 1976, 1993 ; Voïnovitch, 1971,...).

*Le feuillet* est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches (Illustration 5) : *les couches tétraédriques* (Illustration 5a), de formule générale SiO<sub>4</sub> et dont l'épaisseur est de 3 Å, l'oxygène occupant les sommets du tétraèdre et le centre étant occupé par un atome de silicium, et *les couches octaédriques* (Illustration 5b), de formule générale Al<sub>2</sub>(OH)<sub>6</sub> ou Mg<sub>3</sub>(OH)<sub>6</sub> et dont l'épaisseur est de 4 Å ; dans ces dernières, les octaèdres ont leurs sommets occupés par des hydroxyles OH tandis que le centre est occupé par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium. Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 ou Te-Oc (feuillet de kaolinite par exemple, Illustration 5a), l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de 7,2 Å. En revanche, le feuillet formé par l'intercalage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1 ou Te-Oc-Te (feuillet de montmorillonite par exemple, Illustration 6b), l'épaisseur du feuillet dans ce cas étant de l'ordre de 9,6 Å environ (Mitchell, 1993).

*La particule* (appelée aussi cristallite ou tactoïde) est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2  $\mu$ m. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule sont variables suivant le type d'argile considéré et dépendent de son état hydrique (Ben Rhaeim *et al.*, 1986 ; Saiyouri, 1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire et ses dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosité : la porosité interlamellaire (ou interfoliaire, ou intraparticulaire)
définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre les surfaces externes de deux particules.

Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacements isomorphiques, de Si<sup>4+</sup> par Al<sup>3+</sup> ou Fe<sup>3+</sup> aient lieu dans les couches tétraédriques, et de Al<sup>3+</sup> par Mg<sup>2+</sup> ou Fe<sup>2+</sup> dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent *quasi*-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argiles, donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses auront une charge négative à la surface.

Cette électronégativité des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couche et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solution et ils ont une grande influence sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996). Pour évaluer la quantité de charge négative en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (CEC) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaires.







Illustration 6 - Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)

*L'agrégat* (appelé aussi grain) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée sur l'Illustration 7. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles sujettes au phénomène de retrait-gonflement doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, en mécanique des sols, Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que ces auteurs qualifient de double structure.



Illustration 7 - Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)

## Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile

En considérant la nature électrique des feuillets et la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

### • Interactions eau-argile

Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, les liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interaction vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau, dans l'espace interfoliaire (ou au voisinage de la surface externe d'une particule). Ces mécanismes sont les suivants (Low, 1961 ; Mitchell, 1993) :

1) les *liaisons hydrogène* (Illustration 8) entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet : en effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau ;

2) les forces d'attraction de van der Waals : du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive (Illustration 8);

3) l'hydratation des cations échangeables : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau (Illustration 8), l'ensemble formant un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatineau, 1984) ;

4) l'attraction par osmose : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface (Illustration 9a) ; notons que la concentration des cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance à la particule augmente ;

5) l'attraction dipolaire (analogie avec un condensateur) : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur ; les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives ; au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (Illustration 9b).



Illustration 8 - Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996)



Illustration 9 - Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses : a) Attraction par osmose, b) Attraction dipôlaire (Mitchell, 1993)

#### • Théorie de la double couche diffuse

Nous avons vu précédemment que les argiles sont composées de particules chargées négativement, qu'elles contiennent des cations que l'on qualifie d'échangeables et qui sont peu liés à la structure de l'argile. Ils peuvent être échangés par d'autres cations. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens (de la surface des particules vers la solution et *vice versa*), appelé échange cationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de double couche diffuse (ou électrique) DDL (*Diffuse Double Layer*) (Gouy, 1910; Chapman, 1913).

La théorie de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des cations dissous à proximité de la surface de la particule argileuse. Elle consiste à appliquer simultanément les équations de Coulomb et de Boltzmann (voir par exemple Mitchell, 1993 ; Saiyouri, 1996). Les calculs et quelques hypothèses simplificatrices permettent d'aboutir à l'expression suivante, caractérisant l' « épaisseur *L* » de la double couche :

$$L = \sqrt{\frac{DBT}{8\pi n_{_{\theta}} e^2 v^2}} \qquad (1)$$

avec :

L : l'épaisseur de la double couche diffuse (cm) ;

*D* : la permittivité relative (constante diélectrique) du milieu liquide ( $C^2$ .J<sup>-1</sup>.m<sup>-1</sup>);

*B* : la constante de Boltzmann ( $B = 1,38 \times 10^{-23} \text{ J}^{\circ}\text{K}^{-1}$ );

T : la température absolue (°K) ;

 $n_0$  une concentration ionique de référence, en un point loin de l'argile (ions/m<sup>3</sup>);

e : la charge électrique de l'électron (e =  $1,602 \times 10^{-19}$  C);

v: la valence du cation interfoliaire.

# Principaux types d'argile

Trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les *kaolinites*, les *illites* et les *smectites* (Illustration 10). Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles, qu'elles soient naturelles ou artificielles.



Illustration 10 - Les différentes structures des principaux types d'argile

### Kaolinites

Les kaolinites sont des minéraux argileux de type 1:1 (Te-Oc), à feuillets d'équidistance fixe de 7 Å. Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O présents sur la surface supérieure et les H<sup>+</sup> de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement 45 m<sup>2</sup>/g. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 méq/100 g.

## • Smectites

Les smectites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te). L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 14 Å. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même. La capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100 g.

Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile. Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstartifiés.

#### Illites

Les illites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te), à feuillets d'équidistance fixe de 10 Å. Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre les feuillets est permise par la présence de cations potassium K<sup>+</sup>. Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composés d'un empilement de 5 à 20 feuillets (Bolt, 1956), avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres. Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40 méq/100 g.

Les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus sont résumées dans le tableau suivant (Illustration 11).

Argile	Kaolinite	Illite	Smectite
Type de feuillet	1:1	2:1	2:1
Épaisseur de feuillet (A°)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par	10 150	F 20	1-10 (montmorillonite sodique)
particule	10-150	5-20	10-40 (montmorillonite calcique)
CEC (méq/100 g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire		$K^{+}$	H <sub>2</sub> O, Na <sup>+</sup> , Ca <sup>2+</sup> ,
Comportement dans l'eau	non- gonflant	peu- gonflant	gonflant

Illustration 11 – Caractéristiques microscopiques des principales argiles

# Conclusion

Dans cette partie, consacrée à la description des argiles, nous avons utilisé différentes échelles d'étude. Nous avons abordé ensuite la complexité du système « eau-argile » et nous avons vu que diverses interactions physico-chimiques, prenant place au niveau microscopique, s'établissent entre la phase solide et la phase liquide. A partir de cette étude, nous pouvons formuler les remarques suivantes :

 la microstructure du feuillet argileux et la nature du fluide interstitiel sont deux éléments déterminants dans la caractérisation du comportement d'une argile. Ainsi, des caractéristiques physico-chimiques telles que le type de feuillet argileux, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la nature et la concentration en cations,... sont des paramètres essentiels pour la compréhension des mécanismes microstructuraux qui gouvernent le comportement macroscopique d'une argile ;

 les argiles sont des matériaux qui diffèrent nettement des matériaux granulaires (sables) à cause des interactions entre les éléments qui les constituent à diverses échelles de comportement et en raison de la présence de la couche adsorbée dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont particulièrement différentes de celles d'une eau ordinaire.

Dans la partie qui suit, les différents types d'essais qui permettent de quantifier le gonflement seront présentés.

## 2.2.2. Mesure et caractérisation du gonflement au laboratoire

Dans ce qui suit, dans un premier temps, les paramètres permettant de caractériser les propriétés du gonflement des argiles sont clairement définis. Le mot gonflement est employé indifféremment pour décrire les phénomènes consécutifs à diverses causes : une diminution de la charge, un apport d'eau, une transformation d'anhydrite en gypse ou une exfoliation. Ici, on ne considère que le gonflement suite à une augmentation du degré de saturation du sol.

Dans un deuxième temps, les différents modes d'évaluation et de mesure de ces paramètres sont présentés.

## Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement.

- le potentiel (ou taux) de gonflement ε<sub>g</sub>, correspond à la variation relative de volume (Δv/v<sub>0</sub> ou ΔH/H<sub>0</sub> en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la pression atmosphérique ;
- *la pression de gonflement*  $\sigma_g$ , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant,  $\Delta v = 0$ ); elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau

(essai à gonflement libre) ; ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules ;

- *l'indice de gonflement*  $C_g$ , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression  $C_c$ .

## Identification qualitative des sols gonflants

Une identification primaire, à partir des résultats d'essais géotechniques simples, peut présenter un intérêt considérable. La littérature contient un grand nombre d'approches empiriques qui permettent d'appréhender le potentiel de gonflement des sols. Djedid *et al.* (2001) ont réalisé une synthèse de ces différentes méthodes.

Le tableau ci-dessous (Illustration 12) récapitule ces méthodes et indique le renvoi vers les tableaux et les Illustrations correspondants. La plupart d'entre-elles s'appuient sur les limites d'Atterberg  $w_L$ ,  $w_P$  et  $w_s$  déterminées en laboratoire, où  $w_L$  est la limite de liquidité,  $w_P$  est la limite de plasticité,  $w_s$  est la limite de retrait.

Méthodes	Paramètres en entrée	Résultat
Altmeyer (1955)	limite de retrait <i>w</i> s	Illustration 13
Seed <i>et al.</i> (1962)	indice de plasticité <i>I</i> <sub>p</sub>	Illustration 14
Seed <i>et al.</i> (1962)	<ul> <li>activité (rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de la fraction argileuse)</li> <li>pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à 2 µm)</li> </ul>	Illustration 15
Ranganathan et Satyanarayana (1965)	indice de retrait <i>I</i> s ( <i>wL</i> - <i>w</i> s)	Illustration 16
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et Komornik et David (1969)	<ul> <li>limite de liquidité w<sub>L</sub></li> <li>indice de plasticité <i>I<sub>P</sub></i></li> </ul>	Illustration 17 La ligne A sépare les sols gonflants (au-dessus de la ligne A) des sols non gonflants (en dessous)
Holtz <i>et al.</i> (1973) (cité par Djedid <i>et al.</i> , 2001)	<ul> <li>indice de plasticité <i>I<sub>P</sub></i></li> <li>limite de liquidité <i>w<sub>L</sub></i></li> <li>limite de retrait <i>w<sub>s</sub></i></li> </ul>	Illustration 18
Dakshanamurthy et Raman (1973)	limite de liquidité <i>w</i> <sub>L</sub>	Illustration 19

Chen (1975)	limite de liquidité w <sub>L</sub>	Illustration 20
BRE (1980)	<ul> <li>indice de plasticité <i>I<sub>P</sub></i></li> <li>pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à 2 μm)</li> </ul>	Illustration 21
Ghen (1988) (cité par Djedid <i>et al.</i> , 2001)	<ul> <li>limite de liquidité w<sub>L</sub></li> <li>pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 μm</li> <li>potentiel de gonflement</li> </ul>	Illustration 22
Chassagneux <i>et al.</i> (1995)	<ul> <li>valeur au bleu VBS</li> <li>coefficient de gonflement C<sub>g</sub></li> <li>indice de plasticité I<sub>p</sub></li> </ul>	Illustration 23
Mastchenko (2001)	Retrait linéaire (RI)	Illustration 24

Illustration 12 - Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement

Potentiel de gonflement
fort
critique
faible

Illustration 13	- Potentiel de	gonflement d	d'après	Altmeyer	(1955)
-----------------	----------------	--------------	---------	----------	--------

<i>I</i> <sub>p</sub> (%)	$arepsilon_{g}$ (%)	Potentiel de gonflement
> 35	> 25	très élevé
20 à 35	5 à 25	élevé
10 à 20	1,5 à 5	moyen
0 à 10	0 à 1,5	faible

Illustration 14 - Potentiel de gonflement d'après Seed et al. (1962)



Pour centage de particules argileuses (de taille inférieure à 2  $\mu m)$ 

Illustration 15. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)

<i>I</i> <sub>s</sub> (%)	Potentiel de gonflement
> 60	très fort
30 à 60	fort
20 à 30	moyen
0 à 20	faible

Illustration 16 - Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965)



Illustration 17 - Caractérisation des sols gonflants [ligne A :  $I_p = 0,73(w_L - 20)$ ]

<i>w</i> <sub>s</sub> (%)	w <sub>L</sub> (%)	<i>I</i> <sub>P</sub> (%)	Potentiel de gonflement
7 à 12	50 à 70	25 à 35	fort
10 à 15	35 à 50	15 à 25	moyen
> 15	20 à 35	< 18	faible

Illustration 18 - Potentiel de gonflement d'après Holtz et al. (1973)

$w_L$	Classification	
0 à 20	non gonflant	
20 à 35	gonflement faible	
35 à 50	gonflement moyen	
50 à 70	gonflement élevé	
70 à 90	gonflement très élevé	
> 90	gonflement critique	

Illustration 19 - Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)

<i>w</i> <sub><i>L</i></sub> (%)	Potentiel de gonflement		
> 60	très élevé		
40 à 60	élevé		
30 à 40	moyen		
< 30	faible		

Illustration 20 - Potentiel de gonflement d'après Chen (1975)

<i>I</i> <sub>P</sub> (%)	% < 2 μm	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	très élevé
22 à 35	60 à 95	élevé
18 à 22	30 à 60	moyen
< 18	< 30	faible

Illustration 21 - Potentiel de gonflement d'après BRE (1980)

w <sub>L</sub> (%)	% < 74 µm	Pression de gonflement (MPa)	Potentiel de gonflement
> 60	> 95	1	très élevé
40 à 60	60 à 95	0,25 à 0,5	élevé
30 à 40	30 à 60	0,15 à 0,25	moyen
< 30	< 30	< 0,05	faible

Illustration 22 - Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)

VBS	$C_g$	<i>I</i> <sub>p</sub> (%)	Sensibilité
< 2,5	< 0,025	< 12	Faible
2,5 à 6	0,025 à 0,05	12 à 25	Moyenne
6à8	0,05 à 0,09	25 à 40	Forte
> 8	≥ 0,09	≥ 40	Très forte

Illustration 23 - Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1995)

Rl	Sensibilité		
< 0,4	Faible		
0,4 à 0,65	Moyenne		
0,65 à 0,75	Forte		
> 0,75	Très forte		

Illustration 24 - Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001)

## Modèles d'estimation du gonflement - Méthodes indirectes

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement  $\sigma_g$  ou le potentiel de gonflement  $\varepsilon_g$  aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale  $w_i$ , densité sèche initiale  $\gamma_{d0}$ , limite de liquidité  $w_L$ , indice de plasticité  $I_P$ , limite de retrait  $w_s$ , pourcentage des particules d'argiles < 2 $\mu$ m,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales sont regroupées dans le tableau de l'Illustration 25.

L'exposé des modèles empiriques montre le grand nombre de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans faire d'essai de gonflement. Toutes ces relations sont en général déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel.

Ces méthodes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement des sols, et sont significatifs lors d'études statistiques sur des sols différents, mais ne peuvent en aucun cas remplacer les essais directs de gonflement lors de l'étude pratique d'un sol donné.

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\mathcal{E}_g = 2,16.10^{-3} \left( I_P \right)^{2.44}$	$\varepsilon_{g}$ et $I_{p}$ (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\mathcal{E}_g = 41,13.10^{-5} \left( w_L - w_s \right)^{2,67}$	$\varepsilon_g, w_L$ et $w_s$ (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \Rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \Rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	$ \begin{aligned} & \mathcal{E}_{g} (\%) \\ & \sigma_{g} (\text{kPa}) \\ & w_{i} (\%) \\ & w_{L} (\%) \\ & \gamma_{d0} (\text{kg/m}^{3}) \end{aligned} $
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0.033 w_L - 0.083 w_i + 0.458$ $\log \sigma_g = 0.033 w_L - 0.083 w_i - 1.967$	$ \begin{aligned} & \mathcal{E}_g (\%) \\ & \sigma_g (\mathbf{kPa}) \\ & w_L (\%) \\ & w_i (\%) \end{aligned} $
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	$ \begin{aligned} & \mathcal{E}_{g} (\%) \\ & \sigma_{g} (kPa) \\ & w_{L} (\%) \\ & \gamma_{d0} (kg/m^{3}) \end{aligned} $
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_{g} = uw_{L} + v\gamma_{d0} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_{w}} - 1,705$	<i>u</i> , <i>v</i> , <i>t</i> et <i>k</i> sont des constantes <i>w</i> : teneur en eau naturelle (%) $w_L$ (%); $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ) et $\sigma_g$ (bars)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\varepsilon_g = 2,77 + 0,131 w_L - 0,27 w_i$	$\mathcal{E}_{g}(\%)$ $w_{L}$ et $w_{i}$ sans unités ( $-$ )
Johnson et Snethen (1978)	$\log \varepsilon_g = 0,458 + 0,036 w_L - 0,0833 w_i$	$\mathcal{E}_{g}$ (%) $w_{L}$ et $w_{i}$ sans unités ( $-$ )
Brackley (1983)	$\varepsilon_{g} = (5,3 - 147 \frac{e}{I_{p}} - \log P)(0,525 I_{p} + 4,1 - 0,85 w_{i})$ $\log \sigma_{g} = 5,3 - 147 \frac{e}{I_{p}}$	$\mathcal{E}_{g} (\%)$ $\sigma_{g} (kPa)$ e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) $w_{i} (\%) \text{ et } I_{p} (-)$

Nagaraj & Srinivasa (1983)	$\sigma_{g} = 17,86 - \frac{100 \frac{e_{0}}{e_{l}}}{4 - \log P_{c}}$	$e_0$ : indice des vides initial $e_l$ : indice des vides correspondant à la limite de liquidité $P_c$ : pression de consolidation (kg/cm <sup>3</sup> )
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = \left( K \gamma_{d0} - 1 \right) \times 100$	$\varepsilon_{g}$ (%) <i>K</i> est un constant $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ).
Guiras-Skandaji (1996)	$\mathcal{E}_{g} = -117,59 + 3,0571 \times w_{i}$	$\mathcal{E}_{g}(\%)$ $w_{i}(\%)$
Yahia-Aïssa (1999)	$\sigma_{g} = \left[\frac{e_{0}}{A_{p}(0)}\right]^{\left[\frac{1}{N_{p}(0)}\right]}$	voir <sup>(1)</sup>
Yilmaz (2006)	$\varepsilon_g = 0,155 w_L - 0,00763 CEC - 2.04$	$ \frac{\varepsilon_g(\%)}{w_L \text{ sans unités}} $ (-) CEC (méq/100 g)

(1)  $A_p(0)$ : indice des vides à la pression correspondante à 1 MPa lors d'un essai de compression à succion nulle;  $N_p(0)$ : pente de la courbe de compression vierge dans le plan logarithmique et  $\sigma_g$  (en MPa).

Illustration 25 - Modèles d'estimation du taux de gonflement ( $\varepsilon$ g) et de la pression de gonflement ( $\sigma$ g)

## Méthodes directes de mesure du gonflement

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976; Ofer et Blight, 1985; Magnan, 1993) aient réalisé des essais *in situ*. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela que l'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide des appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement en laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont : la méthode de gonflement libre ; la méthode de gonflement sous charges constantes et la méthode de gonflement à volume constant (*AFNOR 1995 et ASTM 1990*).

## • Méthode de gonflement libre

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec de

l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon *quasi*-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale. Cet essai peut se faire dans un œdomètre ou un appareil triaxial (Illustration 26).



Illustration 26 - Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial

L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement). Cependant, l'inconvénient est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement (Brackley, 1975; Justo et al., 1984 et El Sayed & Rabbaa, 1986).

## • Méthode de gonflement sous charges constantes

Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous une charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte isotrope à l'appareil triaxial) ; selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées (Log  $\sigma$ ) lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (Illustration 27). Selon Gilchrist (1963), Noble (1966), Sridharan *et al.* (1986), Guiras-Skandaji (1996), Bigot *et al.* (1998) et Yahia-Aïssa (1999), cette courbe est une droite, tandis que Chu & Mou (1973) trouvent une courbe exponentielle, et Philipponnat (1991) une droite ou une hyperbole. Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de hauteur sous une pression donnée.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de s'approcher le plus des conditions *in situ* (Sridharan *et al.,* 1986 ; El Sayed & Rabbaa, 1986 ; Edil et Alanazy, 1992). En effet, le gonflement vertical *in situ* se fait généralement sous charge verticale constante. En revanche, l'inconvénient est qu'elle nécessite au minimum trois éprouvettes identiques, qui dans certains cas, sont difficiles à préparer si l'on veut

travailler sur des échantillons intacts. Pour cette raison, cette méthode est plutôt réservée aux matériaux remaniés.



Illustration 27 - Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial

### Méthode de gonflement à volume constant

Dans cette méthode d'un point de vue pratique, deux méthodes expérimentales existent :

- déformations totalement empêchées : le principe de cette méthode est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. L'essai est poursuivi jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. A l'œdomètre ceci consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse afin d'empêcher la déformation de hauteur et à mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale  $\sigma_{vg}$  (Illustration 28a) à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti de presse. Pour l'appareil triaxial, la contrainte de gonflement isotrope  $\sigma_g$  (Illustration 28b) peut être mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume.

En utilisant cette méthode, certains auteurs (Brackley, 1973; Push, 1982; Alonso *et al.*, 1999; Cuisinier, 2002) observent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation. Ces auteurs expliquent ce phénomène par une plastification de l'éprouvette au cours de l'hydratation. En même temps que la succion diminue et que la pression de gonflement augmente, la résistance entre les agrégats du sol diminue. A partir d'un certain seuil, les particules s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement.



Illustration 28 - Méthode de gonflement à volume constant

- chargement suite à une faible déformation selon la norme ASTM D 4546-90 : une contrainte initiale égale à la contrainte estimée *in situ* ou à la pression de gonflement est appliquée, puis l'éprouvette est humidifiée ; la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm ; la valeur de la charge lorsque l'échantillon s'effondre est la pression de gonflement (Illustration 29).



Illustration 29 - Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 4546-90

#### Autres méthodes

Il existe une multitude d'autres méthodes pour mesurer les deux paramètres caractérisant le gonflement (la pression de gonflement et le potentiel de gonflement). Ofer et al., (1983) indiquent qu'il y a plus de 20 méthodes qui permettent de déterminer le taux de gonflement. La plupart de ces méthodes se sont basées sur les méthodes déjà citées pour définir leur protocole d'essai. Parmi ces méthodes on peut citer : la méthode de gonflement à l'œdomètre double (Jennings et Knight, 1957), la méthode de Sullivan et McCleland (1969), la méthode d'Huder et Amberg (1970), la méthode de

Porter et Nelson (1980), les méthodes de Sridharan *et al.* (1986), la méthode d'Erol *et al.* (1987), les méthodes d'Edil et Alanazy (1992), la méthode de Shuai (1996) et la méthode de Windal (2001).

#### • Comparaisons des différentes méthodes

Les chemins suivis et les valeurs obtenues dans les méthodes citées ci-dessus sont très différents (Brackley, 1975; Justo *et al.*, 1984 et Ali & Elturabi, 1984). Selon les comparaisons réalisées par Gilchrist (1963), Brackley (1975), Sridharan *et al.*, (1986), Abduljauwad & Al-Sulaimani (1993) et Guiras-Skandaji (1996), la méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux méthodes précédentes.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement à volume constant est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). Cependant, la méthode de gonflement sous charges constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux.

En comparant les paramètres de gonflement mesurés *in situ* et ceux déterminés avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol *et al.*, 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charges constantes), et d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre.

# Conclusion

Les paramètres définissant le gonflement hydrique des argiles sont la pression de gonflement et le taux ou le potentiel de gonflement. Ils peuvent être estimés de manière indirecte en les reliant aux autres paramètres du sol plus simples à mesurer, ou déterminés de manière directe à l'œdomètre ou à l'appareil triaxial. Il est important que ces essais de laboratoire respectent le mieux possible les chemins de contraintes (hydrique et mécanique) réels *in situ*.

L'essai de gonflement libre se fait sur une seule éprouvette et surestime, dans la plupart des cas, la pression de gonflement. Il permet en même temps de mesurer le potentiel de gonflement. L'essai à volume constant s'effectue également sur une

éprouvette et bien qu'il soit délicat à mettre en place, les pressions de gonflement mesurées au laboratoire se rapprochent de celles mesurées en place. Les essais à charges constantes ont l'avantage d'être rapides, mais sont plutôt réservés aux sols compactés ou reconstitués au laboratoire.

# 2.2.3. Retrait des sols fins

Différents types d'essais de dessiccation (Philipponnat 1991, Biarez et al. 1988, AFNOR XP P94-060 parties 1 et 2) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux. Toutefois, ces essais ne conduisent pas toujours aux mêmes caractéristiques. En outre, certains essais tendent à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure).

# Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle

La description de cet essai est détaillée dans la norme expérimentale XP P94-060.1. L'essai consiste à préparer, à partir d'un échantillon de sol, une pâte sur les éléments passant au tamis de 400  $\mu$ m et à soumettre des éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où une mesure du volume est faite. En postulant que ce volume est identique à celui qui correspond à la limite de retrait et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation, il est possible de déterminer la limite de retrait conventionnelle w<sub>R</sub>.

# Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective

La norme française XP P94-060.2 fournit le détail du matériel et du mode opératoire de l'essai. Cet essai consiste à mesurer la variation de hauteur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact, disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve. L'évolution de la variation de hauteur avec la teneur en eau représente la courbe de retrait à partir de laquelle la limite de retrait effective est déterminée.

Un exemple de mesure de la limite de retrait par les deux méthodes précédentes est donné sur l'Illustration 30.



Illustration 30 - Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact.

### Essais de séchage avec mesure de la succion

Les essais sont réalisés sur des échantillons intacts séchés lentement à l'air libre, avec contrôle de la teneur en eau. Une fois parvenus à la valeur choisie, les matériaux sont enfermés dans des capsules étanches comportant des sondes psychrométriques à thermocouple, disposées dans un local à température constante. Des mesures régulières de succion sont faites jusqu'à obtention de l'équilibre (2 à 3 semaines). En traçant la courbe de drainage du matériau dans les plans de l'indice des vides en fonction de la succion et de la teneur en eau, il est possible d'en déduire une mesure de la limite de retrait du sol. Nous reviendrons sur ce point dans le paragraphe suivant (cf. paragraphe 2.2.4).

#### Facteurs contrôlant la limite de retrait

Contrairement à la limite de retrait conventionnelle qui est effectuée sur un échantillon remanié et qui est donc indépendante de l'état initial du sol, la limite de retrait effective ou celle déduite de l'essai de drainage dépendent fortement de l'état initial du sol et de son degré de consolidation.

Plus généralement, la limite de retrait est fortement liée à la plasticité du sol et croît avec la limite de liquidité bien qu'il semble que l'on ne puisse pas établir de relation directe entre les deux paramètres (Illustration 31). En 1980, le « Building Research Establishment » anglais a proposé une classification des potentiels de retrait des sols argileux en fonction de leur teneur en argile et de leur indice de plasticité (Illustration 32). On peut donc dire que la limite de retrait d'un sol argileux sera liée aux mêmes paramètres que ceux qui définissent son potentiel de gonflement, parmi lesquels on peut citer : le pourcentage d'argile, la limite de liquidité ou l'indice de plasticité, la valeur de bleu (VBS), la capacité d'échange cationique (CEC), etc.





Illustration 31 - Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle (Zerhouni 1991)

Illustration 32 - Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment (1980)

# 2.2.4. Comportement hydrodynamique des argiles

## Courbe de rétention

Le terme « courbe de rétention » désigne la relation entre la teneur en eau (massique ou volumique) du sol et la succion matricielle (ou pression capillaire ou pression interstitielle négative) à laquelle il est soumis lorsqu'on suit un chemin de drainagehumidification en l'absence de contrainte externe. L'étude des chemins de drainagehumidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression interstitielle négative à laquelle est soumis le sol, et de comprendre cet aspect important de son comportement (sa "carte d'identité"), d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation, des chemins de drainage ou d'humidification : retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière, etc.

La méthode utilisée pour obtenir la courbe de rétention consiste, soit à imposer à l'échantillon une pression négative connue jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, soit à le sécher ou l'humidifier progressivement avant de mesurer la pression correspondante, puis à mesurer son volume externe total et sa teneur en eau pour en déduire son indice des vides, sa teneur en eau volumique et son degré de saturation.

L'Illustration 33 représente le premier cycle de drainage-humidification d'une kaolinite normalement consolidée où la teneur en eau massique est tracée en fonction de la succion. Sur le chemin de drainage à partir d'une pâte d'argile saturée (à  $w_0 = 1,5 w_L$ ), la teneur en eau présente d'abord une variation lente (I) jusqu'à la succion de préconsolidation, puis la variation de w s'accélère selon un segment de droite (2) qui

se confond avec le chemin NC du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Enfin, une diminution rapide de la teneur en eau (3) se produit jusqu'à une valeur nulle. Le chemin suivi est en grande partie irréversible sauf dans la dernière phase (3) puisque les phases (1) et (2) sont remplacées par une phase de réhumidification progressive (4)



Illustration 33 - Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée

Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique ci-dessus les variations des autres paramètres comme l'indice des vides ou le degré de saturation (Illustration 34).



Illustration 34 - Chemin de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau]

En comparant la courbe de variation de la teneur en eau et la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion, on constate que, sur une grande partie de la courbe de rétention (jusqu'à une succion de 300 kPa), l'argile reste saturée ou quasi-saturée. Au-delà, on observe une chute très rapide du degré de saturation jusqu'à 0.

# Variation de volume de l'argile sous l'effet d'une variation de succion ou de contrainte

Parallèlement aux variations de teneur en eau, pendant le drainage, l'indice des vides diminue fortement, ce qui signifie que le sol se contracte : c'est le phénomène de retrait. On retrouve sur la courbe [succion /indice des vides] les trois phases observées sur la courbe de rétention :

- la phase (1) qui correspond à la compressibilité du sol saturé sous l'effet de la succion dans le domaine surconsolidé,
- la phase (2) qui correspond à la compressibilité Normalement Consolidée du sol saturé ou quasi-saturé (Sr > 80%). Dans le domaine quasi-saturé, l'eau occupe la presque totalité des vides, l'air étant présent sous forme de bulles dans l'eau ;
- la phase (3) où le sol ne se déforme pratiquement plus, alors que la teneur en eau continue de diminuer. On observe que, dans le plan [u<sub>a</sub>-u<sub>w</sub>; e], le comportement du sol est quasiment réversible. Ceci peut être interprété comme résultant de l'action des ménisques d'eau aux points de contact entre les grains. Les fortes succions dans les ménisques se traduisent par des forces d'attraction qui rigidifient le milieu, le rendant plus résistant et moins déformable.

On retrouve enfin dans ce plan l'irréversibilité correspondant à la phase (4) de la courbe de rétention, qui apparaît bien comme résultant des déformations plastiques se produisant dans le domaine saturé ou quasi-saturé ; on peut alors définir une équivalence complète entre la succion et une contrainte isotrope de compression appliquée au matériau. L'Illustration 35 présente la comparaison entre les variations d'indice des vides dues à une variation de la succion sur chemin de drainage et de contrainte moyenne sur chemins œdométrique ou isotrope. La seule différence réside dans le fait que la variation d'indice des vides est bornée dans le cas de la succion alors qu'elle ne l'est que par e = 0 pour la contrainte moyenne.

Cette description du comportement des matériaux argileux remaniés est développée notamment dans l'article de Fleureau et al. (1993).



Illustration 35 - Comparaison entre les variations d'indice des vides sur chemins de drainage, oedométrique et isotrope

#### Limite de retrait déduite de l'essai de drainage

Si l'on combine les courbes de variation de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion pour tracer la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau, on retrouve la courbe de retrait usuelle, où l'indice des vides remplace le volume total. Sur un chemin de drainage, le sol suit d'abord la droite de saturation, d'équation : e = ( $\gamma_S / \gamma_W$ ) w. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait ( $w_{SL}$ ) est définie à l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale de la courbe lorsque w tend vers 0.



Illustration 36 - Chemin de drainage sur un sol naturel de la région parisienne

Les sols naturels argileux non cimentés se comportent généralement comme des matériaux plus ou moins surconsolidés. Il n'est pas possible de donner de règle générale, mais on peut néanmoins affirmer que la logique présentée dans le

paragraphe précédent reste parfaitement valable. A titre d'exemple, nous présentons sur l'Illustration 36 un cas de matériau naturel prélevé dans la région parisienne dans le cadre des désordres liés au retrait-gonflement. On constate que ce matériau est très faiblement consolidé et que l'on retrouve bien l'analogie entre chemins de drainage et chemin œdométrique mesuré.

Les matériaux intacts sont souvent cimentés, avec des liaisons fortes entre les particules. Ces milieux sont généralement moins déformables que les sols remaniés, comme le montre le cas extrême de la marne rouge de la région de Barcelone en Espagne : l'Illustration 37 montre la comparaison entre le premier cycle de drainage-humidification sur la pâte et les chemins de drainage et d'humidification à partir du matériau intact. Etant donné la valeur très élevée de la pression négative initiale dans le sol non remanié, il ne se produit pratiquement pas de variation de volume sur le chemin de drainage. Quant au chemin d'humidification du matériau intact, il est approximativement parallèle à celui du matériau remanié jusqu'à une succion de 10 kPa ; ensuite, l'augmentation d'indice des vides est beaucoup plus importante dans le cas du sol remanié.



Illustration 37 - Comparaison des chemins de drainage-humidification d'une marne remaniée sous forme de pâte et de la marne naturelle non remaniée fortement cimentée

Cet exemple constitue évidemment un cas limite, étant données les très fortes densité initiale (2.1) et contrainte de préconsolidation équivalente (10 MPa) de ce sol. Cependant, le rôle du remaniement apparaît relativement limité en termes de variations d'indice des vides. D'autres comparaisons, présentées par Croney & Coleman (1954), Hagiwara & Takenaka (1985), conduisent aux mêmes conclusions : bien que les courbes des échantillons intacts soient toujours situées au dessous des courbes des échantillons remaniés et correspondent donc à des densités plus élevées et à des teneurs en eau plus faibles, les chemins de drainage et d'humidification sont plus ou moins parallèles dans les plans [log ( $u_a$ - $u_w$ ) – e], ce qui signifie que les variations

d'indice des vides ou de teneur en eau sont sensiblement les mêmes dans les deux cas. Ces résultats confirment aussi le fait que la limite de retrait dépend fortement de l'état initial du sol.

### Cycles de succion

Les travaux présentant les résultats de cycles de succion sur les variations de volume des sols naturels sont peu nombreux dans la littérature, probablement du fait des durées qu'ils nécessitent. Al Homoud et al. (1995) ont réalisé des essais de drainagehumidification sur différents sols intacts composés de 50 à 80% d'argile (montmorillonite : 80%, kaolinite : 20%), 10 à 45% de silt et 2 à 15% de sable. Les sols étudiés ont des limites de liquidité de 65 à 90%, des limites de plasticité de 15 à 40%. Les résultats obtenus (Illustration 38) mettent en évidence une diminution progressive du gonflement lorsque le nombre de cycles augmente, qui se stabilise au bout de 4 à 5 cycles. Des observations au microscope électronique à balavage (MEB) ont montré qu'il se produisait un réarrangement continu du matériau au cours des cycles. Des résultats concordants ont été obtenus par Dif et al. (1991) dans des essais œdométriques à surpression d'air sur des sols intacts contenant entre 60 et 69% d'argile ( $w_L$  = 48-74%,  $w_P$  = 15-25%,  $w_{SL}$  = 8-12%,  $w_i$  = 16-26%). Là encore, il se produit une diminution du gonflement qui se stabilise au bout de 5 cycles environ (Illustration 39). Les conditions hydriques imposées aux échantillons pendant les essais ne sont pas indiquées très précisément mais il est probable qu'elles sont relativement sévères pour entraîner un retrait supplémentaire du sol.



Illustration 38 - Cycles de retrait-gonflement sur deux échantillons de sol intact (Al Homoud et al. 1995)



Illustration 39 - Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol intact (Dif et al. 1991)

Les essais réalisés par différents auteurs sur des sols compactés conduisent à des résultats similaires, mais le nombre de cycles nécessaires pour atteindre l'équilibre est en général plus élevé. C'est ce qui ressort par exemple des essais de Day (1994) sur un silt argileux compacté à l'optimum Proctor + 6 % dans lesquels on observe une augmentation progressive du gonflement et, parallèlement, une diminution du retrait (Illustration 40). Une explication pourrait être la destruction de la texture du matériau compacté par les cycles de séchage-humidification. Les mêmes observations peuvent être faites dans les essais de Day (1995) sur un mélange de quartz et de montmorillonite (Illustration 41). Dans les deux cas, la stabilisation se produit après environ 10 à 20 cycles. D'autres travaux sur des sols compactés semble lié à une évolution plus importante de la texture du sol sous l'effet des cycles de séchage-humidification par rapport aux matériaux naturels.



Illustration 40 - Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol compacté (Day 1994)



Illustration 41 – Cycles de retrait-gonflement sur un échantillon de sol compacté (Day, 1995)

# 2.3. BIBLIOGRAPHIE SUR LES EXPERIENCES DE MESURES IN SITU (BRGM)

Les expériences de suivi de teneurs en eau ou de déplacements dans les sols argileux se trouvent en nombre relativement limité dans la bibliographie. Leur analyse montre tout d'abord que les paramètres entrant en ligne de compte pour comprendre la dessiccation dans les sols argileux sont très nombreux et variés puisqu'ils concernent à la fois les aspects météorologiques, géologiques et éco-physiologiques.

Suivant les expériences, l'accent est mis sur un nombre limité de paramètres, des hypothèses simplifiées étant prises pour les autres. Aucune des expériences ne présente en effet un « couplage complet », avec des mesures détaillées des paramètres concernant la météorolgie, la végétation et la géologie jusqu'à plusieurs mètres de profondeur.

Les différentes expériences apportent cependant un grand nombre de résultats en termes d'ordre de grandeurs et d'influences relatives des différents paramètres qui entrent en ligne de compte dans le déclenchement des phénomènes de retrait-gonflement des argiles.

# 2.3.1. Rôle prépondérant des arbres

Un des résultats commun à toutes les expériences de mesures in situ concernant le retrait-gonflement des argiles consultées dans le cadre de cette étude est l'influence majeure des arbres sur la dessiccation, à la fois en termes d'intensité et de profondeur atteinte.

Les études menées en Australie par Richards, Peter et Emerson (1983) au sein du Commonwealth Scientific Industrial Research Organization (CSIRO) mettent ainsi en évidence le rôle des arbres sur la dessiccation des sols argileux. Un des exemples étudiés est celui du Musée national d'art (National Art Gallery) à Adélaïde, bâtiment construit à la fin des années 1890 sur des sols argileux et n'ayant connu aucun désordre significatif pendant une soixantaine d'années. La plantation d'arbres le long de la façade orientale dans les années 1960 a entraîné la fissuration du bâtiment à partir de l'année 1969.

Des mesures de succion dans le sol réalisées en février 1971 ont montré qu'au voisinage des arbres, la dessiccation est significative jusqu'à plus de 3 m de profondeur (cf. Illustration 42) : ainsi, à 2 m de profondeur, la succion mesurée est de l'ordre de -1 à -1,2 MPa au niveau des arbres tandis qu'elle n'est que de -0,3 MPa à une vingtaine de mètres de distance des arbres. Les mesures de tassements en surface sur le même profil entre fin 1968 et mi-1971 ont montré des tassements allant jusqu'à plus de 3 cm au voisinage des arbres, tandis qu'à une distance latérale de plus de 10 m des arbres, les tassements ne dépassent pas 1 cm.



Illustration 42 – A gauche : profils des succions avant l'abattage des arbres – A droite : suivi des mouvements verticaux mesurés en surface (Richards et al., 1983)

L'abattage des arbres, qui a été décidé fin 1971 a été suivi d'un gonflement à proximité des anciens arbres, dont l'ampleur s'est révélée très variable entre les deux points présentés : soulèvement de 1 cm en quatre ans pour le premier point et de 5 cm pour le second.

D'autres études mettent en évidence des soulèvements induits par l'abattage de grands arbres. Ainsi, Samuels et Cheney (1975) ont étudié un sinistre survenu sur la terrasse d'une maison d'un étage fondée à 1,2 m de profondeur dans des *Argiles de Londres* (Indice de plasticité : 45 à 60 % ; 60 à 70 % d'éléments de diamètre < 2 µm). De grands ormes plantés à proximité avaient été abattus avant la construction, ce qui a provoqué un soulèvement de la terrasse qui s'est poursuivi pendant une vingtaine d'années, avec une amplitude totale estimée à 10 cm. La dessiccation du sol à proximité des arbres avait été détectée jusqu'à une profondeur de 5 m.

# 2.3.2. Influence de différentes espèces d'arbres

Plusieurs études sont consacrées à l'analyse comparative de différentes espèces d'arbres sur la dessiccation qu'elles engendrent.

Ainsi, Culter et Richardson (1981), cités par Driscoll (1983), ont analysé des données du Royal Botanic Gardens, Kew, concernant 2600 réponses à des questionnaires envoyés à des particuliers sinistrés par le phénomène de retrait-gonflement des argiles en Angleterre sur la période 1971-79. Le tableau de l'Illustration 43 présente les résultats obtenus pour chaque espèce d'arbre. Les colonnes intitulées « distance maximale enregistrée » indiquent les distances maximales entre les arbres et les maisons sinistrées, respectivement pour l'ensemble des cas enregistrés, pour 75 % et 90 % des cas.

Rang	Espèce	Hauteur maximale de l'arbre (m)	Distance maximale enregistrée (m)	Distance maximale pour 75% des cas (m)	Distance maximale pour 90% des cas (m)
1	chêne	16-23	30	13	18
2	peuplier	25	30	15	20
3	tilleul	16-24	20	8	11
4	frêne	23	21	10	13
5	platane	25-30	15	7,5	10
6	saule	15	40	11	18
7	orme	20-25	25	12	19
8	aubébine	10	11,5	7	9
9	érable/sycomore	17-24	20	9	12
10	cerisier/prunier	8	11	6	7,5
11	hêtre	20	15	9	11
12	bouleau	12-14	10	7	8
13	alisier blanc/sorbiers	8-12	11	9,5	11
14	cyprès de Monterrey (cupressus macrocarpa)	18-25	20	3,5	5

Illustration 43 – Influence comparée de différentes espèces arborées à l'origine de sinistres d'après Culter et Richardson (1981)

L'exploitation de ces données met en évidence certaines espèces comme étant particulièrement nocives en termes de sinistralité liée au retrait-gonflement des argiles :

- le chêne, le peuplier, le tilleul, le frêne et le platane apparaissent en tête si l'on raisonne en termes de nombre de sinistres parmi ceux étudiés ;
- les peupliers, les chênes, les saules et les ormes présentent des distances maximales d'influence particulièrement élevées, atteignant de 25 à 40 m si l'on considère la totalité des cas, et de 11 à 15 m si l'on considère 75 % des cas ;
- les saules, les chênes, les cerisiers et pruniers, les alisiers blancs et sorbiers, les aubépines et les peupliers se distinguent par des rapports distance maximale au bâtiment endommagé sur hauteur maximale moyenne de l'arbre les plus élevés. Cette dernière classification fait apparaître à la fois des arbres qui ont un large rayon d'influence en partie associé à leur grande taille (chênes, peupliers, saules), mais également des arbres de taille plus limitée (cerisiers, pruniers, alisiers blancs, sorbiers, aubépines) qui, rapportés à leur taille, ont un rayon d'influence conséquent : ces derniers peuvent donc être particulièrement dangereux, car ils auront tendance à être plantés plus près des maisons du fait de leur moindre développement.

Cette enquête apporte des précisions utiles quant à la distance d'influence des arbres. On peut ainsi noter la particularité du saule dont le rayon d'influence maximale enregistré est de plus de 2,5 fois sa hauteur. Pour de nombreuses espèces, l'influence maximale observée est comprise entre 1 et 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Si l'on se restreint aux dommages pour les 75 % de cas où l'arbre est le plus proche de la maison, la distance maximale entre le bâtiment endommagé et l'arbre est généralement comprise entre 0,4 et 1 fois la hauteur de ce dernier, selon les espèces.

D'autres études, en particulier celles de l'INRA, sont consacrées aux mécanismes écophysiologiques des arbres en période de sécheresse. Ainsi, Bréda et al. (1992) ont observé les réactions du chêne sessile (*Quercus petraea*) à la sécheresse, à partir du suivi d'un perchis d'arbres d'une trentaine d'années plantés sur des sols bruns lessivés dans la région de Nancy (Forêt de Champenoux), notamment entre 1989 et 1991, période caractérisée par un été 1989 particulièrement déficitaire.

Parmi les résultats obtenus, Bréda et al. (1992), soulignent la réduction de l'évapotranspiration des arbres en période de sécheresse : lorsque l'eau extractible dans le sol passe en dessous du seuil de 40 %, l'évapotranspiration décroît rapidement, ce qui correspond donc à un stress hydrique. La réhydratation permet de revenir très rapidement à une évapotranspiration très proche des valeurs initiales, avant le stress hydrique. Une des conclusions de l'étude est que le chêne sessile apparaît relativement tolérant à la sécheresse, notamment en raison de son enracinement profond, de l'efficience de son système de transport de sève et de sa capacité à maintenir une ouverture stomatique, donc une transpiration non négligeable jusqu'à des niveaux de dessèchement poussés.

De même, Bréda et al. (2004) ont analysé la sécheresse 2003 dans le contexte climatique des 54 dernières années et son influence sur les arbres forestiers. Ils montrent notamment que les différentes essences d'arbres adoptent des stratégies différentes pour résister à la sécheresse : enracinement profond, contrôle efficace ou précoce de l'ouverture stomatique, système conducteur peu vulnérable à la cavitation, tissus tolérant des potentiels hydriques faibles, capacité d'ajustement de la surface foliaire par chute précoce des feuilles ou des aiguilles. Il est donc important de prendre en compte ces différents paramètres pour comprendre la résistance de chaque espèce à la sécheresse. Cela signifie également que la progression de la dessiccation dans le sol (en profondeur, mais également dans le temps) va être différente suivant le type d'essence, les caractéristiques du sol et celles de la sécheresse. Par exemple, certaines espèces vont, en cas de stress hydrique, réduire leur transpiration et donc leur consommation d'eau, tandis que d'autres vont chercher à maintenir une transpiration élevée en puisant de l'eau plus en profondeur.

Un des points soulignés par les auteurs est l'importance de l'indice foliaire sur l'influence du déficit hydrique : en effet, les espèces à fort indice foliaire vont intercepter une plus grande partie des pluies (ce qui fait que l'apport d'eau pour le sol sera réduit d'autant) et avoir une plus grande capacité de transpiration (donc potentiellement puiser plus d'eau dans le sol). Cela confirme l'intérêt d'élaguer les arbres (donc de réduire leur indice foliaire) pour mieux les protéger vis-à-vis de la sécheresse, tout en réduisant le déficit hydrique dans le sol : cette observation est fondamentale pour les arbres situés près d'une construction et dont l'élagage apparaît ainsi comme un moyen efficace de réduire l'effet sur la dessiccation du sol.

Une des conclusions des différentes expériences menées est que les résineux, du fait de leur feuillage persistant, entraînent un dessèchement du sol plus important que les feuillus en cas de sécheresse, en raison de la plus grande durée de leur période de transpiration et d'une interception plus importante des précipitations.

# 2.3.3. Ordre de grandeur de la dessiccation en termes de variations de teneurs en eau ou de succions et de profondeur atteinte

Les différentes études de suivi de la dessiccation dans les sols argileux permettent de donner des ordres de grandeur en termes de variations de teneurs en eau ou de succions, et de profondeurs atteintes. Ces valeurs ne doivent pas être considérées comme des valeurs universelles puisqu'elles dépendent étroitement du contexte de chaque expérience (géologie, climat, météorologie, végétation en surface, etc), mais elles constituent néanmoins des ordres de grandeurs pertinents.

Ainsi, Biddle (1983) a étudié en Angleterre la dessiccation dans différents sols argileux sur lesquels plusieurs espèces arborées étaient plantées.



Illustration 44 – Réduction de teneur en eau volumique (%) engendrée par un peuplier sur un sol de type Boulder clay, au 14 septembre 1982, d'après Biddle, 1983

Parmi les résultats obtenus, il apparaît que les peupliers se distinguent par une plus forte influence sur la dessiccation du sol : les effets saisonniers mesurés dans un sol de type *Boulder clay* à proximité d'un peuplier se font sentir jusqu'à 2,9 m de profondeur à une distance de 0,2 fois la hauteur de l'arbre (h), jusqu'à 1,5 m de profondeur à 0,6 h et de façon superficielle à 0,8 h (cf. Illustration 44). Le déficit d'humidité à 1 m de profondeur est de 10 à 15 % à proximité de l'arbre. La profondeur de dessiccation engendrée par un peuplier peut même dépasser 3,5 m dans d'autres sols argileux suivis au cours de l'expérience. Par contre, les autres espèces donnent des rayons et profondeurs d'influence plus limités : par exemple, le tilleul sur le même

sol n'engendre une dessiccation que jusqu'à 1,6 m de profondeur à une distance de 0,2 h ou 0,4 h, et n'a plus d'effet à une distance de l'arbre de 0,8 h (10 m).

En plus des effets saisonniers (différences de teneur en eau entre l'automne et le printemps), Biddle a également analysé les déficits permanents d'eau engendrés par la présence d'un peuplier, c'est-à-dire l'effet persistant que peut avoir la dessiccation engendrée par l'arbre sur plusieurs années consécutives (cf. Illustration 45).



Illustration 45 – A gauche, peuplier sur un sol de type Boulder clay : profils de teneur en eau à proximité de l'arbre (0,2 h) et éloigné de l'arbre (2 h) en automne et au printemps (moyennes sur 4 ans) – A droite, peuplier sur un sol de type Oxford clay : profils de teneur en eau à proximité (0,25 h) et loin (3 h) de l'arbre, en automne et au printemps (Biddle, 1983)

Pour le peuplier implanté dans les argiles de type *Boulder clay*, la courbe à 0,2 h au printemps est située entre celle mesurée à l'automne à la même distance de l'arbre et celle observée au printemps loin de l'arbre, ces trois courbes se rejoignant au-delà d'une profondeur de 2,9 m. Cela peut être interprété comme une réhumidification hivernale qui se propage bien jusqu'à 2,9 m de profondeur, mais qui reste insuffisante pour que le sol retrouve la teneur en eau en l'absence d'arbre, c'est-à-dire la capacité au champ. Par contre, la même analyse pour le peuplier situé sur les *Oxford clay* montre que la réhumidification hivernale ne pénètre que jusqu'à 1,7 m à proximité de l'arbre : au-delà de cette profondeur, les profils de l'automne et du printemps se superposent, montrant que le déficit hydrique reste persistant durant toute l'année entre 1,5 m et 2,5 m de profondeur. Ce déficit est de l'ordre de 5 à 8 % de teneur en eau volumique entre le profil à proximité de l'arbre et celui qui en est éloigné.

Biddle souligne qu'aucune des années de mesure n'est particulièrement sèche : une sécheresse pourrait donc avoir des conséquences plus marquées sur les profils de dessiccation enregistrés.

Ravina (1983) a également mené des expériences de suivi in situ de teneurs en eau volumiques et de déplacements dans des sols argileux (« grumusolic soil ») en Israël. Les résultats, issus de 5 années de suivi, montrent de très fortes différences de teneurs en eau dans les horizons superficiels entre les situations au printemps (teneur en eau de l'ordre de 50 %) et en automne (teneurs en eau comprises entre 10 et 30 % dans le premier mètre). L'influence de la dessiccation se fait ressentir jusqu'à plus de 1,5 m de profondeur.

Richards et al. (1983) ont également comparé des profils de succion à proximité d'un eucalyptus, d'un pin et en l'absence de végétation, dans des terrains argileux considérés comme modérément expansifs, en Australie. Parmi les résultats obtenus, on peut noter les fortes succions enregistrées à proximité d'un eucalyptus : entre -2 et -3,5 MPa sur les deux premiers mètres de profondeur, et entre -1,5 et -2,5 MPa entre 2 et 5 m de profondeur, alors que les valeurs de succion en l'absence d'arbre et de sécheresse ne dépassent pas -0,5 MPa.

Une étude similaire (Richards et al., 1983) a été menée au South Parklands d'Adélaïde, sur l'influence d'un groupe d'eucalyptus de grande taille (hauteur moyenne 17 m) sur la dessiccation du sol, dans des terrains argileux (« red-brown soil » recouvrant des argiles du Pléistocène). Les résultats (cf. Illustration 46) qui correspondent à une période de précipitations (juin à août 1982) montrent notamment qu'à proximité immédiate des arbres, des succions de -3 à -3,5 MPa sont enregistrées entre 0,8 et 2 m, d'une part, et de 3,5 à plus de 8 m de profondeur, d'autre part, ce qui montre que la dessiccation due au groupe d'eucalyptus s'étend jusqu'à une profondeur de plus de 8 m (la succion à 8 m de profondeur pour le profil le plus éloigné des arbres est de -2 MPa contre -3,5 MPa pour la même profondeur au droit de l'arbre). Par ailleurs, la distance latérale d'influence de la dessiccation de ce groupe d'eucalyptus est de plus d'une vingtaine de mètres pour l'horizon superficiel (0 à 1 m de profondeur), soit plus que la hauteur moyenne du groupe d'arbres (17 m).

Kalmar (1979), cité par Ravina (1983), s'est intéressé aux fissures de retrait consécutives à la dessiccation, et en particulier à leur profondeur et leur largeur, à partir d'une expérience sur des « grumusolic soil » contenant plus de 60 % d'argiles composées principalement de smectites, en Israël. Les résultats obtenus montrent que, même si la teneur en eau présente des variations jusqu'à une profondeur de 1,8 m, les fissures de retrait, à la fin de la saison sèche, ne dépassent pas la profondeur de 0,8 m et 90 % d'entre elles ont une profondeur inférieure à 0,4 m. L'apparition des premières fissures a été observée 5 semaines après la fin de la saison pluvieuse et leur volume a augmenté de façon linéaire d'environ 1,2 m<sup>3</sup>/ha/jour. La largeur de 90 % des fissures de retrait n'excède pas 5,5 cm, mais certaines atteignent 10 cm de large. Cette largeur a atteint son maximum au bout de 12 semaines et est ensuite restée constante jusqu'à la fin de la saison sèche, soit 2 mois plus tard. Cette expérience montre l'importance des fissures de retrait qui apparaissent pendant la période de sécheresse. On peut ainsi imaginer le rôle que ces fissures vont jouer lors
des premières pluies, puisqu'elles seront le lieu d'écoulements préférentiels qui vont permettre la réhumidification directe d'horizons plus profonds. Cela justifie la nécessité de prendre en compte le rôle de ces fissures dans la perméabilité globale des horizons argileux superficiels.



Illustration 46 – Profils de succion mesurés au voisinage d'un groupe d'eucalyptus (d'après Richards et al., 1983)

## 2.3.4. Ordre de grandeur de tassements mesurés

Les tassements mesurés dépendent également fortement du contexte (géologie, climat, météorologie, végétation, etc). Les résultats présentés ci-après permettent cependant de donner des ordres de grandeurs de valeurs mesurées dans le cadre de différentes études.

Ward (1953), cité par Driscoll (1983), a mesuré, sur trois sites caractérisés par des argiles fortement expansives du sud-ouest de l'Angleterre, un tassement vertical allant de 4,1 à 5,8 cm. De son côté, le Building Research Station a mesuré un soulèvement vertical de 3,5 cm lors de l'hiver 1976, toujours en Angleterre (Driscoll, 1983).

Williams et Pidgeon (1983) ont travaillé sur les problèmes de retrait-gonflement des sols en Afrique du Sud : les conditions climatiques propres à ce pays, ainsi que la présence d'argiles montmorillonitiques fortement gonflantes sont à l'origine de

mouvements verticaux du sol d'ampleur supérieure à celle des études menées en Angleterre par exemple. Ils citent ainsi des tassements de 20 cm survenus sur une maison à Allanridge, dans l'État Libre d'Orange (Pidgeon et Tromp, 1983). Les mouvements ont été attribués à la dessiccation engendrée par un eucalyptus planté à 5 m de la maison. Williams et Pidgeon indiquent par ailleurs que le gonflement maximum du sol enregistré en Afrique du Sud suite à l'abattage d'un arbre est de 37,4 cm (site de Kimberley).

Ravina cite également les travaux de Yallon et Kalmar, qui se sont intéressés aux déplacements verticaux dans des sols argileux très plastiques en Israël (« grumusolic soil ») en surface et en profondeur. Un gonflement de 5,4 cm a été enregistré en surface, tandis qu'à 0,5 et 1 m de profondeur, les gonflements respectifs sont de 1,8 et 1,5 cm. Pendant la période de progression du front de dessiccation, le tassement moyen a été de 0,3 mm par jour.

Bozozuk et Burn (1960), cités par Ravina, se sont également intéressés aux tassements dans des sols argileux, dans le voisinage d'un orme de 16,5 m de hauteur. A 30 cm de profondeur, le mouvement vertical a atteint 5,2 cm à une distance de 1,5 m de l'arbre, tandis qu'à 12 m de l'arbre, il n'était plus que de 1,2 cm, ce qui correspondait aux mesures effectuées dans les secteurs uniquement enherbés, donc hors influence de l'arbre. A une profondeur de 3,75 m, le mouvement vertical mesuré à des distances de 1,5 m et 6 m de l'arbre était de 1,2 cm.

## 2.3.5. Influence de la météorologie

L'expérience MUREX (Monitoring the Usable soil Reservoir EXperimentally), menée par Météo-France (Calvet et al., 1999) a permis de suivre des profils de succion dans le sol ainsi que les paramètres météorologiques entre 1995 et 1997 (cf. Illustration 47). La parcelle expérimentale, située à 30 km de Toulouse, se caractérise par une végétation herbacée et un sol de type sablo-argileux.

Les profils de teneur en eau montrent des résultats très différents d'une année à l'autre. Ainsi, en 1996, la dessiccation ne progresse pas au-delà de 1 m de profondeur, tandis qu'entre juillet et septembre 1995, elle dépasse 1,35 m. En 1997, les premiers mois de l'année étant particulièrement déficitaires en précipitations, les teneurs en eau ont diminué brusquement à partir du mois de mars, dans les premiers 80 cm de sol. Les mois de mai et juin, globalement bien arrosés, ont entraîné une stabilisation de la dessiccation, tandis que le mois de juillet, particulièrement sec, a conduit à une progression de la dessiccation en profondeur. Celle-ci a duré jusqu'à la fin de l'année, en raison du déficit de précipitations survenu entre septembre et décembre, si bien qu'en fin d'année 1997 le sol n'était pas revenu à sa teneur en eau correspondant à la capacité au champ.



Illustration 47 – Précipitations mensuelles et profils de teneurs en eau volumiques mesurés (Calvet et al., 2004)

# 2.4. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA MODELISATION DES TRANSFERTS HYDRIQUES DANS UN SOL ARGILEUX (BRGM)

## 2.4.1. Introduction aux transferts hydriques dans les sols argileux

Le transport de l'eau dans la zone non saturée et en particulier dans les sols fait appel à la fois à des processus homogènes et hétérogènes. Dans les sols structurés de type argileux, on assiste à la coexistence de deux types d'écoulements :

- des écoulements lents dans la « matrice » du sol (également appelée « microporosité du sol »), qu'il est possible de décrire de manière satisfaisante à l'aide de la théorie classique des écoulements,
- des écoulements rapides par l'intermédiaire de pores de diamètre important, de fissures et de constructions d'origine biologique (on parle de d'écoulements « préférentiels » à travers la « macroporosité » du sol).

Les écoulements préférentiels sont connus pour jouer un rôle déterminant dans le déterminisme du transfert de pesticides à travers les sols agricoles. Ceci est dû au fait que les phénomènes d'atténuation des concentrations en produits phytosanitaires (rétention et dégradation) sont majoritairement localisés dans les couches supérieures du sol (c'est-à-dire dans les premiers 20 à 30 cm) et que les fortes vitesses d'écoulements dues aux écoulements préférentiels amènent à une diminution du temps disponible pour que ces phénomènes s'appliquent. Ainsi, la modélisation des transferts d'eau et de pesticides dans de nombreux sols réclame la prise en compte des phénomènes de transport préférentiel. Les premiers travaux dans ce domaine datent du début des années 1990 et se sont poursuivis de manière soutenue durant les quinze dernières années.

Les théories classiques des écoulements en milieu poreux reposent sur la loi de Darcy, établie expérimentalement, et qui permet de décrire les écoulements dans un milieu poreux saturé. Elle exprime la proportionnalité entre le flux d'eau, la vitesse de l'infiltration traversant une colonne et l'opposé du gradient de charge hydraulique. Bien qu'elle fût conçue à l'origine pour les écoulements en milieux saturés, elle a été étendue à l'écoulement en zone non saturée (Richards, 1931). Cette extension de la loi de Darcy, généralement appelée équation de Richards, est une équation différentielle partielle non linéaire qui permet de décrire en fonction du temps la variation de la teneur en eau volumique d'un sol à partir de paramètres tels que la conductivité hydraulique et la profondeur. L'équation de Richards est très utilisée mais la théorie présente des faiblesses dans les cas où l'eau suit des écoulements préférentiels et ne passe pas par le milieu poreux et homogène (ou du moins, considéré comme tel) qu'est la matrice du sol.

Dans les paragraphes qui suivent, différents modèles mathématiques permettant de simuler les écoulements d'eau dans les sols argileux ont été étudiés de façon critique. Compte tenu de l'importance des phénomènes d'écoulements préférentiels dans le devenir environnemental des pesticides, l'étude se base notamment sur les modèles permettant de simuler le transfert des pesticides en sols argileux. Par ailleurs, cette étude bibliographique a permis de préciser les travaux de modélisation des transferts hydriques dans les sols argileux menés dans le cadre du présent projet et développés dans le chapitre 6.1.

# 2.4.2. Écoulements préférentiels dans les sols

La problématique des écoulements préférentiels est très importante dans le domaine de la modélisation des transferts de produits phytosanitaires, car ils peuvent influer sur les vitesses de transfert de matières actives dans la zone non saturée. Une partie des produits phytosanitaires peut être transférée sous la zone racinaire à des vitesses supérieures à celles calculées par les théories classiques (Flury et al., 1994).

Les écoulements préférentiels interviennent quand une partie de l'eau transite dans le sol de manière privilégiée dans les pores de diamètres importants en évitant une certaine partie de la matrice (Jarvis, 2002). Ces pores de diamètres importants, communément appelés macropores, peuvent être des tunnels creusés par la faune

terricole ou des vides et fissures entre les agrégats du sol. Les macropores peuvent résulter du retrait des sols à teneur en argile élevée.

Les écoulement préférentiels sont mis en évidence par les différentes vitesses de transport de produits phytosanitaires dans certains sols. Ils peuvent également être mis en évidence par le suivi de traceurs grâce à des sondes TDR (Time Domain Reflectometry) (Morris & Mooney, 2003 ; Öhrström et al., 2004), par l'observation in situ dans des excavations faites au champ (Ghodrati & Jury, 1990 ; Öhrström et al., 2004) et par l'utilisation de scanner ou de techniques de tomographie assistée par ordinateur (Heijs et al., 1995 ; Smetten et al., 1996).



Illustration 48 - Photographie d'une couche de sol de 1,90 x 0,90 m à 20 cm de la surface, où un colorant alimentaire a été appliqué en surface quatre jours avant la photographie (d'après Öhrström et al., 2004)

#### Les zones noires sont les zones où le colorant est présent. La photographie démontre l'importance des écoulements de type préférentiels

Le devenir des produits phytosanitaires étant lié aux flux d'eau, les écoulements préférentiels selon la structure des sols ont souvent été décrits dans le domaine des transferts de pesticides (Ehlers, 1975; Bouma, 1981; Beven & German, 1982; Brusseau & Rao, 1990; Wang, 1991; Thoma et al., 1992; Flury et al., 1994; Liu et al., 1998; Pruess, 1999; Vervoort et al., 1999) et la modélisation des transferts d'eau et de solutés a été adaptée pour pouvoir prédire ces écoulements préférentiels.

# 2.4.3. Modèles prenant en compte les écoulements préférentiels

Dans le cadre de la modélisation des transferts d'eau, plusieurs catégories de modèle peuvent être distinguées :

- les modèles s'appuyant sur des schémas de fonctionnement probabiliste (modèles stochastiques ou probabilistes);
- les modèles où certains paramètres n'ont pas de sens physique réel et qui sont basés sur l'expérience (modèles empiriques);
- les modèles utilisant des équations physiques ou des schémas de fonctionnement conceptuels (modèles déterministes).

Les modèles décrivant les écoulements préférentiels séparent généralement le sol en plusieurs compartiments. La plupart du temps, le premier compartiment correspond au volume d'eau qui transite par la matrice et les micropores, tandis que le second compartiment correspond au volume d'eau cheminant par les macropores.

Pour pouvoir décrire les différences entre ces compartiments, plusieurs approches sont adoptées. De manière globale, deux écoles de pensée coexistent, selon que l'on considère que chacun des compartiments possède une porosité propre ou une perméabilité propre. Dans l'approche de double porosité, on considère que l'eau ne peut pas s'écouler à travers la matrice alors que les approches de double perméabilité font l'hypothèse d'écoulements à la fois dans les micropores et dans les macropores.

## Modèles stochastiques ou probabilistes

Les modèles stochastiques se basent sur des fonctions de probabilité décrivant de manière statistique une propriété du système. Le développement de ces modèles est une réponse au fait qu'il est souvent considéré que la variabilité des propriétés influençant les transferts d'eau et de pesticides en conditions réelles au champ est trop importante pour être modélisée à l'aide d'approches déterministes (Jury et al., 1986).

Grochulska & Kladivko (1994) ont modifié le modèle TFM (Transfert Function Model ; Jury, 1982) et ont réussi à simuler les transferts d'eau dans des sols à double porosité par une approche stochastique. En utilisant deux distributions de probabilité avec deux paires de paramètres, l'une pour l'écoulement dans les macropores et l'autre pour l'écoulement dans les micropores, Diiwu et al. (2001) ont réussi à prédire les écoulements de sub-surface dans des sols non modifiés. Bien que d'un intérêt conceptuel certain, les modèles stochastiques ne reçoivent que peu d'attention.

# Modèles empiriques

## • Le modèle PELMO

PELMO (PEsticide Leaching MOdel) est un modèle 1D décrivant le transfert vertical d'eau et de solutés réactifs dans les sols. Le modèle est utilisé depuis plusieurs années dans le cadre de l'homologation des produits phytosanitaires en Europe et particulièrement en Allemagne. PELMO est une adaptation du modèle PRZM (Pesticide Root Zone Model) développé par Carsel et al. (1985) aux Etats-Unis. L'ajout d'un module relatif aux écoulements préférentiels est un développement récent réalisé lors du projet européen APECOP (Vanclooster et al., 2003).

Dans le modèle PELMO, l'infiltration est séparée en deux types d'écoulement, l'un pour la matrice et l'autre pour les macropores. Un modèle de réponse linéaire à deux paramètres est utilisé pour donner la proportion de l'eau de pluie empruntant chacun des écoulements. Une valeur seuil a par ailleurs été définie dans le cas où les précipitations ne sont pas suffisantes pour donner naissance à de l'écoulement préférentiel (Vanclooster et al., 2003). Cette valeur seuil est entrée par l'utilisateur.

Pour modéliser les écoulements d'eau, le sol est découpé en plusieurs couches selon une approche de type 'modèle à réservoir'. Chacune de ces couches est considérée comme un bac distinct. Un transport d'eau vertical d'une couche à une autre ne se réalisera qu'à la condition que la couche supérieure a atteint la capacité au champ. L'eau empruntant les macropores est quant à elle directement transmise vers la profondeur, même si la profondeur atteinte est fixée par l'utilisateur. A cette profondeur, l'eau est réintégrée à la matrice et reprend son déplacement couche par couche.



Illustration 49 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PELMO

Des études préliminaires ont été réalisées et suggèrent que la nouvelle version de PELMO intégrant la description des écoulements préférentiels est capable de mieux décrire les transferts de produits phytosanitaires que la version n'intégrant pas ce type d'écoulement (Jarvis et al., 2003). Il faut toutefois noter que les écoulements d'eau n'étaient pas simulés de manière satisfaisante et que certains paramètres avaient dû être estimés pour réaliser les simulations.

## Le modèle PLM

Le modèle PLM (Pesticide Leaching MOdel) est un modèle décrivant le transfert vertical d'eau et de solutés réactifs dans les sols (Hall, 1993 ; Hall & Webster, 1993).

Dans le modèle PLM, l'eau du sol est divisée en trois régions :

- une région où l'eau est immobile : le modèle considère que l'eau est immobile lorsque sa tension est inférieure à 5 kPa (limite de la capacité au champ au Royaume-Uni);
- une région où l'eau est mobile et a un écoulement lent : cette région représente la zone où l'eau traverse des pores saturés ;

- une région où l'eau est mobile et a un écoulement rapide : cette région rend compte du cheminement de l'eau à travers les macropores et les fissures.

Selon le modèle, l'eau mobile est contenue entre la capacité au champ et la saturation. Le paramètre définissant la séparation entre les deux types d'eau mobile est empirique. Il est constant à travers tout le profil et doit être évalué par l'utilisateur.



Illustration 50 – Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PLM

Des études ont montré que ce modèle pouvait prédire des transferts de produits phytosanitaires sous réserve d'une calibration préalable (Hall & Webster, 1993 ; Hall, 1994 ; Nicholls et al., 2000).

Le manque de règles de décision pour déterminer la valeur empirique définissant la séparation entre la zone d'écoulement rapide et celle d'écoulement lent constitue une limite des capacités prédictives de ce modèle.

# Modèles déterministes

## • Le modèle RZWQM

RZWQM (Root Zone Water Quality Model) est un modèle américain 1D qui a été développé afin d'évaluer les effets des pratiques agricoles sur l'environnement (Malone et al., 2004a). Les premiers développements de ce modèle remontent à 1985 mais la première version du code n'a été disponible qu'à partir de 1992 (RZWQM team, 1992).

Dans le modèle RZWQM, le sol est séparé en trois compartiments : i) les micropores où l'eau est immobile, ii) les mésopores où l'eau peut se déplacer lentement et iii) les macropores où l'eau peut se déplacer rapidement. Selon le modèle, les micropores et les mésopores font partie de la matrice.

Le modèle considère que les pluies s'infiltrent dans le sol en suivant une version modifiée de l'équation de Green-Ampt (Green & Ampt, 1911 ; Ahuja, 1983 ; Ahuja et al., 1985) jusqu'à ce que le sol atteigne sa capacité maximale d'infiltration. Dans ce cas l'eau en excès est dirigée vers les macropores.



Illustration 51 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de RZWQM.

L'écoulement au travers des macropores est calculé grâce à la loi de Poiseuille (Ahuja et al., 1993) et l'infiltration latérale depuis les macropores vers la matrice est simulé par des équations de Green-Ampt (Ahuja et al., 1985 ; Ahuja et al., 1999). Il est possible de prendre en compte la présence de zones compactes ou de gaines organiques autour des macropores en limitant le mouvement d'eau des macropores vers la matrice par une modification arbitraire du facteur de sorption latérale (Malone et al., 2004b).

Des études ont montré que la simulation des écoulements par macropores a permis d'améliorer les prédictions du modèle notamment en matière de drainage (Sing et al., 1996 ; Bakhsh et al., 1999 ; Kumar et al., 1998). Toutes les simulations réalisées dans ces études ont nécessité des calibrations préalables.

## • Le modèle CRACK-NP

Le modèle CRACK-NP est un modèle destiné à simuler les mouvements d'eau, de nitrates et de produits phytosanitaires dans des sols à haute teneur en argile ( > 50-60% d'argile), il résulte de la modification du modèle hydrologique CRACK (Jarvis & Leeds-Harrison, 1987 ; Jarvis, 1989).

Dans ce modèle, la porosité du sol est séparée entre les agrégats et les fissures. Le modèle considère que l'eau entre dans la porosité des agrégats selon la théorie d'infiltration de Philip.



Illustration 52 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de CRACK-NP

Le modèle considère que l'eau dans les pores des agrégats ne peut pas s'écouler verticalement. De l'eau rentrant dans les pores d'agrégats ne pourra en ressortir que sous l'action de l'évapotranspiration ou d'une extraction racinaire. Dans les fissures, l'écoulement est décrit à l'aide de l'équation de Hagen-Poiseuille avec des corrections possibles pour la forme des pores.

Plusieurs auteurs ont évalué ce modèle et ont indiqué que CRACK-NP pouvait simuler correctement des transferts d'eau au champ (Armstrong et al., 1995a) et à travers des lysimètres (Beulke et al., 1998). Cependant, le modèle considère qu'il n'y a aucun flux net d'eau dans la matrice et n'est valide que pour des sols riches en d'argile. De plus, le modèle ne peut être paramétré que par des observations sur le terrain. Des difficultés d'ordre pratique font qu'il est quasiment impossible de réaliser ce paramétrage. A notre connaissance, le modèle n'est plus utilisé et ne fait plus l'objet de développements.

## • Le modèle PEARL

PEARL (Pesticide Emission Assessment at the Regional and Local scale) est un modèle 1D décrivant le lessivage. Il a souvent été utilisé pour des travaux de recherche aux Pays-Bas et il sert dans le cadre de l'homologation des produits phytosanitaires en Europe. Lors du projet européen APECOP, une nouvelle version de PEARL été développée afin qu'elle puisse prendre en compte les écoulements préférentiels (Vanclooster et al., 2003).

Dans la nouvelle version de PEARL, en plus de la matrice, deux types de domaines sont décrits. D'abord, le domaine où les macropores sont présents à travers tout le profil. Le volume représenté par ce domaine se réduit de manière linéaire après une certaine profondeur. Ensuite, le domaine où les macropores s'arrêtent à différentes

profondeurs du profil. Le volume de ces pores se réduit selon une fonction puissance. Il n'y a pas d'échange entre ces deux zones. Quand les pluies sont supérieures à la capacité d'infiltration du sol, l'eau en excès est dirigée vers les macropores.



Illustration 53 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de PEARL

La version originale de PEARL utilisait l'équation de Richards pour décrire les écoulements d'eau. Cette équation a été modifié (Van Dam, 2000) pour pouvoir rendre compte des écoulements préférentiels en utilisant des équations implémentées dans le modèle FLOCR (FLOw in CRaking soil, Bronswijk, 1988; Oostindie & Bronswijk, 1992; Hendriks et al., 1999).

La version améliorée de PEARL avec la prise en compte de l'écoulement préférentiel a fait l'objet de peu de tests pour l'instant. Une des rares évaluations a démontré que la nouvelle version de PEARL prenant en compte les écoulements préférentiels était plus adaptée que la précédente pour prédire le transfert d'une matière active (Vanclooster et al., 2003).

Il faut noter que PEARL fait la distinction entre deux types de macropores en fonction de leur comportement dynamique : les macropores permanents dont le volume est indépendant de l'état d'humidité, et les macropores dus aux fissures de rétrécissement dont le volume dépend de la teneur en eau du sol. Seul le volume des pores change, le volume total du sol restant inchangé.

## • Les modèles HYDRUS

HYDRUS 1D est un modèle 1D simulant les mouvements d'eau, de chaleur et de divers solutés dans des milieux variablement saturés.

Le modèle HYDRUS 1D sépare l'eau de sol en deux régions : i) l'eau circulant dans les fractures, les pores inter-agrégats et les macropores, ii) l'eau dans la matrice (les pores

intra-agrégats). Les échanges d'eau entre les deux régions sont calculés au moyen d'une équation de premier ordre.

Le modèle considère que l'écoulement de l'eau n'a lieu que dans les fractures, l'eau de la matrice ne se déplaçant pas. Ce modèle suppose que la matrice, constituée de poche d'eau immobile, peut échanger, retenir ou stocker de l'eau mais ne peut pas participer à l'écoulement. Ces hypothèses mènent à une modèle à double porosité (Van Genuchten & Wierenga, 1976).

L'écoulement de l'eau dans les macropores est basé sur une modification de l'équation de Richards. Une équation de bilan de matière est utilisée pour décrire la dynamique d'humidité dans la matrice (Šimůnek et al., 2003). Des termes sont ajoutés à ces deux équations pour rendre compte de l'adsorption racinaire et des échanges entre les deux régions.



Illustration 54 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de HYDRUS.

HYDRUS 2D est un modèle bidimensionnel qui reprend les mêmes bases que la version 1D. Des études menées sur les versions 2D du modèle HYDRUS indiquent que le modèle amène à des simulations d'écoulement d'eau satisfaisantes (e.g. Gerke & Köhne, 2004), mais des limites dans les procédures de calibration peuvent faire parfois échouer les simulations (Haws, 2005).

Les tests du modèle HYDRUS ont montré des inadéquations entre les simulations des écoulements d'eau et les simulations de transferts de produits phytosanitaires (Meiwirth, 2003). Le fait que les flux d'eau et de matières actives ne pouvaient pas être prédits de manière satisfaisante en même temps a été attribué à des problèmes dans la calibration, à la non homogénéité spatiale des domaines étudiés (Haws et al., 2005), et à la mauvaise description des écoulements préférentiels par le modèle (De Vos et al., 1997). Les paramètres d'HYDRUS sont généralement obtenus par calibration en

utilisant des données réelles. Le modèle est un outil d'utilisation courante dans les études de modélisation de transferts d'eau en présence d'écoulements préférentiels (Coquet et al., 2005 ; Li et al., 2005).

#### • Le modèle VIMAC

VIMAC (Vertical Infiltration through MACroporous swelling soils) est un modèle 1D simulant les mouvements d'eau dans des sols argileux soumis à des cycles de gonflement et de retrait (Greco, 2002).

VIMAC définit trois domaines d'écoulements : la matrice du sol et deux types de macropores. Le premier type de macropores est permanent. Le second représente les fissures dues au retrait des argiles, dont le volume dépend de la teneur en eau de la matrice. Des paramètres ont été ajoutés aux équations des mouvements d'eau dans la matrice et dans les macropores pour signifier des échanges entre ces deux domaines.



Illustration 55 - Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de VIMAC

Dans la matrice de sol, les écoulements sont décrits à l'aide de la loi de Darcy. Dans le premier type de macropores, une équation de cinétique a été écrite en considérant des pores de formes et de dimensions différentes. Dans le second type de macropores, l'équation est écrite en considérant un mouvement laminaire de fine pellicule d'eau à travers des parois de pores parallèles.

Le modèle a été testé et a permis de simuler correctement la teneur en eau d'un sol argileux étudié lors d'expérience en lysimètre (Greco, 2002).

Le modèle VIMAC intègre une fonction permettant de rendre compte des changements de volume du sol. Le modèle utilise les courbes de retrait en relation avec l'indice de vide et la teneur en eau. Le modèle change le nombre de fissures par unité de surface et la profondeur des fissures et il n'y a pas de variation dans le volume du profil.

## • Le modèle DUAL

Le modèle S\_1D\_DUAL (Ray et al., 2004) simule le transport de matières actives dans un milieu poreux. Ce modèle est une amélioration d'un modèle à double perméabilité déjà existant (Gerke & Van Genuchter, 1993 ; Ray et al., 1997).

A l'instar de la majorité des autres modèles à écoulements préférentiels, le modèle S\_1D\_DUAL considère deux domaines d'écoulement : la matrice et les macropores. Les mouvements d'eau entre les domaines se font par une équation prenant en compte la perméabilité de la matière, la taille et la forme des agrégats.

Pour chacun de ces deux domaines, il y a une équation décrivant l'écoulement basée sur l'équation de Richards. Chacune de ces équations a des paramètres propres.

## • Le modèle FLOCR

FLOCR est un modèle 1-D destiné au calcul des flux verticaux en milieu insaturé, il est basé sur le modèle FLOWEX (Wind & Van Doorne, 1975 ; Buitendijk, 1984). FLOCR peut simuler les teneurs en eau du sol mais aussi certains types de retrait-gonflement dans les argiles (Bronswijk, 1988 et 1989). En sus des courbes de rétention et des courbes de conductivité hydraulique communes à tous les modèles décrivant les transferts d'eau en milieu insaturé, FLOCR incorpore un module de rétrécissement du sol (Sol shrinkage characteristic : SSC). Les SSC sont basés sur des relations empiriques entre le taux d'humidité (volume d'eau/volume de solide) et l'indice de vide (volume d'air/volume de solide) selon la relation :

$$\theta = \frac{\upsilon}{1+e}$$

Où  $\theta$  est la teneur en eau volumique, *u* est le taux d'humidité et *e* l'indice des vides.

Les autres variables nécessaires au fonctionnement du modèle peuvent être déterminées par des analyses d'échantillons du profil de sol et des données météorologiques (par exemple l'intensité des pluies, la courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique).



Illustration 56 - Relation indice des vides / taux d'humidité utilisée dans FLOCR pour simuler le rétrécissement du sol (d'après Bronswijk, 1988)

FLOCR calcule une conductivité hydraulique à l'état insaturé (*K*) pour chaque couche de sol comme une fonction de la conductivité hydraulique à l'état saturé (*K*<sub>s</sub>) et de  $\psi$  (la pression de l'eau dans le sol en cm),  $\psi$  étant déterminée grâce à la courbe de rétention.

FLOCR calcule ensuite la vitesse du flux d'eau (v) dans chacune des couches en utilisant une forme dérivée de la loi de Darcy (Wind, 1972) liant la vitesse (v) à la conductivité hydraulique (K) en fonction du temps ( $\Delta$ t). Ce calcul de la vitesse est basé sur l'hypothèse que v est fonction de la profondeur et que la taille de chaque couche est constante durant l'intervalle de temps  $\Delta$ t. Les changements de teneur en eau des couches sont ensuite calculés,  $\theta$  étant dans FLOCR une fonction de v et de  $\Delta$ t.

Les taux d'humidité de chaque couche sont ensuite recalculés à partir des nouvelles teneurs en eau et les indices de vide sont interpolés directement à partir des caractéristiques de rétrécissement du sol. Grâce à ces nouvelles données les changements de volume et d'épaisseur de chaque couche peuvent être calculés.

Le modèle a connu diverses versions depuis les premiers développements en 1988. La version FLOCR 2.0 (Oostindie & Bronswijk, 1992) permet de mieux rendre compte de l'évaporation, de l'apparition de macropores permanents non liés au retrait-gonflement des argiles, du passage de l'eau des macropores/fentes vers la matrice du sol et de l'existence de drainage rapide.

Le modèle continue à recevoir certaines modifications et fait l'objet d'études d'évaluation (par exemple Oostindie & Bronswijk, 1995 ; Kenedy & Price, 2004). Il a été couplé avec des modèles de transfert de solutés, notamment avec le modèle ANIMO qui permet de décrire le cycle de transformation de l'azote et du phosphore et de simuler le transport de ces composés dans l'eau (Hendriks et al., 1999).



Illustration 57 - Représentation schématique d'un profil de sol dans FLOCR.

La matrice du sol est divisée en 20 couches. I désigne l'infiltration vers la matrice,  $I_{C1}$  la part de l'infiltration vers les fentes de retrait provenant de précipitations excédant la limite d'infiltration de la matrice,  $I_{C2}$  la part de l'infiltration vers les fentes provenant de précipitations tombant directement dans les fentes, E l'évapotranspiration,  $q_i$  le flux entre deux couches (loi de Darcy),  $q_{dr}$  le drainage via la matrice,  $q_{fe}$  le flux vers les macropores depuis des couches de perméabilité faible,  $q_{fedr}$  le drainage via les fentes,  $q_{m\rightarrow fe}$  l'infiltration latérale depuis la matrice vers les fentes et  $q_{fe\rightarrow m}$  l'infiltration latérale depuis les fentes vers la matrice (d'après Hendriks et al., 1999).

Bien que basé sur des relations expérimentales décrivant la relation entre l'humidité et l'indice des vides, le modèle FLOCR permet une première approche de l'aspect dynamique des écoulements préférentiels dans les sols. La difficulté de ce modèle reste la paramétrisation forcément subjective et nécessitant une calibration fine.

## • Le modèle MACRO

Le modèle MACRO est un modèle 1D décrivant le transport de l'eau et des solutés en régime transitoire dans des milieux stratifiés. Ce modèle a d'abord été mis au point par Jarvis (1994) et il a connu certaines améliorations (Larsbo & Jarvis, 2003).

Le modèle MACRO considère deux domaines d'écoulement : les micropores et les macropores. Une théorie de transfert de masse de premier ordre est utilisée par le modèle pour réguler les mouvements d'eau entre ces deux domaines.

L'écoulement préférentiel dans MACRO (Jarvis et al., 1991 ; Larsbo & Jarvis, 2003 ; Larsbo et al., 2005) est basé sur deux domaines : les micropores et les macropores. Dans les micropores, la rétention de l'eau est décrite par l'utilisation de l'équation de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980) et la conductivité est simulée par le modèle de Mualem (Mualem, 1976). Dans les macropores, l'écoulement est décrit en utilisant une fonction de dynamique des fluides dépendant de la gravité (Kohler et al., 2001).

La conductivité hydraulique dans les macropores est fonction du taux d'humidité pour cette catégorie de pores. Les transferts d'eau entre les macropores et les micropores sont décrits par une approximation de l'équation de diffusion de l'eau. Quand les micropores sont saturés, une équation est prévue pour le passage de l'eau excédentaire vers les macropores.



Illustration 58 – Schéma conceptuel simplifié du fonctionnement de MACRO

Le modèle MACRO à double perméabilité est un modèle d'écoulement préférentiel particulièrement prometteur qui a bénéficié du plus grand programme d'évaluation en laboratoire et au champ (e.g. Jarvis et al., 1995 ; Bergström et al., 1994 ; Larsson et Jarvis, 1999 ; Jarvis et al., 2000). Le modèle est par ailleurs utilisé par de nombreux pays de l'Union Européenne pour l'évaluation des risques de contamination des ressources en eau liés aux produits phytosanitaires.

En règle générale, le modèle prédit de façon correcte le temps et le volume des percolations/drainage. Il est toutefois connu pour être difficile à paramétrer (Brown et al., 2000). La calibration d'un certain nombre de paramètres importants est nécessaire lors de l'utilisation de ce modèle. Cependant, les analyses de sensibilité et d'incertitudes réalisées sur ce modèle ont montré que les volumes des écoulements étaient de manière générale peu affectés par les variations de valeurs des paramètres d'entrée (Dubus & Brown, 2002).

#### • Le modèle FRAC3DVS

Le modèle FRAC3DVS (Therrien & Sudicky 1994) est un modèle 3D qui permet de simuler le transport de solutés et le transfert d'eau dans un milieu poreux tridimensionnel. Des modifications ont été récemment proposées pour améliorer le modèle et éviter un front de distribution irréaliste entre la matrice et les fractures (Stenemo et al., 2005).

Le modèle considère deux domaines d'écoulement : la matrice et les fractures. Les fractures sont considérées comme des plans en deux dimensions. Un terme dans les équations de mouvement d'eau permet de décrire le passage entre les deux domaines. Ce terme permet d'ajouter ou de retirer une certaine quantité d'eau dans l'un des domaines. Dans les deux domaines d'écoulement, une équation de Richards est utilisée. Dans le cas de la matrice, l'équation a été modifiée pour rendre compte du facteur tridimensionnel (Cooley, 1983 ; Huyakorn et al., 1984). L'équation gouvernant le transfert dans les macropores est construite par analogie en ne prenant en compte que deux dimensions.

Les auteurs mettent en avant que l'utilisation d'un modèle 3D peut permettre une représentation plus réaliste des écoulements préférentiels, notamment par une meilleure prise en compte des connexions entre les fractures. Il est toutefois à noter que le caractère extrêmement complexe de la paramétrisation du modèle limite son utilisation.

## 2.4.4. Conclusions et perspectives sur la modélisation des transferts hydriques dans les sols argileux

L'étude bibliographique présentée ci-dessus a permis d'identifier trois grands types de modèles permettant de simuler les écoulements d'eau dans les sols argileux : les modèles probabilistes/stochastiques, les modèles empiriques et les modèles déterministes. Les modèles stochastiques, bien que présentant un intérêt dans un contexte de recherche, n'ont fait l'objet que de peu d'études et leur validité n'a donc été que très peu évaluée. Compte tenu de la complexité et de l'hétérogénéité des phénomènes impliqués, la majorité des développements de modèles existants se basent sur la définition de 2 (ou 3) domaines d'écoulement caractérisés par des vitesses de transport différentes. Une des difficultés dans l'utilisation de ces modèles tient au manque de méthodes disponibles pour les paramétrer, si bien que le caractère prédictif de ces modèles reste intrinsèquement incertain.

Dans le cadre du présent projet et suite à l'étude bibliographique menée, MACRO semble être le modèle le plus approprié pour mener à bien des simulations de concentrations en eau dans les sols argileux des sites expérimentaux instrumentés. Les premières versions du modèle datent du début des années 90 et le modèle a fait l'objet de nombreuses études d'évaluation depuis. Les auteurs du modèle ont par ailleurs développé un certain nombre de fonctions de pédotransfert permettant de paramétrer le modèle à partir de données de base telles que la granulométrie ou le taux de carbone organique.

Le modèle MACRO sera utilisé dans le cadre du présent projet pour simuler les teneurs en eau à différentes profondeurs dans les sols des deux sites pilotes. L'ensemble de ces informations pourra par la suite être utilisé dans un modèle mécanique approprié pour prédire le retrait ou le gonflement d'un volume de sol. Ce modèle doit pouvoir unir la déformation volumique avec l'humidité du sol et la contrainte physique. Des courbes de retrait indiquant le volume spécifique du sol en fonction de sa teneur en eau (masse d'eau / masse totale) pourront être utilisées à cette fin.

La majorité des interactions entre les sols et l'atmosphère se passe dans la tranche de sol la plus superficielle jusqu'à environ 1 à 2 mètres de profondeur. Les variations de la teneur en eau y sont rapides et conséquentes. A des profondeurs plus importantes, les variations sont généralement moins rapides et d'amplitude plus réduites. De manière générale, les modèles hydrogéologiques représentant les transferts d'eau dans le sous-sol ne sont pas utilisables dans le cadre du présent projet car ils n'ont pas un discrétisation verticale assez fine pour simuler la dynamique des échanges d'eau entre le sol et le l'atmosphère. Une exception notable est le modèle hydrogéologique MARTHE du BRGM qui a été récemment adapté pour simuler le devenir des pesticides depuis la surface du sol jusque dans les nappes (Thiéry et al., 2004). Des modifications actuellement en cours sur le modèle lui permettront de prendre en compte les écoulements préférentiels dans le transfert de l'eau et ainsi de simuler les transferts d'eau et de polluants dans une large gamme de sols, en 1D, 2 D et 3D. Audelà du modèle unidimensionnel MACRO, MARTHE pourra être utilisé dans le cadre de veloppements futurs sur cette thématique du retrait-gonflement des sols argileux.

# 2.5. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LA MODELISATION DES DEFORMATIONS D'UN SOL ARGILEUX EN FONCTION DE SON ETAT HYDRIQUE (LMSSMAT, LAEGO)

## 2.5.1. Modélisation du comportement des sols gonflants non saturés

Les modèles élastoplastiques proposés pour les sols non saturés ne permettent pas de prévoir le comportement des sols gonflants. Ceci est dû principalement à la structure complexe de ce genre de sol et à l'influence de l'état initial et du chemin de contraintes suivi aussi bien sur le taux de gonflement que sur les pressions de gonflement (Brackley, 1973; Justo *et al.,* 1984). Les principaux modèles destinés aux sols gonflants non saturés sont définis ci-après.

# 2.5.2. Modèle de Barcelone pour les sols gonflants non saturés (BExM)

Les auteurs du modèle <u>Barcelona Basic Model BBM</u> (Alonso *et al.*, 1987 et 1990) ont proposé une évolution de ce modèle destinée aux sols expansifs ; il s'agit du <u>Barcelone Expansive Model BExM</u> (Gens et Alonso, 1992 ; Alonso *et al.*, 1999).

#### Description du modèle

Le modèle BExM considère une structure à deux échelles pour les sols gonflants : la microstructure qui correspond aux minéraux actifs de l'argile constituant les agrégats, et la macrostructure qui tient compte du reste de la structure du sol et de l'arrangement des agrégats. La microstructure est supposée saturée et présente un comportement réversible indépendant du comportement de la macrostructure, tandis que la macrostructure peut voir son degré de saturation varier. La microstructure est couplée à la macrostructure, ce couplage se traduisant par la possibilité d'apparition de déformations plastiques macrostructurales à partir des déformations microstructurales élastiques. Le comportement de la macrostructure défini dans le modèle BBM par la courbe LC (Loading Collapse) traduit l'augmentation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion (Illustration 59). Le comportement de la microstructure est considéré comme toujours réversible et ne dépend que de la contrainte effective classique  $[p' = (p - u_w) = (p - u_a + u_a - u_w) = (p^* + s)]$ , où  $(p^*)$  est la contrainte moyenne nette égale à la différence entre la contrainte moyenne (p) et la pression de l'air  $(u_a)$ , et (s) est la succion définie comme étant la différence entre la pression de l'eau  $(u_w)$  et la pression de l'air régnant dans un sol non saturé. Ceci permet de définir dans le plan  $(p^*-s)$  une ligne dite «*Neutral Line*» orientée à 45° par rapport aux axes et qui sépare la zone du gonflement microstructural de la zone de retrait microstructural (Illustration 59a). Le couplage entre la microstructure et la macrostructure permet de définir de part et d'autre de la ligne neutre, deux nouvelles lignes notées (SI: Suction Increase) et (SD: Suction Decrease), qui délimitent la zone des déformations élastiques de la macrostructure en réponse à une sollicitation hydrique.



Illustration 59 - Surfaces de charges du modèle BExM : (a) dans le plan [p\*,s] ; (b) dans l'espace [p\*,q,s] (Alonso et al., 1999)

Ce modèle a été conçu et formulé pour des états de contrainte isotrope et triaxial. Sous chargement isotrope, ce modèle utilise deux variables indépendantes : la contrainte moyenne nette ( $p^*$ ) et la succion (s). Dans le cas triaxial, une troisième variable utilisée est la contrainte déviatorique q. La surface de charge dans ce cas est tridimensionnelle

(Illustration 59b). Alonso *et al.* (1999) supposent que, pour des valeurs constantes de la succion, elle se réduit à une ellipse dont l'équation est donnée par l'équation (2).

$$q^{2} - M^{2} \left( p^{*} + p_{s} \right) \left( p_{0}(s) - p^{*} \right) = 0$$
 (2)

où *M* est la pente de la courbe d'état critique supposée indépendante de la succion et  $p_s = k.s$ , avec *k*, un paramètre décrivant l'augmentation de la cohésion avec la succion et  $p_0$ , la pression de préconsolidation apparente pour une succion donnée *s* :

$$\frac{p_0}{p_c} = \left[\frac{p_0}{p_c}\right]^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad \text{avec} \quad \lambda(s) = \lambda(0) \left[r + (1-r)\exp(-\beta s)\right] \quad (3)$$

2(0) 10

où  $p_0^*$  est la pression nette de préconsolidation sous une succion nulle,  $p_c$  est une pression de référence,  $\kappa$  est le coefficient de compressibilité élastique,  $\lambda(s)$  est le coefficient de compressibilité plastique à succion constante, r est un paramètre lié à la rigidité du sol et  $\beta$  un paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la rigidité avec la succion.  $\kappa$  est supposé indépendant de la succion alors que  $\lambda$  diminue quand la succion augmente. Les surfaces de charge *SD* et *SI* sont contrôlées par les deux variables  $s_h$  et  $s_0$  qui sont les succions au-delà desquelles les déformations macrostructurales plastiques apparaissent respectivement lors de l'humidification et lors de la dessiccation, lorsque la contrainte moyenne nette est nulle.

Deux variables internes sont définies pour les lois d'écrouissage des surfaces de charge SI, SD et *LC*. L'écrouissage des surfaces *SI* et *SD* est régi par la variable  $d\alpha_1 = d\varepsilon_{vSI}^p + d\varepsilon_{vSD}^p$ , où  $d\varepsilon_{vSI}^p$  et  $d\varepsilon_{vSD}^p$  sont les déformations volumiques plastiques dues à l'activation respectivement de *SI* et *SD*. L'écrouissage de la surface *LC* est régi par la variable  $d\alpha_2 = d\varepsilon_{vSI}^p + d\varepsilon_{vSD}^p + d\varepsilon_{vSD}^p + d\varepsilon_{vLC}^p$ , où  $d\varepsilon_{vLC}^p$  est la déformation volumique plastique due à l'activation de *LC*. Les lois d'écrouissage sont données par :

$$ds_h = \frac{K_m \, d\alpha_1}{f} = ds_0 \quad \text{et} \quad \frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{(1+e_M)}{\lambda(0)-\kappa} \, d\alpha_2 \tag{4}$$

où  $e_M$  est l'indice des vides macrostructural,  $K_m$  est le module de compressibilité de la microstructure et f correspond à la fonction du couplage micro-macrostructurale utilisée.  $f = f_I$  si SI est activée et  $f = f_D$  si SD est activée. Nous observons qu'avec les deux lois d'écrouissage ainsi définies, un déplacement de SI ou de SD, défini par  $ds_0 > 0$  ou  $ds_h > 0$ , correspond à une déformation plastique  $d\varepsilon_{vSI}^p > 0$  ou  $d\varepsilon_{vSD}^p > 0$ . Cet apport à la déformation volumique total  $d\alpha_2$  va produire une augmentation de  $dp_0^*$  qui correspond à un déplacement de la courbe LC (Illustration 60a et Illustration 60b). Tandis que, l'activation de la surface de charge LC ne produit aucun écrouissage de SI ni de SD, en d'autres termes, un déplacement de LC n'entraîne pas un déplacement de SI ni de SD (Illustration 60c).

Deux expressions appropriées sont considérées pour  $K_m$  dépendant du type d'expansion du modèle :

$$K_m = \frac{e^{-\alpha_m(p^*+s)}}{\beta_m}$$
 ou  $K_m = \frac{(1+e_m)(p^*+s)}{\kappa_m}$  (5)

où  $e_m$  est l'indice des vides microstructural (l'indice des vides est donné par  $e = e_m + e_M$ ),  $\kappa_m$  est l'indice de compressibilité de la microstructure,  $\alpha_m$  est un paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la rigidité microstructurale du sol avec la contrainte totale et  $\beta_m$  est un paramètre lié à la rigidité microstructurale du sol.

Trois types d'équations pour les fonctions de couplage micro-macrostructurale f ont été proposés (Illustration 61).



Illustration 60 - Couplage entre les différentes surfaces de charge du modèle BExM : a) cas d'un séchage, b) cas d'une humidification, c) cas d'un chargement mécanique (Gens et Alonso, 1992)

Référence	Fonction	Expression	Paramètres	Matériau
Alonso <i>et</i> <i>al.</i> (1999)	$f_I$	$f_{I0} + f_{I1} \left(\frac{p^*}{p_0}\right)^{n_I}$	$f_{I0}, f_{II}$ et $n_I$	Boom clay
	$f_D$	$f_{D0} + f_{D1} \left(1 - rac{p^*}{p_0} ight)^{n_D}$	$f_{D0}, f_{DI}$ et $n_D$	Boom clay
Alonso <i>et</i> <i>al.</i> (2001)	$f_I$	$f_{I} = \frac{f_{I1} - f_{I2}}{\pi} \operatorname{atan} \left[ k_{I} \left( \frac{p^{*}}{p_{0}} - x_{I} \right) \right] + \frac{f_{I1} + f_{I2}}{2}$	$f_{II}, f_{I2}, k_I \operatorname{et} x_I$	mélange bentonite - sable
	$f_D$	$f_{D} = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} \operatorname{atan} \left[ k_{D} \left( \frac{p^{*}}{p_{0}} - x_{D} \right) \right] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2}$	$f_{DI}, f_{D2}, k_D$ et $x_D$	
Lloret <i>et</i> <i>al.</i> (2003)	$f_I$	$f_I = a_I + b_I \tanh\left[c_I\left(\frac{p^*}{p_0}\right) - d_I\right]$	$a_I, b_I, c_I \operatorname{et} d_I$	bentonite contenant plus
	$f_D$	$f_D = a_D + b_D \tanh\left[c_D \left(\frac{p^*}{p_0}\right) - d_D\right]$	$a_D, b_D, c_D$ et $d_D$	que 90 % de montmorillonite

Illustration 61 - Expressions des fonctions de couplage micro-macrostructurale

Dans le cas d'un état de contrainte isotrope, le rapport  $(p^*/p_0)$  est une mesure de la distance de l'état de contrainte actuel à la surface de charge *LC*. Quand un état de contrainte déviatorique existe, cette distance ne peut pas être exprimée par  $(p^*/p_0)$ . La mesure adoptée pour la distance présentée dans les fonctions  $f_I$  et  $f_D$  est  $p^{**}/p_0$ , où :

$$p^{**} = p^* + \frac{q^2}{M^2 \left(p^* + k s\right)} \tag{6}$$

## Chemins d'humidification / drainage

Les sols gonflants montrent un comportement particulier lors de cycles d'humidification/drainage. Pour en rendre compte, Alonso *et al.* (1999) ont présenté une évolution de leur modèle basée sur une confrontation entre gonflement et effondrement à partir des fonctions  $f_{\rm D}$  et  $f_{\rm I}$ .

Pousada (1984) a réalisé des essais cycliques d'augmentation et de réduction de la succion à différentes pressions verticales sur une argile de Madrid en utilisant un œdomètre à succion contrôlée. Il a pu constater que la déformation macrostructurale plastique diminue quand la pression verticale augmente, c'est-à-dire quand le rapport  $(p^*/p_0)$  augmente. Ainsi, dans leur modèle, Alonso *et al.* (1999) considèrent que la fonction  $f_D$  est une fonction de  $(p^*/p_0)$ . Un raisonnement analogue permet de déduire que la fonction  $f_I$  est une fonction croissante de  $(p^*/p_0)$ . Leurs formes sont données sur l'Illustration 62.

Au cours d'un cycle les deux fonctions sont sollicitées successivement. A la fin d'un cycle, la tendance peut être à une contraction ou bien à une expansion du matériau, ceci dépendant du niveau du rapport ( $p^*/p_0$ ). Il vient ainsi :

- à faible surcharge (à gauche du point E sur l'Illustration), la fonction *f*<sub>D</sub> est supérieure à *f*<sub>l</sub>, les déformations plastiques de type expansion sont supérieures aux déformations plastiques de compression : la tendance est donc à l'expansion du matériau ;
- à forte surcharge, le phénomène inverse se produit avec accumulation de déformations de type compression.

Le modèle permet de rendre compte des comportements différents observés par plusieurs auteurs. Il reste à rendre compte de l'évolution de ces propriétés avec le nombre de cycles. Si l'on réalise par exemple, des cycles d'humidification/séchage sur une argile sujette au phénomène de retrait-gonflement sous une pression verticale faible, on se situe donc à la gauche du point E (point A; Illustration 62), les déformations plastiques durant l'humidification sont plus fortes que les déformations plastiques du séchage. Au bout du cycle, un gonflement du matériau peut être enregistré. Le sol ayant gonflé, la structure est plus lâche qu'à l'état initial, ce qui peut s'assimiler à un écrouissage négatif (rétrécissement de la surface de charge LC). La contrainte de préconsolidation  $p_0$  est donc plus faible. La contrainte moyenne,  $p^*$ , n'ayant pas changée, le rapport  $(p^*/p_0)$  est donc augmenté. Dans le diagramme de l'Illustration 62 on se rapproche du point E. Or plus on se rapproche de ce point E plus les deux fonctions  $f_D$  et  $f_I$  donnent des valeurs de gonflement et de compression identiques : il y a donc au fur et à mesure des cycles, une neutralisation progressive des deux tendances. Au bout de N cycles les déformations plastiques disparaissent : le comportement devient purement élastique.

D'une manière analogue, si l'on réalise des cycles d'humidification/séchage en partant d'un état défini par le point C (à droite du point E), le mécanisme inverse se produit. Le matériau se rétrécit au bout du premier cycle, entraînant une augmentation de la pression de préconsolidation et donc une diminution du rapport ( $p^*/p_0$ ). Au bout du deuxième cycle, l'état de contrainte est représenté par le point D. Ainsi, au bout d'un certain nombre de cycles on converge vers le point E.



Illustration 62 - Forme typique des fonctions de couplage  $f_I$  et  $f_D$  (Alonso et al., 1999)

## Détermination des paramètres du modèle

Le modèle *BExM* regroupe les paramètres du modèle de Cam-Clay modifié, du modèle de base *BBM* ainsi que certains paramètres supplémentaires. L'ensemble des ces paramètres est défini dans le tableau ci-dessous (Illustration 63).

Modèle	Paramètre	Unité	Essais nécessaires		
	М	(-)	3 essais triaxiaux classiques		
Cam-Clay modifié BBM – BExM	$e_0$	(-)			
	К	(-)	un essai de chargement/déchargement sous une succion nulle au moins deux essais de chargement/déchargement sous succion contrôlée dont le chemin de contrainte est entièrement compris dans le domaine élastique		
	$\lambda(0)$	(-)			
	$p_0^*$	(MPa)			
	r	(-)			
BBM – BExM	β	(MPa⁻¹)			
	$p_c$	(MPa)			
	Ks	(-)	un essai comportant un cycle de succion sous une		
			charge verticale constante		
	k	(-)	essais de cisaillement à différentes succions		
	S <sub>h</sub>	(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		
BExM	$f_{I0}, f_{II}$ OU $a_I$	(-)	un essai comportant des cycles hydriques sous une charge verticale constante		
	$f_{II}, f_{I2} \operatorname{ou} b_{I}$	(-)			
	$n_I, k_I $ ou $c_I$	(-)			
	$f_{D0}, x_I \operatorname{ou} d_I$	(-)			
	$f_{DI}, f_{DI}$ ou $a_D$	(-)			
	$n_I, f_{D2}$ ou $b_D$	(-)			
	$k_D$ ou $c_D$	(-)			
	$x_D$ ou $d_D$	(-)			
	$k_m$	(-)			

Illustration 63 - Les différents paramètres du modèle BExM

# Performances et limites du modèle BExM

L'introduction de la surface de charge *SD* dans le modèle *BExM* permet de reproduire le gonflement irréversible lors d'une humidification. De même, ce modèle autorise la modélisation des variations de volume enregistrées au cours des cycles hydriques successifs en intégrant l'influence de la charge verticale. L'utilisation du rapport de préconsolidation ( $p^*/p_0$ ) permet d'intégrer explicitement l'importance de la densité sur le comportement hydromécanique des sols gonflants. Ce modèle introduit aussi un couplage entre le gonflement du sol et son comportement mécanique.

Le modèle pose l'hypothèse d'une surface de charge *NL* incliné à 45° par rapport aux axes ( $p^*$ ,s). Cette hypothèse nécessite que la microstructure reste saturée quel que soit le niveau de succion, ce qui n'est pas forcement vérifié dans la gamme des très fortes succions.

L'utilisation de la contrainte effective à l'échelle microstructural est pratique car elle permet de calculer facilement les déformations microstructurales. Cependant, dès que l'on passe à l'échelle structurale supérieure, il n'y a plus équivalence entre succion et contrainte. Or l'utilisation de surfaces de charge *SI* et *SD* parallèles à la *NL* implique implicitement que l'on conserve encore l'équivalence. Le choix de telles surfaces de charge a été fait en première approximation par manque de données expérimentales.

Alonso *et al.* (1999) ont montré que le modèle est capable d'expliquer et reproduire l'accumulation de déformations au cours des cycles d'humidification/drainage. Cependant, la stabilisation du niveau de déformation plastique n'apparaît pas au cours des cycles.

Un préalable à l'utilisation du modèle pour le calcul est la connaissance des fonctions de couplage ( $f_D$  et  $f_I$ ) qui ne semblent pas aisément accessibles expérimentalement. Les auteurs proposent une forme pour ces fonctions sans donner de précision sur leur choix.

La dépendance des paramètres mécaniques vis-à-vis du chemin de contrainte suivi n'est pas intégrée dans ce modèle (dépendance de la pente  $\lambda(s)$  par rapport au chemin de contrainte hydrique suivi) ; la compressibilité semble être fonction de la plus grande succion qu'a connue le sol au cours de son histoire.

Ainsi, le modèle ne donne aucune information sur la variation de la teneur en eau ou du degré de saturation. Il ne peut donc pas être utilisé, par exemple, pour prédire le comportement du sol non saturé durant un chargement non drainé lorsque la variation de la succion est déterminée par la condition que la teneur en eau demeure constante. Afin de prendre en considération le comportement des sols gonflants non saturés durant ce type de chargement (non drainé), des équations additionnelles considérant le changement du degré de saturation durant différents chemins de contraintes doivent être introduites dans ce modèle.

# 2.5.3. Modèle de comportement hydromécanique des sols gonflants fortement compactés (Cui et al., 1998 ; Yahia-Aïssa, 1999)

# Présentation générale

Cui *et al.* (1998) et Yahia-Aïssa (1999) ont présenté un modèle élastique non linéaire permettant de décrire le comportement des sols gonflants fortement compactés. Ce modèle est basé sur des observations expérimentales obtenues sur l'argile FoCa dont les principales sont les suivantes :

- les essais d'humidification/drainage et de chargement/déchargement ont montré un comportement réversible, relié à l'absence de l'effondrement des macropores ;
- les indices des vides des échantillons chargés puis remouillés correspondent bien à la courbe de compression obtenue à partir d'un échantillon compacté saturé. Donc, la courbe de compression à l'état saturé semble être la référence de la stabilité du gonflement.

 la compression à succion contrôlée fait apparaître une pression limite à partir de laquelle le comportement volumique du matériau devient indépendant de la succion. Cette pression limite représente le contact avec la courbe de compression à l'état saturé (courbe de référence stable).

Ces observations sont représentées schématiquement dans l'Illustration 64. L'hydratation des échantillons à partir des points a et b, correspondant aux pressions respectives  $p_1$  et  $p_2$ , génère du gonflement suivi d'une stabilisation aux points respectifs a' et b', situés sur la courbe de compression à l'état saturé. A ces points, la succion n'est pas égale à zéro, bien que la stabilisation du gonflement lors d'une humidification soit atteinte. La succion de stabilisation augmente avec l'augmentation de la pression appliquée. On voit aussi sur l'Illustration 64 la bonne correspondance du point de stabilisation du gonflement (points a' et b' : chemins  $a \rightarrow a'$  et  $b \rightarrow b'$ ) avec la pression limite (points a' et b' : chemins  $a_1 \rightarrow a'$  et  $b_2 \rightarrow b'$ ), nommée aussi "pression de gonflement en compression". Cette pression augmente avec l'augmentation de la succion.

La synthèse de ces observations a conduit à mettre en évidence l'existence d'une courbe de stabilisation du gonflement, nommée CSC (*Critical Swelling Curve*), prenant en compte l'effet du couplage succion-pression sur la déformation volumique du matériau. Une représentation de cette courbe dans le plan pression-succion est donnée sur l'Illustration 65.



Illustration 64 - Représentation schématique du comportement hydromécanique des sols gonflants fortement compactés (Yahia-Aïssa, 1999)



Illustration 65 - Schématisation de la courbe CSC (Yahia-Aïssa, 1999)

Dans la partie gauche de la courbe, l'humidification d'un échantillon sous charge constante génère du gonflement élastique jusqu'à atteindre la courbe de stabilité CSC. Au-delà, aucune déformation volumique n'est admise, bien que la succion diminue dans l'échantillon. En fait, la succion limite est liée à la contrainte mécanique appliquée, et elle augmente avec l'augmentation de la contrainte, ce qui est illustré sur l'Illustration 65.

De même, la compression à succion constante dans la partie gauche génère des déformations élastiques dépendant de la succion. A l'atteinte de la courbe de stabilité, la déformation volumique devient équivalente à celle de l'échantillon saturé. La courbe représente donc une limite en dessous de laquelle l'effet de la succion sur le comportement volumique disparaît.

## Formulations mécaniques et hydriques des variations de volume

En mécanique des sols, les variations de volume des sols sont habituellement présentées dans un diagramme semi-logarithmique e-log(p) (indice des videslogarithme de la contrainte). Les relations linéaires dans ce diagramme fournissent des formulations mathématiques plus faciles, comme observé dans les modèles de Cam-Clay. Quand des contraintes élevées sont appliquées, la relation liant les variations de volume en fonction du logarithme de la contrainte devient non linéaire et n'est plus adéquate. La présentation des mêmes données dans un diagramme logarithmique log(p)-log(e) semble plus appropriée et conduit à adopter une expression exponentielle, correspondant à une relation linéaire dans ce diagramme logarithmique.

Cui *et al.*, (1998) ont proposé ainsi d'adopter l'expression suivante pour la variation de volume en fonction de la contrainte nette moyenne :

$$e = A_p(s) \times p^{N_p(s)} \tag{7}$$

qui dépend de deux paramètres :  $A_p(s)$  qui est la valeur de l'indice des vides à la pression correspondante à 1 MPa, et  $N_p(s)$  représente la pente de la courbe de compressibilité dans le diagramme log(p)-log(e). Ces deux paramètres dépendent de la succion imposée *s*. En analysant les courbes de compression obtenues expérimentalement, Cui *et al.*, (1998) ont déduit que l'allure de ces deux fonctions peut être représentée par les fonctions suivantes :

$$A_n(s) = a \times s^b$$
 et  $N_n(s) = c \times \operatorname{Ln}(s) + d$  (8)

où *a*, *b*, *c* et *d* sont les paramètres du modèle.

La combinaison des équations (7) et (8) permet de déduire l'expression incrémentale de la déformation volumique élastique sous chargement mécanique suivante :

$$d\mathcal{E}_{vp}^{e} = \frac{(a \times s^{o})}{1 + e_{0}} \times (c \operatorname{Ln}(s) + d) * p^{c^{*}\operatorname{Ln}(s) + d - 1} dp (9)$$

Afin de respecter le principe de conservation d'énergie relative à la nature élastique du comportement, les auteurs du modèle ont déduit la formulation hydrique à partir de la formulation mécanique. En effet, à partir des équations (7) et (8) on peut écrire :

$$e = (a \times p^d) \times \left(s^{c \operatorname{Ln}(p) + b}\right) \tag{10}$$

Cette dernière équation est de la forme :

$$e = A_s(p) \times s^{N_s(p)} \tag{11}$$

avec :

$$A_{s}(p) = a \times p^{d}$$
 et  $N_{s}(p) = c \times \operatorname{Ln}(p) + b$  (12)

Ainsi, l'écriture de l'expression incrémentale de la déformation volumique élastique sous chargement hydrique peut être établie par :

$$d\varepsilon_{vs}^{e} = \frac{(a \times p^{d})}{1 + e_{0}} \times (c \operatorname{Ln}(p) + b) \times s^{c \times \operatorname{Ln}(p) + b - 1} ds$$
(13)

#### Fonctionnement du modèle

Pour montrer le fonctionnement du modèle dans le cas d'un chargement mécanique, deux chemins de compression à succion contrôlée sont présentés sur l'Illustration 66a :  $(a_1 - b_1 - c_1)$  et  $(a_2 - b_2 - c_2)$ . Les variations de volume correspondantes sont présentées sur l'Illustration 66b. Tant que la courbe CSC n'a pas été touchée par le chemin de chargement  $(a_1 - b_1, a_2 - b_2)$ , l'évolution de l'indice des vides avec la pression

suit une allure linéaire, dont la pente est reliée à la succion. Quand la courbe CSC est atteinte (points  $b_1$  et  $b_2$ ), la courbe rejoint la courbe de compression à l'état saturé. Par conséquent, les indices des vides des deux chemins deviennent confondues à la fin de chargement après avoir croisé la courbe CSC (points  $c_1$  et  $c_2$ ).

Sur l'Illustration 67a, deux chemins d'hydratation sous deux charges distinctes,  $p_1$  et  $p_2$ , sont représentées  $(a_1 - b_1 - c_1)$  et  $(a_2 - b_2 - c_2)$  afin de montrer le fonctionnement du modèle dans le cas d'un chargement hydrique. L'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion appliquée est présentée dans un plan logarithmique (Illustration 67b). La réponse du matériau lors de son hydratation sous charge se traduit par un gonflement dont la pente, linéaire dans le plan logarithmique, diminue avec la contrainte appliquée  $(a_1 - b_1 \text{ et } a_2 - b_2)$ . Quand la courbe CSC est atteinte (points  $b_1$  et  $b_2$ ), l'hydratation des échantillons n'engendre plus de gonflement. La stabilisation du gonflement se fait à une succion plus forte quand la contrainte est plus forte. Par conséquent, l'indice des vides final après stabilisation diminue avec l'augmentation de la contrainte (points  $c_1$  et  $c_2$ ).



Illustration 66 - Fonctionnement du modèle lors d'une compression à succion contrôlée (Yahia-Aïssa, 1999)



Illustration 67 - Fonctionnement du modèle lors d'une hydratation sous charge (Yahia-Aïssa, 1999)

## Détermination des paramètres du modèle

Les six paramètres du modèle sont les suivants : *a*, *b*, *c*, *d*,  $A_p(0)$  et  $N_p(0)$ . Les paramètres d'états sont également à connaître ; ils correspondent respectivement au volume spécifique initial, et aux valeurs initiales de la succion et de la pression.

Ces paramètres sont facilement déterminables à l'aide de quatre essais de compression ou d'hydratation sous charge à succions contrôlées, pour déterminer *a*, *b*, *c* et *d*, avec un essai de compression de l'échantillon à l'état vierge saturé, pour déterminer  $A_p(0)$  et  $N_p(0)$ .

## **Commentaires**

Le modèle non linéaire élastique développé par Cui *et al.*, (1998) et Yahia-Aïssa (1999) est basé principalement sur les observations expérimentales sur un matériau gonflant très dense (FoCa). Quelques concepts de base ont été pris du modèle de Barcelone (Gens *et al.*, 1992), avec des changements substantiels dus à l'absence des macropores dans les argiles fortement compactées. La courbe de gonflement critique CSC introduite dans le modèle est originale, elle permet de traduire de façon satisfaisante le couplage hydromécanique dans ce type de matériau.

Le modèle semble être en même temps simple et performant : simple parce que c'est un modèle élastique non linéaire, exigeant seulement six paramètres ; performant parce que les simulations, réalisées par Cui *et al.*, (1998) sur l'argile FoCa, fournissent des prévisions satisfaisantes, sous sollicitation hydrique et mécanique. En revanche, la validation du modèle n'est pas encore réalisée sur d'autres matériaux gonflants fortement compactés. Des améliorations de ce modèle devront également être effectuées pour qu'il prenne en compte le chemin de contrainte suivi ainsi que l'effet de l'anisotropie.

# 2.5.4. Conclusion

Les modèles de comportement volumiques des sols gonflants compactés sont actuellement assez peu répandus, du fait de la spécificité de ces matériaux, et de la difficulté des études expérimentales couplées tenant compte des effets de changement de succion et de contrainte. Le modèle le plus connu est celui développé par le groupe de Barcelone (*BExM*), concernant des argiles de faible densité, et intègrent les phénomènes d'effondrement-gonflement liés à la double structure. Ce modèle permet de prendre en compte les particularités des sols gonflants, notamment lorsque le chemin de contrainte de l'essai comprend une humidification. Cependant, l'utilisation du modèle *BExM* apparaît complexe en raison du nombre élevé d'essais nécessaires à la définition des différentes surfaces de charge qu'il propose. Ainsi, ce modèle ne tient pas compte du comportement réversible des sols gonflants fortement compactés et de l'absence du phénomène d'effondrement pour ces types de sol.

Les études expérimentales réalisées par Cui *et al.*, (1998) et Yahia-Aïssa (1999) ont mis en évidence pour des sols fortement compactés un seuil de densité, au-dessus duquel l'effondrement n'est plus observé, l'hydratation se traduisant par un gonflement même sous fortes contraintes. L'aspect réversible au niveau microscopique considéré

dans le modèle de Barcelone (*BExM*) semble ainsi s'étendre au niveau macroscopique pour les fortes densités, du fait de la disparition de la macroporosité. Cette réversibilité permet aux auteurs d'aboutir à un modèle de comportement élastique assez simple.

# 2.6. BIBLIOGRAPHIE SUR LA CARACTERISATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURES (CSTB)

## 2.6.1. Considérations générales

Les conséquences de tassements de sol sur la structure sont bien connues et ont fait l'objet de nombreuses expertises. Si nous n'avons pas recensé de modèles numériques calibrés sur ce retour d'expérience, il existe un certain nombre d'abaques donnant des prévisions de dégradation, en fonction de la pente, la déformation, l'angle de distorsion ou la longueur des ouvrages.

Prenons l'exemple de l'abaque de Wagner et Schumann (Illustration 68), issu d'observations effectuées dans différents pays miniers, définissant des zones d'isodégradation en fonction de l'inclinaison de la structure et de la déformation horizontale.



Illustration 68 – Abaque de Wagner et Schumann (1991)

Même si les abaques ne permettent pas d'appréhender l'ensemble des facteurs rentrant en compte dans l'interaction sol-structure, ils donnent cependant une bonne estimation des désordres prévisibles au niveau global.

Outre les problèmes de tassements, il existe de nombreux documents traitant des mouvements de sol. Ces mouvements sont généralement décomposés en termes de déformation d'une part, et de courbure d'autre part. En effet, la réponse d'un bâti à ces deux types de mouvements n'est pas appréhendée de la même manière.

## 2.6.2. Comportement vis-à-vis des déformations verticales

Suite aux phénomènes de retrait et gonflement des argiles, les sols subissent des déformations verticales.

En admettant que cette déformation soit uniforme sur toute l'emprise d'un ouvrage, celui-ci ne subira aucun désordre. Par contre, des déformations différentielles se traduiront par des fissurations, liées à l'inclinaison elle-même, mais aussi à la courbure du sol (Illustration 69, Illustration 70).



Illustration 69 – Inclinaison de fondations ponctuelles (Deck, 2002)



Illustration 70 – Inclinaison d'une fondation filante (Deck, 2002)

Il faut donc traduire les différences de tassements par des phénomènes de courbure. On peut associer ainsi la problématique de tassement à de nombreuses parutions qui proposent plusieurs schémas d'analyse de réponse du bâti en zone de courbure. Les illustrations suivantes (Illustration 71, Illustration 72) mettent ainsi en évidence deux phénomènes :

- d'une part une redistribution des charges du bâti sur le sol, qui en certains points sont telles que le sol atteint généralement sa limite élastique,
- d'autre part un décollement des fondations dans le cas de perte de contact avec le sol. Cette situation est à l'origine des désordres des bâtis qui n'ont pas été conçus en conséquence.



Illustration 71 – Distribution des contraintes dans le sol en cas de courbure (Deck, 2002)



Illustration 72 – Poussée du terrain sur un mur de fondation (Deck, 2002)

## 2.6.3. Comportement vis-à-vis des déformations horizontales

Même si les mesures in situ ne permettent pas de mesurer directement les déformations horizontales, le phénomène de déformation horizontal peut exister, en particulier au droit des murs de soubassement et des sous-sols.

Les phénomènes de retrait ont tendance à diminuer les efforts de poussée sur les murs enterrés. En revanche, le gonflement l'augmente, et peut provoquer des désordres graves par flexion des fondations ou des murs. Ces désordres peuvent être aggravés s'ils sont combinés à des effets de torsion (cas des ouvrages de forme irrégulière en plan par exemple). Les efforts de poussées peuvent être modélisés simplement par la mécanique des sols, et sont de toute manière plafonnés aux efforts de mise en butée des terres.

Lorsque les fondations sont faiblement enterrées, les phénomènes de déformation horizontale peuvent provoquer des frottements pouvant aller jusqu'au glissement du sol sous les fondations dans les cas extrêmes. Toute la question est de savoir si la déformation se traduit par des efforts importants dans la structure. La réponse est complexe, puisqu'elle dépendra de la profondeur d'ancrage, de la forme des soubassements et des fondations... Ce phénomène ne peut donc pas être appréhendé de manière générale. Il en va plus de la conception particulière, fonction des configurations de chaque ouvrage.

Les illustrations ci-après (Illustration 73, Illustration 74, Illustration 75) décrivent certains comportements d'ouvrage soumis à des déformations horizontales du terrain.



Illustration 73 – Poussée des terres sur un mur de sous-sol (Deck, 2002)



Illustration 74 – Distribution des contraintes sous les fondations (Deck, 2002)



Illustration 75 – Effort de cisaillement le long d'un mur enterré (Deck, 2002)
#### 2.6.4. Influence du bâti sur les mouvements de terrain

Citons en particulier une thèse traitant de modélisations du sol avec prise en compte de la présence d'un ouvrage : « Étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti » (Deck, 2002).

Des calculs numériques ont permis d'analyser l'influence d'une fondation sur la déformation d'un terrain (Illustration 76, Illustration 77). Cette analyse a ensuite été complétée par l'influence d'un ouvrage, considéré comme un bloc homogène, sans prendre en compte les caractéristiques spécifiques aux éléments de construction (béton armé, maçonnerie chaînée ou non, ouvertures...).



Illustration 76 – Modélisation d'une fondation sur sol élastique (Deck, 2002)



Illustration 77 – Modélisation du sol et d'un bâti pour l'étude de la courbure et des déformations horizontales (Deck, 2002)

Les conclusions ont mis en évidence de fortes redistributions de contraintes à l'interaction sol-structure, et lors de courbures importantes, de profonds changements des conditions d'appuis de la structure.

Les résultats ainsi obtenus sont en accord avec les constatations effectuées in situ.

#### 2.6.5. Décomposition des sollicitations

En conclusion de ce qui précède, l'analyse globale d'un bâtiment se décompose comme suit :

#### Effet de la pente du terrain

Lorsque le bâtiment est soumis à une inclinaison du sol, deux phénomènes se cumulent :

1- l'augmentation des contraintes de sol au droit des fondations (Illustration 78) :



Illustration 78 – Influence de l'inclinaison sur les contraintes de sol

2- la mise en traction des façades, avec risques importants de fissuration des murs, en particulier ceux constitués de blocs maçonnés (parpaing, terre cuite) (Illustration 79) :



Illustration 79 – Influence de l'inclinaison sur les contraintes dans la superstructure

#### Application aux phénomènes de retrait-gonflement :

L'inclinaison peut se produire lorsque le bâtiment se situe sur des couches d'épaisseur variable d'argile, ou sur des sols hétérogènes.

L'importance de ce phénomène sera comparée aux autres sollicitations. On peut déjà considérer par retour d'expérience et compte tenu de la typologie étudiée, que l'inclinaison pourrait être négligée dans le cas général.

#### Effet de la déformation horizontale du sol

En plus des problèmes d'inclinaison, le sol peut être soumis à des déformations horizontales.

Dans ce cas, l'interaction sol-structure est le caractère important qui explique les désordres constatés sur l'ouvrage.

Il faut séparer deux types de mouvements horizontaux :

1- l'extension du sol :

Ce phénomène engendre une traction au droit des fondations. Ces dernières ne sont généralement pas capables de résister à cette traction. Les désordres se traduisent alors par l'apparition de fissures partant des fondations et se développant vers le haut de l'ouvrage, avec un cheminement préférentiel au droit des ouvertures qui constituent des zones de faiblesse (Illustration 80).



Illustration 80 – Fissuration en superstructure en cas d'extension du sol (Kratzsch, 1983)

#### 2- La compression :

Ce phénomène engendre des efforts importants de compression dans les fondations. Dans le cas le plus courant, celles-ci sont suffisamment raides pour y résister et l'ouvrage subit peu de désordres. Les petits ouvrages annexes (murs de clôture par exemple), dont les fondations sont superficielles ou ponctuelles, sont plus sensibles et peuvent être endommagés (Illustration 81).



Illustration 81 – Déformation de la superstructure en cas de compression du sol (Kratzsch, 1983)

#### Application aux phénomènes de retrait-gonflement :

La déformation horizontale peut se produire lorsque le bâtiment se situe dans une zone de sols hétérogènes ou lorsque le phénomène de retrait-gonflement n'est pas uniforme.

L'importance de ce phénomène sera comparée aux autres sollicitations. On peut déjà considérer par retour d'expérience et compte tenu de la typologie étudiée, que les sollicitations dues aux déformations horizontales pourraient être négligées dans le cas général.

#### Effet de la courbure du terrain

La variation verticale du terrain a pour conséquence une incurvation du sol d'assise du bâtiment, laquelle provoque des déformations importantes des planchers et des fissures obliques dans les murs intérieurs et façades.

Il faut différencier deux types d'incurvation :

1- L'incurvation en zone concave, avec mise en compression horizontale de la superstructure (Illustration 82) :



Illustration 82 – Fissuration en superstructure en zone de courbure concave (Kratzsch, 1983)

2- L'incurvation en zone convexe, avec mise en traction horizontale de la superstructure (Illustration 83) :



Illustration 83 - Fissuration en superstructure en zone de courbure convexe (Kratzsch, 1983)

#### • Augmentation des contraintes de sol

Si le bâtiment n'est pas suffisamment souple pour suivre la courbure du terrain, ses fondations vont se décoller partiellement de leurs assises, provoquant ainsi une augmentation des contraintes là où les fondations sont encore en contact avec le sol.

#### • Décollement des fondations

Une fois le tassement du sol estimé, on constate que le contact entre le sol et les fondations n'est pas entièrement rétabli. Les fondations sont alors soumises à des moments de flexion très importants, fonction de la longueur du décollement, et maximaux lorsque la fondation se trouve en porte-à-faux.

De tels efforts ne sont pas compatibles avec les dimensions et le ferraillage des fondations, qui sont alors contraintes d'épouser la courbure du terrain (Illustration 84).



Illustration 84 – distribution des contraintes de sol sous les fondations en zone de courbure

#### Application aux phénomènes de retrait-gonflement :

L'incurvation du sol se produit lorsque les phénomènes de retrait gonflement sont rapides : le sol en périphérie du bâtiment se déforme plus rapidement que celui situé sous l'ouvrage. Les différences de déformation engendrent des tassements différentiels.

L'importance de ce phénomène sera comparée aux autres sollicitations. On peut déjà considérer par retour d'expérience et compte tenu de la typologie étudiée, que les sollicitations dues à la courbure du terrain sont prépondérantes.

## 2.7. ETAT DES CONNAISSANCES SUR LES SOLUTIONS CONSTRUCTIVES ADAPTEES AU PHENOMENE (CSTB)

Les désordres occasionnés par les phénomènes de retrait-gonflement des argiles sont bien connus, et ceci tant au niveau national qu'au niveau international. Ces désordres correspondent à des fissurations des murs et des mouvements du dallage, entraînant des mises en compression des cloisons allant jusqu'à la ruine de celles-ci. De ces constatations, des dispositions constructives préventives simples s'imposent pour le bâti neuf, à savoir :

- descendre les fondations à une profondeur suffisante pour s'affranchir des phénomènes de variation hydrique dans le sol,
- préconiser les planchers bas sur vide sanitaire plutôt que les dallages,
- préférer des conceptions de petites dimensions et recouper les formes en plans en éléments de forme rectangulaire,
- renforcer la structure par des chaînages.

Ces dispositions ne peuvent être correctement effectuées que sur la base d'une connaissance suffisante des caractéristiques du sol.

Si ces précautions n'engendrent pas des surcoûts importants pour les ouvrages neufs, il n'en va pas de même pour les ouvrages existants, où toute intervention au droit des fondations et du plancher bas engendre des coûts de réparation parfois rédhibitoires. Dans ce cas, des solutions plus économiques peuvent être envisagées, en agissant cette fois-ci davantage sur la cause (variation des teneurs en eau du sol) que sur les conséquences. On peut ainsi diminuer de manière significative la vulnérabilité de certains ouvrages en jouant sur (Illustration 85) :

- l'implantation de la végétation en périphérie du bâtiment,
- la couverture du sol en périphérie du bâtiment pour limiter les phénomènes de variation de la teneur en eau,
- l'incorporation de géomembranes,
- l'implantation des drainages en périphérie du bâtiment (voir illustration ciaprès)...



Illustration 85 – Aménagement de l'environnement de la construction

## 2.7.1. Démarches préventives engagées en France

Il existe aujourd'hui de nombreuses parutions sur la problématique des constructions sur sols argileux, destinées aux différents intervenants de la construction (maître d'ouvrage, collectivités, particuliers...).

La problématique française ne diffère pas de celle des pays étrangers, à savoir que la prévention du risque passe avant tout par une cartographie précise des sols en surface. Cette cartographie peut par ailleurs être complétée par des PPR (Plan de Prévention des Risques) établis à l'échelle communale et imposant certaines règles constructives préventives.

Une plaquette d'information, dont sont extraites les deux illustrations suivantes, a ainsi été élaborée par l'Agence Qualité Construction et est disponible sur son site internet : <u>http://www.qualiteconstruction.com</u>.



Illustration 86 – interdiction des sous-sols partiels (AQC, 2004)



Illustration 87 – Détermination des zones sensibles de l'ouvrage (AQC, 2004)

Il existe d'autres sites sur lesquels les dispositions constructives sont détaillées. Nous prendrons comme exemple le site <u>http://www.argiles.fr</u>, réalisé par le BRGM à la demande du Ministère de l'Écologie et du Développement Durable, et dont l'extrait ciaprès illustre l'approche qu'il faut adopter pour <u>les constructions neuves</u> en zones soumises au phénomène de retrait-gonflement :

« On sait parfaitement construire sur des sols argileux sujets au phénomène de retraitgonflement et ceci moyennant le respect de règles relativement simples qui n'entraînent pas de surcoût majeur sur les constructions.

Il est donc fondamental de savoir identifier avant construction la présence éventuelle d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement au droit de la parcelle, afin de prendre en compte ce paramètre lors de la mise en œuvre du projet. Les règles à respecter concernent la réalisation des fondations et, dans une moindre mesure, la structure même de la maison. Elles concernent aussi l'environnement immédiat du projet et en particulier la maîtrise de la teneur en eau dans le sol à proximité immédiate des fondations. [...] pour déterminer avec certitude la nature du terrain situé au droit de la parcelle et adapter au mieux les caractéristiques de la construction aux contraintes géologiques locales, une étude géotechnique menée par un bureau d'études techniques spécialisé constitue la mesure a priori la plus sûre. »

Les mesures à respecter en fonction du niveau d'aléa identifié (Illustration 88) sont celles qui sont définies par le règlement du Plan de Prévention des Risques naturels lorsque celui-ci a été adopté.



Illustration 88 – Schéma de principe des principales règles préventives pour la construction sur sols sujets au phénomène de retrait-gonflement (extrait site <u>www.argiles.fr</u>)

Parmi les mesures préconisées, les principales sont les suivantes :

• « Les fondations sur semelle doivent être suffisamment profondes pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible à l'évaporation. A titre indicatif, on considère que cette profondeur d'ancrage, qui doit être au moins égale à celle imposée par la mise hors gel, doit atteindre au minimum 0,80 m en zone d'aléa faible à moyen et 1,20 m en zone d'aléa fort. Une construction sur vide sanitaire ou avec sous-sol généralisé est préférable à un simple dallage sur terre-plein. Un radier généralisé, conçu et réalisé dans les règles de l'art, peut aussi constituer une bonne alternative à un approfondissement des fondations.

• Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment (ceci vaut notamment pour les terrains en pente (où l'ancrage aval doit être au moins aussi important que l'ancrage amont) ou à sous-sol hétérogène. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter à tout prix.

• La structure du bâtiment doit être suffisamment rigide pour résister à des mouvements différentiels, d'où l'importance des chaînages haut et bas.

• Deux éléments de construction accolés et fondés de manière différente doivent être désolidarisés et munis de joints de rupture sur toute leur hauteur pour permettre des mouvements différentiels.

• Tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain (arbre, drain, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées) doit être le plus éloigné possible de la construction. On considère en particulier que l'influence d'un arbre s'étend jusqu'à une distance égale à au moins sa hauteur à maturité.

• Sous la construction, le sol est à l'équilibre hydrique alors que tout autour il est soumis à évaporation saisonnière, ce qui tend à induire des différences de teneur en eau au droit des fondations. Pour l'éviter, il convient d'entourer la construction d'un dispositif, le plus large possible, sous forme de trottoir périphérique ou de géomembrane enterrée, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation.

• En cas de source de chaleur en sous-sol (chaudière notamment), les échanges thermiques à travers les parois doivent être limités par une isolation adaptée pour éviter d'aggraver la dessiccation du terrain en périphérie.

• Les canalisations enterrées d'eau doivent pouvoir subir des mouvements différentiels sans risque de rompre, ce qui suppose notamment des raccords souples au niveau des points durs. »

#### Cas particulier des pieux dans des sols gonflants :

Le comportement des pieux vis-à-vis du gonflement des sols a été moins étudié que celui des fondations superficielles. Il existe cependant de nombreuses études expérimentales ayant permis de quantifier les déplacements verticaux des pieux fondés dans des sols gonflants.

Le pieu présenté ci-après (Illustration 89) a été testé pour évaluer les efforts dus au gonflement des argiles.

En conclusion d'une parution du Laboratoire des Ponts et Chaussées de J.-P. MAGNAN (juillet-août 1995), il est souhaitable que les fondations traversent complètement les sols gonflants ou s'arrêtent au niveau où le gonflement du sol en cas d'humidification produira un soulèvement admissible par l'ouvrage, et les forces qui se développent dans la partie inférieure du pieu et s'opposent au soulèvement ou au tassement seront pris en compte dans les calculs de dimensionnement.



SECTION THROUGH PILE ELEMENT AND DOUBLE ROWE CELL FOR TEST 1 (approx ½ scale)

Illustration 89 – essais d'un pieu dans un sol gonflant

#### 2.7.2. Démarches engagées à l'étranger

La problématique des phénomènes de retrait-gonflement se retrouve au niveau international, avec les mêmes constatations de sinistres qu'en France. Certains pays sont plus soumis aux phénomènes de sécheresse (exemples du Royaume-Uni, Canada), alors que d'autres sont davantage exposés aux problèmes de gonflement (exemple du Maroc).

Malgré les différences de matériaux et de conception entre chaque pays, les ouvrages subissent les mêmes désordres et sont sensibles aux mêmes phénomènes aggravants.

En revanche, les dispositions constructives palliatives peuvent varier sensiblement selon les habitudes de chacun.

Les deux illustrations suivantes montrent une solution canadienne de J. J. Hamilton qui consiste à séparer le sous-sol d'un ouvrage de sa superstructure par interposition de vérins capables de redresser le bâtiment.



Illustration 90 - Rendement à court terme typique d'une fondation peu profonde sur un dépôt profond de sous-sol gonflant



Illustration 91 – Rendement à long terme typique d'une fondation construite sur un dépôt profond de sous-sol gonflant, avec effets de la croissance des arbres

Les semelles superficielles étendues (Illustration 90) et les dalles sur terre-plein sont les plus courantes dans la pratique traditionnelle. Les fondations profondes, qui ont une capacité portante en sol stable au-dessous de la zone active (Illustration 91), sont fréquemment retenues lorsqu'une analyse de conception est effectuée par des experts géotechniciens.

En Angleterre, Mark Jones propose d'interposer entre les éléments habituellement au contact avec le sol soit un vide, soit un élément très compressible (Illustration 92),

capables d'encaisser les mouvements de sols tout en minimisant l'impact sur l'ouvrage.



Illustration 92 – Fondations dans un sol argileux sujet au retrait

## 2.7.3. Réparabilité des ouvrages existants

SI les dispositions constructives à prendre contre le phénomène de retrait-gonflement sont bien connues pour les bâtiments neufs, il n'en va pas de même pour l'existant.

En effet, les moyens d'intervention sont souvent limités, à cause

- de la topographie ou de la mitoyenneté d'une part,
- des problèmes techniques d'intervention d'autre part.

C'est pourquoi l'intervention sur l'existant doit se baser sur un diagnostic et une interprétation des désordres, qui aboutiront au choix de la solution de réparation du gros œuvre la plus adaptée. Ces réparations dépendront aussi du niveau d'endommagement. Il en va du traitement des désordres apparents par bourrage ou injection des fissures, jusqu'à la reprise en sous-œuvre pour approfondissement des fondations.

L'ensemble de la démarche a fait l'objet d'un guide pratique « Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse. Guide pratique CEBTP, 3 fascicules », du CEBTP, sous l'égide de l'AQC, l'APSAD, l'AFAC, la CCR et la FNB (1991). Les illustrations suivantes sont extraites de ce guide pratique.

Les interventions sur l'existant peuvent être définies par trois types d'actions :

#### Actions sur l'environnement

1<sup>er</sup> exemple : diminuer les effets de la succion d'eau par les racines aux abords du bâtiment par rajout d'un écran anti-racine.



Illustration 93 – Protection contre la végétation (CEBTP, 1991)

2<sup>e</sup> exemple : diminuer les variations de hauteur de nappe au droit des fondations par collecte des eaux de ruissellement et drainage de nappes souterraines de pentes.



Illustration 94 – Drainage périphérique (CEBTP, 1991)

#### Actions sur le gros-œuvre

1<sup>er</sup> exemple : rigidifier les soubassements et la superstructure par ancrage dans la structure existante d'éléments en béton armé (chaînages et raidisseurs)



Illustration 95 – Rigidification de l'ouvrage (CEBTP, 1991)

2<sup>e</sup> exemple : reprendre les angles fracturés (murs de refend, façade) par ancrage d'armatures et interposition sur le mur perpendiculaire d'une plaque de répartition.



Illustration 96 – Réparation d'un pied de mur (CEBTP, 1991)

3<sup>e</sup> exemple : reprendre en sous-œuvre les murs de façade pour approfondir le niveau des fondations jusqu'à un niveau peu sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.



Illustration 97 – reprise en sous-œuvre par puits réalisés par alternance (CEBTP, 1991)



Illustration 98 – reprise en sous-œuvre par pieux et longrines (CEBTP, 1991)

#### Actions sur les petits ouvrages annexes.

1<sup>er</sup> exemple : désolidariser et rigidifier une terrasse surélevée pour éviter les points durs sur le bâtiment principal.



Illustration 99 – Reprise d'une terrasse surélevée (CEBTP, 1991)



Illustration 100 – Reprise d'un ouvrage annexe accolé au bâtiment principal (CEBTP, 1991)

2<sup>e</sup> exemple : diminuer les phénomènes d'évaporation en périphérie d'un ouvrage par la réalisation d'un trottoir périphérique.



Illustration 101 – Trottoir de protection périphérique (CEBTP, 1991)

# 2.8. ETAT DES CONNAISANCES SUR L'EXPERTISE DE SINISTRES (CEBTP-SOLEN)

# 2.8.1. Historique du phénomène de retrait-gonflement

Les premiers phénomènes de retrait-gonflement des argiles ont été observés sur le territoire national lors de la sécheresse de 1976. Cela s'est traduit par des désordres affectant des maisons d'habitation se situant principalement dans le bassin parisien. Le nombre de cas en France, contrairement à la Grande-Bretagne, a été relativement limité. De ce fait, considérant qu'il s'agissait d'un épiphénomène et qu'il existait peu de risque que ce phénomène se reproduise, il n'a pas été lancé d'étude approfondie et les règles de construction françaises n'ont pas été modifiées. A contrario, en Grande-Bretagne, suite à cet événement les règles de construction ont imposé d'approfondir le niveau d'assise des fondations à -1,50 m par rapport à la surface topographique.

Les années 1989-1990 ont subi une période de sécheresse intense qui a provoqué une dessiccation et le retrait des argiles superficielles. Ce phénomène s'est traduit par l'apparition de désordres affectant de nombreuses habitations. Devant le grand nombre d'ouvrages sinistrés, une étude a été commandée au C.E.B.T.P. (Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics) par les professionnels des assurances et de la construction regroupant les organisations suivantes : l'Agence pour la Prévention des Désordres et l'Amélioration de la Qualité de la Construction (AQC), l'Assemblée Plénière des Sociétés d'Assurances Dommages (APSAD), l'Association Française des Assureurs Construction (AFAC), la Caisse Centrale de Réassurance (CCR) et la Fédération Nationale du Bâtiment (FNB).

A la suite de cette étude un guide pratique a été publié en septembre 1991, intitulé « Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse » (CEBTP, 1991). La finalité de ce guide était d'apporter aux experts d'assurance les solutions de confortement les plus adaptées sur le plan technique en tenant compte de l'aspect économique. Les quelques croquis suivants, extraits du Guide Pratique « Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse », Fascicule 2, sont représentatifs des typologies rencontrées (Illustration 102).

A partir de 1990, d'autres épisodes de sécheresse ont été observés jusqu'en 2003 et 2005. Les pathologies observées sur l'ensemble de ces années sont similaires et correspondent principalement aux croquis types de l'Illustration 102.



Illustration 102 – Exemples de désordres types résultant du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux (CEBTP, 1991)

# 2.8.2. Diagnostic géotechnique

Suite aux retours d'expériences, une méthodologie de diagnostic inspirée du guide « Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse » a été retenue. Elle se décompose en trois phases :

#### Phase 1 : recueil de données :

Cette phase doit permettre de collecter tous les renseignements nécessaires pour établir le diagnostic. Ces renseignements concernent :

- les sols : recueil de la géologie du site avec mesures des caractéristiques physiques et mécaniques des formations rencontrées ;
- l'environnement de l'ouvrage : topographie, présence d'eaux de surface et/ou d'eaux souterraines, existence de végétation et de surfaces étanches à proximité de l'ouvrage ;
- la description de l'ouvrage sinistré, comprenant le type de structure, le nombre de niveaux et les niveaux d'assise des fondations ;
- la description des désordres en tenant compte du type de désordres, de leur amplitude et des zones affectées ;
- la pluviométrie : établissement d'un bilan mettant en jeu les précipitations, l'évapotranspiration et la durée.

#### Phase 2 : analyse des données :

Cette phase correspond à la synthèse des renseignements recueillis lors de la phase précédente avec plusieurs axes d'études :

- comparaison des résultats des essais de laboratoires avec les seuils retenus pour classer les sols sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement ;
- analyse de la localisation des désordres en fonction de la structure et de l'environnement de l'ouvrage ;
- vérification du caractère exceptionnel du déficit hydrique en fonction des moyennes météorologiques locales.

#### Phase 3 : détermination des solutions confortatives :

Cette dernière phase doit permettre, à partir de la synthèse précédente, de définir la ou les solutions les plus adaptées à l'ouvrage, à l'amplitude des désordres et à l'environnement.

Ainsi, les remèdes proposés pour une même pathologie ne seront pas forcément les mêmes pour une maison récente avec une structure rigide ou pour une fermette pluriséculaire. Le premier ouvrage peut supporter une reprise en sous-œuvre alors que pour traiter le second il est préférable d'agir sur l'environnement sans toucher aux soubassements.

#### 2.8.3. Essais utilisés couramment dans le cadre de l'Expertise

Le minéral argileux ou l'argile, suivant la définition originelle, est un phyllo-silicate hydraté dont les particules sont inférieures à 2  $\mu$ m. Or, l'argile pure se rencontre très rarement à l'état naturel où elle est souvent mêlée à du sable, des limons et des graves.

Ainsi il est communément admis que l'on nomme argile les sols argileux, c'est-à-dire les sols naturels constitués de plus de 30 % d'éléments inférieurs à 2 µm.

Visuellement il est possible de distinguer les argiles des autres sols, cependant toutes les argiles ne sont pas sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement. De ce fait le but du géotechnicien est de caractériser rapidement les sols rencontrés. Pour ce faire il dispose d'une batterie d'essais de laboratoire simples qui permet, quand on associe leurs résultats, une identification qualitative des sols sensibles au retrait-gonflement.

### Essais d'identification :

#### • Teneur en eau (NF P94 050)

C'est la base incontournable pour l'analyse des différents caractères physiques et mécaniques d'un sol. Elle correspond au rapport entre le poids de l'eau contenue dans le sol et le poids sec du matériau. Elle est mesurée par étuvage. Cette mesure peut être exploitée directement (les sols sensibles ont généralement une teneur en eau élevée) ou de façon relative. Il est effectivement très intéressant de réaliser des profils hydriques, les variations de teneur en eau au niveau d'un même faciès pouvant caractériser les phénomènes de dessiccation ou de réhydratation.

#### • Granulométrie

Il est logique de penser qu'un des facteurs influençant le retrait-gonflement des argiles va être leur granulométrie. Il existe deux procédés courants pour déterminer la granulométrie d'un sol.

#### La granulométrie par tamisage (NF P94 056)

L'essai consiste à fractionner en plusieurs catégories de tailles décroissantes les grains, par tamisage mécanique. Cet essai ne s'applique qu'aux grains de diamètre supérieur à 80 µm et nécessite de désagréger le sol par lavage.

#### La sédimentométrie (NF P94 057)

L'essai découle de la loi de STOKES donnant la relation entre le carré du diamètre d'un grain et sa vitesse de chute dans un liquide. Il s'agit donc d'une décantation par gravité des grains défloculés (pour éviter l'agrégation) d'un échantillon mis en suspension dans un liquide.

Cette technique n'est utilisable que pour des vitesses relativement faibles, pour que le temps de mise au repos de la suspension soit négligeable par rapport au temps de chute. Il faut également que les grains ne soient pas trop petits pour que le temps de

l'essai ne soit pas trop long. En résumé, on considère cette méthode valable pour des particules entre 0,5  $\mu$ m et 20  $\mu$ m.

#### • Valeur de bleu de méthylène (NF P 94 068)

La valeur de bleu de méthylène d'un sol (VBS) constitue un paramètre d'identification qui mesure globalement la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un matériau. Le principe utilisé dans cet essai est l'adsorption par les particules argileuses d'une solution de bleu de méthylène.

Les argiles ont des surfaces spécifiques variables et proportionnelles à leur activité. Ainsi les argiles très actives telles que les smectites ont une surface spécifique interfoliaire (dite interne) de 800 m<sup>2</sup> / g et une surface externe de 80 m<sup>2</sup> / g. Ces surfaces sont abondamment chargées et, de ce fait, fixent les cations de la solution ionique de bleu de méthylène. Cette adsorption se fait sur la surface interne et externe de l'argile et elle est donc proportionnelle à la surface spécifique totale.

L'essai le plus courant est la valeur de bleu de méthylène par l'essai à la tache (NF P 94-068). L'essai consiste à préparer avec le sol une suspension aqueuse dans laquelle on introduit sous agitation des quantités de bleu de méthylène croissantes jusqu'à obtenir la saturation des particules argileuses (les particules argileuses sont entourées d'un film monomoléculaire de bleu de méthylène) l'adsorption est alors totale, le bleu supplémentaire introduit n'est plus piégé par l'argile et va donc migrer sur le papier filtre. Pour observer cette migration, on effectue un test dit « à la tache » sur un papier filtre. La goutte déposée est bleu foncé ; lors de la migration, il apparaît une auréole bleu clair.

L'essai s'effectue sur la fraction 0/5 mm du sol, la valeur au bleu mesurée est alors ramenée à la fraction O/D du sol ou 0/50 mm si D > 50 mm.

 $VBS = \frac{\text{Poids de bleu introduit}}{\text{Poids sec de l'échantillon}} \times \text{Fraction de 0/5mm dans 0/D}$ 



On en déduit la sensibilité du sol (Illustration 103) :

Illustration 103 – Identification des sols par la VBS

L'essai ramené à la fraction argileuse permet d'identifier de façon rapide la famille d'argile contenue dans le sol (Illustration 104).



Illustration 104 – Relation entre le pourcentage de particules < 2 µm et la VBS pour atteindre le point de mobilité nulle

A partir de la VBS et de la fraction inférieure à 2  $\mu$ m, il peut être également défini l'indice d'activité de bleu A<sub>cB</sub> (d'après Lautrin, 1989) :

$$A_{cB} = \frac{100 \text{ VBS}}{C_2}$$

avec C<sub>2</sub> = teneur en % des éléments de dimension inférieure à 2  $\mu$ m dans la fraction 0/D et VBS = valeur de bleu mesurée sur la fraction 0/D

Cet indice croît avec la teneur en montmorillonite et permet de tracer un diagramme d'activité de bleu applicable aux argiles à saturation calcique, contenues dans la majorité des sols naturels (Illustration 105). Il a le mérite de mettre en évidence des sols sensibles au retrait-gonflement qui du fait de leur granulométrie, ne sont pas classés comme tel par les limites d'Atterberg.



Illustration 105 – Diagrame d'activité de bleu des argiles à saturation calcique (Lautrin, 1989)

#### Remarque :

L'essai à la tache mesure la surface spécifique totale. Un second essai a été mis au point par le LCPC pour mesurer la surface externe, principalement pour le besoin des laboratoires routiers. Les deux surfaces spécifiques jouent en effet des rôles différents dans le comportement des argiles :

- Le retrait-gonflement est surtout lié à la surface interne,
- L'absorption d'eau est liée à la surface totale,
- La plasticité d'un sol est liée à sa surface externe.

Cet essai appelé « essai turbidimétrique » consiste à mesurer le coefficient d'absorption à l'aide d'un spectro-photomètre d'une solution obtenue par injection successive d'une solution de bleu de méthylène dans une suspension de fines argileuses.

D'après MM.Tourenq & Tran Ngoc Lan, outre l'intérêt de mesurer la surface extérieure des argiles responsable du comportement à court terme des matériaux en présence d'eau, il permet également de déterminer à quelle famille appartient l'argile :

- VBta/VBtur <  $2 \Rightarrow$  Kaolinite
- VBta/VBtur > 2 ⇒ Argile sujette au phénomène de retrait-gonflement
- VBta/VBtur > 7 ⇒ Montmorillonite

#### • Limites d'Atterberg

Ce sont des paramètres d'identification permettant de connaître qualitativement, du point de vue de la consistance, le comportement d'un sol donné en fonction de sa teneur en eau.

L'argile en présence d'eau forme une pâte dans laquelle chaque particule est reliée aux autres par les forces de cohésion dues aux couches adsorbées. La consistance de cette pâte dépend essentiellement de la teneur en eau. On assiste lors de la déshydratation de l'argile à un changement d'état progressif. Les limites d'Atterberg représentent les seuils entre ces états.

WL = limite de liquidité - sépare l'état liquide de l'état plastique

WP = limite de plasticité - sépare l'état plastique de l'état solide avec retrait

WR= limite de retrait - sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.



Illustration 106 – Limites d'Atterberg

De ces trois limites, on définit plusieurs indices permettant d'apprécier la sensibilité des sols (cf. paragraphe 2.2.2). Cependant ces essais ne sont pas adaptés pour les sols argilo-sableux et argilo-limoneux qui ont moins de 35 % d'argile. Dans ce cas les limites ne représentent que des paramètres de mouillabilité de mortier et ne permettent pas de rendre compte de la qualité de la fraction argileuse (Lautrin, 1989)

#### Essais de comportement :

#### • Essai de retrait

Cet essai a pour but de déterminer la limite de retrait du sol mais aussi de quantifier les variations dimensionnelles du sol entre l'état naturel et l'état de dessiccation donné. Il consiste à mesurer le volume et le poids d'un échantillon intact lors de sa déshydratation entre sa teneur en eau de saturation et une teneur en eau nulle.

Pour chaque mesure on calcule :

- la teneur en eau W
- la variation dimensionnelle à partir de la formule :

$$\left(1 - \frac{\Delta H}{H_0}\right) = \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{1/3}$$

H et V : hauteur et volume de l'échantillon

 $H_0$  et  $V_0$  : hauteur et volume initiales de l'échantillon

• le degré de saturation

$$Sr = \frac{W}{\frac{1}{\gamma d} - \frac{1}{\gamma s}}$$

A partir de l'essai précédent on peut envisager d'évaluer l'amplitude du retrait maximal. Il faut pour cela connaître le profil hydrique du sol à l'état initial et l'estimer à l'état final à partir de la formule suivante :

$$\Delta H = -\int_{0}^{z} Rl \times (Wi(z) - Wj(z)) dz$$

avec : Wi(z) = teneur en eau initiale à l'altitude Z Wf(z) = teneur en eau finale à l'altitude Z Wre = limite de retrait effective RI = coefficient de retrait linéaire Wj(z) = max (Wf(z), Wj(z)

#### • Mesure du potentiel de gonflement

#### Oedomètre

Cet essai sert à rapidement déceler des sols gonflants mais ne permet pas de calculer les amplitudes de déformation. Une charge normale est appliquée à un échantillon cylindrique fretté latéralement et drainé sur ses deux faces. On applique régulièrement des charges croissantes tandis que dans un même temps on mesure la variation de hauteur de l'échantillon puis les charges sont enlevées.

A partir de ces mesures, on trace la courbe de la variation de l'indice des vides en fonction de la charge appliquée (Illustration 107).



Illustration 107 – Courbe oedométrique en coordonnée semi-logarithmique

A partir de cette courbe, on calcule :

Pc : pression de consolidation

Cc : coefficient de compression = pente de la courbe de chargement après  $\sigma$ c.

Cg : coefficient de gonflement = perte de la courbe de déchargement

Pg : pression de gonflement (c'est la contrainte appliquée pour éviter le gonflement du sol en présence d'eau).

Les essais réalisés montrent que « les sols gonflants sont facilement repérables par l'essai de compressibilité à l'œdomètre, car ils présentent deux caractéristiques : une forte surconsolidation (...) et un coefficient de gonflement élevé » (Philipponnat, 1978).



Illustration 108 - Sol surconsolidé gonflant

Un sol gonflant est caractérisé par un coefficient de gonflement supérieur à 0,04, cette valeur pouvant atteindre 0,25 (Jarrault et Chevalier, 1992). La pression de gonflement est fonction du gonflement déjà réalisé, donc elle n'est pas très fiable. Un autre essai a donc été mis au point à partir du matériel œdométrique pour mesurer le potentiel et calculer la pression de gonflement.

#### Essai à 3 cellules œdométriques

A. Myslivec (1969) impose à des échantillons semblables dans des cellules œdométriques des paliers de pression différents et mesure les variations de hauteur lorsqu'on les met en présence d'eau. Il montre que la relation entre la variation de hauteur de l'échantillon et la pression appliquée est linéaire décroissante et que l'on peut déterminer graphiquement la pression de gonflement correspondant à une variation de hauteur nulle.

G.Philipponnat (1990) montre que suivant la procédure d'essai précédemment énoncée, la relation est très souvent linéaire entre  $\left(\frac{\Delta H}{H}\right)$  et log ( $\sigma$ v) mais peut dans

certains cas être hyperbolique. Les détails de cet essai sont développés au chapitre 2.2.2.



Illustration 109 – Représentation graphique de l'essai de gonflement

Dans le premier cas (A), l'équation de la droite est :  $\frac{\Delta H}{H} = -RG \times Log \left(\frac{\sigma_g}{\sigma_v}\right)$ 

avec RG : rapport de gonflement correspondant à la pente de la droite  $\sigma_g$  : pression de gonflement

 $\sigma_v$ : pression normale

Dans le second cas, l'équation de l'hyperbole est :  $\frac{\Delta H}{H} = \frac{a}{Log\sigma_{v} - l_0} + dH_0$ 

où a, lo, et dHo sont des coefficients calés sur 3 points de la courbe.

# 3. Instrumentation in situ

# 3.1. SITE DE MORMOIRON (BRGM)

## 3.1.1. Situation géographique

L'emplacement retenu pour représenter un climat méditerranéen est situé dans le département de Vaucluse (84), sur le territoire de la commune de Mormoiron, à une quinzaine de kilomètres au sud du Mont Ventoux (Illustration 110). Le terrain se situe au nord-ouest du bourg, en contrebas immédiat du chemin des genêts, sur la parcelle cadastrée BL 496, à une altitude moyenne de 280 m NGF. Il est en légère pente vers l'est, et recouvert globalement par des buissons plus ou moins denses, avec présence de quelques arbustes. Il s'agit d'un terrain communal, non constructible, pour lequel une convention de mise à disposition a été signée avec la commune.



Illustration 110 – Plan de situation de la parcelle expérimentale de Mormoiron (fond topographique extrait des cartes IGN à l'échelle 1/25 000)

# 3.1.2. Contexte géologique du site

Le contexte géologique du Bassin de Mormoiron est notamment décrit dans la notice de la carte géologique de Carpentras à l'échelle 1/50 000 (Blanc et al., 1975). Ce bassin, délimité au nord par le Mont Ventoux, à l'est et au sud par les Monts de Vaucluse, est constitué de dépôts sédimentaires d'âge principalement crétacé à paléogène.

A l'Albien et au Cénomanien inférieur se déposent des sables glauconieux marins, dont l'émersion, durant le Cénomanien moyen, provoque l'ocrisation par altération

latéritique. Au Bartonien (Éocène) se déposent des sables fluviatiles rouges à gravillons latéritiques (notés e6a sur la carte géologique, Illustration 111) avec localement un niveau lenticulaire d'argiles smectitiques connu sous le nom d'*Argiles de la Rouquette*. Sur ce complexe argilo-sableux assez hétérogène se mettent en place les *Argiles vertes à attapulgite de Mormoiron*, notées e6b1 et datées du Bartonien supérieur. L'épaisseur de cette formation atteint une quinzaine de mètres dans la carrière du Roussan, située environ 1 500 m au sud-est du site instrumenté et qui avait été initialement envisagé comme site expérimental. Le minéral attapulgite a d'ailleurs été défini (en 1936) sur la base d'échantillons provenant de ce gisement, longtemps utilisé pour l'exploitation de terre à foulon. Enfin, le Bartonien supérieur se termine par les barres de calcaire blanc siliceux à attapulgite dénommé *Calcaire de Jocas* et noté e6b2.



Illustration 111 – Extrait de la carte géologique éditée par le BRGM à l'échelle 1/50 000 (feuille Carpentras)

Au dessus du Bartonien se met en place à partir du Priabonien (ex Ludien) un complexe détritique constitué d'argiles vertes à smectites alumino-ferrifères dominantes, à ciment calcitique et à passées sablo-gréseuses avec niveaux micro-conglomératiques. Bien que notée g1aS sur la carte géologique (*Sables et Argiles vertes à smectites de Mormoiron*), la partie inférieure de cette formation est datée de l'Éocène terminal et la limite avec l'Oligocène inférieur passe au sein de la formation. Le cortège argileux est constitué essentiellement de smectites alumino-ferrifères accompagnées d'attapulgite, issues probablement du remaniement du Bartonien sous-

jacent. C'est dans cette formation des Sables et Argiles vertes à smectites de Mormoiron, reconnue en sondage jusqu'à 7 m mais dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 80 à 100 m, qu'est implanté le site expérimental. Cette formation passe latéralement aux conglomérats de Crillon-le-Brave vers le nord (provenant du démantèlement des chaînons crétacés) et aux Calcaires à limnées de Méthamis vers le sud.

L'Oligocène inférieur se poursuit par l'installation progressive d'une sédimentation chimique à calcaires, dolomies et argiles magnésiennes (sépiolites et stévensites), aboutissant aux *Marnes et dolomies blanches à sépiolites de Blauvac*, notées g1b-c, formation au sein de laquelle s'intercalent les lentilles de gypse à *Paleotherium*. Ces bancs de marnes et de gypse forment la base de la falaise qui surplombe le site expérimental côté ouest (et qui a été jadis exploitée en souterrain, d'où la présence de déblais dans le versant). Ils affleurent aussi localement au sud-est de la parcelle. Ces niveaux gypseux sont surmontés par les *Calcaires bréchiques des Pâtis* (notés g2a), constitués de dolomies blanches puis de calcaires argileux à montmorillonite et localement de lentilles de conglomérats à galets urgoniens (g2aG).

Ces formations d'âge oligocène sont localement recouvertes par des dépôts molassiques datés du Burdigalien (Miocène, m1), peu épais à proximité du site expérimental mais constituant la butte sur laquelle s'est installé le bourg de Mormoiron ainsi qu'une autre éminence située à une centaine de mètres à l'est de la parcelle. Les faciès observés sont des marnes et calcaires plus ou moins argileux avec, à la base, des passées caillouteuses à galets verdâtres.

Dans le cadre de sa mission de service public, le BRGM a établi une carte d'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de Vaucluse (Marçot *et al.*, 2004). Cette carte a été réalisée à partir des données géologiques accessibles, dont les cartes géologiques éditées par le BRGM à l'échelle 1/50 000, après numérisation et harmonisation de ces dernières. Les formations argileuses et marneuses ont été identifiées puis hiérarchisées vis-à-vis de leur susceptibilité au retrait-gonflement des argiles, en se basant sur des critères lithologiques, minéralogiques et géotechniques, ainsi que sur la sinistralité recensée. Dans ce cadre, 59 sinistres attribués au phénomène de retrait-gonflement des argiles avaient été recensés sur cette formation des *Sables et Argiles vertes à smectites de Mormoiron*, soit une densité de sinistre dépassant 40 000 sinistres pour 100 km<sup>2</sup> d'affleurement urbanisé. A l'occasion de l'installation du matériel de mesure, une vingtaine de sinistres supplémentaires ont été identifiés dans la seule commune de Mormoiron et même la voirie départementale est affectée par une fissuration attribuée au retrait-gonflement des argiles. Le site choisi pour l'expérimentation est donc particulièrement exposé à ce phénomène.

Plusieurs études géotechniques réalisées soit dans le cadre de diagnostics postsinistres, soit en préalable à la construction de pavillons ont pu être consultées, qui précisent les caractéristiques générales de cette formation et qui ont guidé le BRGM dans le choix du site le plus adapté pour l'implantation du matériel de mesure. Il s'agissait en effet d'éviter les secteurs où la formation argileuse est recouverte en surface par des remblais ou des colluvions de pentes, ainsi que les endroits où les lentilles silteuses intercalées ont été grésifiées, ce qui a conduit à abandonner un premier site après un sondage de reconnaissance infructueux. Par ailleurs, des venues d'eau plus ou moins pérennes sont signalées à la faveur de ces lentilles de matériau plus grossier, avec des concentrations nettes dans les thalwegs. Il importait donc d'implanter le site expérimental dans un secteur dépourvu de telles circulations d'eau, même si une venue d'eau pérenne a été signalée par les riverains au sud de la parcelle retenue, tant en partie haute (au niveau du chemin des genêts) qu'en contrebas (ancien captage de source découvert lors du creusement d'une piscine).

A titre indicatif, les mesures pressiométriques effectuées en contrebas immédiat du site expérimental, suite à un sinistre affectant une maison individuelle, semblent indiguer que le niveau de consolidation du sol est plutôt plus élevé en surface, ce qui pourrait être lié aux phénomènes cycliques de tassements par dessiccation. La mesure des limites d'Atterberg, effectuée dans l'horizon supérieur (argile à nodules calcaires), à 0.7 m de profondeur conduit à un indice de plasticité de 46.1 % (WI = 78.8 % et Wp = 27,8 %). La limite de retrait (Wre, mesurée selon la norme NP P 94-060-1), est de 22,2 % et le retrait linéaire RI de 0,58, ce qui constitue une valeur relativement élevée indiguant une forte aptitude aux tassements en cas de dessiccation. La pression de gonflement (mesurée selon la norme XP P 94-091, à partir d'une teneur en eau de 22,2 %) s'élève à 290 kPa. Le profil de teneur en eau montre des valeurs faibles en surface (17,2 % à une profondeur de 1 m) augmentant avec la profondeur pour se stabiliser aux environs de 25 % à partir de 3 m. Les autres données géotechniques recueillies sur la commune de Mormoiron dans cette même formation font état de valeurs de bleu de méthylène élevées, allant jusqu'à 10,7 avec une moyenne de 5,6. Quant aux limites de plasticité, sur une vingtaine de résultats recueillis, les valeurs s'échelonnent entre 9 et 54 % (avec une moyenne autour de 28 %), ce qui traduit une certaine hétérogénéité de la formation considérée dans son ensemble.

## 3.1.3. Caractérisation climatique de la zone

La commune de Mormoiron est soumise à un climat méditerranéen. Les données fournies par Météo France correspondent aux mesures quotidiennes réalisées à la station de Carpentras, située à 9,2 km à l'ouest de la parcelle instrumentée (Illustration 110). Il est à noter que la station de Carpentras est située en plaine, à une altitude de 99 m NGF, alors que le site expérimental de Mormoiron se trouve dans un environnement plus accidenté, sur le flanc est d'un coteau dont le sommet culmine à 374 m. Le terrain lui-même est à une altitude de 280 m NGF, très supérieure donc à celle de la station de Météo-France. Par ailleurs, le site expérimental est entouré de plusieurs reliefs avec notamment le Mont Ventoux (1 910 m) situé à 14 km à vol d'oiseau en direction du nord-est.

Les mesures disponibles à Carpentras et communiquées par Météo-France couvrent une période allant du 1<sup>er</sup> janvier 1964 au 31 décembre 2005, soit un total de 42 années. L'Illustration 112 représente ainsi les moyennes trentenales sur la période 1970-2000 de précipitation et d'évapotranspiration potentielle (ETP, calculée quotidiennement par Météo-France à partir d'une formule de type Monteith), sous forme de cumuls mensuels moyens.



Illustration 112 – Moyennes mensuelles trentenales (1970-2000) des précipitations et évapotranspirations potentielles à Carpentras (données Météo-France)

Ce graphique fait apparaître des écarts très sensibles entre les mois les plus secs (moins de 30 mm en juillet) et les plus humides (plus de 96 mm en octobre, soit plus de trois fois le cumul mensuel moyen de juillet). La répartition annuelle des précipitations est marquée par deux périodes distinctes de forte pluviosité, au printemps (avec respectivement 59 et 64 mm pour les mois d'avril et mai) et surtout en début d'automne (avec respectivement 78 et 96 mm en septembre et octobre). Les mois d'hiver sont sensiblement moins arrosés (avec une moyenne mensuelle de l'ordre de 40 mm) et la période estivale est particulièrement sèche (mais avec une moyenne de 50 mm quand même pour le mois d'août qui peut être affecté d'orages violents).

La différence entre précipitations et ETP correspond à la pluie efficace, théoriquement disponible pour réhumidifier les sols. Or ce graphique montre clairement que les pluies efficaces à Carpentras ne sont positives que pendant les seuls mois d'automne et la première partie de l'hiver (d'octobre à février). Pendant 7 mois de l'année, l'ETP est très nettement supérieure aux précipitations, avec un écart maximal en juillet où l'ETP calculée atteint près de 200 mm alors que le cumul des pluies est en moyenne inférieur à 30 mm sur cette période.

La réalité est plus complexe que ce bilan simplifié. Seule une partie des précipitations enregistrées s'infiltre réellement dans le sol et contribue donc à ce bilan. La différence peut être très significative en été, sur des sols argileux desséchés qui durcissent en surface et sur lesquels les premières pluies ne font que ruisseler. Sur ce type de sols argileux, on estime que les taux de ruissellement peuvent atteindre de l'ordre de 40 %, ce qui est considérable. À Mormoiron, ce phénomène de ruissellement est amplifié par la pente du terrain. Quant à la couverture végétale, elle joue un rôle complexe car
selon les configurations elles peuvent réduire/retarder l'infiltration, ou contribuer au ruissellement. Dans tous les cas la quantité de pluie enregistrée est de toute façon sensiblement supérieure à celle qui s'infiltre réellement dans le sol.

Inversement, l'ETP calculée ne correspond pas non plus à la hauteur d'eau qui va effectivement s'évaporer au cours de l'année. C'est d'ailleurs une évidence puisque la station de Carpentras montre un bilan manifestement déficitaire entre le cumul moyen de précipitation annuelle (655 mm en moyenne trentenale) et l'ETP annuelle moyenne (1 135 mm, soit près du double). Cette ETP est la quantité d'eau susceptible de s'évaporer (par évaporation directe et par transpiration des végétaux), dans l'hypothèse d'un site engazonné pour lequel la disponibilité en eau ne serait jamais un facteur limitant, ce qui suppose un arrosage quasi-permanent en période estivale. La présence d'un couvert végétal du type de celui rencontré à Mormoiron conduirait même sans doute à une ETP sensiblement supérieure car une végétation arbustive présente des besoins en eau généralement supérieurs à ceux d'une simple pelouse rase. Cependant, l'évapotranspiration réelle n'atteint jamais de tels niveaux (du moins en période estivale) car le stock d'eau n'est pas disponible. Il se produit donc des phénomènes d'adaptation avec d'une part une plus grande activité des radicelles qui vont rechercher l'eau en profondeur (et contribuent ainsi à dessécher le sol sur une plus grande épaisseur) et, d'autre part, des phénomènes de régulation de l'appareil végétatif pour réduire la consommation d'eau (fermeture des stomates, etc.). Le simple bilan P-ETP est donc finalement assez éloigné de la réalité même s'il donne une idée des caractéristiques climatiques du site.

L'analyse des données journalières sur l'ensemble de la période où les données sont disponibles permet de surcroît de déterminer un certain nombre de critères caractéristiques : la pluviométrie moyenne est de 1,77 mm d'eau par jour, alors que plus de 72 % des jours ne présentent aucune précipitation : cela correspond à une moyenne de 6,4 mm d'eau par jour de précipitation effective. La plus importante précipitation journalière mesurée entre 1964 et 2005 correspond à 212 mm en une seule journée (le 22 septembre 1992, après 12 jours sans précipitation supérieure à 1 mm). Les variations interannuelles de pluviosité sont assez nettement marquées comme dans l'ensemble du bassin méditerranéen. Les années déficitaires les plus récentes sont 1989, 1998 et 2004, le déficit record ayant été enregistré en 1967 (précipitation annuelle de 318 mm soit un déficit égal à 51 % de la moyenne annuelle) et quasiment égalé en 1989 (avec un cumul annuel de précipitation de 329 mm).

Afin d'évaluer l'état hydrique dans lequel se trouve le site expérimental lors de la mise en place de l'instrumentation, les données de précipitation et d'ETP des années 2002 à 2005 sont comparées par rapport aux moyennes mensuelles calculées sur la période de mesures disponibles (1964-2005), comme indiqué sur les graphiques de l'Illustration 113. Ces courbes montrent que l'ETP a été normale en 2002 et sensiblement supérieure à la normale pendant les mois d'été (mai à août) 2003 à 2005. La pluviométrie a été très supérieure à la normale en automne 2002, ce qui laisse penser que fin janvier 2003 les sols présentaient une teneur en eau élevée, probablement supérieure à la moyenne à cette période de l'année. Les mois suivants, de février à août 2003, ont été marqués par des précipitations systématiquement inférieures aux normales et, à partir du mois de juin, par une ETP très supérieure à la normale. La fin de l'année 2003 a été plus arrosée que la normale, mais l'année 2004 a commencé par un nouveau déficit pluviométrique, de janvier jusqu'en juillet avec une ETP également supérieure à la normale, mais pour les seuls mois de juin-juillet. Le mois d'août 2004 a connu de gros orages mais les mois d'automne ont été déficitaires. Tout laisse donc penser que le niveau hydrique des sols lors de l'installation des capteurs en décembre 2004 était plutôt faible par rapport à son niveau habituel, du fait des conditions climatiques particulières des deux années précédentes.



Illustration 113 – Précipitations et ETP mensuelles des années 2002 à 2005, comparées aux moyennes mensuelles sur la période 1964-2005 (données Météo-France)

#### 3.1.4. Instrumentation du site réalisée par ailleurs

L'instrumentation du site a été effectuée en décembre 2004, dans le cadre d'un programme de recherche appliquée cofinancé par le MEDD (Ministère de l'Écologie et du Développement Durable) et la dotation de service public du BRGM. Elle a consisté en la mise en place de deux cannes Humitub, implantées en forage, l'une en terrain dégagé et l'autre à proximité d'un arbre (Illustration 114), comportant chacune 12 capteurs capacitifs régulièrement espacés jusqu'à une profondeur maximale de 7 m (à raison d'un capteur tous les 50 cm jusqu'à une profondeur de 5 m, puis tous les mètres), un pluviomètre et une centrale automatique permettant l'acquisition des mesures à pas de temps réglable et leur télétransmission, à la demande (le transfert des données n'a cependant lieu qu'au maximum 2 fois par semaine pour ménager la recharge des batteries d'alimentation), par GSM.



Illustration 114 – Vues de l'environnement de surface de l'installation expérimentale sur le site de Mormoiron (canne 1 à gauche, canne 2 à droite)

La canne 1 est située à moins de 10 m en contrebas du *Chemin des genêts*, au pied d'un orme de 4 à 5 m de hauteur et au milieu d'un massif de buissons. La canne 2 est située à 30 m de la précédente, en partie basse de la parcelle, au centre d'une surface herbeuse éloignée de plusieurs mètres des buissons environnants. Les capteurs de la canne 1 (12 capteurs capacitifs Humitub et 3 capteurs de température, placés respectivement à 1,50 m, 6 m et 7 m de profondeur) sont reliés à un multiplexeur abrité dans une armoire métallique et lui-même connecté à la centrale d'acquisition (centrale Osiris, produite par Iris Instruments) qui se trouve à proximité de la canne 2. Cette dernière comporte également 12 capteurs Humitub et 3 capteurs de température (à des profondeurs respectives de 0, 50 m, 2,50 m et 4 m). Elle est reliée à un second multiplexeur, placé dans la même armoire que la centrale d'acquisition. Cette armoire abrite aussi un modem (Iriscom) pour la transmission des données par GSM. Un pluviomètre à augets, également relié à la centrale d'acquisition, a été implanté à proximité de la canne 2, à 1,70 m du sol.

L'installation du matériel de mesure a été effectuée à partir du 28 novembre 2004, les sondages nécessaires à la mise en place des cannes Humitub ayant été réalisés à la tarière par la société Intrasol, la préparation et la mise en œuvre du matériel de mesure ayant été confiées à la société Minaus SA. Le dispositif est opérationnel depuis le 7 décembre 2004. Quelques ruptures d'enregistrement dues à des défaillances matérielles (dysfonctionnement de la « carte alimentation » de la centrale et d'un des multiplexeurs, tension insuffisante de la batterie) ont été notées mais globalement les données sont disponibles sur la majeure partie de la période considérée. Depuis le 31 août 2005, le nombre de mesures quotidiennes a été réduit à 4. Par ailleurs, un

panneau solaire a été installé le 10 novembre 2005 pour pallier les défauts périodiques d'alimentation constatés jusque là, problème qui n'est pas réapparu depuis.

Lors de la mise en place du matériel, la parcelle était couverte d'une végétation arbustive assez dense constituée d'épineux. En mai 2006, la commune a pris l'initiative de procéder au débroussaillage de la parcelle qui est désormais recouverte d'une végétation herbacée rase (Illustration 115), à l'exception de quelques arbustes et des deux ormes placés en limite sud du terrain (dont l'un à proximité de la canne 1).



Illustration 115 – Vue panoramique du site expérimental après défrichement réalisé en mai 2006

Les capteurs capacitifs utilisés pour les cannes Humitub sont constitués de paires d'électrodes annulaires espacées de 10 mm, et situées à intervalles périodiques le long d'une structure tubulaire rigide de diamètre extérieur 50 mm. Les forages destinés à leur mise en place ont été réalisés à la tarière en diamètre 63 mm, sans apport d'eau, et les cannes ont été descendues immédiatement après la perforation, sans difficulté particulière. L'espace annulaire resté libre (dont le volume théorique est de l'ordre de 8 l par forage) a été partiellement comblé par déversement gravitaire d'une petite quantité de sable fin mis en place par voie humide (apport d'environ 20 l d'eau entre le 1<sup>er</sup> et le 7 décembre 2004) tandis que la partie supérieure de cet orifice était colmatée avec soin sur une profondeur de 20 cm environ par compactage de l'argile environnante puis recouvrement par un film plastique enterré et enfin scellement au mortier (en date du 4 juillet 2005) pour éviter toute infiltration directe d'eau le long des cannes.

Il avait été supposé que les terrains argileux plastiques se refermeraient très rapidement autour des cannes et assureraient ainsi une bonne jonction avec les capteurs de permittivité. Cependant, les mesures obtenues sur ce site montrent que certains capteurs donnent des valeurs aberrantes, particulièrement faibles en périodes de sécheresse, ce qui laisse penser que la dessiccation du sol autour des sondes provoque périodiquement un retrait qui affecte la qualité du contact entre le sol et les électrodes. Même si le rayon d'action des capteurs capacitifs est de plusieurs centimètres, ce défaut de contact se traduit inévitablement par une altération de la qualité des mesures.

Par ailleurs, en période de forte pluviométrie, il a été constaté des phénomènes de divergence des mesures, ce qui traduirait la présence de fortes teneurs en eau du sol environnant, voire de circulations d'eau libre qui pourraient percoler en profondeur dans cet espace annulaire partiellement ouvert. Ces hypothèses sont actuellement en cours de validation par des observations menées en laboratoire sur une sonde étalon munie d'un capteur unique et mise en place dans une cuve de matériau prélevé sur le site de Mormoiron. Néanmoins, pour limiter tout risque d'infiltration à l'intérieur de cet espace annulaire extérieur éventuel, un nouveau scellement de la tête des cannes a été réalisé les 13 et 14 juin 2006, avec mise en place de mortier autour et en dessous de celui déjà en place, à une période où la dessiccation était telle que les cannes n'étaient manifestement plus en contact direct avec le sol dans sa tranche superficielle.

Outre les échantillons prélevés lors du sondage carotté préalable effectué sur la parcelle expérimentale le 2 septembre 2004 (emplacement noté SC2 sur le plan de situation ci-après, Illustration 116) et pendant la mise en place des capteurs (sondages à la tarière à l'emplacement des cannes 1 et 2), des prélèvements supplémentaires ont été réalisés en vue d'une caractérisation plus fine du matériau.

Le 7 mars 2005, une fosse (notée Fos 1 sur le schéma de l'Illustration 116) a été creusée manuellement à une profondeur de 0,5 m sur la parcelle voisine et a fait l'objet de prélèvements d'échantillons partiellement remaniés (mottes).

Le 4 Juillet 2005, une fosse a été creusée à la pelle mécanique à une profondeur de 2 m (Fos 2) sur la parcelle expérimentale en vue de prélever une série d'échantillons intacts (prismatiques et cylindriques).

Le 16 Novembre 2005, deux sondages à la tarière manuelle et une fosse pédologique creusée à une profondeur de 0,90 m ont permis l'analyse fine de la texture des premiers horizons de sol ainsi que le prélèvement d'échantillons remaniés et non remaniés (carottiers en tubes aluminium et PVC) dans la fosse.

Enfin, le 1<sup>er</sup> Février 2006, une fosse a été creusée à la pelle mécanique à 1,80 m (Fos 4) pour permettre un nouveau prélèvement d'échantillons intacts (2 caisses d'une centaine de kg chacune et plusieurs tubes en PVC). L'ensemble des échantillons ainsi prélevés a été transmis au Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux (LMSSMat) de l'École Centrale de Paris afin de servir de support aux caractérisations en laboratoire dont les résultats sont présentés au paragraphe 4.1 ci-après.



Illustration 116 – Localisation des différents points de prélèvement et des capteurs installés sur le site expérimental de Mormoiron (fond topographique d'après plan cadastral)

# 3.2. SITE DE POITIERS (BRGM)

# 3.2.1. Situation géographique

Le site retenu pour le suivi des teneurs en eau dans un sol argileux exposé à un climat océanique se trouve sur la commune de Mignaloux-Beauvoir, au lieu-dit Le Deffend, environ 4 km au sud-est de Poitiers (Illustration 117), dans la Vienne (86). Le terrain est géré par l'Université de Poitiers avec qui le BRGM a signé une convention en novembre 2005 pour la mise à disposition du site pendant la durée de l'expérimentation. Il est également utilisé comme site expérimental par d'autres organismes de recherche dont un Observatoire Régional de l'Environnement et le laboratoire HydrASA (Hydrogéologie, Argiles, Sols, Altération), unité mixte de recherche au CNRS et à l'ESIP (École Supérieure d'Ingénieurs de Poitiers).



Illustration 117 – Plan de situation du site du Deffend (extrait carte IGN 1/25 000)

# 3.2.2. Contexte géologique du site

La carte géologique éditée par le BRGM à l'échelle 1/50 000 (feuilles de Poitiers et Chauvigny), indique que la partie principale du site est recouverte par des formations argilo-sableuses du Tertiaire (*Complexe des Bornais*), constituées d'argiles silteuses, de couleur grise à jaunâtre, parfois ocre à rouge (Illustration 118). La base de ces dépôts intègre localement des argiles de décalcification des calcaires du Dogger (Bajocien à Bathonien) dont le toit présente de nombreuses ondulations. Ces niveaux calcaires affleurent directement en partie orientale du site (notamment sous le château et l'ancien moulin). Quant à l'extrémité nord du site, comprise entre les vergers du Conservatoire régional du patrimoine végétal et le lotissement du Pré des Mottes, elle est constituée, d'après la carte géologique, de marnes mises en place entre l'Éocène supérieur et l'Oligocène inférieur (désignées sous le nom de *Marnes de l'Oligocène*). Il s'agit d'argiles grises à verdâtres et de marnes blanches à nodules de calcaire nacré, généralement coiffées par des niveaux de calcaires lacustres souvent silicifiés.

Dans le cadre de sa mission de service public, le BRGM a été chargé de réaliser la carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles sur l'ensemble du département de la Vienne (Renault et al, 2002), selon une méthodologie nationale, identique à celle appliquée dans le Vaucluse et qui repose en particulier sur l'interprétation des formations argileuses et marneuses telles que décrites dans les cartes géologiques à

l'échelle 1/50 000, après harmonisation et corrections éventuelles, ainsi que sur le recensement des sinistres déclarés.

La carte ainsi réalisée avait placé en aléa faible les affleurements du Dogger (à dominante calcaire mais localement recouverts d'argiles de décalcification) et en aléa moyen les recouvrements d'argiles sableuses tertiaires *(Complexe des Bornais)* qui couvrent l'essentiel du site du Deffend. Quant aux *Marnes de l'Oligocène*, qui s'étendent localement au nord du site du Deffend, elles ont été considérées en aléa fort car leur fraction argileuse est essentiellement formée de montmorillonite. Au cours de cette étude, une cinquantaine de sites de sinistres attribués au phénomène de retrait-gonflement avait été identifiée dans la seule commune de Mignaloux-Beauvoir, dont 28 dans un rayon de 1 km autour du Deffend. Il est à noter par ailleurs qu'au cours de l'été 2003, environ 600 sinistres supplémentaires ont été recensés sur le territoire des 10 communes qui constituaient à cette date la Communauté d'Agglomération de Poitiers, dont une bonne part dans la commune de Mignaloux-Beauvoir Beauvoir qui est donc particulièrement touchée par ce risque.



Illustration 118 - Contexte géologique du site du Deffend et sondages antérieurs disponibles

De nombreux sondages profonds (120 m pour la plupart d'entre eux) ont été réalisés sur le site en 2002 et 2004, dans le cadre d'un programme de suivi hydrogéologique du site (Compère, 2005). Ces sondages ont été réalisés en mode destructif jusqu'au toit du calcaire, puis carottés ensuite. S'ils permettent d'apprécier localement la profondeur

du toit du calcaire (Dogger), laquelle varie fortement (entre 0,50 et 27 m par rapport au terrain naturel), ils sont peu utiles pour caractériser le recouvrement superficiel composé de terrains argilo-sableux du Tertiaire (*Complexe des Bornais*) mais aussi, au moins localement, d'argiles de décalcification. L'emplacement de ces sondages (notés principalement M0 à M24) apparaît sur l'Illustration 118. Leur interprétation permet d'identifier, dans la partie centrale de la zone investiguée, un secteur où le toit du calcaire est très superficiel (la limite du secteur où l'épaisseur du recouvrement tertiaire est inférieure à 5 m est représentée par un tireté violet sur la carte de l'Illustration 118).

La zone située entre les sondages M4 et MP5 (carré de 15 m de côté), dans un secteur où l'épaisseur du recouvrement argilo-limoneux varie entre 8 et 15 m, est réservée pour des investigations à usage géotechnique conduites par le laboratoire HydrASA et a fait l'objet, depuis avril 2004, de plusieurs sondages à faible profondeur ainsi que de nombreux essais de caractérisation en laboratoire montrant notamment des profils de valeurs au bleu de méthylène (Vb) variant entre 0 et 10,3 (avec des valeurs supérieures à 6 au-delà de 3 m de profondeur) et des indices de plasticité (Ip) compris entre 9,2 et 54,7 %.

Plusieurs sondages complémentaires, conduits sur l'ensemble du site du Deffend entre mars et juin 2005, et dont les principaux résultats sont détaillés dans un rapport précédent (Vincent et al, 2006) ont finalement conduit à retenir, comme emplacement pour la mise en place des capteurs d'humidité, un terrain situé au sud du site du Deffend (noté « emplacement projeté » sur l'Illustration 118), de part et d'autre de l'alignement des forages profonds IM1, M24 et C2. A l'ouest de cet alignement s'étend une parcelle plane, labourée jusqu'en 2005, et actuellement enherbée. A l'est des forages profonds, cette parcelle se termine par un fossé d'environ 1 m de profondeur qui longe une parcelle boisée (lieu-dit « Bois Martin »). La lisière occidentale de cette parcelle boisée est constituée d'un peuplement de feuillus avec une nette prédominance de chênes et présence subordonnée de châtaigniers et de hêtres.

#### 3.2.3. Caractérisation climatique de la zone

Le site retenu est soumis à un climat de type océanique. Les données fournies par Météo-France correspondent aux cumuls journaliers calculés à la station de Poitiers-Biard (située à environ 8 km du Deffend et sensiblement à la même altitude) et couvrent une période allant du 1<sup>er</sup> janvier 1949 au 31 décembre 2005. L'Illustration 119 représente ainsi les moyennes trentenales des précipitations et évapotranspiration potentielles (ETP calculée quotidiennement par Météo-France à partir d'une formule de type Monteith) en valeurs mensuelles sur la période 1970-2000.

Comme à Carpentras, on observe deux périodes de précipitations plus intenses : le printemps (mois de mai en particulier) et l'hiver (principalement en novembredécembre). L'été apparaît légèrement plus sec que le reste de l'année, mais ce minimum estival est nettement moins marqué qu'en climat méditerranéen : toutes les valeurs de précipitations mensuelles moyennes sont comprises entre 41 et 72 mm d'eau (alors que la fourchette va de 29 à 96 mm pour Carpentras). La moyenne trentenale des cumuls annuels de précipitations s'élève à 690 mm, très légèrement



supérieure (de 5 %) aux 655 mm enregistrés en moyenne à Carpentras sur la même période.

Illustration 119 – Moyennes mensuelles trentenales (période 1970-2000) des précipitations et évapotranspirations potentielles à Poitiers-Biard (données Météo-France)

L'ETP présente comme dans le Vaucluse un pic annuel en juillet avec toutefois une valeur moyenne de 139 mm qui reste inférieure de 30 % à celle enregistrée en moyenne à Carpentras pour ce même mois. Le cumul annuel moyen de l'ETP, calculé toujours sur la période 1970-2000, s'élève à 812 mm, ce qui représente une valeur inférieure de 28 % à celle calculée pour la station de Carpentras. La superposition des cumuls mensuels moyens de précipitations et d'ETP indique que, comme dans le Vaucluse, l'ETP cumulée sur une année est nettement supérieure au cumul de précipitations enregistré. Toutefois, l'écart annuel entre ces deux grandeurs n'est que de 122 mm en moyenne alors qu'il atteignait 481 mm à Carpentras. Le bilan des pluies efficaces (P-ETP) est positif durant les mois d'automne et d'hiver (octobre à février) tandis que l'ETP excède nettement les précipitations durant le printemps et surtout l'été avec un déficit maximal en juillet. Globalement, les conditions de recharge de la réserve en eau des sols sont en moyenne nettement plus favorables à Poitiers qu'à Carpentras.

L'analyse des données pluviométriques journalières sur l'ensemble de la période de mesures disponibles (1949-2005) montre que la pluviométrie moyenne est de 1,88 mm d'eau par jour, mais seuls 55 % des jours ne présentent aucune précipitation. Ramenée aux seuls jours effectivement pluvieux, la moyenne de précipitation

journalière s'élève à 4,15 mm d'eau par jour de précipitation, soit nettement moins que les 6,4 mm par jour de précipitation effective estimée à Carpentras. La plus importante précipitation journalière mesurée entre 1949 et 2005 est de 70,6 mm d'eau le 8 juin 1949, ce qui est très inférieur au record de pluviométrie journalière enregistré à Carpentras (212 mm, en début d'automne). La situation climatique de Poitiers apparaît donc bien distincte de celle de Carpentras, avec une répartition des précipitations plus régulière au cours de l'année. La proportion de jours de pluie atteint ici 45 % alors qu'elle n'est que de 28 % à Carpentras. Bien que le cumul de précipitations annuelles en moyenne trentenale sur la période 1970-2000 soit du même ordre sur chacun des deux sites, la répartition saisonnière de ces précipitations y est très différente. En climat méditerranéen, à Carpentras, l'hiver et l'été sont nettement plus secs qu'en climat océanique, à Poitiers, alors que d'importants orages au printemps et en automne élèvent le niveau des précipitations du Vaucluse bien au dessus de celles de la Vienne au cours de ces deux mêmes périodes.

Par ailleurs, les variations interannuelles de pluviométrie sont plutôt moins marquées à Poitiers qu'à Carpentras. Sur l'ensemble de la période de mesures disponibles (57 ans à Poitiers-Biard), la moyenne annuelle de précipitations s'élève à 686 mm avec un écart-type de 131 mm (donc sensiblement inférieur à celui calculé à Carpentras). Les années les plus pluvieuses, avec un cumul de précipitation supérieur à la moyenne augmentée d'un écart-type (soit un cumul annuel supérieur à 817 mm) sont au nombre de 8, les plus récentes observées étant 1984 et 1999 (avec un cumul annuel de 906 mm pour cette année, le record étant l'année 1960 avec un cumul de 991 mm, soit un excédent de 44 % par rapport à la moyenne). Les années les plus déficitaires, avec un cumul annuel inférieur à la moyenne annuelle moins l'écart-type sont également au nombre de 8 sur cette période, les plus récentes étant 1989, 1990, 1991 et 2005, avec un record enregistré en 1953 (précipitation annuelle de 337 mm soit un déficit égal à 50 % de la moyenne annuelle).

L'analyse des relevés quotidiens de température permet de calculer la température moyenne sous abri à Poitiers-Biard, qui est de 11,3 °C, alors que 4,15 % des jours présentent une température moyenne journalière inférieure à 0 °C (contre 2,1 % à Carpentras). Globalement les températures moyennes journalières et surtout les amplitudes thermiques annuelles sont donc sensiblement supérieures sur Carpentras, même si les écarts ne sont pas très élevés et ne dépassent pas quelques degrés.

Afin de caractériser l'état hydrique dans lequel se trouvait le sol du Deffend lors de la mise en place du système d'instrumentation fin 2005, les données mensuelles de précipitations et d'ETP sur la période 2002-2005 ont été comparées aux valeurs moyennes calculées sur l'ensemble de la période de mesures disponibles, soit 1949-2005, comme indiqué sur les graphiques de l'Illustration 120. En 2002, l'ETP était conforme à la normale et la pluviométrie nettement excédentaire en automne, d'octobre 2002 jusqu'à janvier 2003. L'année 2003 s'est caractérisée par une pluviométrie déficitaire pour tous les mois de février à septembre (sauf juin qui était normal), avec un cumul pluviométrique sur cette période de 285 mm (inférieur de 30 % à la normale saisonnière sur cette période) et surtout une ETP anormalement élevée de 884 mm (supérieure de 24 % par rapport au cumul habituel sur cette période). Cette période de sécheresse intense a été suivie par un automne 2003 relativement arrosé

(avec de forts excédents pluviométrique en octobre 2003 et de nouveau en janvier 2004). L'année 2004 a été proche des normales avec toutefois des mois de juin et septembre très secs et surtout un automne-hiver très déficitaire, de novembre 2004 à mars 2005. Les ETP ont été sensiblement supérieures aux normales saisonnières de juin à septembre 2005 tandis que la pluviométrie a été inférieure à la normale pendant tous les mois, de juillet à novembre 2005. Comme à Carpentras, le matériel d'instrumentation a donc été installé dans un sol dont l'état hydrique était manifestement plus sec que son état habituel à cette période de l'année. C'est d'ailleurs ce qui a été observé lors de la mise en place.



Illustration 120 – Précipitations et ETP mensuelles des années 2002-2005, comparées aux moyennes mensuelles sur la période 1949-2005 (données Météo-France)

#### 3.2.4. Instrumentation du site

Comme à Mormoiron, le matériel installé a été réparti en deux secteurs, dénommés ici grappes 1 et 2. La grappe 1, qui correspond à 11 forages équipés d'Humitubs placés à des profondeurs variant entre 0,5 et 7 m (soit 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m, 4 m, 5 m, 6 m et 7 m) est située en sous-bois, en lisière de la forêt (Illustration 121), à l'intérieur d'un quadrilatère de 4 x 7 m, qui s'étend dans une clairière bordée de chênes. Ces capteurs sont tous connectés à un multiplexeur placé dans une armoire électrique, reliée elle-même à la centrale d'acquisition par un câble enterré à faible profondeur (environ 20 cm), protégé par un fourreau en PVC annelé, dont l'emplacement est matérialisé en surface par des piquets. La grappe 2, située en prairie à plus de 30 m des arbres les plus proches, est constituée également de 11 forages équipés d'Humitubs placés aux mêmes profondeurs que précédemment



ainsi que de 4 extensomètres ancrés à 7 m de profondeur, le tout situé dans un quadrilatère de 4,50 x 6 m (Illustration 122).

Illustration 121 – Disposition des différents éléments mis en place par le BRGM sur le site du Deffend pour l'acquisition des mesures expérimentales



Illustration 122 – Vue des deux grappes de capteurs installées sur le site du Deffend (photos BRGM, septembre 2006)

Il est à noter que le site du Deffend est déjà équipé d'une station météorologique mise en place par l'Université de Poitiers en novembre 2002, qui se situe environ 250 m au nord-ouest de la grappe 2 (Illustration 118). Elle enregistre en continu (avec un pas de mesure de 30 mn) la pluviométrie, la température au sol et à 2 m de hauteur, l'humidité de l'air, le point de rosée et la vitesse du vent à 2 m au dessus du sol. L'alimentation électrique de cette station, assurée par des capteurs solaires, subit régulièrement quelques défaillances mais la corrélation entre les valeurs mesurées et celles enregistrées en parallèle à la station Météo-France de Poitiers-Biard étant excellente (au moins pour la température et pour la pluviométrie), les paramètres météorologiques locaux peuvent être considérés comme connus de manière satisfaisante. La station météorologique de Météo-France, située à l'aéroport de Poitiers, sur le territoire de la commune de Biard, et disposant de données d'évapotranspiration depuis 1964, n'est éloignée du site du Deffend que de 8 km à vol d'oiseau et se situe dans un environnement géomorphologique très comparable (sur le plateau à une altitude d'environ 120 m NGF), bien qu'en rive gauche du Clain alors que le site du Deffend se trouve en rive droite. Pour ces différentes raisons, il n'a donc pas été jugé nécessaire d'équiper le site expérimental de nouveaux capteurs météorologiques.

Plusieurs sondages de reconnaissance avaient été réalisés dans le secteur en mars et juin 2005 pour vérifier l'adéquation du site aux exigences requises par le programme de recherche. Une convention a été signée avec l'Université de Poitiers, gestionnaire du site, pour autoriser sa mise à disposition pour une durée minimale de trois ans. L'installation elle-même a été réalisée entre le 28 novembre et le 2 décembre 2005. Plusieurs sondages de reconnaissance à la tarière (notés T1 à T5 sur l'Illustration 121) et deux sondages carottés (notés E1 et E2) descendus chacun à 7 m de profondeur ont été réalisés par une équipe de sondage mise à disposition par CEBTP-SOLEN dans le cadre du programme de recherche.

Au moment de l'installation, des échantillons ont été systématiquement prélevés à intervalles réguliers au cours des sondages effectués à la tarière, notamment au niveau de l'implantation de chacun des capteurs Humitub. Ces échantillons remaniés ont été transmis au laboratoire HydrASA de l'Université de Poitiers qui a procédé dans les jours suivants à des mesures de teneur en eau sur ces échantillons, afin de tracer des profils hydriques du sol en fonction de la profondeur et de caler les premières mesures de permittivité in situ. L'intervalle très court entre les dates de prélèvement et d'analyse permet de penser que ces mesures sont représentatives des teneurs en eau in situ, avec toutefois le risque que les matériaux prélevés aient été artificiellement desséchés du fait de l'échauffement provoqué par la rotation de la tarière dans les terrains les plus résistants à la perforation. Par ailleurs, deux sondages carottés, notés E1 et E2 (Illustration 121) ont été réalisés à proximité immédiate des deux grappes de capteurs, à sec, par battage, localement en rotopercussion, de manière à prélever des échantillons aussi peu remaniés que possible (bien que certains segments aient été légèrement comprimés lors du prélèvement). Ces carottes prélevées sous gaines PVC ont été immédiatement emballées sous film plastique, mais les caisses ont ensuite été conservées pendant près de deux mois avant transfert au LAEGO pour analyse (cf paragraphe 4.2), ce qui a pu induire un phénomène de dessiccation du matériau.

La mise en place des différents capteurs a été réalisée par le BRGM avec l'aide de CEBTP-SOLEN qui s'est chargé de la réalisation des sondages et des scellements. La préparation du matériel de mesure et son câblage ont été assurés par la société MINAUS SA, le système étant opérationnel depuis le 6 décembre 2005. Une nouvelle intervention sur le site a été réalisée en date des 6 et 7 septembre 2006 pour mettre en place un panneau solaire destiné à renforcer l'alimentation électrique de l'installation, jusque là assurée par des batteries périodiquement remplacées par des batteries rechargées. Dans le même temps, des levés topographiques ont été effectués par un géomètre expert pour préciser la disposition de certains des capteurs et permettre ultérieurement de contrôler les mouvements verticaux du sol mesurés par les extensomètres. Ces éléments ont été intégrés pour préciser la disposition et les caractéristiques des différents sondages réalisés sur le site dans le cadre du présent programme (Illustration 123). La cote moyenne de la prairie au niveau de la grappe 2 est de 123,5 m NGF, tandis que la grappe 1 en forêt se trouve à environ 124 m NGF.

Sondage	Date	X (m)	Y (m)	Prof.	Type de	Equipement mis en place ou destination du		
Ŭ	exécution	. ,		atteinte	foration	sondage		
				(m)				
E1	28-nov-05	452 090,8	2 174 506,9	7,10	carottage	prélèvement échantillons intacts sous gaine PVC		
E2	02-déc-05	452 133,7	2 174 495,1	6,70	carottage	prélèvement échantillons intacts sous gaine PVC		
T1	28-nov-05	452 091,0	2 174 506,7	7,50	tarière	prélèvement échantillons remaniés		
T2	28-nov-05	452 117,6	2 174 475,9	6,10	tarière	reconnaissance géol pour implantation matériel		
Т3	28-nov-05	452 120,6	2 174 482,2	2,70	tarière	reconnaissance géol pour implantation matériel		
T4	28-nov-05	452 112,1	2 174 473,5	6,20	tarière	reconnaissance géol pour implantation matériel		
T5	29-nov-05	452 130,4	2 174 488,9	7,15	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 7 m		
Т6	29-nov-05	452 130,2	2 174 487,6	1,00	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 0,70 m		
Τ7	29-nov-05	452 128,7	2 174 488,8	0,70	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 0,50 m		
Т8	29-nov-05	452 131,8	2 174 488,5	1,72	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 1,50 m		
Т9	29-nov-05	452 130,2	2 174 490,9	2,20	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 2 m		
T10	30-nov-05	452 131,8	2 174 490,3	5,25	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 5 m		
T11	30-nov-05	452 131,6	2 174 492,4	3,30	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 3 m		
T12	30-nov-05	452 133,1	2 174 491,7	3,70	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 3,50 m		
T13	30-nov-05	452 132,1	2 174 493,9	2,82	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 2,60 m		
T14	30-nov-05	452 133,2	2 174 489,9	6,15	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 6 m		
T15	30-nov-05	452 133,5	2 174 492,9	4,20	tarière	Humitub grappe 1 - profondeur 4 m		
T16	30-nov-05	452 095,5	2 174 510,1	7,15	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 7 m		
T17	30-nov-05	452 096,9	2 174 508,5	1,80	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 1,60 m		
T18	30-nov-05	452 096,9	2 174 510,1	7,00	tarière	Extensomètre Ex1- profondeur 0,10 m		
T19	30-nov-05	452 096,9	2 174 511,4	3,32	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 3,10 m		
T20	30-nov-05	452 098,5	2 174 510,4	2,20	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 2 m		
T21	01-déc-05	452 095,5	2 174 511,4	5,25	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 5 m		
T22	01-déc-05	452 097,2	2 174 512,5	7,15	tarière	Extensomètre Ex2- profondeur 1 m		
T23	01-déc-05	452 096,2	2 174 513,2	7,10	tarière	Extensomètre Ex3 profondeur 0,50 m		
T24	01-déc-05	452 095,1	2 174 512,8	7,15	tarière	Extensomètre Ex4- profondeur 1,50 m		
T25	01-déc-05	452 094,0	2 174 511,4	4,20	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 4 m		
T26	01-déc-05	452 094,0	2 174 512,4	6,30	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 6,05 m		
T27	01-déc-05	452 092,4	2 174 512,5	1,20	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 0,80 m		
T28	01-déc-05	452 094,0	2 174 513,9	0,70	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 0,50 m		
T29	01-déc-05	452 094,1	2 174 510,1	2,70	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 2,45 m		
T30	01-déc-05	452 092,7	2 174 511,4	3,76	tarière	Humitub grappe 2 - profondeur 3,50 m		

# Sondages réalisés sur le site du Deffend

Campagne BRGM et CEBTP-Solen du 28 novembre au 2 décembre 2005

Remarque : les coordonnées X-Y indiquées sont des coordonées métriques en système Lambert II étendu déterminées de manière approximative par mesures au décamètre et report sur plan levé par géomètre expert (cabinet ETUDIS), en septembre 2006

Illustration 123 - Coordonnées et utilisation des différents sondages réalisés sur le site du Deffend en 2006 pour la reconnaissance et la mise en place des capteurs Afin de limiter les problèmes d'infiltration d'eau autour des capteurs, la technique d'installation a été modifiée par rapport à celle de Mormoiron. Chaque forage abrite une canne munie d'un capteur unique placé à une profondeur déterminée, le capteur étant situé à 20 cm de l'extrémité de la canne afin d'éviter la déformation de l'environnement de mesure. Les cannes ont été mises en place dans un forage réalisé à la tarière en diamètre 89 mm (bien supérieur au diamètre des cannes, qui est de 50 mm), à l'exception des 50 derniers centimètres qui ont été forés en 50 mm de manière à s'ajuster étroitement autour de la partie sensible de la canne de mesure et minimiser ainsi l'espace annulaire libre autour des capteurs Humitub (Illustration 124).

L'espace annulaire laissé libre autour de la partie supérieure de la canne (jusqu'à 30 cm au dessus des capteurs) a ensuite été comblé, d'abord par un bouchon de perlite (billes de bentonite déversées depuis la surface et légèrement compactées puis humectées par apport de quelques litres d'eau) sur une hauteur moyenne de 50 cm, puis par un scellement au coulis de ciment jusqu'à la surface du sol. La tête des tubes est ensuite protégée par un capot constitué d'un tube PVC de diamètre 80 mm, dont l'orifice est scellé par un ruban adhésif étanche.



Illustration 124 – Schéma de principe d'installation des cannes Humitub au Deffend

#### 3.2.5. Instrumentation particulière du site

L'instrumentation spécifique mise en place dans le cadre du projet concerne l'installation de quatre extensomètres en forages destinés à mesurer les mouvements verticaux du sol induits par les phénomènes de retrait-gonflement des argiles.

Le principe de fonctionnement des cannes extensométriques installées (Illustration 125) repose sur la mesure du déplacement par coulissement relatif de deux tubes, l'un étant scellé à 7 m de profondeur (point considéré comme fixe) et l'autre étant ancré à la profondeur choisie pour la mesure (en l'occurrence 0 m, 0,5 m, 1 m et 1,5 m pour les appareils installés au Deffend). Le diamètre de la canne extensométrique est de 40 mm.

Le capteur de mesure est de type LVDT à sortie 4-20 mA et sa course totale est de 50 mm, répartie entre les tassements et les gonflements suivant le réglage effectué lors de l'installation. Les faibles mesures en mA correspondent à un capteur comprimé (tassement du sol) et les fortes mesures en mA à un capteur en expansion (gonflement). Une conversion polynomiale d'ordre 2 a été établie pour chaque capteur, afin de traduire les intensités mesurées en déplacement vertical du sol.

L'installation de chaque canne extensométrique s'est faite dans un forage de 7 m de profondeur en diamètre 63 mm, qui a été réalésé en tête, en diamètre 114 mm, jusqu'à la base du scellement du point de mesure (cote du point de mesure – 5 cm). La base du dispositif est scellée dans 50 cm de coulis déposé en fond de trou préalablement à la pose de la canne. Le scellement au niveau du point de mesure a été fait sur 10 cm de hauteur (5 cm de part et d'autre de la côte de mesure choisie) et s'appuie donc sur le plateau formé par le passage du diamètre de forage de 114 à 63 mm. Une collerette souple en mousse, descendue au niveau de ce plateau, a permis d'obturer l'espace annulaire entre la canne extensométrique et le diamètre du forage de 63 mm, afin d'éviter que le coulis d'ancrage ne descende dans le fond du trou. L'espace libre situé au-dessus de la zone de scellement supérieure a été comblé avec le matériau du site.

Pour le capteur mesurant les déplacements en surface, le scellement au niveau du point de mesure est légèrement différent : il est constitué d'un bloc de béton de forme carrée de 30 cm de côté, mis en place dans un avant-trou creusé à la main sur une profondeur de 10 cm.



Illustration 125 – A gauche : schéma de principe d'une canne extensométrique – A droite : schéma d'installation

Lors de l'installation, un système de cordelettes reliant la surface à la base de la partie coulissante de la canne extensométrique a été mis en place, permettant de bloquer le capteur dans une position choisie (environ 40 mm de course pour le tassement et 10 mm pour le gonflement, étant donné que l'installation était réalisée au début de l'hiver), le temps que le coulis de scellement fasse prise. Ces cordelettes ont ensuite été coupées.

Les capteurs sont reliés, via un multiplexeur, à la station d'acquisition Osiris, qui permet de les interroger au pas de temps choisi (deux fois par jour en l'occurrence) et d'enregistrer les mesures.

La conception des cannes extensométriques et leur assemblage ont été réalisés par la société MINAUS S.A., tandis que la technique d'installation a été mise au point en collaboration entre MINAUS et le BRGM.

L'installation sur site a été réalisée entre le 28 novembre et le 2 décembre 2005, par MINAUS, le BRGM et CEBTP-SOLEN qui était notamment en charge des forages.



Illustration 126 – Planche photographique concernant l'installation des cannes extensométriques sur le site du Deffend : 1) base d'une canne extensométrique, 2) partie supérieure (zone de coulissement) de la canne extensométrique, 3) mise en place d'une canne extensométrique, 4) tête d'une canne extensométrique installée en forage

Les quatre cannes extensométriques ont été installées dans la zone de prairie, au niveau de la grappe 2 constituée des 11 cannes Humitub. L'emplacement des quatre capteurs est précisé sur l'Illustration 121, sachant que :

 l'extensomètre mesurant les déplacements en surface est installé au niveau du forage T18 ;

- l'extensomètre mesurant les déplacements à 0,5 m de profondeur est installé au niveau de T23 ;
- l'extensomètre mesurant les déplacements à 1 m de profondeur est installé au niveau de T22 ;
- l'extensomètre mesurant les déplacements à 1,5 m de profondeur est installé au niveau de T24.

Des mesures de nivellement par un géomètre ont été réalisées début septembre 2006 pour vérifier le calage des cannes extensométriques. D'autres seront réalisées ultérieurement à intervalles périodiques.

#### 3.3. REFLEXION SUR LES CAPTEURS DE MESURE IN SITU

#### 3.3.1. Réflexion sur les capteurs de mesure in situ de succion adaptés à de fortes pressions négatives (LMSSMat)

Les dispositifs utilisés pour mesurer la succion sont très différents selon le domaine de pressions considéré :

- de 0 à 1500 kPa, la mesure peut être faite par des tensiomètres utilisant des filtres poreux semi-perméables, perméables à l'eau mais imperméables à l'air afin d'éviter de désaturer le circuit de mesure. On utilise alors un capteur de pression absolue pour mesurer la pression négative de l'eau ( $u_w < 0$ ;  $u_a = 0$ ). Jusqu'à une période récente, ces capteurs étaient limités aux succions inférieures à 70 kPa, mais des développements effectués à l'Imperial College, aux universités de Saskatchewan et de Trento, ainsi qu'au CERMES leur permettent maintenant d'atteindre des succions allant jusqu'à 1500-2000 kPa, avec toutefois une forte propension à se désaturer au bout d'un temps allant de quelques jours à quelques semaines ; en outre, la procédure de saturation initiale ou de resaturation est assez complexe et longue pour une utilisation *in situ* ;
- de 200 Pa à plusieurs centaines de MPa, on peut utiliser des psychromètres pour mesurer la succion. Ces appareils mesurent l'humidité relative de l'air à l'intérieur des pores du sol. La valeur est déduite des mesures faites par deux thermomètres : l'un est sec et mesure la température ambiante  $T_0$ ; le second est maintenu humide et mesure la température d'évaporation  $T_e$  dans l'atmosphère de l'échantillon. La différence  $T_0$ - $T_e$  est une fonction de l'humidité relative de la phase air du matériau. L'humidité relative (H<sub>R</sub>) est reliée à la courbure des interfaces eauair, et ainsi à la succion à travers la relation thermodynamique suivante, déduite de la loi de Kelvin-Goodrich et tracée sur l'Illustration 127 (Verbrugge 1972) :

$$pF = \log (u_a - u_w)_{cm CF} = 4.035 + \log T_0 + \log (2 - \log H_R)$$

La mesure des températures  $T_0$  et  $T_e$  est faite au moyen de thermocouples ou de transistors, les deux techniques présentant des avantages et des

inconvénients. Dans tous les cas, il est nécessaire d'étalonner le dispositif avec des solutions salines. Ces techniques sont extrêmement sensibles aux changements de température ; les étalonnages doivent donc être effectués à différentes températures et la mesure de la température de l'échantillon doit être faite très précisément ( $\pm 0.1^{\circ}$ C).



Illustration 127 - Relation entre le pF et l'humidité relative à 25°C

D'autres dispositifs de mesure des teneurs en eau, basés sur la mesure de paramètres électriques reliés à l'humidité (constante diélectrique, résistivité, capacité, etc.) sont utilisés pour mesurer l'humidité relative de l'air dans le domaine de 10 à 95%. Ces dispositifs ont généralement une précision de  $\pm$  1 H<sub>R</sub>, ou  $\pm$  0,1 pF dans cette partie de la courbe, plus faible que celle des psychromètres. Un certain nombre d'appareils précis ont été développés dans les dernières années (avec une précision de 0,1 H<sub>R</sub> ou 0,01 pF, similaire à celle des psychromètres), mais ils ne sont pas très bien adaptés à une utilisation *in situ* en raison de leur encombrement et de leur fragilité. Parmi ces dispositifs, ceux mesurant le point de rosée par une méthode optique apparaissent très prometteurs, mais leur état de développement actuel semble incompatible avec une utilisation sur le terrain. Des recherches sont nécessaires pour miniaturiser ces systèmes et les rendre plus résistants.

#### Psychromètre à transistors

Le psychromètre à transistors reprend le principe d'un appareil plus ancien conçu par le CSIRO (Australie) autour de thermistors. Il est composé de deux transistors de gains identiques qui mesurent les températures chaude et froide (Illustration 128b). Comme les autres psychromètres, cet appareil est très sensible aux variations de température. L'appareil également développé par le CSIRO a une plage de mesure comprise entre 100 kPa et 70 MPa, avec une précision de  $\pm$  0,01 pF au dessus de pF 3,3 (200 kPa) et  $\pm$  0,05 pF au dessous de pF 3,3. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est de

l'ordre d'une heure. Le principal inconvénient de cet appareil réside dans le fait que l'eau nécessaire à la mesure de la température humide doit être apportée de l'extérieur, généralement manuellement en utilisant une micro-seringue. Ceci entraîne deux problèmes :

- lorsque l'opération est répétée souvent, surtout dans le cas d'une faible quantité de sol, il peut se produire un changement local de la teneur en eau ;
- la sonde doit être retirée après chaque mesure et l'apport de l'eau parait difficile à automatiser.



Illustration 128 - Représentation schématique (a) d'un psychromètre à thermocouples, (b) d'un psychromètre à transistors

#### Psychromètre à thermocouples

Par rapport au psychromètre à transistors, l'avantage réside dans la possibilité de créer la goutelette d'eau automatiquement, par condensation d'eau sur la sonde "humide". Dans ce cas, les mesures de température sont faites au moyen de thermocouples chromel-constantan et cuivre-constantan (Illustration 128a). La condensation de l'eau se produit quand un petit courant (guelgues mA) est envoyé dans la jonction, ce qui entraîne son refroidissement (effet Peltier). La seconde phase de l'essai consiste à mesurer le changement de température dû à l'évaporation de la goutte. Deux dispositifs très similaires ont été développés de façon commerciale aux Etats-Unis par Wescor-Campbell et en Australie. Tous deux utilisent deux modes : le mode en sonde humide, identique à celui du psychromètre à transistor, et le mode du point de rosée qui permet de réduire la sensibilité de l'appareil aux variations de température. L'étendue de mesure des psychromètres à thermocouples est réduite par rapport à celle des psychromètres à transistors, en raison de la difficulté de condenser de l'eau par effet Peltier en milieu très sec. Le domaine de pression varie de 200 kPa à 6 MPa, avec une précision comprise entre  $\pm$  0,1 pF et  $\pm$  0,01 pF, selon la valeur du pF. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est d'environ une demi-heure. L'appareil est relativement difficile à utiliser et le signal est plus faible qu'avec l'appareil à transistors. La sensibilité à la température et la complexité des opérations d'étalonnage sont les mêmes dans les deux cas.

# 3.3.2. Réflexion sur l'élaboration de capteurs d'évaluation in situ du potentiel de retrait-gonflement d'un sol (LMSSMat, BRGM)

Les désordres constatés dans les constructions légères lors des sinistres liés au retrait-gonflement des sols font apparaître la nécessité de disposer d'outils simples de reconnaissance des sols permettant de caractériser la sensibilité du sol à ce phénomène. Au laboratoire, la mesure de la limite de retrait et l'essai de retrait linéaire répondent bien à ce besoin. En revanche, il n'existe actuellement aucun appareil de mesure in-situ. Deux approches sont a priori envisageables pour définir la sensibilité du sol au retrait-gonflement :

- une approche indirecte, où l'on mesure la valeur d'un paramètre intrinsèque (c'est-à-dire indépendant de l'état du sol) plus ou moins bien corrélé au potentiel de retrait-gonflement du sol, comme sa limite de liquidité, sa valeur de bleu ou sa capacité d'échange cationique. Tous ces paramètres sont généralement déduits d'études en laboratoire et semblent difficilement transposables à une étude sur le terrain, notamment en raison de la nécessité de remanier le sol;
- une approche directe, où l'on mesure la variation d'un paramètre lié au retrait du sol, comme la porosité *n* ou la teneur en eau *w*, sous l'effet d'une modification reproductible de la succion *s* ou, inversement, la variation de la succion sous l'effet d'une variation bien définie de la teneur en eau. Dans les cas les plus simples (sol normalement consolidé ou légèrement surconsolidé) en effet, la pente de la courbe w (log s) ou n (log s) est directement liée à la limite de liquidité du sol, donc, en première approximation, à son potentiel de retrait-gonflement. Bien entendu, la relation devient beaucoup plus complexe dans le cas des sols fortement surconsolidés ou cimentés, et le test doit être interprété alors avec prudence.

L'humidification du sol – plus facile à réaliser que le séchage - pourrait se faire en apportant une quantité d'eau contrôlée à une portion de terrain que l'on aurait isolée au préalable au moyen d'une trousse coupante enfoncée dans le sol comme avec le perméamètre Panda du BRGM par exemple. Les mesures de succion permettant de contrôler le processus ont été succinctement décrites au paragraphe 3.3.1. Quant aux mesures de porosité ou de teneur en eau, on pourrait imaginer de les réaliser au moyen d'une méthode électrique par l'intermédiaire de la résistivité, la capacité, la constante diélectrique ou d'autres paramètres analogues. Une mesure directe de gonflement du sol pendant l'humidification pourrait aussi être envisagée (Illustration 129).



Illustration 129 - Schéma de principe d'un capteur de retrait-gonflement

Concernant le suivi des mouvements verticaux du sol au cours d'un tel essai in situ, plusieurs dispositifs sont envisageables et a priori relativement opérationnels. Les extensomètres placés en forage tels que ceux du site expérimental du Deffend donnent de bons résultats avec une excellente précision, mais sont assez coûteux et lourds à mettre en œuvre. Des solutions techniques plus rustiques mais a priori efficaces ont par ailleurs fait leurs preuves.

En particulier, le système de rétractomètre de terrain utilisé notamment pour suivre les mouvements verticaux des horizons superficiels de sols tropicaux peu gonflants (Coquet, 1995) semble relativement précis. Il s'agit d'une tige métallique vissée dans le sol à une profondeur donnée et dont la partie supérieure enterrée est libre de coulisser dans un tube PVC, son extrémité dépassant de la surface du terrain naturel. Des mesures très précises et à intervalles périodiques de la longueur de tige dépassant du sol permettent d'évaluer les mouvements de retrait et de gonflement qui se produisent dans la tranche superficielle de sol, au dessus du point d'ancrage considéré comme fixe. La mesure elle-même peut parfaitement faire l'objet d'une automatisation avec télétransmission des données.

# 4. Essais de laboratoire

## 4.1. SITE DE MORMOIRON (LMSS-MAT)

Trois prélèvements ont été réalisés successivement par le BRGM :

- plusieurs échantillons prélevés sous forme de mottes en mars 2005 à environ 0,5 m de profondeur, noté MOR-PR1-E50. Il s'agit d'un matériau non remanié de teneur en eau initiale de l'ordre de 31%, relativement élevée du fait que le prélèvement avait été fait après une période pluvieuse. Les essais effectués sur ce matériau sont des essais de caractérisation, des cycles de drainagehumidification sur échantillons intact,s ainsi qu'une mesure de pression de gonflement et des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur échantillons reconstitués par compactage ;
- un bloc de 80 kg prélevé en juillet 2005 entre 1,65 et 2 m de profondeur, noté MOR-PR2-E250. Des mesures d'identification ainsi que quelques essais triaxiaux UU ont été faits sur ce matériau, qui a été rapidement abandonné du fait de sa faible plasticité ;
- deux blocs de 80 kg chacun prélevés en février 2006 entre 0,6 et 0,9 m de profondeur, notés MOR-PR3-E185. Il s'agit également de matériau intact sur lequel ont été faits des essais de caractérisation et des mesures de perméabilité à saturation.

#### 4.1.1. Essais de caractérisation

#### Paramètres de plasticité et de granulométrie

Les principales caractéristiques de plasticité et granulométrie, indiquées dans l'Illustration 131, montrent que les échantillons du premier et du troisième prélèvement sont assez proches les uns des autres. À partir des valeurs obtenues ci-dessous pour l'échantillon MOR-PR1-50, nous avons indiqué sur l'Illustration 130 la position du point représentatif du sol de Mormoiron dans différentes abaques de classification du potentiel de gonflement ou de retrait des sols. Globalement, le sol peut être classé dans les sols moyennement à fortement gonflants. En raison de la grande plage de variation du pourcentage inférieur à 2 µm selon les profondeurs, nous avons également représenté sur l'Illustration 130 les valeurs extrêmes des paramètres, en considérant constante la limite de liquidité. On constate que les points extrêmes ne modifient pas la conclusion quant à l'aptitude au gonflement ou au retrait du sol. La densité des grains solides est de 2,72 t/m<sup>3</sup>.

Compte-tenu du pourcentage de calcaire (37-44%), il s'agit donc d'une marne moyennement plastique.





		Plas	Granulométrie			
	$\mathbf{W}_{L}$	WP	I <sub>P</sub>	VB	< 80 µm	< 2 µm
MOR-PR1-E50	52-60%	23%	29%	5,3-12,9	90-98%	25-64%
MOR-PR2-E250	32,8-35	14,5	18,4	5	32%	0
MOR-PR3-E185	58	28	30	6,7	-	-

Illustration 131 - Principales caractéristiques du matériau de Mormoiron

#### *Minéralogie du matériau par diffraction de rayons X et spectrométrie infrarouge (MOR-PR1-50)*

Les mesures ont été faites directement sur des échantillons placés sur le porte-objet, sans préparation particulière.

Les résultats (Illustration 132 et Illustration 133) confirment ceux du BRGM, à savoir une présence importante de carbonate et de quartz et, pour la fraction argileuse, celle de smectite et d'illite. Notons que ce type d'analyse ne permet pas de savoir s'il s'agit d'interstratifiés smectite-illite ou seulement d'un mélange des deux argiles.



Illustration 132 - Diffractométrie par rayons X



Illustration 133 - Spectrométrie infra-rouge

#### Porosimétrie au mercure (MOR-PR1-50)

Les mesures ont été faites directement sur des échantillons placés sur le porte-objet, sans préparation particulière.

La porosimétrie au mercure (Illustration 134) montre la présence de pores de diamètre voisin de 1  $\mu$ m, et de pores de diamètre 0,03  $\mu$ m.



Illustration 134 - Porosimétrie au mercure : volume incrémental en fonction du diamètre des pores

#### 4.1.2. Courbes de drainage-humidification (MOR-PR1-E50)

Les essais de drainage-humidification sur le matériau intact ont été réalisés en imposant différentes valeurs de succion et en mesurant les caractéristiques (volume total et teneur en eau) des échantillons à l'équilibre. Les essais sont destructifs et chaque point correspond à un échantillon différent pris dans le bloc initial, ce qui conduit à une certaine dispersion. Pour réaliser les essais, les techniques suivantes ont été utilisées :

- plaques tensiométriques pour les succions de 0,3, 8 et 25 kPa,
- solutions osmotiques (PEG 20000) pour les succions de 200, 700 et 1400 kPa,
- solutions salines pour les succions de 22,5 MPa (KCI), 56,2 MPa (NaNO<sub>2</sub>), 158,5 MPa (CaCl<sub>2</sub>).

L'état initial du matériau correspond à une teneur en eau de 31 %, un indice des vides de 0,93, un degré de saturation de 90 % et une succion de 8 kPa environ. Les résultats correspondant au premier cycle sont présentés sur l'Illustration 135. Deux autres cycles de drainage et d'humidification ont également été réalisés à partir d'un état très humide ou très sec mais ils n'ont pas mis en évidence de différence nette par rapport au premier cycle (Illustration 136) : on peut donc considérer, au moins dans ce cas, que le matériau a atteint un état d'équilibre hydrique sous une succion donnée et qu'il ne se produit pas de phénomène de fatigue.

Dans le plan [w, e], on obtient une limite de retrait égale à 8 %, sensiblement inférieure à la limite de plasticité (23,3 %), ce qui indique un état de consolidation relativement important. Dans le plan [u<sub>a</sub>-u<sub>w</sub>, e], on note que les chemins de drainage et d'humidification sont sensiblement linéaires et réversibles, et beaucoup moins inclinés que le chemin NC, comme dans le cas d'un matériau compacté à l'OPN. On ne peut pas mettre en évidence de palier de retrait dans ce plan, ce qui correspond à un résultat assez habituel dans les argiles sujettes au phénomène de retrait-gonflement. Le matériau apparaît donc comme un matériau surconsolidé, mais avec une contrainte de surconsolidation movennement élevée. Cette surconsolidation peut naturellement provenir d'une contrainte géologique exercée sur la couche de terrain, mais aussi, dans le cas présent, des cycles de succion subis par le sol et de la cimentation due au carbonate. La déformation maximale de retrait du matériau quasi-saturé est de 44 %, la déformation maximale de gonflement du matériau sec est de 79 %. Ces valeurs constituent une indication très significative des potentiels de retrait et gonflement du sol. On observe également que le matériau est très difficile à saturer, même au bout d'un temps très long, ce qui traduit à la fois sa très faible perméabilité et un mouillage difficile des solides par l'eau, sans doute provoqué par la présence du carbonate. Dans le plan [u<sub>a</sub>-u<sub>w</sub>, S<sub>r</sub>], on constate que la désaturation et la resaturation du sol sont très progressives. Par extrapolation de la courbe dans la zone de désaturation rapide (au dessus de 70 MPa), on peut définir conventionnellement une succion de désaturationresaturation égale à 7 MPa environ. Cette valeur de succion est assez élevée par rapport à la limite de liquidité du sol mais il faut bien voir qu'alors, le sol se trouve à un degré de saturation réel de 70 %.



Illustration 135 - Premier cycle de drainage et d'humidification du matériau de Mormoiron intact à partir de l'état initial



Illustration 136 - Trois premiers cycles de drainage et d'humidification du matériau de Mormoiron intact à partir de l'état initial (cycle 1) ou d'états très humides ou très secs (2 et 3)

#### 4.1.3. Mesures de la perméabilité du sol à saturation (MOR-PR3-185)

La perméabilité à saturation des échantillons intacts a été mesurée à l'intérieur d'une cellule triaxiale (perméamètre à paroi flexible). La saturation des échantillons, de 35 mm de diamètre et 20 mm de hauteur) est réalisée en augmentant progressivement la contrainte de confinement et la contrepression jusqu'à arriver à  $\sigma_3$  = 600 kPa et  $\sigma_{cp}$  = 500 kPa. Après stabilisation du volume d'eau à l'intérieur de l'échantillon, on établit une différence de pression de 20 kPa entre ses deux extrémités, soit une pression à la base de 510 kPa et une pression au sommet de 490 kPa. On considère que l'écoulement est stable lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit d'eau sortant (Illustration 137). La perméabilité est alors obtenue en appliquant la loi de Darcy en régime permanent.

Pour les deux échantillons étudiés, les valeurs obtenues sont les suivantes :

- Échantillon 1 :  $k = 1,2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 
  - 5 4 Volume d'eau (cm<sup>3</sup>) 3 2 volume sortant volume entrant 1 0 0 1000 2000 3000 4000 5000 6000 Temps (min)





#### 4.1.4. Mesures de la pression de gonflement (MOR-PR1-50)

Il n'a pas été possible de découper des échantillons cylindriques de 40 mm de diamètre et 10 à 20 mm de hauteur dans le bloc de sol issu du premier prélèvement, d'une part en raison de la présence de nombreux grains de calcaire, d'autre part à cause de sa consistance (trop dure pour un découpage au carottier, trop molle pour un découpage au tour). Les mesures de pression de gonflement ont donc été faites sur des échantillons remaniés, préparés par compactage d'une poudre humide à la teneur en eau et à la densité sèche du matériau intact. Pour cela, le sol a été séché, broyé sous forme de poudre fine, mélangé avec la quantité d'eau requise puis compacté de façon quasi-statique sous presse à une vitesse de 1 mm/min dans l'œdomètre utilisé pour la mesure de pression de gonflement, jusqu'à atteindre la densité sèche fixée.

Les mesures réalisées sont des mesures d'humidification sous charge constante, effectuées sur des échantillons préparés de façon identique. Les résultats sont présentés sur l'Illustration 138. Dans un cas, on observe un gonflement et dans les deux autres, un tassement, qui conduisent à une pression de gonflement de l'ordre de 150 kPa. Cette valeur assez faible pour ce type de matériau résulte évidemment en partie de la forte teneur en eau initiale du sol qui se trouve alors à un degré de saturation proche de 90 %. Il est également connu que le remaniement d'un sol affecte sensiblement sa pression de gonflement.



Illustration 138 - Mesure de la pression de gonflement du sol remanié par humidification sous charge constante

#### 4.1.5. Essais triaxiaux UU (MOR-PR1-50)

Comme dans le cas de la mesure de pression de gonflement, les essais triaxiaux UU ont été réalisés sur des échantillons reconstitués par compactage, pour les mêmes

raisons que ci-dessus, mais aussi pour pouvoir disposer d'échantillons à différentes teneurs en eau et densités sèches, ce qui aurait été très difficile à obtenir par humidification ou séchage des échantillons intacts. Dans une première étape, il avait été décidé de préparer plusieurs échantillons à la même teneur en eau et de les écraser à différentes contraintes de confinement (0,50 et 100 kPa). En fait, les valeurs de teneur en eau étaient relativement dispersées et les déviateurs maximum correspondant à une même teneur en eau et à des contraintes de confinement de 0 et 100 kPa restent très proches, ce qui a conduit à faire l'hypothèse d'un angle de frottement  $\phi_u \cong 0$  et à interpréter les résultats en terme de cohésion non drainée et de module en fonction de la teneur en eau (Illustration 139).



Illustration 139 - Courbes de module et de cohésion non drainée

Les modules sont calculés en considérant la pente à l'origine des courbes contraintedéformation dans un domaine de déformation de l'ordre de 0,5 %. Les deux courbes peuvent être approchées par des exponentielles décroissantes, dont les équations sont indiquées sur le graphique. Cette remarque rejoint celle de Verbrugge et Duchesne (1991) sur la variation de la résistance en compression simple du limon de Gembloux. Ces expressions peuvent être utilisées dans la modélisation des interactions solstructures pour une première estimation de la déformabilité de l'argile.

### 4.1.6. Interprétation des résultats

Les courbes de drainage-humidification du matériau intact permettent de passer des valeurs de teneurs en eau mesurées par les capteurs in-situ aux valeurs correspondantes de succion. Elles permettent également de connaître les indices des vides minimum et maximum du sol lors des cycles hydriques et d'en déduire les déformations maximales sous les fondations. Pour les différents états du sol, les résultats des essais triaxiaux UU donnent les valeurs de la cohésion non drainée et du module du sol. Ces différents éléments interviennent à différents niveaux dans la modélisation des interactions entre le sol et les structures de maison étudiées.

- dans une étude simplifiée (paragraphe 6.2) pour imposer un retrait différentiel en différents points de la fondation,
- dans des études plus complexes pour introduire des propriétés réalistes du sol dans la modélisation de l'état hydrique du sol (paragraphe 6.1) ou de l'interaction sol-structure (paragraphe 6.4),
- dans un calcul hydromécanique couplé (paragraphe 6.3) comme données d'entrée et comme éléments de validation des résultats.

# 4.2. SITE DE POITIERS (LAEGO)

#### 4.2.1. Localisation du site et des sondages

Le site étudié se trouve sur la commune de Mignaloux-Beauvoir (Vienne), au lieu-dit du Deffend, comme indiqué précédemment (paragraphe 3.1.1). Deux sondages en carottage continu jusqu'à 7 m ont été réalisés entre le 28 novembre et le 6 décembre 2005 par le CEBTP-SOLEN et le BRGM, afin de mieux connaître la géologie au droit du site. Ils sont notés E1 et E2. Leur localisation fait l'objet de l'Illustration 121.

# 4.2.2. Géologie

#### Sondage E1

 sol limono-argileux à limono-sableux, voire sablo-limoneux (rarement), jusqu'à 4,7 m environ. Test d'effervescence à l'acide (HCl 1,2 N) toujours négatif;
- 2) en dessous de 4,7m, argile limoneuse avec indice de calcaires oolithiques remaniés (par carottage), puis calcaires en place vers 7 m. Test HCl positif ;
- indice de nappe perchée avec engorgement temporaire (matériau bariolé évoquant un horizon de type pseudogley, à moins qu'il s'agisse simplement d'un horizon lithochrome panaché) de 1,5 environ à 2 m de profondeur ;
- 4) le calcaire oolithique observé en fond de carottage est d'âge bathonien d'après la situation géographique et le contexte géologique du lieu dit du Deffend ;
- 5) les argiles limoneuses sus-jacentes sont probablement à rapporter aux dépôts tertiaires (sannoisiens) car l'absence de carbonates n'est pas compatible avec un âge bathonien ;
- 6) les matériaux limono-argileux à limono-sableux supérieurs évoquent les dépôts du « Complexe des Bornais ». Ils seraient en grande partie d'origine alluviale d'après les notices des cartes géologiques Chauvigny à 1/50.000 (Bourgueil *et al.*, 1965) et Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986).

## Sondage E2

- sol limoneux bariolé avec plus ou moins de graviers siliceux (grès-quartzite et silex) et ferrugineux ;
- 2) test HCI toujours négatif;
- présence de débris végétaux (noirâtres, assez nombreux) à 6 m de profondeur;
- 4) dépôt évoquant la formation supérieure et moyenne du « Complexe des Bornais » d'âge plio-quaternaire. Il n'est pas certain que la formation basale constituée d'argiles limoneuses panachées, grises à jaunâtres [notices de la feuille Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986), et de la feuille Chauvigny à 1/50.000 (Bourgueil *et al.*, 1965)] ait été atteinte. La présence de débris végétaux relativement bien conservés à 6 m de profondeur est manifestement due à la retombée de la végétation au moment du carottage ;
- 5) en ce qui concerne les minéraux des argiles de la formation basale du « Complexe des Bornais », la notice de la feuille Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986) indique les proportions relatives suivantes : kaolinite (4/10 à 5/10), montmorillonite (3/10 à 5/10) et illite (1/10 à 3/10). Il est donc possible que des smectites (argiles sujettes au phénomène de retrait-gonflement) soient présentes dans les formations moyennes et supérieures de ce complexe.

Un rapport géologique complet (Mrad, 2006) a fait l'objet de cette étude.

## 4.2.3. Essais d'identification du sol

Les tableaux ci-après (Illustration 140 et Illustration 141) présentent les valeurs de teneurs en eau massiques, de densités sèches et humides, de densités des grains solides, de teneurs en eau volumiques, d'indices des vides, de degrés de saturation et

de valeurs de Bleu de Méthylène pour différentes profondeurs des sondages E1 et E2 respectivement.

Les teneurs en eau massiques ont été mesurées selon le mode opératoire LAEGO-ENSG MS1-01. Les densités sèches et humides ont été mesurées selon le mode opératoire LAEGO-ENSG MS1-15. Les densités des grains solides ont été mesurées selon le mode opératoire LAEGO-ENSG MS1-13.

Les teneurs en eau volumiques  $\theta$  ont été déterminées à partir des valeurs mesurées de teneurs en eau massiques w et de densités sèches  $(\gamma_d/\gamma_w)$ , par la relation suivante (où  $\gamma_w$  désigne le poids volumique de l'eau) :

$$\theta = \frac{w.\gamma_d}{\gamma_w} \quad (14)$$

Profondeur	w	Densité sèche	Densité humide	Densité des grains solides	θ		$S_r$	VBS
(m)	(%)	(Yal Yw)	$(\gamma_h/\gamma_w)$	$(\gamma_{s}/\gamma_{w})$	(%)	е	(%)	VD3
0,225	20,5	1,57	1,89	2,59	32,2	0,65	81,6	2,37
0,525	7,0	1,66	1,78	2,66	11,6	0,60	30,9	1,31
1,000	5,5	1,98	2,09	2,64	10,9	0,34	43,3	1,35
1,225	18,4	-	-	2,59	-	-	-	-
1,600	16,6	1,76	2,05	2,63	29,2	0,50	87,8	4,28
1,800	16,3	1,84	2,14	2,63	30,0	0,43	99,7	-
2,150	11,9	1,78	1,99	2,61	21,2	0,47	66,5	2,40
2,400	20,3	1,61	1,94	2,76	32,7	0,71	78,4	3,80
2,800	22,1	-	-	2,62	-	-	-	4,18
3,125	13,0	1,85	2,09	2,74	24,1	0,48	73,7	3,16
3,475	21,1	1,56	1,89	2,67	32,9	0,72	78,9	2,17
3,750	37,6	1,35	1,86	2,56	50,8	0,90	107,1	7,78
4,025	31,3	-	-	2,60	-	-	-	5,91
4,350	23,2	1,43	1,76	2,61	33,2	0,83	73,1	4,92
4,575	29,2	1,42	1,83	2,58	41,5	0,82	91,9	6,37
4,925	33,9	1,22	1,63	2,58	41,4	1,12	78,2	6,78
5,275	46,1	1,20	1,76	2,64	55,3	1,20	100	8,09
5,600	33,7	1,32	1,76	2,63	44,5	0,99	89,2	7,34
6,025	32,3	1,31	1,73	2,60	42,3	0,99	85,3	-
6,375	46,2	1,11	1,62	2,60	51,3	1,35	89,4	-
6,550	46,3	1,11	1,63	2,60	51,4	1,35	89,5	-
6,700	50,5	1,04	1,57	2,59	52,5	1,50	87,6	-
6,925	46,3	1,03	1,5	2,60	47,7	1,53	78,8	6,2
7.050	17.5	1.70	2	2.69	29.8	0.58	80.8	-

Illustration 140 - Résultats des essais d'identification du sondage E1

Les indices des vides *e* ont été déterminés à partir des valeurs mesurées de densités des grains solides ( $\gamma_s/\gamma_w$ ), et de densités sèches ( $\gamma_d/\gamma_w$ ) par la relation suivante :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (15)$$

Les degrés de saturation  $S_r$  ont été déterminés à partir des valeurs mesurées de densités des grains solides ( $\gamma_s/\gamma_w$ ) et de teneur en eau w et des valeurs déterminées d'indices des vides e par la relation suivante :

$$S_r = \frac{w}{e} \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \qquad (16)$$

Les valeurs de Bleu de Méthylène ont été mesurées selon le mode opératoire LAEGO-ENSG MS1-08.

Profondeur (m)	w (%)	Densité sèche (ೡ๙/ೡʷ)	Densité humide ( ץʰ/ ץʷ)	Densité des grains solides (ץ s/ ץ w)	θ (%)	е	S <sub>r</sub> (%)	VBS
0,110	10,4	-	-	2,62	-	-	-	-
0,250	7,0	-	-	2,67	-	-	-	-
0,550	7,5	-	-	2,66	-	-	-	-
1,015	12,9	-	-	2,63	-	-	-	-
1,150	9,9	1,95	2,14	2,68	19,3	0,38	70,7	-
1,980	5,0	2,18	2,29	2,69	10,9	0,24	57,0	0,86
2,250	0,8	2,08	2,11	2,68	1,7	0,29	7,40	-
3,110	5,6	1,87	1,97	2,69	10,5	0,44	34,3	2,47
3,985	1,6	2,14	2,17	2,66	3,4	0,24	17,5	1,80
4,475	13,3	1,88	2,13	2,65	25,0	0,41	85,8	3,26
4,700	22,4	1,66	2,03	2,62	37,2	0,58	100	7,65
5,000	8,6	2,09	2,27	2,65	18,0	0,27	85,0	-
5,100	11,8	1,88	2,1	2,62	22,2	0,40	77,8	3,82
5,375	24,6	1,56	1,94	2,63	38,4	0,69	93,8	6,37
5,675	22,4	1,64	2,01	2,60	36,7	0,59	99,0	6,56
5,950	12,3	1,85	2,08	2,67	22,8	0,44	74,1	-
6,375	16,7	1,76	2,05	2,72	29,4	0,55	83,1	5,50
6,525	15,6	1,86	2,15	2,74	29,0	0,48	89,9	-
6,675	8,2	1,98	2,14	2,68	16,2	0,35	62,0	2,08

Illustration 141 - Résultats des essais d'identification du sondage E2

Les profils de teneurs en eau massiques et de densités sèches du sondage E1 et E2 sont respectivement présentés sur les Illustration 142 et 143.



Illustration 142 - Profils de teneurs en eau massiques et de densités sèches du sondage E1



Illustration 143 - Profils de teneurs en eau massiques et de densités sèches du sondage E2

Les teneurs en eau plus faibles du sondage E2 situé dans la zone boisée reflètent l'abondance de couverture végétale et l'effet de pompe biologique du couvert forestier. Les résultats plus dispersés de la densité sèche confirment la plus grande hétérogénéité granulométrique (et probablement minéralogique) des dépôts traversés par le sondage E2.

#### Essais en cours pour le sondage E1

Actuellement sont en cours de réalisation au LAEGO les essais suivants :

- Limites d'Atterberg à différentes profondeurs ;
- Granulométrie + sédimentométrie à différentes profondeurs.

## 4.2.4. Propriétés minéralogiques

Les mesures par diffraction de rayons X pour différentes profondeurs des sondages E1 et E2, ont été réalisées par analyse standard sur poudre au Département de Diffraction des Rayons X du Laboratoire Environnement et Minéralurgie de l'ENSG. Les résultats sont comparables d'un échantillon à l'autre. Les phases minéralogiques dominantes dans les échantillons sont le quartz et les phyllosilicates. La fraction fine argileuse (inférieure à 2  $\mu$ m), après séparation, fera l'objet d'une prochaine étude afin d'identifier les différentes espèces de phyllosilicates en présence dans les échantillons (Illustration 144 à Illustration 147).



Illustration 144 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E1 de 1 à 1,45 m



Illustration 145 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E1 de 6,6 à 6,8 m



Illustration 146 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E2 de 1,13 à 1,17 m



Illustration 147 - Diffractométrie par rayons X – Sondage E2 de 6,35 à 5,40 m

## 4.2.5. Porosimétrie au mercure pour le sondage E1

Une étude texturale par la porosimétrie au mercure a été réalisée sur un ensemble d'échantillons prélevés à différentes profondeurs du sondage E1. Les résultats sont présentés sur les Illustration 148 à 150. Le tableau de l'Illustration 151 présente les rayons de pores dominants pour chaque profondeur.



Illustration 148 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (1,85 et 1,90 m)



Illustration 149 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (3,08 m)



Illustration 150 - Porosimétrie au mercure – Sondage E1 (6,41 et 6,44 m)

Profondeur (m)	Rayon de pores dominant de macro (µm)	Rayon de pores dominant de micro (nm)
1,85 - 1,90	5,5 - 6,5	15 - 16
3,08	35	-
6,41 - 6,44	44 - 50	17

Illustration 151 - Rayon de pores dominant du sondage E1

La forme bimodale de la courbe porosimétrique, une des caractéristiques des sols argileux, très visible aux profondeurs de 1,85 à 1,90 m et de 6,41 à 6,44 m, est absente à 3,08 m.

# 4.2.6. Propriétés hydriques

#### Courbes de drainage-humidification pour le sondage E1

Différentes techniques d'imposition de la succion ont été employées pour déterminer la courbe de rétention du matériau. Dans la gamme des succions inférieures à 8,5 MPa, la méthode osmotique avec PEG 6 000 a été employée. Les solutions salines ont été utilisées pour l'imposition de très fortes succions dans la gamme de valeurs supérieures à 8,5 MPa. Les caractéristiques finales du matériau (volume et teneur en en eau) ont été mesurées à la fin de chaque phase d'équilibre.

Pour le sondage E1, trois différents niveaux ont été sélectionnés. Les paramètres de l'état initial du sol à différentes profondeurs sont présentés dans le tableau de l'Illustration 152. Dans chaque série d'essai, plusieurs échantillons de sol provenant de la même profondeur et au même état initial ont été soumis à différentes succions comprises entre 0 et 300 MPa. Par la suite, l'échantillon le plus sec a subi un cycle d'humidification complet jusqu'à la saturation. Les courbes de drainage-humidification obtenues sont présentées de l'Illustration 153 à l'Illustration 155.

Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Indice des vides	Succion (MPa)
1,85 - 1,93	16	0,45	5
3,05 - 3,15	10,5	0,37	0,5
6,44 - 6,48	46,1	1,22	0,5

Illustration 152 - Etat initial du matériau à différentes profondeurs de sondage E1



Illustration 153 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (1,86 à 1,93 m)



Illustration 154 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (3,05 à 3,15 m)



Illustration 155 - Courbes de drainage-humidification – Sondage E1 (6,44 à 6,48 m)

Le tableau de l'Illustration 156 présente les estimations des caractéristiques des courbes de drainage-humidification du sondage E1. Il apparaît clairement une hétérogénéité du sol avec un sol plus argileux en profondeur. Ces indications sont également en accord avec les courbes porosimétriques obtenues plus haut.

Pour le niveau 6,44 à 6,48 m plus argileux, l'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion fait apparaître 3 zones : une première zone de faible variation de l'indice des vides associée aux faibles valeurs de succion (s <10 MPa), ce qui correspond à un comportement du type surconsolidé ; une seconde zone dont le comportement est du

type normalement consolidé, correspondant aux succions variant entre 10 et 25 MPa pour laquelle la variation de l'indice des vides est plus significative ; une troisième zone qui correspond aux valeurs de succion supérieures à 25 où la variation des indices des vides est faible et réversible et où les déformations sont élastiques. Ces résultats montrent également qu'un cycle de séchage-humidification entraîne un retrait irréversible. En revanche, un comportement réversible est à noter aux autres profondeurs.

Profondeur (m)	w <sub>s</sub> (%)	Point d'entrée d'air (MPa)
1,85 - 1,93	10	10
3,05 - 3,15	5	4,5
6,44 - 6,48	17	30

Illustration 156 - Caractéristiques des courbes de drainage-humidification du sondage E1

# Mesures de la perméabilité du sol à saturation pour le sondage E1

La perméabilité à saturation à différentes profondeurs du sondage E1 est mesurée dans une cellule œdométrique du type Hydrocon. La saturation des échantillons de 76,6 mm de diamètre et de 19 mm de hauteur, provenant de trois profondeurs différentes de 1,65 - 3,15 et 6,47 m est réalisée en augmentant progressivement les contre-pressions bas (CPB) et haut (CPH) sous une contrainte verticale équivalente à celle appliquée *in situ* (Illustration 157). L'écoulement est considéré stable lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit d'eau sortant. La perméabilité est alors obtenue en appliquant la loi de Darcy en régime permanent.

Une étude identique sera réalisée pour le sondage E2.

Profondeur		СРВ	СРН	Perméabilité $k_{sat}$
(m)	verticale (kPa)	(kPa)	(kPa)	(m/s)
1,65	30	20	25	1,8 × 10 <sup>-11</sup>
3,11	60	20	45	1,1 x 10 <sup>-11</sup>
6,47	120	35	100	8 × 10 <sup>-12</sup>

Illustration 157 - Pressions appliquées et coefficients de perméabilité à saturation - sondage E1

# 4.2.7. Propriétés mécaniques

#### Mesures des paramètres du gonflement pour le sondage E1

Les mesures des paramètres du gonflement (potentiel de gonflement et pression de gonflement) du sondage E1 à la profondeur de 6,3 m ont été réalisées en utilisant la méthode de gonflement libre. Cet essai a été effectué dans un œdomètre. L'éprouvette intacte, soumise à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissée en contact avec de l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon *quasi*-saturé a suivi un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations à chaque palier. Les résultats sont présentés sur l'Illustration 158 et dans le tableau de l'Illustration 159. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement).



Illustration 158 - Mesure des paramètres du gonflement du sondage E1 (6,3 m) par gonflement libre

Potentiel de gonflement $\mathcal{E}_{g}$ (%)	6,6
Pression de gonflement $\sigma_{g}$ (kPa)	225
Pression de préconsolidation (kPa)	130
Indice de gonflement $C_g$	0,08
Indice de compression C <sub>c</sub>	0,24

Illustration 159 - Paramètres du gonflement et pression de préconsolidation mesurés sur un échantillon du sondage E1 (6,3 m)

#### Essais en cours

- Trois essais comportant des cycles hydriques sous des charges verticales constantes + chargement/déchargement sous succion contrôlée ;
- Un essai triaxial classique à 6,14 m de profondeur.

#### 4.2.8. Interprétation des résultats

Dans l'état actuel de l'avancement de nos essais, il est possible de noter que le sol hétérogène du Deffend est globalement plus argileux en profondeur. Néanmoins, dans la prairie (sondage E1), une couche à forte sensibilité au gonflement apparaît à partir de 3,7 m. Pour la zone boisée (sondage E2), à partir d'une profondeur d'environ 5,4 m, un sol à sensibilité moyenne est rencontré. Ces constatations sont basées sur les valeurs de bleu de méthylène en utilisant les critères de Chassagneux *et al.* (1995).

Les essais mécaniques de mesure de pression de gonflement pour une profondeur de 6,3 m, aboutissent à un potentiel de gonflement de 6,6 % et une pression de gonflement à volume libre (en général la plus grande valeur observée) de l'ordre de 225 kPa. Ces valeurs ne correspondent pas à une argile à forte sensibilité. Il paraît nécessaire d'effectuer plus d'investigations dans ce domaine.

# 5. Résultats des mesures in situ (BRGM)

## 5.1. SITE DE MORMOIRON

#### 5.1.1. Source des données et étalonnage

Les données pluviométriques présentées dans les paragraphes suivants correspondent à celles enregistrées par le pluviomètre installé sur le site et dont les données sont acquises par la centrale Osiris, sachant que certaines lacunes de données ont été complétées par les chroniques journalières de la station Météo-France de Carpentras.

Les mesures d'humidité dans le sol se font à partir des capteurs Humitub, qui renvoient un signal de sortie en intensité sur une plage comprise entre 4 et 20 mA. L'acquisition des données se fait quatre fois par jour à intervalle constant, et les données sont stockées dans la centrale Osiris puis télétransmises à la demande par GSM au BRGM.

La conversion intensité mesurée-permittivité du sol environnant est basée sur un étalonnage réalisé en laboratoire au BRGM (Orléans en février 2006), dont le principe consiste à plonger un capteur Humitub dans différentes solutions homogènes de permittivités connues, le récipient utilisé étant suffisamment grand pour éviter d'éventuelles interactions avec les parois. Les fluides étalons retenus sont au nombre de trois : l'air sec (de permittivité relative égale à 1), l'éthanol (de permittivité relative égale à 25) et l'eau (de permittivité relative égale à 80). Le tableau ci après synthétise les résultats obtenus.

Fluide étalon	Intensité moyenne en sortie (mA)	Fluctuations maximales observées sur les mesures (%)	
Air (k=1)	8,084	0,0519	
Ethanol (k=25)	14,331	0,418	
Eau (k=80)	Non significatif	11,7	

Illustration 160 – Mesures obtenues sur les fluides étalons pour les capteurs Humitub de Mormoiron

Les mesures réalisées dans l'eau se révèlent inexploitables, ce qui s'explique par un phénomène de saturation du capteur (paragraphe 5.1.2).

D'après les caractéristiques des capteurs Humitub, la courbe d'étalonnage peut être représentée par deux segments de droite (relation linéaire entre k = 1 et k = 25, puis relation linéaire entre k = 25 et k = 80). Ces deux relations linéaires sont généralement très proches, la pente des droites d'étalonnage diminuant légèrement lorsque la

permittivité dépasse 25. Aucune mesure au-delà d'une permittivité relative supérieure à 25 n'étant disponible, on émettra l'hypothèse d'une relation parfaitement linéaire sur l'ensemble de la plage de mesures valide. Le graphique ci après représente la droite d'étalonnage que l'on obtient à partir des mesures réalisées.



Illustration 161 – Droite d'étalonnage pour les capteurs Humitub de Mormoiron

Il existe ensuite plusieurs formules empiriques permettant de relier la permittivité d'un sol à sa teneur en eau volumique. La formule de Weiller et al. (1998) semblant la plus fiable à l'échelle de la plage de mesures envisagée, elle a été retenue pour assurer la conversion des permittivités relatives en teneurs en eau volumiques. Cette relation est

de la forme  $W_v = \frac{\sqrt{k-1,71}}{7,62}$ , où  $W_v$  désigne la teneur en eau volumique du sol et k sa

permittivité relative.

Afin de convertir les teneurs en eau volumiques en teneurs en eau massiques, paramètre communément utilisé en géotechnique et facilement mesuré en laboratoire, il convient de caractériser le comportement du matériau face à une modification d'humidité. Ces essais ont été réalisés en majeure partie au laboratoire du LMSSMat, lors des essais de drainage-réhumidification sur les échantillons issus de la fosse Fos1 à 0,40 m (Illustration 116), et complétés par quelques nouveaux essais réalisés dans le cadre d'un autre programme de recherche (ARGIC) par le laboratoire du CERMES sur des échantillons prélevés dans les fosses Fos2, Fos3 et Fos4, à des profondeurs allant de 40 cm à 1,90 m. Il a ainsi été possible de caractériser, pour différents états d'humidité, les teneurs en eau volumiques et massiques. Les résultats obtenus montrent que le matériau de Mormoiron suit, sur une plage d'humidité relativement étendue, une relation polynomiale représentée dans l'Illustration 162.



Illustration 162 – Courbe de conversion des teneurs en eau volumiques en teneurs en eau massiques – matériau de Mormoiron

Moyennant l'hypothèse d'un matériau parfaitement homogène sur le site de Mormoiron, ces mesures de laboratoire permettent donc de convertir les mesures brutes des capteurs Humitub en teneurs en eau massiques, via la relation suivante :

$$W_m = 6,15 \times I - 1,81 \times \sqrt{3,8416 \times I - 30,055} - 48,65$$

où  $W_m$  désigne la teneur en eau massique en % et *I* le signal de sortie en mA d'un capteur Humitub implanté à Mormoiron.

#### 5.1.2. Mise en évidence des limites de la gamme de mesures

Certaines difficultés inhérentes aux mesures de teneurs en eau en profondeur dans des sols argileux ont été rencontrées dans les dispositifs mis en place.

La principale difficulté rencontrée dans les mesures effectuées sur les deux sites expérimentaux, à Mormoiron notamment, est un phénomène que l'on peut qualifier de « saturation du capteur » se traduisant, pendant certaines périodes, par des fluctuations erratiques du signal de sortie.

Les observations effectuées en laboratoire sur le matériau de Mormoiron tendent à indiquer que cette saturation des capteurs se produit alors que la valeur du signal de sortie se situe légèrement au-dessus du milieu de la gamme de mesure, qui s'étend rappelons-le de 4 à 20 mA. Cette valeur reste cependant à déterminer avec précision sinon les indications des capteurs deviennent inexploitables au-delà d'un certain seuil d'humidité, a fortiori lorsque des circulations d'eau se produisent à proximité immédiate de la canne, soit à la faveur d'apport latéral dans des lentilles de matériau à plus forte perméabilité (argiles silteuses), soit par infiltration directe dans l'espace annulaire susceptible de se former en périphérie de la canne par défaut de cicatrisation du

forage après la mise en place du capteur, ou en raison du retrait du sol environnant qui se dessèche. Une explication envisagée pour cette limite consiste en l'existence d'interactions entre le fonctionnement capacitif des capteurs et le comportement propre aux argiles, ce qui limiterait leur plage de mesure dans des sols humides trop argileux.

Une seconde limite du système concerne les périodes de forte dessiccation où l'on observe une brusque chute des intensités enregistrées par certains capteurs, qui n'ont alors plus de réalité physique au sens de permittivité d'un sol. Ce phénomène peut s'expliquer par un retrait du sol autour du capteur du fait de la diminution de la teneur en eau dans les terrains argileux, qui induirait l'apparition d'un espace annulaire rempli d'air entre la canne et le sol. Cette interface perturberait les mesures de permittivité, lesquelles sont très sensibles à la qualité du contact entre le capteur et le terrain.

#### 5.1.3. Suivi des teneurs en eau à 0,5 m en fonction de la pluviométrie

Le graphique de l'Illustration 163 présente le suivi des teneurs en eau à 0,5 m de profondeur sur la canne 1 à Mormoiron, déduites des intensités enregistrées par le capteur Humitub et des formules de conversion en teneur en eau massique explicitées précédemment. Ces valeurs sont présentées en parallèle de la pluviométrie enregistrée sur le site (complétée par les enregistrements de la station Météo-France de Carpentras pour les périodes de lacunes).



Illustration 163 – Suivi des teneurs en eau à 0,5 m de profondeur sur la canne 1 et pluviométrie – site de Mormoiron (période du 09/12/2004 au 28/02/2006)

Ce graphique permet notamment d'illustrer les limites d'utilisation des capteurs Humitub décrites précédemment. Une période de « saturation » est ainsi visible entre le 15/04/2005 et le 06/06/2005, qui fait suite aux précipitations intenses des 15 et 16 avril 2005 (112 mm) et une autre débute le 15/02/2005, déclenchée par une pluie plus modeste (13,5 mm), mais qui survient quinze jours après une pluie plus forte (44 mm le 29/01/2006), laquelle s'était traduite par une augmentation très significative

de la teneur en eau (de 15,5 à 27 %). Par ailleurs de mi-juillet à début septembre 2005, les intensités mesurées sont anormalement faibles, ce qui correspond vraisemblablement à un retrait du sol autour du capteur lié à la dessiccation ; ces mesures ont donc été retirées de la représentation précédente pour plus de lisibilité.

Ce graphique montre également que les augmentations rapides des teneurs en eau se produisent quasi immédiatement après les épisodes pluviométriques bien marqués, ce qui traduit la propagation rapide du front d'humidité à cette faible profondeur. Ainsi, des précipitations de 17,5 mm survenues le 27/03/2005 après plusieurs jours pluvieux (12 mm en 72 heures) se traduisent par une brusque augmentation de la teneur en eau de 18,5 à 24 %. Début septembre 2005, les 106,5 mm tombés entre le 6 et le 9 sur un sol très sec se traduisent également par une augmentation des teneurs en eau de 11 à 17 %, pour se stabiliser peu après à 13,5 %. On peut également noter que les nombreux épisodes pluviométriques marqués, entre septembre et décembre 2005 (19 mm le 18/9, 18 mm le 25/9, 41 mm le 18/10, 44 mm entre le 1/11 et le 4/11, 55 mm le 2/12), ne se traduisent pas par des pics de teneur en eau, laquelle croît lentement et régulièrement de 13,5 à 15,5 % en 4 mois et demi. Ce n'est que fin janvier que la teneur en eau augmente brusquement, suite à la pluie de 44 mm du 28/01/06.

Le graphique de l'Illustration 164 présente le suivi comparé des teneurs en eau sur la canne 2 à 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m et 4 m ainsi que les précipitations enregistrées sur le site de Mormoiron, pendant la période de ré-humidification de la fin de l'été 2005 au milieu de l'hiver 2005-2006. Afin de faciliter la lisibilité de ce graphique, les périodes où les mesures des capteurs Humitub ne correspondent pas à des valeurs physiques de permittivité dans le sol (période de retrait ou de saturation) ont été supprimées. Ces différentes courbes permettent de faire les observations suivantes :

- les fortes précipitations de début septembre 2005 (106,5 mm d'eau entre le 6 et le 9 septembre, après un été très sec) se traduisent par une hausse des teneurs en eau mesurées sur tous les capteurs (excepté celui situé à 4 m de profondeur). On peut noter que cette hausse est très marquée pour les capteurs dont les mesures estivales, anormalement basses, proviennent vraisemblablement d'un retrait des terrains argileux. Cet épisode pluvieux a ainsi nettement contribué à réhumidifier les terrains, et ce sur une grande profondeur ;
- ce pic de teneur en eau est suivi par une phase de décroissance sur tous les capteurs jusqu'à 3 m de profondeur : cette dessiccation est particulièrement rapide pour les capteurs proches de la surface et à peine marquée pour les capteurs situés à 2 et 2,5 m de profondeur : on a donc l'impression que l'humidité apportée par ce premier front se diffuse ensuite progressivement vers la profondeur, à une vitesse plus lente que l'arrivée du premier pic. Quant à la teneur en eau des horizons plus profonds, elle augmente sensiblement à partir de mi-septembre 2005, soit quelques jours après cet épisode pluvieux, ce qui tendrait à indiquer que le front d'humidité se propage progressivement au moins jusqu'à une profondeur de 4 m ;



Illustration 164 - Suivi des teneurs en eau à 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m et 4 m de profondeur sur la canne 2 et pluviométrie – site de Mormoiron (période du 01/09/2005 au 28/02/2005) – périodes de saturation ou retrait supprimées

- l'épisode pluviométrique modéré du 18/09/2005 (19 mm) n'a d'influence que sur les capteurs les plus superficiels, à 0,5 m et, dans une moindre mesure, à 1 m. Cette augmentation significative de la teneur en eau ne se retrouve pas dans les capteurs situés plus profondément, à l'exception du capteur à 3,5 m qui montre lui aussi une croissance de la teneur en eau très nettement corrélée avec cet épisode pluvieux, ce qui pourrait être la conséquence d'écoulements préférentiels ;
- plus généralement, après cette phase de réhumidification intense et rapide consécutive aux fortes précipitations survenues début septembre 2005, plusieurs types de comportement des capteurs peuvent être mis en évidence lors des différents épisodes pluvieux qui se succèdent ensuite en automne et en hiver :
  - les teneurs en eau des horizons proches de la surface (0,5 m, 1 m et 1,5 m) varient de façon quasi-systématique et rapide en corrélation avec les précipitations : chaque pluie est suivie par un pic de teneur en eau quasi-immédiat (à l'intervalle entre 2 mesures près), suivi parfois d'une courte période de saturation du signal de sortie, puis par une décroissante plus lente jusqu'à la pluie suivante. La saturation est durable à partir du 31/12/2005 pour le capteur situé à 1,5 m de profondeur, à partir du 01/11/2005 à 1 m de profondeur et à partir du 16/02/2006 à 0,5 m de profondeur ;
  - les teneurs en eau dans les horizons plus profonds (2 m à 3 m) évoluent de façon beaucoup plus lente et progressive, sans être affectées par chaque épisode pluvieux. Par exemple, la teneur en eau à 2 m de profondeur est stable ou en lente décroissante entre mi-septembre 2005 et fin janvier 2006, puis augmente légèrement à partir de fin janvier, puis plus fortement à partir du 18/02/2006. La réhumidification de ces horizons est donc très lente, et il semble que les précipitations du quatrième trimestre 2005 n'aient pas d'incidence à cette profondeur, et qu'il faille attendre que s'y ajoutent celles de fin janvier et de février pour observer une lente croissance de la teneur en eau à 2 m de profondeur ;
  - Ia teneur en eau à 4 m de profondeur augmente progressivement à partir de fin septembre 2005 avant d'atteindre la saturation vers le 20 octobre. À 3,5 m, la teneur en eau est relativement bien corrélée avec la répartition des pluies de septembre puis reste stable pendant tout le mois d'octobre, montrant de nouveau une croissance régulière sans à-coups en novembre avant d'atteindre la saturation du capteur le 12/12/2005, quelques jours après les fortes pluies enregistrées début décembre (notamment 55 mm le 02/12/2005). Quant à la teneur en eau à 3 m de profondeur, c'est-à-dire celle de l'horizon situé audessus, elle suit une décroissante régulière et indépendante des précipitations enregistrées entre mi-septembre et mi-décembre 2005 pour se stabiliser ensuite jusqu'à fin décembre. Les 12 mm de pluie tombés le 31/12/2005 vont être le signe d'une augmentation modérée quoique bien marquée de la teneur en eau, suivie d'une nouvelle décroissance avant d'aboutir à une brusque saturation du capteur le 12/01/2006 (sans nouvelle précipitation enregistrée).

Une des explications possibles à ce schéma serait que les capteurs les plus profonds sont influencés par le niveau plus silteux observé à une profondeur de 4,5 m, lequel pourrait être le siège d'un écoulement temporaire déclenché après les premières pluies de septembre mais sans corrélation temporelle étroite avec l'occurrence des pluies de surface. De fait, les capteurs situés à 4,5 et 5 m de profondeur (qui ne figurent pas sur le graphique de l'Illustration 164, par souci de lisibilité) sont également saturés dès la mi-septembre, alors que le capteur placé en dessous (à 6 m) reste stable. Cette saturation liée aux apports latéraux s'étendrait ainsi progressivement vers le haut, saturant d'abord le capteur de 4 m, puis celui de 3,5 m trois semaines plus tard et enfin le capteur de 3 m encore un mois plus tard. Si cette hypothèse se confirme, il y aurait donc à la fois propagation des écoulements vers le bas depuis la surface et vers le haut depuis cet horizon plus perméable lorsqu'il devient le siège d'écoulements temporaires. Un tel schéma complique singulièrement l'interprétation des observations, d'autant que ces propagations du front de réhumidification se font manifestement de manière complexe, en procédant par à-coups, plus ou moins étroitement corrélés avec les épisodes pluvieux.

## 5.1.4. Profils de teneurs en eau à différentes périodes

Une autre façon de présenter les données issues des capteurs Humitub est de tracer des profils de teneurs en eau à différentes périodes, comme le montre l'Illustration 165, où apparaissent 24 profils de teneurs en eau issus des capteurs Humitub de la canne 2 situés entre 0,5 et 4 m de profondeur, entre le 14/12/2004 et le 13/08/2006. Seules les valeurs ayant une signification physique ont été conservées (c'est-à-dire hors période de saturation ou de retrait du sol autour des capteurs). Le graphique de l'Illustration 166 présente les mêmes résultats, mais en se limitant à la période de ré-humidification de l'année 2005 (de la fin de l'été 2005 au milieu de l'hiver 2005 – 2006)

Un des premiers enseignements de ces graphiques est la gamme de variations de teneurs en eau observées à différentes profondeurs (même s'il faut tenir compte du fait que les limites des capteurs Humitub - saturation en période très humide / retrait du sol en période très sèche - réduisent cette plage de variations qui a ainsi tendance à être minorée). Cette gamme de variations est très étendue dans les horizons superficiels (par exemple entre 7 et 24 %, voir 31 % à 0,5 m de profondeur) et l'on peut noter que les valeurs très faibles mesurées en été paraissent cohérentes avec les teneurs en eau mesurées de façon directe lors du premier prélèvement notamment (15,4 % sur les prélèvements du 02/09/2004 contre 16,9 % mesuré sur la canne 2 le 15/09/2005) ou de l'installation (profils ST2, au droit de la canne 2 ; on note toutefois que les mesures obtenues le 14 décembre ne confirment pas la très forte humidité de près de 30 % à 0,5 m). Au contraire, entre 2 et 3 m de profondeur, les variations de teneurs en eau sont plus réduites, mêmes si elles restent significatives (entre 14 et 23 % à 2 m et 2,5 m de profondeur). À 3,5 m de profondeur, la gamme de variation est d'une largeur équivalente, mais avec des teneurs en eau globalement légèrement inférieures (de 9 à 19%), ce qui pourrait être dû à l'influence des écoulements préférentiels dans les niveaux silteux sous-jacents.



Illustration 165 - Profils de teneurs en eau à différentes périodes – Canne 2 – Site de Mormoiron Périodes hivernales en bleu, printemps en vert, été en jaune, automne en orange-rouge

Symboles pleins pour la première année de mesure, évidés pour la deuxième



Illustration 166 - Profils de teneurs en eau entre la fin de l'été 2005 et le milieu de l'hiver 2005-2006 – Canne 2 – Site de Mormoiron

On peut également remarquer que même si 2004, 2005 et 2006 ont été des années très différentes d'un point de vue météorologique, les teneurs en eau mesurées entre 2 et 3 m de profondeur à des dates similaires en 2005 et 2006 sont très proches. C'est également vrai pour l'horizon superficiel en été, mais pas en hiver, puisque les teneurs en eau mesurées au cours de l'hiver 2004-2005 sont très faibles (entre 8 et 11 %) alors qu'elles sont plus élevées pour l'hiver 2005-2006 (19 et 31 %).

On peut également observer des décalages temporels dans l'humidification ou la dessiccation entre les horizons de surface et ceux plus profonds. Par exemple, si l'on compare les profils du 15/03/2005 et du 20/06/2005, on observe qu'ils se croisent vers 1 m de profondeur : en dessous de 1 m, la teneur en eau est très faible en mars, mais élevée en juin, alors qu'elle a déjà commencé à décroître en surface. De même, si l'on excepte le profil du 14/12/2004 (qui fait suite à l'installation réalisée après un automne sec), on observe qu'à 1 m de profondeur, ce sont les teneurs en eau estivales qui sont les plus faibles, alors qu'à 2 m ou 2,5 m, ce sont les teneurs en eau hivernales qui sont les plus faibles. On peut également observer qu'à 3,5 m de profondeur, les teneurs en eau sont beaucoup plus faibles en automne qu'en été. Le graphique de l'Illustration 166, qui se limite à la période de ré-humidification de 2005, permet de bien visualiser ces décalages temporels, puisque les courbes de la fin de l'été et celles du début de l'hiver se croisent : le profil du 14/08/2005 est le plus sec en surface et le plus humide en profondeur, même s'il faut tenir compte de la saturation des capteurs à 3,5 et 4 m de profondeur en fin d'automne et en hiver, sans doute influencés par des écoulements préférentiels dans les niveaux plus silteux.

## 5.2. SITE DE POITIERS

## 5.2.1. Source des données et étalonnage

Les données pluviométriques présentées dans les paragraphes suivants correspondent à celles enregistrées par la station météorologique de l'université de Poitiers, installée sur le site du Deffend, sachant que certaines lacunes de données ont été complétées par les chroniques journalières de la station Météo-France de Poitiers-Biard.

Les capteurs Humitub qui équipent le site du Deffend sont les mêmes que ceux du site de Mormoiron, à ceci près que l'écartement entre les deux électrodes a été légèrement augmenté afin d'étendre la gamme de mesures. L'acquisition des données n'est réalisée que 2 fois par jour pour limiter la consommation électrique de l'installation.

La différence de configuration géométrique des capteurs sur le site de Poitiers impose de réaliser un nouvel étalonnage spécifique. Le tableau de l'Illustration 167 présente une synthèse des résultats obtenus dans les fluides étalons.

Fluide étalon	Intensité moyenne en sortie (mA)	Fluctuations maximales observées sur les mesures (%)		
Air (k=1)	8,458	0,097		
Ethanol (k=25)	14,566	1,31		
Eau (k=80)	Non significatif	Dérive du signal		

Illustration 167 – Mesures obtenues sur les fluides étalons pour les capteurs Humitub de Poitiers

Comme pour les humitubs de Mormoiron, les mesures dans l'eau ou dans un milieu trop humide se révèlent impossibles car elles provoquent une saturation du capteur.

La droite d'étalonnage correspondante a pour équation :  $k = 3,9297 \times I - 32,238$ .

La lithologie observée sur le site de Poitiers se révélant moins homogène que sur le site de Mormoiron, la conversion des teneurs en eau volumiques obtenues par la relation de Weiller et al. (1998) en teneurs en eau massiques n'est pas immédiate et nécessite un examen plus approfondi tenant compte des variations de faciès en fonction de la profondeur. L'ensemble des essais correspondants n'ayant pas à ce jour été entièrement réalisé, les résultats relatifs au site du Deffend restent exprimés soit en intensité de sortie des capteurs, soit en teneur en eau volumique.

## 5.2.2. Suivi des teneurs en eau en fonction de la pluviométrie

Les graphiques exposés ci-après représentent simultanément la pluviométrie (données mesurées sur site par l'Université de Poitiers, histogramme bleu, échelle de gauche) et les teneurs en eau à différentes profondeurs en mA (données mesurées in situ par les capteurs Humitub, échelle de droite). Pour plus de lisibilité, les périodes de saturation des capteurs, qui correspondent à des fluctuations erratiques du signal de sortie, sans réalité physique, ont été remplacées par un signal constant à 20 mA, maximum théorique des mesures acceptables.



#### Grappe « Prairie » : capteurs de surface

Illustration 168 – Pluviométrie et teneurs en eau à 0,5 m et à 1 m de profondeur sur la « grappe prairie » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

La courbe rouge, représentative de l'humidité à 0,5 m de profondeur, présente, lors de chaque épisode pluvieux, une réaction relativement rapide et brève, de même que la courbe orange, représentative quant à elle de l'humidité un peu plus en profondeur, à 1 m dans le sol. La rapidité de cette réaction traduit une propagation rapide du front d'humidité à cette faible profondeur. On observe toutefois que les réactions de l'humidité à 1 m sont beaucoup plus virulentes qu'à 0,5 m lorsque l'on est en période humide (les « pics » observés consécutivement aux précipitations hivernales, typiquement de l'ordre de 15 à 40 mm, correspondent à des variations d'intensité du signal de sortie pouvant dépasser les 5 mA, voire même conduire à la saturation du capteur comme début avril, alors que ces mêmes conditions hivernales ne se traduisent à 0,5 m de profondeur que par des « pics » d'au plus 1 mA d'amplitude).

En période plus sèche, par contre, c'est la couche superficielle, représentée par le capteur situé à 0,5 m de profondeur, qui semble être la plus sensible aux précipitations. En effet, la plupart des pluies estivales provoquent des variations relativement sensibles de l'humidité à 0,5 m de profondeur, alors que même les plus gros orages (près de 75 mm d'eau le 19 juillet 2006) ne génèrent pas de fortes variations d'humidité à 1 m de profondeur. L'origine de ce phénomène réside probablement dans les hétérogénéités du sol : le capteur à 0,5 m est probablement

situé dans un niveau plus argileux, d'où une perméabilité réduite expliquant la faible ampleur de ses variations. Le capteur situé à 1 m, par contre, correspond peut être à un niveau plus perméable qui réagit plus fortement aux infiltrations d'eau.

Si l'on considère maintenant la période de dessiccation, i.e. le début de l'été 2006, il apparaît que cette dessiccation est plus virulente et plus rapide à 1 m de profondeur qu'à 0,5 m. La dessiccation est stabilisée à 1 m par le premier orage important (près de 36,8 mm d'eau le 17 juin), puis l'humidité reste relativement stable, entretenue par les orages estivaux. Plus en surface, à 0,5 m de profondeur, le sol continue à se dessécher, mais sa forte sensibilité aux précipitations en période sèche limite le phénomène, chaque orage permettant de compenser la dessiccation ayant eu lieu depuis le précédent (les périodes séparant les orages durant l'été 2006 ayant été de l'ordre de 2 semaines).

#### Grappe « Prairie » : capteurs en profondeur

La plupart des capteurs situés plus en profondeur (à 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m, 4 m, 5 m, 6 m et 7 m) ne présentent pas de résultats exploitables. Pour un certain nombre d'entre eux (1,5 m, 2,5 m et 3 m), après une période d'augmentation de l'humidité pendant le premier mois, on observe généralement une saturation durable des capteurs, liée aux limites de la gamme de permittivités mesurables. La plupart des autres n'ont jamais permis d'obtenir de résultats exploitables, les capteurs étant en saturation sur l'ensemble des mesures, ce qui s'explique vraisemblablement soit par l'existence d'un espace annulaire rempli d'eau entre le capteur et le sol, soit par des interactions entre le fonctionnement capacitif des capteurs et le comportement propre de niveaux très argileux.

Les seules mesures actuellement valides sont celles issues du capteur situé à 1,5 m de profondeur (qui sont redevenues exploitables après plusieurs mois de saturation) et celles issues du capteur situé à 4 m de profondeur (seul capteur en profondeur à n'avoir jamais saturé). Ces résultats sont représentés dans le graphique ci-après.



Illustration 169 – Pluviométrie et teneurs en eau à 1,5 m et à 4 m de profondeur sur la « grappe prairie » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

Concernant le capteur situé à 1,5 m de profondeur, on constate qu'après les mesures exploitables du premier mois, la saturation semble avoir été déclenchée par l'épisode pluvieux du 15 au 21 février 2006 (plus de 58 mm d'eau répartis sur une semaine), alors que les précipitations antérieures n'avaient pas eu d'influence directe sur les mesures à cette profondeur (y compris l'orage de près de 75 mm d'eau du 19 juillet 2006, intervenu après la désaturation des mesures). Cette hypothèse illustrerait donc l'importance du cumul des précipitations pour ce capteur par rapport à des pluies ponctuelles, même violentes. Le capteur reste saturé jusqu'aux alentours du 15 juillet, sous l'effet des précipitations hivernales et dans une moindre mesure des quelques orages estivaux. Une observation minutieuse des mesures hors saturation permet de visualiser plus précisément l'influence des précipitations :

- à partir du 27 décembre 2005, la dessiccation s'accélère suite à l'absence de précipitations significatives depuis le 8 décembre ;
- cette dessiccation plus virulente est presque aussitôt interrompue par les pluies du 30 décembre 2005 au 4 janvier 2006 (plus de 26 mm d'eau sur 6 jours) : la pente de la courbe s'adoucit quelques jours, puis redevient identique à celle observée début décembre. Les quelques pluies intervenant entre le 8 janvier et le 15 février semblent insuffisantes pour compenser la dessiccation, mais limitent toutefois une augmentation de sa rapidité ;

- après la désaturation du capteur, l'orage du 19 juillet 2006 (près de 75 mm d'eau), ainsi que les précipitations du 21 et du 22 juillet (de l'ordre de 11 mm au total) provoquent un léger « pic » d'humidité, d'ampleur limitée et de durée très courte. De même, les quelques précipitations intervenues entre le 27 juillet et le 2 août ne génèrent que de légers « pics », sans influence notable sur l'humidité ;
- l'absence de précipitations jusqu'à la mi-août accélère sensiblement le phénomène de dessiccation, mais plusieurs jours consécutifs de faibles précipitations (un peu plus de 22 mm d'eau du 15 au 22 août) suffisent à stopper la dessiccation, qui semble cependant reprendre progressivement dès la fin de la période pluvieuse.

La raison pour laquelle le capteur situé à 4 m (dans un limon ocre très fin, peut être moins argileux que les matériaux environnants) n'a pas saturé, contrairement aux autres capteurs environnants (en profondeur), n'est pas encore identifiée. L'allure globale de la courbe obtenue semble traduire un important déphasage entre l'humidité à cette profondeur et les conditions météorologiques : en effet, le sol était relativement sec pendant les premiers mois de mesure (période hivernale), puis son humidité a augmenté relativement rapidement entre mi-avril et début juin avant de se stabiliser dans un état plus humide pour la période estivale.

Malgré ce temps de réponse assez long du sol en profondeur, les pluies semblent tout de même avoir un léger effet immédiat sur l'humidité du sol, et plus particulièrement en été (donc quand le sol est plus humide). En effet, les précipitations correspondent souvent à de petits « pics » d'humidité ou à des ralentissements de la dessiccation. Cette influence directe des conditions météorologiques, en opposition avec l'idée de déphasage, pourrait s'expliquer soit par des écoulements préférentiels qui achemineraient directement une petite partie de l'eau de la surface vers les couches plus profondes, soit plus probablement par des circulations d'eau temporaires en profondeur à la faveur d'un niveau plus perméable.

Concernant les autres capteurs en profondeur, toutes les mesures sont actuellement en saturation, mais on notera toutefois qu'au vu des observations précédentes, la dessiccation liée à l'été 2006 n'a peut être pas encore atteint les profondeurs supérieures à 2 m, et il n'est donc pas exclu que les capteurs encore saturés donnent finalement de nouveau des mesures exploitables dans les prochains mois.

#### Grappe « Forêt » : capteurs de surface

Le graphique ci-après représente les mesures enregistrées par les capteurs situés à 0,5 m, 1 m et 1,5 m de profondeur.



Illustration 170 – Pluviométrie et teneurs en eau à 1 m et à 1,5 m de profondeur sur la « grappe forêt » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

Le capteur situé à 0,5 m de profondeur indique que l'humidité en surface est très dépendante des conditions météorologiques. En effet, chaque épisode pluvieux de l'hiver 2005-2006 a une répercussion immédiate sur la teneur en eau mesurée. Ainsi, alors que l'humidité du sol diminuait depuis l'installation du système, les précipitations ayant eu lieu entre le 30 décembre 2005 et le 4 janvier 2006 (cumul de plus de 26 mm d'eau) ont provoqué une brusque augmentation d'humidité, ramenant cette dernière à son niveau du début du mois en l'espace d'une journée. La dessiccation a cependant repris tout aussi rapidement, jusqu'au nouvel épisode pluvieux. Les précipitations les plus intenses se manifestent par ailleurs par une saturation temporaire du capteur, qui peut parfois se prolonger sur plusieurs mois, comme c'est le cas avec les trois épisodes pluvieux qui interviennent entre le 15 février et le 30 mars.

On notera également que le capteur ne répond plus depuis début mai 2006 (le signal de sortie est constamment égal à 4 mA) ce qui, après vérification, n'est pas lié à un problème de transmission des données, mais bien à un dysfonctionnement du capteur lui-même.

Le capteur implanté à 1 m de profondeur a mesuré une teneur en eau très stable sur les premiers mois, quasi insensible aux précipitations (même la pluie du 8 janvier 2006, de plus de 35 mm d'eau, n'a pas eu d'incidence visible sur les mesures). En revanche, la série de précipitations qui a eu lieu entre le 15 et le 21 février 2006 (cumul de 58,5 mm d'eau sur 6 jours) a provoqué une brutale augmentation de l'humidité entre le 19 et le 23-24 février, puis une dessiccation plus lente du sol jusqu'aux précipitations suivantes. Ce nouvel épisode pluvieux, intervenant entre le 28 février et le 11 mars 2006 et dont le cumul représente 82,2 mm d'eau, commence par provoquer une très légère augmentation de l'humidité à partir du 2 mars, puis une brusque saturation du capteur le 4 mars (alors que le cumul des précipitations de cette période n'était encore que de 54 mm d'eau). Le capteur reste en état de saturation jusqu'à mi-avril, où la dessiccation provoquée par la raréfaction des épisodes pluvieux intenses permet de revenir à des mesures exploitables.

On observe depuis lors une dessiccation relativement lente et régulière, sur laquelle les précipitations, bien que parfois intenses, n'ont que peu d'influence. Seul l'orage du 19 juillet 2006 (près de 75 mm d'eau) provoque un important « pic » d'humidité le jour même, puis une dessiccation relativement rapide dès le lendemain avant que la courbe ne retrouve sa pente d'avant l'orage.

Sur la période observée, il apparaît donc qu'à 1 m, le sol relativement sec en hiver, s'est trouvé beaucoup plus humide durant la période printanière, suite aux précipitations de la fin de l'hiver et du début du printemps, puis qu'une phase de dessiccation s'est mise en place durant l'été, ne permettant toutefois pas jusqu'à présent de retrouver des teneurs en eau équivalentes à celles du début de l'expérience. Le comportement du sol à cette profondeur semble peu sensible aux précipitations ponctuelles (en particulier lorsque le sol est déjà dans un état relativement sec), mais les périodes prolongées de précipitations ou de violents orages peuvent induire de rapides ré-humidifications.

Le capteur implanté à 1,50 m de profondeur subit quant à lui une dessiccation relativement constante sur les trois premiers mois de mesure, malgré plusieurs épisodes pluvieux prolongés, puis, de même que le capteur situé à 1 m de profondeur, se trouve brutalement en état de saturation suite à l'épisode pluvieux intervenu entre le 28 février et le 11 mars 2006. On notera toutefois un léger retard dans ce phénomène, puisque la saturation n'apparaît qu'à partir du 6 mars alors qu'il est visible dès le 4 mars pour le capteur à 1 m.

Les mesures redeviennent exploitables à partir du 10 juin 2006, où l'on observe une rapide dessiccation semblant se ralentir, puis une nouvelle saturation de courte durée suite à l'orage du 17 et du 18 juin (près de 48 mm d'eau). La dessiccation reprend rapidement, sans effet notable des précipitations de début juillet (le cumul de 39,1 mm d'eau sur 6 jours semble juste ralentir légèrement la dessiccation), puis l'orage du 19 juillet (près de 75 mm d'eau) provoque une nouvelle saturation de courte durée suivie d'une dessiccation tendant à se ralentir vers une teneur en eau plus élevée que précédemment, probablement en raison des quelques orages estivaux qui alimentent encore la surface.

Pour synthétiser ces observations, on retiendra que de début décembre 2005 à fin février 2006, seul le capteur de surface (0,50 m) réagit aux précipitations avec une humidification très sensible à partir du 30 décembre, alors qu'à 1 m et à 1,50 m, elles n'ont aucune incidence sur l'humidité du sol. Les fortes pluies du 15 au 20 février sont les premières à humidifier le sol jusqu'à 1 m de profondeur, tandis que l'horizon de 1,50 m reste sec jusqu'aux pluies suivantes (28 février), où le front de réhumidification atteint l'ensemble de la tranche de sol considérée et dépasse donc 1,50 m de profondeur. L'arrêt du fonctionnement du capteur ne permet pas de suivre la phase de dessiccation en surface, mais à 1 m, on constate que le sol commence à se dessécher à partir du 15 avril alors qu'il faut attendre le 10 juin pour observer le même phénomène à 1,50 m. On constate par ailleurs que l'humidité du sol en fin de période estivale (25 août 2006) reste sensiblement supérieure à celle observée avant la réhumidification de l'hiver 2005.

#### Grappe « Forêt » : capteurs en profondeur

Comme dans le cas de la grappe Prairie, quelques capteurs n'ont jamais permis d'obtenir de mesures exploitables en raison d'une saturation permanente, induite par une trop grande humidité ou un niveau trop argileux. Il s'agit en particulier des capteurs implantés à 3 m et à 6 m, le capteur de 7 m s'étant quant à lui révélé défectueux.



Illustration 171 – Pluviométrie et teneurs en eau à à 2 m, à 2,5 m, à 3,5 m, à 4 m et à 5 m de profondeur sur la « grappe forêt » – site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

Les cinq autres capteurs implantés en profondeur présentent des comportements similaires: l'effet direct des pluies sur l'humidité des sols à ces profondeurs est très limité, voire inexistant. Seul le cumul des pluies hivernales et printanières explique l'augmentation de teneur en eau observée depuis le début de l'expérimentation. On notera toutefois que c'est le capteur situé à 2 m de profondeur, donc le plus en surface des cinq, qui subit les plus importantes variations d'humidité, suivi par le capteur implanté à 2,5 m de profondeur : ils entrent rapidement dans une phase de saturation respectivement entre le 6 mars et le 31 mai 2006, et entre le 5 avril et le 31 juillet 2006. Viennent ensuite les capteurs à 4 m et 3,5 m, qui mesurent des variations sensiblement équivalentes, puis enfin le capteur à 5 m, dont la gamme de variation des mesures est très restreinte.

Cet ensemble d'observations illustre parfaitement le phénomène de déphasage et d'atténuation qui existe en profondeur vis-à-vis de l'humidité : les capteurs les plus proches de la surface présentent les variations les plus rapides et les plus amples, ces variations étant retardées et atténuées lorsque l'on descend en profondeur. Ainsi, alors que le capteur implanté à 2 m semble suivre les saisons et les périodes de grande pluviométrie (il mesure actuellement des teneurs en eau stables et relativement faibles, correspondant à la période estivale), le capteur implanté à 2,5 m entre à peine dans sa phase de dessiccation, et les capteurs implantés plus profondément n'ont pas encore détecté de diminution sensible de l'humidité.

#### Bilan global sur la grappe 1 (grappe Forêt) :

L'analyse des mesures effectuées par les capteurs d'humidité indique donc que, globalement, dans les couches superficielles du sol, la teneur en eau est fortement dépendante des précipitations, en particulier quand le sol est sec : les précipitations ont alors pour impact direct l'humidification des couches superficielles. En état humide, par contre, ces couches superficielles sont légèrement moins sensibles aux conditions météorologiques, les précipitations étant directement transmises aux couches sous-jacentes.

Plus en profondeur, les précipitations n'ont que rarement un effet direct sur la teneur en eau ; c'est le cumul d'eau qui influe le plus sur l'humidité du sol, et la sensibilité aux précipitations est globalement plus importante quand le sol sus-jacent est humide. On observe également un temps de réponse de l'humidité par rapport aux conditions météorologiques qui croît avec la profondeur : réponse quasi instantanée en surface, de l'ordre de un jour pour des profondeurs de l'ordre du mètre quand le sol de surface est humide, et de l'ordre de quelques mois à plusieurs mètres de profondeur.

On notera également que si des précipitations de faible importance contribuent à réhumidifier les couches superficielles sans influence significative sur la teneur en eau des horizons les plus profonds, la dessiccation de ces couches superficielles est d'autant plus rapide que les couches profondes sont sèches : ceci confirme l'importance des phénomènes de capillarité, qui contribuent à faire monter l'eau vers les couches de surface lorsque les couches profondes sont humides.

# 5.2.3. Evolution des profils hydriques

Les mesures réalisées par les cannes Humitub peuvent être présentées sous forme de profils hydriques. Les graphiques ci-après (Illustration 172) montrent quelques profils hydriques reconstitués à partir des mesures réalisées par les capteurs Humitub sur le site du Deffend, seules les valeurs hors saturation ayant été retenues (on notera également que les teneurs en eau volumiques à 4 m de profondeur sur la grappe Prairie ont été représentées malgré des valeurs peu réalistes : de 29 % en hiver à près de 60 % en été). Ces profils sont présentés en teneurs en eau volumiques, estimées selon la méthode exposée au paragraphe 5.2.1, et avec les profondeurs effectives d'implantation des capteurs, telles qu'elles sont indiquées dans le tableau de l'Illustration 121.



Illustration 172 – Profils hydriques reconstitués à différentes dates à partir des mesures sur la « grappe Prairie » et sur la « grappe Forêt », site du Deffend (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

Sur la grappe prairie, peu de données sont disponibles pour l'exploitation de ces profils. On remarque qu'initialement, à la fin d'un automne relativement sec, la teneur en eau volumique présentait un gradient positif et sensiblement constant sur les premiers mètres. La teneur en eau était plutôt élevée à 2,5 m (53 %), puis décroissait en profondeur suivant un gradient négatif visiblement constant jusqu'à 4 m, où la teneur en eau volumique était de plus de 30 %. Fin avril (milieu du printemps), la teneur en eau est sensiblement plus élevée suite aux précipitations hivernales, surtout
en profondeur (teneur en eau volumique de 49 % à 4 m). Début juin, à la fin du printemps, l'humidité en surface est redevenue sensiblement identique à celle enregistrée à la fin de l'automne, mais le sol est devenu très humide à 4 m (teneur en eau volumique de près de 59 %). Enfin, sur les dernières mesures (fin août, donc proche de la fin de l'été), le sol en surface est devenu très sec (moins de 19 % en teneur en eau volumique à 0,5 m), alors qu'à 4 m, l'humidité est restée comparable à celle de la fin du printemps.

Les profils disponibles sur la grappe forêt se révèlent plus complets. Leur allure générale met en évidence des teneurs en eau peu élevées à 0,7 m de profondeur, ce qui traduit probablement l'influence du système racinaire des arbres environnants sur un niveau relativement perméable. De même, à 2 m de profondeur, le sol est toujours plus sec que dans les niveaux alentours ce qui correspond aux observations lithologiques à cette profondeur (niveau peu argileux et plus perméable). Les premières mesures réalisées à la fin de l'automne 2005 montrent un sol particulièrement sec, conséquence d'un automne peu pluvieux. Début mars, à la fin de l'hiver, le sol s'est globalement légèrement réhumidifié sous l'effet de précipitations hivernales, mais c'est surtout fin avril, au printemps, que la réhumidification est sensible (la teneur en eau volumique passe ainsi de 21,2 % à 26,2 % entre le 7 décembre 2005 et le 24 avril 2006 à 4 m de profondeur). La fin du printemps (début juin) marque la période la plus humide sur les mesures disponibles, alors que les dernières mesures, en été, font apparaître un phénomène de dessiccation, significatif en surface mais peu marqué en profondeur (la teneur en eau volumique à 2 m passe de 41,8 % à 27,3 % entre le 7 juin et le 25 août 2006, alors qu'à 5 m elle passe seulement de 21,3 % à 19,9 % dans le même intervalle de temps). Cette dessiccation n'a pas encore permis de revenir à une situation aussi sèche que celle observée initialement en décembre 2005, quelle que soit la profondeur considérée.

On cherche maintenant à visualiser les modifications du profil hydrique générées par une période pluvieuse. Sur la période hivernale, entre décembre 2005 et mars 2006, il n'est pas possible d'individualiser une série particulière de précipitations, les pluies étant souvent de faible importance et très rapprochées. On observe toutefois que ces précipitations hivernales génèrent d'importants « pics » d'humidité sur les couches superficielles (0,5 et 0,8 m sur la grappe Prairie, 0,5 m sur la grappe Forêt), alors qu'il n'existe pas de conséquences directes plus en profondeur, en dehors de l'effet du cumul des précipitations.

Pour la période estivale, on s'intéresse plus particulièrement aux précipitations ayant eu lieu entre le 19 juillet et le 2 août 2006 (cumul de 134,6 mm d'eau), ce qui inclut donc le gros orage du 19 juillet (74,4 mm d'eau). On peut alors tracer les profils hydriques sur chacune des deux grappes à différentes dates : 18 juillet (avant l'orage), 23 juillet (après la première série de précipitations, incluant l'orage du 19 juillet, 85,8 mm d'eau tombés), 2 août (cumul de 134,6 mm d'eau), le 15 août (pas de nouvelles précipitations) et enfin le 25 août (dernières mesures disponibles, 27,8 mm d'eau tombés entre le 15 et le 25).

Les graphes ci-après représentent les profils hydriques à ces différentes dates pour chacune des deux grappes.



Illustration 173 – Conséquence des précipitations estivales sur les profils hydriques reconstitués à partir des mesures sur la « grappe Prairie » et sur la « grappe Forêt », site du Deffend (période du 19/07/2006 au 25/08/2006)

Il apparaît sur chacune des deux grappes que les teneurs en eau volumigues en surface ont considérablement augmenté entre le 18 et le 23 juillet : sur la grappe Prairie, elle passe de 17,4 % à 24,2 % dans la couche moins argileuse à 0,5 m, de 25,7 % à 26,5 % dans la couche argileuse à 0,8 m et de 42,1 % à 41,2 % dans la couche argileuse à 1,60 m ; sur la grappe Forêt, elle passe de 28,2 % à 28,5 % dans la couche peu argileuse à 2 m, mais de 35,9 % à 45,8 % à 1,5 m, dans les couches plus argileuses. Les couches profondes, quant à elles, observables sur la grappe Forêt, ne présentent aucune variation sensible suite aux précipitations observées. Le 2 août, le 15 août et le 25 août, l'ensemble des capteurs de surface enregistrent systématiquement un phénomène de dessiccation par rapport à la mesure précédente. On notera en particulier que sur la grappe Forêt, les teneurs en eaux volumiques étaient revenues à un niveau sensiblement équivalent à celui du 18 juillet dès le 15 août, la dessiccation se prolongeant pour aboutir le 25 août à un sol légèrement plus sec, alors que sur la grappe Prairie, la situation au 25 août traduit toujours un sol plus humide qu'au 18 juillet (en dehors du capteur à 1,5 m, qui n'a quant à lui détecté aucune augmentation de teneur en eau).

Il résulte donc de ces observations que les orages estivaux, qui se traduisent en général par de fortes précipitations et des durées relativement courtes sur des sols secs, n'ont une influence notable que sur les couches très superficielles du sol. La présence d'arbres favorise la dessiccation et raccourcit ainsi la durée des effets de ces orages, la grappe Forêt montrant que les teneurs en eau sont redescendues à leur

niveau avant l'orage moins d'un mois après malgré une forte augmentation de teneur en eau, alors que sur la grappe Prairie, après plus d'un mois, les effets des précipitations se font encore sentir.

### 5.2.4. Résultats des mesures de déplacements verticaux

## Données brutes

Les mesures extensométriques ont été initialisées quelques jours après l'installation des extensomètres (afin de considérer un déplacement nul après le tassement initial du sol consécutif à l'installation). Les courbes ci après illustrent les déplacements mesurés par les 4 extensomètres, tous ancrés à 7 m de profondeur (point fixe) et situés à une profondeur variant entre 0 et 1,5 m (point de mesure).



Illustration 174 – Pluviométrie et déplacements verticaux mesurés par les 4 extensomètres – Site du Deffend - Prairie (période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

On constate tout d'abord que l'un des extensomètres (0,5 m) n'a pu assurer l'ensemble des mesures en raison d'un fort gonflement du sol l'ayant conduit à atteindre sa limite de course en extension.

Par rapport à la situation initiale (début décembre 2005), pendant laquelle les déplacements mesurés étaient relativement faibles, le gonflement des argiles entraîne un déplacement maximal compris entre 7 et 10 mm pour les capteurs les plus en surface (l'extensomètre à 0,5 m de profondeur aurait probablement mesuré des déplacements plus importants), et seulement de l'ordre de 2 mm pour l'extensomètre fixé à 1,5 m de profondeur. En période estivale, le retrait n'a pas encore atteint sa valeur maximale, mais on observe que sur les dernières mesures disponibles (fin août 2006), le capteur en surface mesure le plus grand déplacement (9 mm), puis viennent les capteurs implantés respectivement à 0,5 m (près de 7 mm), à 1,5 m (4,5 mm), et à 1 m de profondeur (moins de 1 mm de retrait).

Si l'on considère la première période (du 7 décembre au 31 décembre 2005), tous les capteurs subissent un retrait relativement lent et régulier, en l'absence de précipitations. Cependant, l'épisode pluvieux du 30 décembre 2005 au 4 janvier 2006 (cumul de plus de 26 mm d'eau) entraîne une légère modification de cet état : dès le premier jour de pluie, le capteur en surface détecte un léger gonflement du sol (0,3 mm entre le 30 décembre et le 3 janvier) ; le capteur fixé à 0,5 m de profondeur mesure également un gonflement, mais plus faible, légèrement plus tard (1<sup>er</sup> janvier) et plus long (en surface, le retrait reprend dès le 3 janvier, en l'absence de précipitations importantes, alors que le gonflement un gonflement, mais continue au moins jusqu'au 8 janvier à 0,5 m) ; à 1 m de profondeur, on observe également un gonflement, encore plus faible (moins de 0,05 mm) et plus lent qu'à 0,5 m de profondeur, mais commençant dès le 31 décembre et semblant s'arrêter aux alentours du 8 janvier ; aucun gonflement n'est mesuré à 1,5 m de profondeur, mais les précipitations ont tout de même pour conséquence un très léger ralentissement du retrait.

Les fortes précipitations des 8 et 9 janvier 2006 (plus de 42 mm d'eau) entraînent ensuite des déplacements beaucoup plus visibles : tous les capteurs indiquent un gonflement dès le 8 janvier, dont l'amplitude varie avec la profondeur considérée : entre le 8 et le 17 janvier (période présentant très peu de précipitations au ), on détecte un déplacement de 1,5 mm en surface, de 5,5 mm à 0,5 m, de 2,43 mm à 1 m de profondeur, et enfin de 0,3 mm à 1,5 m de profondeur. Curieusement, le déplacement mesuré en surface reste donc modéré, alors que les couches sous-jacentes subissent des phénomènes de gonflement plus importants induisant des déplacements d'amplitude décroissante lorsque la profondeur augmente, jusqu'à devenir très faibles à 1,5 m de profondeur.

Alors que les déplacements générés par ces pluies commencent à se ralentir, une nouvelle série de précipitations intervient entre le 16 et le 22 janvier 2006 (cumul : 11,8 mm) et réamorce un gonflement détecté sur l'ensemble des capteurs. On remarque cependant que bien que ces précipitations soient très inférieures à la série précédente, les déplacements mesurés sont plus importants, hormis pour le capteur implanté à 0,5 m de profondeur, qui réagit quant à lui de manière moins marquée.

De nouveau, le gonflement se ralentit avant de reprendre, suite à l'épisode pluvieux intense du 14 au 21 février 2006 (cumul de 59 mm sur 8 jours). Cette période correspond à des déplacements particulièrement importants et rapides pour l'ensemble des capteurs (y compris pour celui implanté à 0,5 m de profondeur, dont la limite de

course est rapidement atteinte) : entre le 14 et le 21 février, on mesure un déplacement de 4,65 mm en surface, de 2,4 mm à 1 m de profondeur et de 0,54 mm à 1,5 m de profondeur. On remarque également que, contrairement aux autres phases de gonflement observées précédemment, les déplacements s'arrêtent brutalement pour passer à un état relativement stable, puis éventuellement à un léger retrait en l'absence de précipitations.

L'épisode pluvieux suivant, du 2 au 5 mars 2006 (cumul de 59,8 mm) génère de nouveau un rapide phénomène de gonflement, toutefois plus modéré, et l'on remarque en particulier que la dessiccation reprend alors très rapidement : la quasi absence de précipitations du 6 mars (0,3 mm de pluie) entraîne aussitôt un arrêt du gonflement, et même un phénomène de retrait en surface. La pluie du lendemain 7 mars (13,4 mm) provoque de nouveau une reprise du gonflement, qui s'atténue en même temps que les précipitations pour rapidement se transformer en retrait particulièrement rapide, ralentissant progressivement malgré l'absence de précipitations.

Les fortes précipitations qui ont lieu entre le 18 mars et le 10 avril 2006 (cumul de plus de 106 mm sur 24 jours) n'ont qu'un impact limité sur les déplacements mesurés : on observe principalement un arrêt du retrait et une reprise du gonflement sous l'effet des 3 principaux orages de la période, et plus particulièrement des 2 premiers, qui interviennent dans des périodes particulièrement humides.

L'absence de précipitations significatives entre le 15 avril 2006 et le 6 mai 2006 contribue en surface à un fort phénomène de retrait, tendant à s'accélérer ; à 1 m de profondeur, l'extensomètre ne mesure quant à lui quasiment aucun déplacement jusqu'au 3 mars, alors qu'à 1,5 m, le retrait semble constant, la vitesse du déplacement ne variant que très peu.

Le gros orage du 7 mai 2006 (30,9 mm) n'a que très peu d'influence sur les mesures à 1 m et à 1,5 m, alors qu'il provoque immédiatement un effet de gonflement en surface. On note par ailleurs que ce gonflement, contrairement à ceux observés durant la période humide précédente, n'est pas immédiatement suivi par du retrait à la fin des précipitations, mais qu'il est suivi par quelques jours de stabilité (le retrait ne reprenant significativement qu'à partir du 11 mai). Les mêmes phénomènes se reproduisent lors des 2 orages suivants, pourtant moins intenses (16 et 20 mai).

Le tassement général du sol permet au capteur situé à 0,5 m de profondeur d'enregistrer à nouveau des résultats exploitables aux alentours de début juin 2006.

Lors de l'orage du 17 juin (36,8 mm) et de l'épisode pluvieux du 4 au 6 juillet 2006 (38 mm en 3 jours), on observe un rapide phénomène de gonflement sur le capteur de surface, alors que le retrait est juste arrêté pour quelques jours à 1 m, ralenti à 0,50 m et à peine modifié à 1,5 m. L'orage du 19 juillet 2006 (près de 75 mm d'eau) a des conséquences identiques, mais plus importantes (gonflement relativement important détecté en surface, gonflement léger à 0,5 m de profondeur, arrêt du retrait à 1 m et peu d'influence à 1,5 m, le retrait continuant à une vitesse sensiblement identique). Le reste des orages estivaux, moins importants, provoque également des réactions similaires à une moindre échelle.

### Influence des précipitations en période hivernale et en période estivale

Afin de mieux visualiser l'importance des conditions saisonnières sur la réaction du sol face aux précipitations, on s'intéresse plus particulièrement à deux périodes présentant des conditions de pluie sensiblement similaires, l'une correspondant à une période hivernale et la seconde à une période estivale. On considère pour cela les pluies intervenues les 8 et 9 janvier 2006 (42,2 mm d'eau) et celles intervenues les 17 et 18 juin 2006 (47,8 mm d'eau). Ces précipitations, bien que d'une intensité similaire, ont des conséquences très différentes sur les mouvements observés dans le sol.

En effet, les premières, qui correspondent à une période hivernale avec un sol relativement sec en phase de retrait lent, ont pour conséquence immédiate un fort phénomène de gonflement, en particulier sur les couches les plus superficielles du sol (vitesses maximales estimées sur un pas de temps de 6 heures de 0,96 mm/jour en surface, 3,86 mm/jour à 0,5 m, et 1,10 mm/jour à 1 m, mais avec un léger retard). En profondeur (1,5 m), le phénomène de gonflement apparaît également, mais avec une ampleur plus limitée (vitesse maximale de 0,10 mm/jour).

La seconde série de précipitations intervient quant à elle dans une période estivale où le sol subit un phénomène de retrait très prononcé (les vitesses de déplacement estimées sur un pas de temps de 6 heures atteignent -0,2 mm/jour à 0 m, -0,4 mm/jour à 0,5 m, -0,01 mm/jour à 1 m et -0,04 mm/jour à 1,5 m). Les effets des précipitations sont beaucoup plus modérés que pour la série précédente : gonflement très bref en surface (+1,76 mm/jour, mais le retrait reprend très vite), et uniquement un ralentissement des tassements plus en profondeur (+0,03 mm/jour à 0,5 m, uniquement sur une demi-journée avant la reprise du retrait, +0,01 mm/jour à 1 m sur une demi-journée avant stabilisation et -0,01 mm/jour à 1,5 m).

Les différences de comportement observées entre ces précipitations hivernales et estivales s'expliquent probablement par l'ensoleillement : en été, la majeure partie de l'eau de pluie ruisselle puis s'évapore avant d'avoir pu s'infiltrer dans le sol, alors que ce phénomène est beaucoup plus limité en hiver. On retrouve le même phénomène sur la grappe Prairie (Illustration 168) : les précipitations hivernales ont beaucoup plus d'effets sur l'humidité à 1 m de profondeur que les précipitations estivales, l'eau ayant plus de difficultés à atteindre cette profondeur en raison de l'évapotranspiration plus intense.

### Influence du cycle journalier

L'analyse détaillée des mesures obtenues permet de mettre en évidence un phénomène attribué au cycle journalier : en effet, pendant les périodes de fort retrait (dessiccation estivale), l'influence de l'ensoleillement est telle que le retrait diurne est beaucoup plus important que le retrait nocturne. On observe même dans certains cas un arrêt total du phénomène durant la nuit. Cet aspect apparaît à la fois sur les mesures extensométriques comme le montre l'Illustration 175, mais aussi sur les mesures d'humidité.



Illustration 175 – Influence du cycle journalier sur la dessiccation estivale et les tassements qui en résultent, site du Deffend (grappe Prairie, période du 01/06/2006 au 08/06/2006)

Le rayonnement solaire s'exerçant principalement sur les couches les plus superficielles du sol, l'importance de ce phénomène décroît avec la profondeur : ce sont les phénomènes de succion qui expliquent la répercussion du cycle journalier sur les couches légèrement plus profondes, avec cependant une influence limitée (phénomène quasi imperceptible à 1,5 m de profondeur).

Suite à cette observation, on peut supposer que les orages nocturnes estivaux auront plus d'influence que les orages diurnes estivaux sur le ralentissement du phénomène de retrait. Cette hypothèse n'a cependant pas encore été vérifiée sur les résultats expérimentaux.

# Décomposition par couches

Afin de corréler ces déplacements avec les mesures d'humidité, il est nécessaire de ramener chacun d'entre eux à une couche d'épaisseur restreinte (toutes les mesures actuelles correspondant aux déplacements de chacune des têtes des extensomètres par rapport à un ancrage à 7 m). On soustrait pour cela du déplacement mesuré par un extensomètre celui mesuré par l'extensomètre implanté juste en dessous. On obtient ainsi les effets du retrait et du gonflement des couches comprises respectivement entre 0 et 0,5 m, 0,5 et 1 m, et enfin 1 m et 1,5 m.

Afin d'assurer une meilleure représentation des résultats, les mesures de l'extensomètre implanté à 0,5 m ont été extrapolées sur la période pendant laquelle la course maximale était atteinte. Cette extrapolation a été réalisée en choisissant des déplacements intermédiaires entre ceux mesurés en surface et ceux mesurés à 1 m. Le graphique suivant représente les déplacements effectivement retenus pour les capteurs extensométriques.



Illustration 176 – Déplacements verticaux retenus pour les 4 extensomètres, site du Deffend (grappe Prairie, période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

Les résultats des différences entre les mesures extensométriques adjacentes sont représentés dans les graphiques ci après, accompagnés de l'humidité moyenne dans

les couches correspondantes pour les couches comprises entre 0 et 0,5 m et entre 0,5 et 1 m, et des humidités mesurées à 1 m et 1,5 m pour la couche comprise entre 1 m et 1,5 m. Sur l'ensemble des graphiques, les périodes de saturation des capteurs d'humidité ont été supprimées pour plus de lisibilité.



Illustration 177 – Variation d'épaisseur et humidité des couches de sol comprises entre 0 et 0,5 m, entre 0,5 et 1 m et entre 1 m et 1,5 m, site du Deffend (grappe Prairie, période du 07/12/2005 au 25/08/2006)

La couche de sol superficielle (comprise entre 0 et 0,5 m) a subi principalement un phénomène de retrait par rapport à la situation initiale au moment de l'installation. En effet, en dehors du mois de décembre 2005, l'épaisseur de cette couche a toujours été inférieure à celle mesurée initialement. Sur la durée de mesures actuellement disponible, l'amplitude des variations de l'épaisseur de la couche superficielle est de l'ordre de 6,4 mm. Ces variations sont particulièrement bien corrélées avec l'humidité mesurée à 0,5 m de profondeur : en effet, les « pics » d'humidité générés par les précipitations se traduisent souvent par des « pics » de gonflement de la couche superficielle. Les phases de variation d'épaisseur de cette couche correspondent en

général à des phases de variation sur les mesures d'humidité réalisées à 0,5 m, bien que la vitesse des déplacements ne semble pas corrélée directement avec la vitesse des variations de teneur en eau. On remarque également quelques périodes sur lesquelles la teneur en eau tend à traduire une dessiccation du sol alors que les extensomètres enregistrent plutôt un gonflement de la couche ; on constate en général que cela correspond à des phases où la dessiccation se ralentit suite à des précipitations. Différentes hypothèses peuvent être envisagées pour expliquer ce phénomène : hétérogénéité verticale du sol dans la couche considérée, hétérogénéité horizontale du sol entre les extensomètres et le capteur d'humidité (la présence d'une lentille moins argileuse au niveau du capteur Humitub pourrait expliquer le phénomène).

La couche de sol comprise entre 0,5 et 1 m a subi des phénomènes de gonflement pendant les premiers mois qui ont suivi l'installation, puis un important phénomène de retrait qui a ammené à observer lors des dernières séries de mesures un tassement par rapport à la situation initiale. L'amplitude des variations d'épaisseur observées est de l'ordre de 10,6 mm, donc bien supérieure à celle obtenue sur la couche sus-jacente. Ce résultat est cohérent avec les mesures d'humidité, la teneur en eau à 1 m de profondeur étant beaucoup moins stable que la teneur en eau à 0,5 m de profondeur. Les variations d'épaisseur de cette couche présentent là encore une bonne corrélation avec les variations d'humidité enregistrées. On notera toutefois que la couche semble plus sensible aux phénomènes de retrait que de gonflement, la dessiccation nécessaire à un retrait donnée étant en général inférieure à l'humidification nécessaire à un gonflement de même ampleur.

La couche de sol comprise entre 1 m et 1,5 m de profondeur a subi, après un léger retrait, un important phénomène de gonflement qui s'est stabilisé durant le printemps, puis un retrait moins important n'ayant pas encore permis de revenir au niveau initial. L'amplitude des variations d'épaisseur de cette couche est de l'ordre de 7,7 mm. L'humidité moyenne dans la couche est difficile à estimer en raison de la saturation prolongée du capteur Humitub à 1,5 m. On observe cependant un comportement irrégulier de l'épaisseur de la couche de sol par rapport aux teneurs en eau mesurées en bordure : si les déclenchements des phénomènes de gonflement correspondent bien à des augmentations d'humidité sur l'un ou sur les deux capteurs Humitub durant les premiers mois, certaines augmentations d'humidité observées n'ont pas d'effet notable sur les déplacements mesurés, et les quelques phénomènes de gonflement observés les derniers mois ne semblent pas correspondre à d'importantes humidifications du sol.

### Synthèse des observations

Les observations précédentes illustrent la très bonne corrélation entre les précipitations sur le site et les déplacements mesurés jusqu'à 1 m de profondeur. Les délais de réaction sont particulièrement courts, aussi bien en période sèche pour l'arrêt du retrait qu'en période humide pour le gonflement. L'amplitude des mouvements observés est cependant très variable selon l'état de dessiccation du sol : pour des précipitations d'intensité donnée, on obtient un fort gonflement sur un sol très sec en phase de réhumidification hivernale, alors que le gonflement est à peine perceptible pour un sol sec en phase de retrait estival.

Les mouvements verticaux du sol depuis le début de l'expérimentation présentent une amplitude de l'ordre de 2 cm au niveau des couches les plus superficielles. Si ces mouvements perdent de l'importance en profondeur, on remarque qu'ils restent non négligeables à 1,5 m de profondeur, puisque des mouvements de près de 0,7 cm d'amplitude ont été mesurés à cette profondeur. Concernant la vitesse de ces mouvements, des tassements de l'ordre de -1,2 mm par jour ont été observés dans les couches superficielles, alors que le gonflement peut atteindre des vitesses de +3,8 mm par jour dans ces mêmes couches.

On retiendra également l'importance du cycle journalier en été, dont l'influence sur les tassements est visible au niveau des couches les plus superficielles.

# 6. Modélisation

## 6.1. MODELISATION DE L'ETAT HYDRIQUE DU SOL A L'AIDE DU MODELE A ECOULEMENTS PREFERENTIELS MACRO (BRGM)

## 6.1.1. Modélisation

## Contexte et objectifs

Les études de modélisation entreprises dans le cadre du présent projet visent d'une part à décrire les chroniques de teneurs en eau mesurées dans le sol de Mormoiron et d'autre part, à extrapoler ces données d'un point de vue temporel (par exemple, pour un grand nombre d'années) et spatial (prédiction des variations de teneurs en eau à des profondeurs autres que celles pour lesquelles nous disposons de données de terrain). Les études de modélisation entreprises se sont appuyées sur un modèle mathématique reconnu dans la communauté scientifique comme permettant de décrire au mieux les transferts d'eau dans les sols de type argileux, caractérisés par la présence d'écoulements de type « préférentiels ». Les travaux menés ont permis l'étude de l'influence du type de végétation sur les variations de teneurs en eau dans le sol. Les résultats soulignent tout l'intérêt de combiner les approches « terrain » et la modélisation numérique, dans une optique de développement d'outils de prédiction des conditions de déclenchement des phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux.

## Choix du modèle

La bibliographie sur les modèles de transferts hydriques dans les sols argileux a été abordée au chapitre 2.4 et a conduit à choisir le modèle MACRO 1D pour effectuer les simulations dans le cadre de la présente étude, étant donné qu'il permet de prendre en compte les écoulements préférentiels de façon satisfaisante.

Compte tenu de la complexité de l'utilisation de MACRO, une automatisation des tâches de modélisation a été réalisée. La première étape a consisté à automatiser l'extraction des données du fichier de résultats. MACRO fournit les résultats sous la forme d'un fichier binaire (.bin = Binary File). L'extraction se fait à l'aide du programme PG.exe fourni avec MACRO. Ce programme transforme pour chaque variable sélectionnée les résultats sous la forme d'un fichier de données (.dat = Data file). Ce programme étant de conception relativement ancienne, il est assez long à manipuler pour chaque variable. Un programme exécutable (.bat = Batch Processing) a été écrit pour transformer les résultats de MACRO en un fichier de données lisible par la plupart des programme de traitement de données. Cette commande d'extraction a été programmée pour se réaliser automatiquement juste après la fin d'une simulation sans intervention de l'utilisateur.

Une seconde commande d'extraction a été programmée en VISUAL BASIC sous Excel pour charger la totalité des fichiers de données dans un fichier Excel unique. Cette commande effectue directement la transformation depuis les couches numériques du modèle vers les horizons physiques en prenant en compte la pondération due aux différentes profondeurs de couches. Le fichier a aussi été formaté pour présenter directement sous forme graphique l'ensemble des résultats obtenus.

## Données climatiques

Les données climatiques journalières utilisées pour les simulations ayant trait au site de Mormoiron proviennent de la station Météo-France de Carpentras et couvre la période 1964-2005 (cf. Illustration 178).

Le modèle nécessite les températures moyennes ainsi que les chroniques de pluie et d'évapotranspiration du site. Le pas de temps journalier a été retenu pour l'ensemble de la simulation MACRO parce qu'il est le plus facilement accessible pour ces trois types de données. La station de Carpentras a été considérée comme représentative du site de Mormoiron, au moins en première approximation. En plus de sa proximité géographique avec le site étudié (9 km), elle présente l'avantage d'être en activité depuis une longue période. Les simulations des taux d'humidité ont donc été réalisées au pas de temps journalier entre le 01/01/1964 (date d'acquisition des premières données validées) et le 31/12/2005, soit sur une durée de 42 ans.

### Données relatives au sol

Une fosse pédologique a été ouverte sur le site expérimental de Mormoiron le 16 novembre 2005 (cf. Illustration 116) dans le but de préciser certains paramètres nécessaires pour la modélisation MACRO. L'ouverture de cette fosse a permis de déterminer les épaisseurs et la composition des horizons du sol. La série de reconnaissances géologiques déjà réalisées sur le site avant et au cours de la mise en place des instruments (décembre 2004) n'avait pas permis de rendre compte des particularités des horizons les plus superficiels (de 0 à 1 m). L'amplitude et les cinétiques des phénomènes de séchage-humidification étant très importantes au sein du sol, la caractérisation de cette partie de la zone non-saturée était nécessaire.

An	Janv.	Fevr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Cumul	% moy.
1964	7	29	142	26	91	63	16	115	88	91	43	56	767	119%
1965	37	9	74	5	14	46	69	132	116	29	34	46	609	94%
1966	26	72	1	66	50	8	48	27	29	174	61	23	586	91%
1967	24	34	25	11	27	53	3	17	16	17	68	22	318	49%
1968	5	87	15	47	91	53	2	100	146	85	122	52	806	125%
1969	52	31	80	20	63	88	35	42	95	35	49	28	618	96%
1970	26	29	62	34	49	82	16	38	28	94	50	79	587	91%
1971	72	6	59	108	110	72	18	28	22	50	81	47	672	104%
1972	60	170	47	49	53	83	33	41	66	153	31	86	872	135%
1973	49	18	32	43	13	66	70	38	51	106	17	31	534	83%
1974	48	105	79	85	47	42	6	16	166	14	45	12	667	103%
1975	31	45	72	34	111	30	16	80	128	13	82	94	737	114%
1976	13	22	50	40	47	2	22	22	75	186	77	21	580	90%
1977	61	51	64	52	133	77	95	68	3	162	37	60	863	134%
1978	71	87	42	107	89	29	24	14	38	4	2	39	546	84%
1979	83	50	85	22	20	17	26	15	21	269	18	73	697	108%
1980	26	2	53	65	66	39	25	34	51	71	61	10	503	78%
1981	25	9	57	40	66	36	24	3	103	36	2	110	511	79%
1982	13	21	32	30	20	28	78	35	66	60	184	46	616	95%
1983	0	83	54	46	69	39	0	100	38	86	15	35	566	88%
1984	63	59	40	9	108	59	8	48	35	84	55	76	645	100%
1985	28	27	135	14	100	35	5	110	0	35	28	63	582	90%
1986	89	52	14	174	33	30	0	132	57	61	30	44	715	111%
1987	43	61	41	58	40	61	95	110	32	193	48	51	833	129%
1988	39	24	45	96	108	43	16	56	43	134	20	12	637	99%
1989	11	39	20	98	6	22	5	7	34	27	41	20	329	51%
1990	14	20	14	58	63	18	5	75	41	140	15	62	523	81%
1991	22	35	77	24	20	23	49	54	122	145	38	7	616	95%
1992	25	27	58	14	49	143	41	69	238	102	41	25	832	129%
1993	0	16	17	179	77	38	16	51	250	89	62	18	812	126%
1994	98	102	19	63	56	17	13	51	209	127	95	7	857	133%
1995	31	41	21	119	61	1	25	46	92	68	89	92	686	106%
1996	107	40	55	38	40	58	68	53	70	57	152	53	792	123%
1997	98	2	1	17	33	80	44	65	24	71	63	38	535	83%
1998	47	12	3	103	46	25	14	24	107	36	18	22	457	71%
1999	67	3	74	42	41	59	12	48	98	143	72	28	687	106%
2000	8	12	48	110	49	68	37	18	121	169	113	50	803	124%
2001	45	57	93	32	107	8	39	4	57	95	6	5	546	85%
2002	23	62	40	14	116	39	34	59	276	64	222	48	997	154%
2003	58	24	22	59	19	4	14	5	120	49	105	155	633	98%
2004	25	25	10	46	40	2	2	130	13	114	20	24	452	70%
2005	6	1	23	129	39	30	7	12	99	84	38	40	508	79%
Moy. Mois	40	41	48	58	59	43	28	52	83	91	58	45	646	

Illustration 178 - Précipitations mensuelles et annuelles sur Carpentras entre 1964 et 2005. Les valeurs sont exprimées en mm de pluie

Lors de l'ouverture de la fosse, trois horizons différents ont été décrits. Un échantillon de sol a été prélevé à peu près au centre de chacun de ces trois horizons. Des analyses granulométriques et des mesures de teneurs en eau ont été réalisées sur ces prélévements au laboratoire du BRGM à Orléans (Illustration 179).

	Profondeur (cm)	Argile (%)	Limon (%)	Sable (%)	Teneur en eau massique (%)
Horizon 1	0-10	43,7	33,4	13,8	49,9
Horizon 2	10-45	47,3	35,8	16,0	30,0
Horizon 3	45-90	52,7	31,4	14,9	31,1

Illustration 179 – Résultats des analyses granulométriques et des mesures de teneur en eau sur des échantillons prélevés dans la fosse pédologique de Mormoiron.

Les résultats des analyses granulométriques ont été utilisés comme valeurs d'entrée dans le modèle Rosetta (Schaap et Lej, 1998 ; Schaap et al., 2001) pour obtenir les paramètres  $\theta$ s,  $\theta$ r, a et n de l'équation de Van Genuchten (Van Genuchten, 1980). Ces paramètres ont permis de tracer des courbes de rétention pour chaque horizon (Illustration 180).



Illustration 180 - Courbes de rétention des trois horizons réalisées avec les paramètres de la courbe de Van Genuchten obtenus grâce au programme Rosetta

La paramétrisation du modèle MACRO nécessite l'attribution de valeurs à de nombreux paramètres qui sont corrélés. La description des transferts d'eau se base sur la

définition de deux domaines d'écoulement, les micropores et les macropores. La limite entre ces deux domaines est définie par trois paramètres hydrologiques (CTEN, KSM, XMPOR). La plupart de ces paramètres d'entrée sont reliés entre eux par la courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique (Illustration 181).



Illustration 181 - La courbe de rétention et la courbe de conductivité hydraulique montrent les interactions entre les différentes variables du modèle

CTEN étant un paramètre difficilement calculable par des fonctions de pédotransfert, la valeur utilisée comme paramètre d'entrée dans le modèle a été choisie par jugement d'expert. Les valeurs de la plupart des autres paramètres ont pu être déterminées à partir de la valeur de CTEN et de la courbe de rétention. L'opération a été répétée pour chaque horizon. Pour les paramètres qui ne sont pas reliés à la courbe de rétention, comme TPORV (la porosité totale) par exemple, des relations de pédotransfert ont été utilisées.

Chaque horizon identifié lors de la description du profil pédologique a été séparé en plusieurs couches, partageant les mêmes caractéristiques, pour les besoins de la modélisation. Les profondeurs des premiers horizons ont été déterminées grâce à l'observation sur la base du profil pédologique réalisé (Illustration 182). La profondeur du troisième horizon n'étant pas observable dans la fosse, une profondeur maximale de 4,15 m a été choisie car elle représente la limite entre les argiles vertes plastiques et les argiles vertes compactes telle que définie lors du sondage carotté. La simulation n'a pas été réalisée pour les profondeurs supérieures à 4,15 m, car les différences d'humidité à ces profondeurs sont généralement limitées.



Illustration 182 - Découpage du profil pédologique en couches numériques

## Donnés relatives au couvert végétal

Trois types de couvert végétal ont été considérés. Le premier consiste en une couverture herbeuse d'une dizaine de centimètres de hauteur, le second représente un couvert arboré et le dernier est constitué d'arbustes. Lors des changements de couvert végétal, les paramètres du sol ont été conservés et seuls les paramètres ayant trait à la végétation ont été modifiés.

MACRO étant un modèle à vocation agricole, les paramètres utilisés pour la simulation du développement d'arbres et d'arbustes utilisés correspondent à ceux d'arbres et d'arbustes fruitiers. L'influence sur la teneur en eau du sol d'arbres présentant des physiologies différentes a été étudiée. Les arbres pris en compte sont l'olivier et le pommier, qui présentent des caractéristiques d'absorption d'eau différentes, l'olivier étant plutôt caractéristique des zones méridionales tandis que le second est généralement une espèce cultivée dans les zones à climat tempéré humide.

Les paramètres MACRO qui ont servi pour la simulation de l'effet d'un pommier sur la teneur en eau du sol de Mormoiron sont issus du rapport réalisé par le groupe de travail FOCUS (FOCUS, 2000), qui considère que l'activité du pommier commence le 1er avril et finit le 1er octobre avec un maximum d'activité le 31 mai. Entre le 1er octobre et le 1er avril, le pommier est supposé en repos végétatif. Au 1er avril, la profondeur des racines actives est de 1 m, cette profondeur augmente jusqu' à un maximum de 1,90 m à partir du 31 mai.

Les paramètres MACRO utilisés pour la modélisation de l'influence de l'olivier proviennent du même groupe de travail. Dans le cas de l'olivier, le groupe de travail

considère qu'il n'existe pas de repos végétatif et l'olivier exerce une absorption d'eau plus ou moins importante tout au long de l'année. Les racines actives ont une profondeur de 1,90 m durant toute l'année.

Les profondeurs d'enracinement de l'olivier et du pommier sont données à titre indicatif car les valeurs réelles dépendent de l'âge et de la taille des arbres. Le groupe FOCUS estime que les deux arbres ont un « enracinement profond » ce qui signifie que 60 % des racines se situent dans les premiers 50 cm du profil de sol.

Pour signifier la meilleure adaptation de l'olivier au climat sec, le groupe FOCUS considère que l'olivier peut continuer sa respiration normalement, tant que 65 % de l'eau contenu dans les micropores du sol n'a pas été extrait, tandis que le pommier subit une baisse de sa physiologie dès que 20 % de l'eau des micropores a été extrait. Les deux arbres diffèrent sur d'autres paramètres : par exemple le développement foliaire de l'olivier est supérieur à celui du pommier tandis que la capacité d'interception maximale (en mm) est supérieure chez le pommier.

Deux arbustes très différents ont également été étudiés : la vigne et le framboisier. Ces deux arbustes, qui ont aussi une vocation agricole, peuvent être considérés comme représentatifs d'arbustes décoratifs de jardin.

Les paramètres MACRO qui ont servi pour la simulation de l'action d'un framboisier sur l'humidité du sol de Mormoiron proviennent de nouveau des travaux FOCUS. Le groupe de travail considère que le framboisier est en repos végétatif du 10 octobre au 31 mars. Son maximum d'activité est supposé se produire le 31 mai. Au 1er avril, la profondeur des racines actives est de 0,90 m, cette profondeur augmentant jusqu' à un maximum de 1 m à partir du 31 mai.

L'activité de la vigne commence le 1e avril et finit le 1er novembre avec un maximum d'activité le 29 juillet. Au 1er avril, la profondeur des racines actives est de 1 m, puis augmente jusqu' à un maximum de 1,90 m à partir du 29 juillet. Les paramètres d'enracinement d'un framboisier se rapprochent de ceux de l'herbe, dont les racines descendent jusqu'à 50 cm. La vigne se rapproche plus des arbres, car elle partage la même profondeur d'enracinement (1,90 m).

Selon le groupe FOCUS, le framboisier possède une meilleure résistance au manque d'eau puisqu'il peut avoir une respiration normale pour des pourcentages d'eau extraits des micropores allant jusqu'à 65 %, tandis que la vigne subit une baisse de sa respiration dès que 20 % de l'eau des micropores ont été extraits.

Le groupe FOCUS estime que les deux arbustes ont un enracinement profond, ce qui signifie que 60 % des racines se situent dans les premiers 50 cm du profil dans le cas de la vigne et dans les premiers 25 cm dans le cas du framboisier.

# 6.1.2. Résultats des modélisations

## Validation du modèle

L'ouverture d'une fosse pédologique à Mormoiron, en novembre 2005, a permis de recueillir des échantillons sur lesquels ont été analysés les taux d'humidité. Ces valeurs mesurées ont été comparées aux valeurs modélisées par MACRO à la même date pour le couvert herbacé et le couvert arbustif de type framboisier, car ils se rapprochent de la couverture végétale arbustive du site de Mormoiron (Illustration 183).

	Profondeur (cm)	Teneur en eau massique mesurée (%)	Teneur en eau modélisée (Couvert herbacé) * et erreur relative	Teneur en eau modélisée (Couvert Framboisier) * et erreur relative
Horizon 1	0-10	49,9	30,3 (-39 %)	30,3 (-39 %)
Horizon 2	10-45	30,0	32,1 (+7 %)	30,9 (+3 %)
Horizon 3	45-90	31,1	27,5 (-11 %)	27,2 (-13 %)

\* valeur modélisée par Macro, traduite en teneur en eau massique via la conversion présentée au paragraphe 5.1.1

Illustration 183 – Comparaison entre les taux d'humidité mesurés et les taux d'humidité calculés pour deux couverts végétatifs différents (type pelouse et type framboisier)

Les prédictions du modèle apparaissent significativement différentes des valeurs mesurées sur les échantillons prélevés sur le site lors de l'ouverture de la fosse pédologique. Plusieurs explications peuvent être formulées pour expliquer ces différences :

- les précipitations qui se sont produites juste avant l'ouverture de la fosse ont fortement humidifié la couche la plus superficielle (0-10 cm), sans que ceci puisse être intégré dans les résultats de la modélisation, où l'effet de l'épisode pluviométrique a été lissé;
- la comparaison des données prédites et mesurées peut être biaisée du fait que le sol de la fosse pédologique a subi l'action conjointe de plusieurs plantes et arbustes. Ici, la comparaison est faite avec des valeurs d'humidité calculée sous un couvert de type pelouse et sous un framboisier et non sous un couvert réel combinant divers plantes et arbustes ;
- les courbes de rétention qui ont servi au calcul des paramètres du modèle MACRO ont été établies à partir de fonctions de pédo-transfert sans qu'il soit possible de les valider par des mesures directes effectuées sur chacun des différents horizons identifiés ;
- la modélisation actuelle ne prend pas en compte le ruissellement qui est probable sur le site. Ce fait à lui seul peut expliquer les écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées. Le site présentant une certaine pente, la quantité d'eau infiltrée est certainement différente de la quantité d'eau apportée sous forme de précipitations.

Les écarts entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées ne sont certes pas négligeables mais l'établissement de comparaisons entre ces valeurs est délicat. Le site présente des particularités qui ne sont pas encore intégrées dans le modèle. Ainsi, la validation du modèle MACRO ne peut pas encore être faite au regard des informations actuellement disponibles. Les nouvelles valeurs de teneurs en eau recueillies sur le site pourront servir à améliorer le modèle en permettant sa calibration. Dans les parties suivantes, les valeurs de taux d'humidité ne seront données qu'à titre comparatif avec d'autres valeurs simulées dans le cadre de cette partie.

## Etude du bilan hydrique

Des analyses des bilans hydriques ont été réalisées pour chacun des couverts végétaux précédemment décrites : herbe, pommier, olivier, framboisier et vigne.

### • Couvert herbacé

L'Illustration 184 présente, sur le même graphique et avec une échelle unique, les précipitations et l'évapotranspiration potentielle (ETP) fournies par Météo-France, ainsi que l'évapotranspiration réelle (ETR) simulée par le modèle (avec les caractéristiques du sol et de couvert végétal herbacé indiquées plus haut). Conformément à la théorie, l'évaporation réelle est très sensiblement inférieure à l'évapotranspiration potentielle. Pendant les mois d'hiver (novembre à février). l'ETR correspond en movenne à 92.7 % de l'ETP, mais ce pourcentage diminue très nettement le reste de l'année pour atteindre un minimum en été (avec 16,2 % en juillet et 26,6 % en août). L'ETR est en moyenne supérieure aux précipitations de mars à août (période de croissance végétale et de pluviosité réduite) et inférieure le reste de l'année. Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est globalement positif, avec un excédent moyen (sur la période 1964 à 2005) de 72.6 mm par an (le cumul annuel de l'ETR calculée s'élevant à 573.4 mm pour un cumul annuel de précipitation de 646 mm sur cette période). Dans ce cas d'une couverture herbacée rase, il est à noter que l'évaporation au niveau du sol est la principale constituante (74 % de l'ETR en moyenne) de l'évapotranspiration tout au long de l'année.

Sur la fin de la période (1988-2005), le rapport ETR/ETP est encore plus bas (14,3 % en juillet et 24,0 % en août). L'excédent moyen du bilan hydrique annuel est plus important sur cette période (119,7 mm par an) que sur l'ensemble de la période simulée. L'évolution du bilan hydrique annuel (P-ETR) sur la fin de la période étudiée indique que les précipitations sont supérieures en moyenne à l'évapotranspiration réelle ainsi simulée, mais qu'il existe des disparités importantes d'une année à l'autre (Illustration 185). Sur cette période de 18 ans, 13 années présentent un bilan positif avec des excédents records de 309,8 mm en 1994 et surtout 379,4 mm en 2002. L'année 2003 fait partie de ces années excédentaires (avec un bilan positif de 152,8 mm). Inversement, 5 années présentent un bilan négatif, dont l'année 1998 reconnue pour avoir été à l'origine de nombreux sinistres attribués au retrait-gonflement des argiles dans le Vaucluse. Plus récemment, des déficits significatifs ont été observés en 2001 (-25 mm) et 2004 (-40 mm).



Illustration 184 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour une pelouse) à Mormoiron entre 1964 et 2005



Illustration 185 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005

La recharge mensuelle à une profondeur de 4,15 m (limite inférieure de la zone modélisée) varie entre 0,7 et 98 mm sur la période d'étude et présente une évolution très irrégulière selon les années (Illustration 186). Les cumuls annuels de percolation varient de 9 mm (valeurs minimales observées au cours des années 1999 et 2000 à l'issue d'une longue période de sécheresse cumulative) jusqu'à 347 mm en 1994 (ce qui représente près de 30 % du cumul de précipitation pour cette année-là). La recharge modélisée a été quasiment inexistante entre 1990 et 1993, puis très importante en 1993 et 1994 avant de redescendre à des niveaux très bas à partir de 1998 et surtout 1999. Le début de l'année 2001 a été caractérisé par une nouvelle recharge des couches profondes qui s'est amoindrie progressivement jusqu'à fin 2003, année marquée par un nouvel épisode de forte recharge.

L'été 2003 se place entre deux épisodes de forte percolation, si bien que la recharge simulée à 4,15 m de profondeur reste inférieure à 5 mm par mois en fin d'été 2003. Pour l'ensemble de l'année 2003, les niveaux élevés de percolation atteints en début et en fin d'année (20 à 30 mm par mois jusqu'en avril et jusqu'à 98 mm par mois en novembre) expliquent le cumul annuel très élevé de percolation enregistré au cours de cette année (206 mm, soit également 30 % du cumul annuel de précipitation), la valeur est identique à celle obtenue en 1994. Début 2004, la recharge hivernale est plus modeste et très brève, puis est suivie d'une décroissance régulière qui se prolonge au moins jusqu'à fin 2005, avec des niveaux de recharge mensuelle inférieurs à 2 mm depuis octobre 2005.



Illustration 186 - Percolation simulée à 4,15 m sous un couvert herbeux entre 1988 et 2005

#### • Olivier

Les précipitations et l'évapotranspiration potentielle fournies par Météo-France, ainsi que l'évapotranspiration réelle simulée par le modèle pour un couvert végétal de type olivier sont présentées sur l'Illustration 187. Pendant les mois d'hiver (novembre à février) l'ETR correspond en moyenne à 92,7 % de l'ETP. Ce pourcentage diminue très nettement le reste de l'année pour atteindre un minimum en été (avec 15,5 % en juillet et 26,1 % en août). L'ETR est en moyenne supérieure aux précipitations de février à juillet (période de croissance végétale de l'arbre et de pluviosité réduite) et inférieure le reste de l'année. Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est négatif, avec un déficit moyen (sur la période allant de 1964 à 2005) de 1,7 mm par an. Le cumul annuel de l'ETR calculée s'élève à 647,7 mm pour un cumul annuel de précipitation de 646,0 mm sur cette période.



Illustration 187 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un olivier) à Mormoiron entre 1964 et 2005.

Sur la période 1988-2005, le rapport ETR/ETP des mois d'été est encore plus faible (avec 14,1 % en juillet et 23,6 % en août). Le rapport est aussi plus faible en hiver (de novembre à février) allant de 90,7 à 93,4 % pour une moyenne de 91,2 % sur la période. L'évolution du bilan hydrique annuel (P-ETR) indique que les précipitations sont légèrement supérieures en moyenne à l'évapotranspiration, l'excédent étant en moyenne de 21,5 mm par an. Les bilans sont très différents d'une année à l'autre (Illustration 188). Par exemple, en 2002, l'excèdent était de 348,8 mm tandis qu'en 2001 le déficit a atteint 230,2 mm. Les années de déficit et d'excédent sont globalement bien réparties sur la période étudiée, 8 années présentent un bilan positif et 10 années présentent un bilan négatif. La recharge mensuelle à une profondeur de 4,15 m (limite inférieure de la zone modélisée) est pratiquement nulle sur la période d'étude.



Illustration 188 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées pour un olivier) sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005.

### • Pommier

L'Illustration 189 présente les précipitations et l'évapotranspiration potentielle fournies par Météo-France, ainsi que l'évapotranspiration réelle simulée par le modèle pour un couvert végétal arboré du type pommier. L'évaporation réelle est globalement égale à 88,3 % de l'évapotranspiration potentielle pendant tout l'hiver. Pendant les mois de mai et de juin, l'ETP et l'ETR sont sensiblement égales. Durant l'été, le pourcentage ETR sur ETP est à son minimum (avec 14,0 % en juillet et 26,1 % en août). L'ETR est en moyenne supérieure aux précipitations de mai à août (période de croissance végétale et de pluviosité réduite) et inférieure le reste de l'année.

Le bilan hydrique annuel (P-ETR) donne un excédent moyen de 24,4 mm par an, le cumul annuel de l'ETR calculée s'élevant à 649,4 mm pour un cumul annuel de précipitation de 646 mm sur la période 1964-2005.

Sur la fin de la période simulé (1990-2005), le rapport ETR/ETP est minimum durant les mois d'été (12,8 % en août et 28,3 % en juillet), le mois de novembre devenant le mois où le ratio est le plus élevé (92,7 %). Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est positif sur la période, l'excédent moyen est de 63,5 mm par an. L'évolution du bilan hydrique annuel sur la fin de la période étudiée est synthétisée sur l'Illustration 190. Les précipitations sont légèrement supérieures en moyenne à l'évapotranspiration réelle ainsi simulée. Des disparités importantes d'une année à l'autre existent sur cette période de 18 ans : 11 années présentent un bilan positif, avec des excédents maximaux de 185 mm en 1994 et surtout 282,6 mm en 2002. Inversement, 7 années présentent un bilan négatif, dont 2004 où le déficit a atteint 78,5 mm.



Illustration 189 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un pommier) à Mormoiron entre 1964 et 2005



Illustration 190 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles simulées sous un pommier sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005

La recharge mensuelle à une profondeur de 4,15 m (limite inférieure de la zone modélisée) est limitée sous le pommier durant la période d'étude (26,2 mm/an en moyenne) mais peut atteindre des valeurs importantes (184,6 mm en 1994).

Ainsi, on peut noter que les bilans hydriques du pommier et de l'olivier sont très différents. Le bilan pour l'olivier présente des similitudes avec celui du couvert herbacé, ce qui est dû au fait que l'olivier et l'herbe ne bénéficient d'aucune période de repos végétatif, à l'inverse du pommier.

#### • Framboisier

L'Illustration 191 présente les précipitations et l'évapotranspiration potentielle fournies par Météo-France, ainsi que l'évapotranspiration réelle simulée par le modèle pour un couvert arbustif de type framboisier. Conformément à la théorie, l'évaporation réelle est légèrement inférieure à l'évaporation potentielle durant tout l'hiver. Durant les mois d'été, le rapport ETR/ETP est à son minimum (14,7 % en juillet et 26,2 % en août). L'ETR est en moyenne supérieure aux précipitations de septembre à janvier, c'est-à-dire pendant toute la période de repos végétatif.

Sur la période 1964-2005, le bilan hydrique annuel (P-ETR) est positif, avec un excédent moyen de 49,6 mm par an, le cumul annuel de l'ETR calculée s'élevant à 596,4 mm pour un cumul annuel de précipitation de 646,0 mm sur cette période.



Illustration 191 - Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulée pour un framboisier) à Mormoiron entre 1964 et 2005

Si l'on se focalise sur la période 1988-2005, le ratio ETR/ETP durant l'été est minimal (13,3 % en moyenne en juillet et 23,5 % en août). Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est positif, l'excédent passant à 95,4 mm par an en moyenne sur cette période. L'évolution

du bilan hydrique annuel indique que les précipitations sont supérieures en moyenne à l'évapotranspiration réelle ainsi simulée, mais qu'il existe des disparités importantes d'une année à l'autre (Illustration 192). Sur cette période 1988-2005, 12 années présentent un bilan positif : les années ayant les excédents les plus élevés sont 1994 (265,5 mm) et 2002 (353,2 mm). Inversement, 6 années présentent un bilan négatif, notamment l'année 2004 où le déficit est maximal (62,8 mm)



Illustration 192 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées pour un framboisier)sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005

La recharge mensuelle à une profondeur de 4,15 m (limite inférieure de la zone modélisée) varie entre 7,4 et 264 ,0 mm par an sur la période d'étude et présente une évolution très irrégulière selon les années (Illustration 193). Les cumuls annuels de percolation varient de 7,4 mm (valeurs minimales observées au cours des années 1991 et 1992 à l'issue d'une longue période de sécheresse cumulative) jusqu'à 264 mm en 1994. La recharge simulée est quasiment inexistante pendant trois années successives (entre 1989 et 1991), puis très importante en 1992 et 1994 avant de redescendre à des niveaux très bas à partir de 1998 et surtout 1999. La fin de l'année 2001 a été caractérisé par une nouvelle recharge des couches profondes qui s'est amoindrie progressivement jusqu'à fin 2002, marqué par un nouvel épisode de forte recharge.

L'observation de la recharge simulée pour un framboisier montre une grande similitude avec les résultats obtenus pour le couvert herbacé et ce, bien que l'herbe ne présente pas de repos végétatif. Cette grande similitude est due aux profondeurs d'enracinement voisines de ces deux couverts. Les racines des deux arbres sont trop profondes pour permettre une recharge tandis que l'herbe et le framboisier laissent s'infiltrer une partie suffisante des précipitations.



Illustration 193 - Recharge à 4,15 m simulée par MACRO pour un couvert de type Framboisier entre 1988 et 2005

#### • Vigne

L'Illustration 194 présente les précipitations et l'évapotranspiration potentielle (ETP) fournies par Météo-France ainsi que l'évapotranspiration réelle simulée par le modèle pour un couvert arbustif de type vigne. Durant les mois d'hiver, l'ETR est légèrement inférieure à l'ETP (90,8 %). Le ratio ETR/ETP diminue ensuite nettement pendant les mois d'été (14,5 % en juillet, 26,2 % au mois d'août). L'ETR est en moyenne supérieure aux précipitations de février à juillet.

Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est globalement négatif, avec un déficit moyen (sur la période 1964 à 2005) de 40,1 mm par an. Le cumul annuel de l'ETR calculée s'élève à 605,9 mm pour un cumul annuel de précipitations de 646,0 mm sur cette période.

L'étude de la période 1988-2005 indique que le ratio ETR/ETP durant l'été est plus faible (12,8 % en juillet). Le bilan hydrique annuel (P-ETR) est positif avec un excédent annuel de 83,8 mm. L'évolution du bilan hydrique indique les précipitations sont légèrement supérieures en moyenne à l'évapotranspiration réelle ainsi simulée, mais qu'il existe des disparités importantes d'une année à l'autre (Illustration 195). Sur cette période de 18 ans, 11 années présentent un bilan positif avec des excédents records de 238,8 mm en 1994 et surtout 328,7 mm en 2002. 7 années présentent un bilan négatif.

La percolation est nulle tout comme pour le pommier et l'olivier, ceci est certainement dû au fort développement racinaire de la vigne (racine jusqu'à 1,90 m).



Illustration 194 – Moyennes mensuelles des précipitations, évapotranspiration potentielle et évapotranspiration réelle (simulées avec de la vigne) à Mormoiron entre 1964 et 2005



Illustration 195 - Comparaison des précipitations et des évapotranspirations réelles annuelles (simulées avec de la vigne) sur le site de Mormoiron entre 1988 et 2005

Ainsi, les bilans hydriques sont très différents en fonction des types de couverts végétaux en place (Illustration 196). Les différences les plus importantes sont dues à l'existence d'une période de repos végétatif et à la profondeur des racines.

	Bilan hydrique (P-ETR) annuel	Recharge annuelle	Repos végétatif	Enracinement
Herbe	+72,6 mm/an	+73,3 mm/an	non	0,50 m
Pommier	-24,4 mm/an	+26,2 mm/an	oui	1,90 m
Olivier	-1,7 mm/an	+6,3 mm/an	non	1,90 m
Framboisier	+49,8 mm/an	+50,7 mm/an	oui	1,00 m
Vigne	-40,1 mm/an	+41,4 mm/an	oui	1,90 m

Illustration 196 - Comparaison de quelques caractéristiques des couverts végétaux étudiés.

La vigne et l'olivier sont les couverts qui prélèvent le plus d'eau dans le sol : c'est donc sous ces deux couverts que les états de dessiccation en profondeur seront les plus importants.

### Variations des teneurs en eau

Le modèle MACRO a permis de calculer l'évolution continue de l'humidité dans les différents horizons. Grâce au logiciel SURFER 8 (Golden Software, Inc, 2002), cette évolution a pu être transcrite sous forme graphique : les dates, profondeurs et taux d'humidité volumiques calculés par MACRO ont servi de mailles au programme. SURFER a extrapolé les valeurs manquantes entre les mailles grâce à la méthode de krigeage. Les chroniques de pluies ont été ajoutées au-dessus des graphiques de sortie de SURFER, afin de mieux visualiser l'influence de la pluviométrie sur les variations d'humidité volumique des différents horizons du sol. L'Illustration 197 présente les résultats ainsi obtenus sur la période 1988-2005 avec un couvert végétal de type herbacé.

L'étude de la période 1988-2005 met clairement en évidence deux périodes sèches : celle des années 1989-91 et celle des années 1998-2000. La première de ces deux périodes est marquée par un assèchement significatif du sol jusqu'à une profondeur de 2,50 à 3 m avec absence totale de recharge hivernale au moins jusqu'à fin 1991, alliée à un effet cumulatif manifeste jusqu'à cette date. La seconde période se caractérise également par l'absence de recharge entre l'été 1997 et l'automne 1999 avec un effet cumulatif qui se prolonge en profondeur jusqu'à l'été 2000, même si les horizons superficiels ont été réhumidifiés dès l'automne 1999. Entre ces deux périodes, les phénomènes de recharge hivernale forte sont parvenus à saturer l'ensemble du profil de sol de manière périodique.



Illustration 197 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert herbacé

Au delà de ces particularités annuelles, ces simulations numériques de l'action de l'herbe permettent de mettre en évidence quelques caractéristiques de la propagation de la sécheresse dans un sol argileux sous climat méditerranéen. Les horizons superficiels se dessèchent très vite en période estivale pour atteindre le point de flétrissement (zone rouge). Les résultats montrent que l'humidité baisse très rapidement dans ces horizons, le dessèchement se poursuivant jusqu'à une profondeur maximale d'une cinquantaine de centimètres, profondeur d'enracinement de l'herbe. L'humidité du premier horizon est généralement inférieure à 32 % en fin de période estivale.

Les zones plus profondes s'assèchent moins vite et la variation d'humidité des horizons inférieurs est nettement moins importante, même en cas d'effet cumulatif avec approfondissement du front de dessiccation sur plusieurs années successives. Au-delà d'un mètre de profondeur, l'humidité ne descend pas en dessous de 39 %.

Les orages d'été, même de forte intensité, n'ont qu'une influence très limitée et ne contribuent qu'à la ré-humectation des premiers horizons, ceux-ci s'asséchant très vite dès la fin des précipitations. Ces orages n'ont quasiment aucune incidence sur l'humidité des horizons inférieurs. Il faut généralement attendre la mi-septembre et souvent même octobre ou novembre pour assister à une véritable réhumidification du sol en profondeur, sachant que cette réhumidification ne se fait pas de manière systématique.

La compréhension de l'influence du couvert végétal sur le retrait-gonflement occasionnant des dégâts sur le bâti ne peut pas se fonder uniquement sur l'étude de l'influence de l'herbe, car l'influence de ses racines ne dépasse généralement pas la profondeur des fondations des constructions.

Les résultats pour les simulations des deux arbres ont été transformés de la même manière que pour l'herbe par le logiciel SURFER 8.0 pour être affichés sous la forme de plages colorées (Illustration 198).



Illustration 198 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type olivier

La simulation met en évidence une zone sèche apparaissant entre -100 cm et -150 cm au droit des oliviers. Dans la réalité, cette profondeur peut varier, en fonction notamment de l'arbre, de son stade de développement et des caractéristiques du site. Cette zone, en rouge sur les graphiques, correspond à des horizons dont la teneur en eau est inférieure à 29 % et donc proche du point de flétrissement. Cette zone est quasi-permanente surtout dans le cas de l'olivier. Elle ne s'humidifie que lors des hivers 1993/94, 2000/01 et 2002/03.

Dans le cas de l'olivier étudié sur le site de Mormoiron, la zone se situant entre -100 et -150 cm est remarquable, car elle forme une frontière entre la zone profonde, qui ne subit quasiment aucune variation, et la zone superficielle, dont les variations sont annuelles. A ce titre, des graphiques traduisant l'évolution de l'humidité de deux

horizons (-45 à -54 cm d'une part et -120 à -140 cm d'autre part) sont présentés sur l'Illustration 199, horizons qui correspondent aux couches de sols discrétisées dans le modèle MACRO (cf. Illustration 182). Sur ces mêmes graphiques, en parallèle des teneurs en eau, est présentée l'évolution mensuelle du nombre de communes du département du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle suite à des mouvements de terrains différentiels consécutifs au retrait-gonflement des argiles. Il s'agit là d'un indicateur de la sinistralité, qu'il convient néanmoins de manipuler avec beaucoup de précaution.

En effet, les critères de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle « sécheresse » ont évolué au cours de la période en 2000 puis en 2003 (ce qui a eu notamment un effet sur la durée des périodes de reconnaissance et sur le taux de rejet des demandes formulées par les communes). Par ailleurs, toutes les demandes déposées concernant la période 1990-2005 n'ont pas été encore instruites à l'heure actuelle, notamment pour les dernières années. Enfin, le fait qu'une commune soit reconnue en état de catastrophe naturelle « sécheresse » ne donne aucune indication sur le nombre de maisons affectées ni sur la gravité des sinistres déclarés. Il arrive d'ailleurs que des désordres soient observés dans une commune sans que celle-ci soit automatiquement reconnue en état de catastrophe naturelle. Il faut donc garder à l'esprit que ce nombre de communes reconnues en état de catastrophe naturelle est un des indicateurs de la sinistralité dans le département, mais ne la reflète pas fidèlement. On peut ainsi noter qu'aucune commune du Vaucluse n'a été reconnue en état de catastrophe naturelle pour la sécheresse de l'été 2003, même si certaines en avaient fait la demande. Les guelgues données recueillies à ce sujet, semblent d'ailleurs indiquer que la sécheresse de l'été 2003 n'a pas provoqué un nombre de sinistres exceptionnel dans le secteur alors que les années 2004 et 2005, particulièrement sèches, ont apparemment causé davantage de dégâts. Ces observations ne sont cependant pas assez systématiques pour présenter une valeur statistique fiable et devront être confirmées à l'avenir.

L'étude des variations d'humidité des deux couches pour l'olivier donne des indications légèrement différentes (Illustration 199). Les variations de la courbe de l'horizon supérieur montrent la plupart des années des variations annuelles, sauf en 1990, de mi-1997 à mi-1999, de mi-2001 à mi-2002 et de mi-2004 à 2005 où la teneur en eau reste égale à celle du point de flétrissement : on peut ainsi noter que 1990 et mi-1997 à mi-1999 correspondent à des périodes où le nombre de communes reconnues en état de catastrophes naturelles dans le Vaucluse était particulièrement élevé et que diverses sources locales font état de nombreux sinistres en 2004-2005. La teneur en eau de la couche -140 à -165 m correspond le plus souvent à celle du point de flétrissement, et seules quelques années sont marquées par une ré-humidification partielle, années par ailleurs caractérisées par un nombre de communes reconnues en état de catastrophes naturelles peu élevé.



Illustration 199 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type olivier et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle entre 1988 et 2005

Les modélisations entreprises pour les autres couverts végétaux (pommier, framboisier, vigne) apportent des résultats similaires à ceux obtenus précédemment avec un couvert végétal de type herbe ou olivier. Les graphiques de ces autres couverts (Illustration 200, Illustration 201 et Illustration 202) ressemblent fortement à celui de l'herbe (Illustration 197). Aucune zone sèche n'apparaît en profondeur et l'ensemble du profil est soumis à des variations de taux d'humidité annuelles. L'originalité de l'olivier s'explique certainement par son absence de repos végétatif.

Les évolutions des teneurs en eau de la couche numérique de MACRO allant de -120 à -140 cm simulées sous les autres couverts végétaux (Illustration 203 et Illustration 204) montrent, entre 1990 et 2000, une bonne corrélation entre dessiccation de cet horizon de sol (qui n'atteint cependant jamais le point de flétrissement) et nombre de communes sinistrées dans le Vaucluse : les périodes où l'on note une absence de réhumidification hivernale correspondent à des périodes particulièrement sinistrées.

On note également que les taux d'humidité sur la couche inférieure ne descendent jamais en dessous de 41 %, ce qui reste très éloigné des valeurs atteintes dans le cas des oliviers (29 %). Les principales influences de la végétation concernent donc la vitesse de dessiccation, la profondeur d'action des racines et les taux d'humidité minimum atteints. Ainsi, dans le cas de la vigne, on remarque qu'alors que le taux d'humidité remonte nettement dès octobre 1999, il faut attendre octobre 2000 pour que cette humidification apparaisse dans le cas d'un pommier. Le même phénomène est d'ailleurs visible pour les mêmes couverts en 1991 et 1992.



Illustration 200 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type pommier



Illustration 201 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type framboisier



Illustration 202 - Précipitations et teneurs en eau volumiques (simulées) du sol de Mormoiron entre le 01/01/1988 et le 31/12/2005 sous un couvert arboré de type vigne



Illustration 203 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type pommier et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle de 1988 à 2005


Illustration 204 - Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type vigne et nombre de communes du Vaucluse reconnues en état de catastrophe naturelle de 1988 à 2005

# 6.1.3. Bilan sur l'interprétation des résultats et extrapolations possibles

Les simulations menées avec le logiciel MACRO ont permis de modéliser les teneurs en eau volumiques dans le sol de Mormoiron à partir des données météorologiques locales, et ce avec des couverts végétaux variés (herbe, arbustes et arbres). Les résultats ont mis en évidence la forte influence de la végétation dans la dessiccation du sol, notamment pour les horizons situés en dessous de 1 m de profondeur et dans le cas de successions d'années sèches, où des phénomènes cumulatifs de dessiccation apparaissent, lesquels sont amplifiés dans le cas d'un couvert d'arbres.

Les variations des teneurs en eau volumiques de certains horizons ont été comparées à l'évolution du nombre de communes reconnues en état de catastrophes naturelles dans le Vaucluse : même si cet indicateur ne reflète que partiellement la sinistralité, une bonne corrélation a été observée entre les périodes de dessiccation intense et celles où de nombreuses communes du Vaucluse ont été reconnues en état de catastrophe naturelle. L'Illustration 205 montre ainsi que les principales périodes de sinistralité dans le Vaucluse correspondent à des teneurs en eau faibles en surface, avec des réhumidifications très limitées, combinées avec une absence de réhumidification plus en profondeur. On note également que cette configuration se retrouve sur l'année 2005, période sur laquelle des sinistres ont déjà été signalés, bien qu'aucun élément ne permette à l'heure actuelle de quantifier la sinistralité.



Illustration 205 – Evolution de la teneur en eau volumique (simulée) de deux couches sous un couvert arboré de type pommier et principales périodes de sinistralité reconnues par des arrêtés de catastrophe naturelle entre 1988 et 2005

Enfin, il est important de noter que ces simulations correspondent à une schématisation simplifiée de la réalité, laquelle est en effet plus complexe, en raison notamment des hétérogénéités du sol et de l'influence combinée de plusieurs végétaux situés à des distances variées du point d'observation, sans compter bien sûr les modifications des conditions naturelles causées par l'action de l'homme (imperméabilisation de certaines surfaces, concentrations d'écoulements, réalisation de fondations,...). Il faut par exemple bien garder à l'esprit que les valeurs simulées par MACRO correspondent à une modélisation 1D au droit de la végétation, et que l'influence de cette dernière va en s'estompant lorsque l'on s'en éloigne. Cependant, il faut souligner l'intérêt de telles modélisations, qui permettent de faire des études comparatives entre différents végétaux d'une part, et entre différentes périodes d'autre part.

## 6.2. MODELISATION DES CONTRAINTES INDUITES PAR UN TASSEMENT DIFFERENTIEL DU SOL D'ASSISE AVEC PLAXIS ET FEMLAB (LMSSMAT)

#### 6.2.1. Objectifs visés et outils mis en oeuvre

L'objectif de la modélisation était de voir s'il était possible de retrouver, à l'aide une modélisation simple, les désordres observés dans la réalité sur une maison en faisant varier les hypothèses. En effet, dans la pratique, l'ingénieur géotechnicien se trouve souvent confronté aux conséquences de la sécheresse sans pouvoir remonter aux causes. De fait il est très difficile de relier l'existence d'une fissure dans un bâtiment à un mécanisme précis de retrait et de tassement différentiel. L'étude élémentaire qui est présentée ici avait deux objectifs particuliers :

- voir quelle était l'importance de la prise en compte des propriétés du sol dans l'interaction sol-structure,
- examiner dans quelle mesure le problème pouvait être traité de façon bidimensionnelle et si la modélisation (2D ou 3D) permettait de prévoir les renforcements à réaliser.

Pour cela, deux logiciels étaient disponibles :

- le logiciel PLAXIS v7, qui permet de prendre en compte de façon assez satisfaisante le comportement du sol à travers notamment une loi élastiqueplastique parfaite caractérisée par 4 paramètres (E, ν, c, φ); en revanche, le programme ne traite que les cas bidimensionnels, il est très sommaire du point de vue des structures et ne possède que des fonctions élémentaires de tracé des résultats; en outre, le nombre d'éléments pouvant être pris en compte dans la modélisation est relativement faible (quelques centaines);
- le logiciel FEMLAB, qui résout la plupart des problèmes posés par PLAXIS : plusieurs milliers (50000) d'éléments 3D, fonctions de tracé élaborées, nombre important de conditions aux limites, etc. Malheureusement, la seule loi de comportement mécanique est l'élasticité linéaire.

Aucun des deux logiciels ne prend en compte le retrait du sol lors du séchage. Celui-ci a donc été introduit comme une condition aux limites par un tassement imposé sous un mur ou sous un coin du bâtiment. La condition standard était un retrait vertical de 10 cm mais il a été vérifié que les contraintes dans les éléments de structures variaient linéairement avec le tassement imposé sous la fondation (entre 5 et 10 cm).

## 6.2.2. Démarche appliquée

Dans les deux cas, il a d'abord été procédé à des calculs préliminaires de cas simplifiés pour vérifier le bon fonctionnement qualitatif des logiciels et comparer les résultats donnés par les deux programmes. Ensuite, l'étude a porté sur une maison issue de la base de données du CEBTP pour laquelle des désordres avaient été observés. Cette maison se trouve à St Branchs, dans la banlieue de Tours et a été

construite en 1997. L'Illustration 206 présente une photo et l'Illustration 207, une vue en coupe et en plan de la maison.



Illustration 206 - Photo de la maison étudiée dans la région de Tours





Illustration 207 - Vue en coupe et en plan de la maison étudiée

## 6.2.3. Modélisation sous PLAXIS

La modélisation de la façade nord a été faite en considérant un sol sec à la périphérie et de plus en plus humide vers le centre (Illustration 208). La maison est soumise à un chargement de 20 kPa. Les caractéristiques du sol et des matériaux de la maison sont indiquées dans l'Illustration 209.



Illustration 208 - Modélisation de la façade nord de la maison

	E (MPa)	ν
Sol sec (w = 8%)	330	0,3
Sol intermédiaire (w = 15%)	100	0,3
Sol humide (w = 28%)	6,4	0,3
Brique	17000	0,3
Béton	25000	0,3
Béton armé	30000	0,3

Illustration 209 - Caractéristiques du sol dans différents états d'humidité et des matériaux de la maison

Les résultats de la modélisation sont présentés sur l'Illustration 210 et l'Illustration 211. On peut voir que la maison est en flexion (traction à la partie supérieure et compression à la partie inférieure), ce qui correspond à l'existence de fissures observées au dessus des fenêtres.  $\sigma_{xx}$  représente la traction et la compression suivant l'horizontale,  $\sigma_{yy}$  suivant la verticale et  $\sigma_{xy}$  représente le cisaillement. Les lignes de couleur représentent les isovaleurs de contrainte en kPa. Les contraintes positives correspondent à la traction. Sur la figure des isovaleurs de  $\sigma_{xy}$ , on remarque que les zones où le cisaillement est important sont situées autour des fenêtres. Ce résultat est particulièrement intéressant puisque sur cette construction une fissure a été constatée au niveau de la fenêtre de gauche.

Une tentative d'explication a été faite en essayant de comparer les valeurs de contraintes aux contraintes de rupture des matériaux. Il est assez difficile d'avancer des valeurs de critères de rupture fiables étant donné que la structure est hétérogène et qu'il est fort probable que dans beaucoup de constructions certaines liaisons soient mal faites. Par conséquent, les fissures ne correspondraient pas aux limites des matériaux mais plutôt à celles des interfaces. Cette analyse montre néanmoins que le critère de rupture du béton serait sensiblement atteint au dessus de la porte centrale.



Illustration 210 - Maillage déformé de la maison (échelle 5 pour les déplacements)



Illustration 211 - Isovaleurs de  $\sigma_{\rm xx}$  (figure du haut),  $\sigma_{\rm xy}$  (milieu) et  $\sigma_{\rm yy}$  (bas)

D'autres calculs ont été faits dans le cas de cette maison , notamment pour examiner le cas d'un retrait sur un seul pignon, ou l'effet d'un poteau central.

## 6.2.4. Modélisation sous FEMLAB

## Retrait de 10 cm sous la façade Nord

Une première modélisation 2D a été d'abord effectuée, qui a conduit à des résultats tout à fait similaires à ceux de PLAXIS. Nous présentons ci-après les résultats de la modélisation 3D. Cette modélisation prend en compte le sol situé sous la dalle et sous les fondations, mais avec un comportement élastique linéaire. Les propriétés de ce sol sont celles du sol sec à 8 % de teneur en eau : E = 250 MPa,  $\rho$  = 1700 kg/m<sup>3</sup> et v = 0,3. On considère ici une maison sans poteau et sans chaînage à laquelle on applique à nouveau un chargement de 20 kPa pour le toit. On applique ici un tassement de 10 cm à la façade Nord à l'interface fondations. Lorsque l'on observe les contraintes de Von Mises (Illustration 212), on constate que celles-ci sont plus importantes que lors de la modélisation 2D. On relève par exemple des contraintes de 160 MPa pour les fondations contre 40 MPa précédemment. Par contre, si l'on considère les linteaux (zone critique auparavant) on observe le même ordre de grandeur, à savoir 50 MPa.



Illustration 212 - Contraintes de von Mises pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord

Par ailleurs, la modélisation 2D avait montré qu'il était possible d'obtenir des résultats plus précis en considérant les contraintes principales et les contraintes de cisaillement. En effet, les contraintes de von Mises ne permettent pas de distinguer la traction de la compression. Nous examinerons donc par la suite ces deux critères.

Nous remarquons sur l'Illustration 213 que les fondations sont principalement en compression (en bleu) : les valeurs élevées obtenues avec le critère de von Mises ne sont donc pas préoccupantes. En effet, le béton résiste assez bien en compression. En revanche, l'observation des contraintes principales dans la structure fait nettement apparaître plusieurs zones susceptibles de voir apparaître des fissures : sur le mur Est, une grande fissure pourrait se développer là où les contraintes varient de 50 à 80 MPa ; au niveau du dallage, les contraintes semblent être considérables de l'ordre de 100 MPa ; au niveau des fondations, aux deux extrémités de la façade Nord enfin,

les contraintes sont supérieures à 100 MPa. Il y a donc risque de rupture dans cette partie structurelle, ce qui pose problème pour une habitation. Les contraintes de cisaillement enfin (Illustration 214) sont considérables sur la façade Nord au niveau de la jonction entre le dallage et le mur ainsi qu'en partant des ouvertures.



Illustration 213 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord



Illustration 214 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur la façade Nord

Dans cette maison, il est donc probable qu'un certain nombre de fissures se développent à proximité des ouvertures, sur le mur Est ainsi qu'au niveau des fondations. Néanmoins, nous ne connaissons pas la position exacte des tassements. Il est donc intéressant d'étudier différents cas afin de comprendre leur influence lors de l'apparition de fissures.

#### Influence de la position des tassements

#### Tassement au niveau du coin Nord-Ouest

Nous considérons d'abord un tassement ponctuel de 10 cm dans l'angle Nord-Ouest de la maison (cf. Illustration 215). Un tel tassement entraîne des contraintes élevées sur les murs Nord et Ouest, en particulier au niveau de la jonction des deux murs et des ouvertures. Les contraintes principales (Illustration 215) sont alors supérieures à 100 MPa.



Illustration 215 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur le coin Nord-Ouest

L'observation des contraintes de cisaillement (Illustration 216) sur la façade Nord révèle également des valeurs considérables (supérieures à 70 MPa) sous la fenêtre. Dans une telle configuration, il est très probable qu'une fissure s'y développe. La présence d'un tassement au coin Nord-Ouest risque d'entraîner l'apparition de fissures sur les murs Ouest et Nord (au niveau des ouvertures) ainsi qu'au niveau du dallage.



Illustration 216 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur le coin Nord-Ouest

#### Tassement du côté Est

On applique désormais un tassement sur le côté Est de l'habitation. On note alors que les fondations travaillent principalement en compression (Illustration 217). Par contre, au niveau du dallage, les contraintes sont considérables, de l'ordre de 80 MPa. On peut également remarquer à l'aide des contraintes principales ainsi qu'avec les contraintes de cisaillement dans le plan (xOz) (Illustration 218) que les ouvertures sont des endroits propices au développement de fissures.



Illustration 217 - Première contrainte principale pour un tassement de 10 cm sur la façade Est



Illustration 218 - Contrainte de cisaillement (plan de la façade Nord) pour un tassement de 10 cm sur la façade Est

#### • Tassement sur le pourtour

On s'intéresse finalement à des tassements répartis. Cette configuration permet de représenter un tassement sous forme de calotte sphérique, nul au centre et important sur les côtés. Cependant, cette modélisation introduit de nombreux points de discontinuité : ceci entraîne donc des contraintes principales élevées dans toutes ces zones critiques (Illustration 219). Les autres zones où les contraintes sont supérieures à 50 MPa sont les parties supérieures de l'édifice, qui sont en effet en traction, les jonctions des murs ainsi que le pourtour des ouvertures. Ce résultat est à nouveau confirmé sur les façades Nord et Sud par l'étude des contraintes de cisaillement (Illustration 220).

Cette dernière modélisation correspond mieux à la réalité puisqu'elle prend en compte le sol qui limite les déformations des fondations. Les différents tassements considérés mettent en évidence les zones où des fissures risquent de se développer. Ils mettent en outre en valeur des zones plus sensibles dans les habitations où les fissures apparaîtraient en premier lieu : les parties supérieures des maisons puisque ces zones sont en traction et le contour des ouvertures. Dans le cas de la maison étudiée, les fissures apparaissent sur la façade Est ainsi que sur la façade Nord en deux endroits différents : au dessous de la fenêtre et sur la partie supérieure de la porte-fenêtre. Un tassement du dallage intérieur a également été constaté sur le côté Sud-Est. La modélisation qui correspond le mieux à cette description est donc celle où un tassement a été imposé sur la façade Nord. On peut logiquement supposer que ce cas s'est produit. Ce résultat semble ainsi conforter l'hypothèse que nous avions faite dès le début suite aux premières modélisations.



Illustration 219 - Première contrainte principale pour des tassements répartis



Illustration 220 - Contrainte de cisaillement pour des tassements répartis

#### 6.2.5. Interprétation des résultats et extrapolations possibles

Les calculs effectués avec le logiciel PLAXIS ont montré que la sollicitation essentielle de la structure était le retrait imposé sous une partie de la fondation et que le fait de prendre en compte le comportement élasto-plastique du sol avoisinant n'avait qu'une influence secondaire sur le résultat. Par exemple, le retrait correspondant au sol sec, le fait que le reste de la maison se trouve sur un sol plus humide va se traduire par un tassement « classique » du sol sous l'effet de la charge et contribuer à réduire le

tassement différentiel entre la zone la plus sèche et la zone la plus humide. En revanche, l'évolution progressive de l'humidité du sol d'un point à un autre va entraîner une disparition des points singuliers qui apparaissent parfois dans les calculs qui ont été présentés ci-dessus. En conclusion, il semble que la prise en compte d'un simple comportement élastique du sol, couplée à un retrait imposé, puisse permettre de répondre assez précisément à la question posée.

Par ailleurs, la modélisation réalisée avec FEMLAB montre la nécessité de travailler en tridimensionnel pour pouvoir envisager toutes les possibilités. L'étude élémentaire qui a été réalisée montre que le modèle, même s'il ne prend en compte le comportement des matériaux qu'en élasticité, permet d'envisager des hypothèses variées et de comparer leurs conséquences avec les observations : c'est donc un précieux outil d'analyse qui répond en grande partie aux besoins des problèmes liés à la sécheresse.

## 6.3. MODELISATION COUPLEE AVEC BExM (LAEGO)

### 6.3.1. Objectifs visés et outils mis en oeuvre

L'étude présentée ici a deux objectifs :

- effectuer une modélisation bidimensionnelle (2D) qualitative hydromécanique couplée du comportement d'une fondation filante sur un sol gonflant pendant des cycles de séchage-humidification et étudier l'influence d'une géomembrane posée dans le sol afin de retarder le séchage et les phénomènes de retrait ;
- effectuer une modélisation tridimensionnelle (3D) qualitative hydromécanique couplée du comportement d'une conduite enterrée dans un milieu gonflant pendant un cycle de séchage-humidification.

Les modélisations numériques ont été réalisées en utilisant le code de calcul *Code\_Bright* (Olivella *et al.*, 1996), qui est un code de calcul aux éléments finis développé par le Département de Géotechnique et Geosciences de l'Université Polytechnique de Catalogne (Espagne) depuis 1996, pour l'analyse des problèmes couplés thermo-hydro-mécaniques dans des géomatériaux.

Les équations qui régissent un problème thermo-hydro-mécanique peuvent être classées par catégorie dans trois groupes principaux : les équations d'équilibre, les équations constitutives et les restrictions d'équilibre. Les équations d'équilibre établissent les conditions de la conservation de la masse d'eau, conservation de la masse d'air, conservation de l'énergie et de l'équilibre mécanique. Elles sont résolues simultanément pour tenir compte, d'une façon appropriée, des diverses combinaisons entre les phénomènes. Les inconnues sont les déplacements (u), la pression du liquide ( $P_{i}$ ), la pression du gaz ( $P_{g}$ ) et la température (T). Les équations constitutives établissent le lien entre ces inconnues et les variables dépendantes. Par exemple, le degré de saturation sera calculé en utilisant une courbe de rétention (courbe donnant la variation de la teneur ( $\theta$ ) ou du degré de saturation ( $S_r$ ) en fonction de la succion du sol (s) :  $\theta(s)$  ou  $S_r(s)$ ), qui dépend de la température et de la pression de liquide. Les équations sont écrites en termes d'inconnues quand les équations constitutives sont

substituées dans les équations d'équilibre. Les relations qui relient les variables dépendantes avec les inconnues sont les restrictions d'équilibre. Elles sont obtenues en supposant l'équilibre chimique pour la dissolution de différentes espèces (air et vapeur) dans les phases (liquide et gazeuse).

*Code\_Bright* modélise également les transferts d'eau liquide et vapeur, en intégrant l'évaporation et la condensation, qui sont fonction des champs de température et de concentration en vapeur (couplés avec les variables mécaniques).

Plusieurs modèles mécaniques ont été implantés dans ce code qui sont les suivants :

- élasticité linéaire ;
- élasticité linéaire avec prise en compte de la pression de fluide et des effets thermiques ;
- élasticité non linéaire ;
- viscoélasticité pour matériaux salins ;
- viscoplasticité pour matériaux salins et matériaux granulaires ;
- thermo-élasto-plasticité pour les sols non saturés non gonflants (le modèle *BBM* : Alonso *et al.*, 1987, 1990).

Deux autres modèles mécaniques y ont été également implantés :

- thermo-élasto-plasticité pour les sols non saturés gonflants (le modèle *BExM* : Gens et Alonso, 1992 ; Alonso *et al.*, 1999) par Mrad (2005) ;
- élasto-plasticité pour les sols non saturés non gonflants (le modèle de Mohr-Coulomb généralisé pour les sols non saturés : Fredlund *et al.*, 1978) par Lemgruber (2005).

Dans ce code, les conditions aux limites ci-dessous peuvent être imposées :

- des déplacements ou des forces ;
- des flux ou des pressions d'eau ;
- des flux ou des pressions d'air ;
- des flux d'énergie ou des températures.

La méthode des éléments finis est utilisée pour la discrétisation spatiale tandis que la méthode des différences finis suivant un chemin implicite est utilisée pour la discrétisation temporelle. La méthode de *Newton-Raphson* est utilisée pour résoudre le système non linéaire des équations algébriques.

Dans les modélisations présentées ici, le modèle *BExM* est utilisé pour décrire le comportement hydromécanique des sols gonflants. Les calages et les validations de ce modèle peuvent être consultés dans Mrad (2005).

# 6.3.2. Effet du retrait-gonflement du sol sur le comportement hydromécanique d'une fondation superficielle

Comme il n'y a pas de données *in situ* disponibles pour évaluer exhaustivement le comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés sous les fondations superficielles, une étude numérique qualitative a été effectuée pour mieux comprendre les effets des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques sur les déplacements verticaux d'une fondation filante en béton construite sur un sol gonflant.

## Caractéristiques de la fondation

La géométrie de la fondation est présentée sur l'Illustration 221. Elle est soumise à une contrainte verticale de 300 kPa.



Illustration 221 - Géométrie et conditions aux limites du modèle

Le béton de la fondation est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire. Ses propriétés mécaniques et hydrauliques utilisées dans les calculs sont rassemblées dans le tableau de l'Illustration 222 (Burlion *et al.*, 2005).

Paramètre	Valeur
Module de Young E	27 000 MPa
Coefficient de Poisson v	0,2
Porosité $n_0$	0,16
Poids volumique des grains solides $\gamma_s$	26,5 kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité à l'état saturé $k_s$	10 <sup>-10</sup> m/s
Paramètres de la courbe de rétention (van Genuchten, 1980)	
$S_{e} = \frac{S_{r} - S_{r(res)}}{S_{r(sat)} - S_{r(res)}} = \left[1 + (\alpha \ s)^{n}\right]^{-m}$	
α	0,0235 MPa⁻¹
n	2,105
m = l - l/n	0,525
$S_{r(res)}$	0
S <sub>r(sat)</sub>	1
Paramètres de la courbe de conductivité hydraulique (Mualem, 1976,	
van Genuchten, 1980)	
$k = k_s \sqrt{S_e} \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \text{ avec } S_e = \frac{S_r - S_{r(res)}}{S_{r(sat)} - S_{r(res)}}$	
m	0,17
$S_{r(res)}$	0
$S_{r(sat)}$	1

Illustration 222 - Paramètres caractérisant le béton de la fondation (Burlion et al., 2005)

## Caractéristiques du massif du sol

La fondation superficielle repose sur une couche homogène d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement « arbitraire ». Le comportement de cette argile est régi par le modèle *BExM* (cf. paragraphe2.5.2). Les paramètres utilisés dans la simulation sont rassemblés dans le tableau de l'Illustration 223. Une valeur élevée de la perméabilité à l'état saturé a été choisie afin d'accélérer la désaturation du massif de sol.

Paramètres définissant la loi de comportement macrostructural			
$\begin{array}{c} \lambda(0) \\ r \\ \beta \\ \kappa_s \\ \kappa \\ \rho_c \end{array}$	0,415 0,2777 0,008054 MPa <sup>-1</sup> 0,0052 0,0068 0,6092 MPa	$p_0^*$ $s_0$ $s_h$ $k$ $M$	0,16 MPa 0,17 MPa 0 0,09 1,24
Paramètres définissant la loi du comportement microstructural			
<i>к<sub>m</sub></i> 0,011		$e_m$	0,25
Fonctions de couplage micro-macrostructurale			
$f_I = 0.5 + 9.9 \left( p^* / p_0 \right)^1$		$f_D = 1 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-2} \left(1 - p^*/p_0\right)^{0,1}$	

Porosité n <sub>o</sub>	0,385		
Poids volumique des grains solides $\gamma_s$	27 kN/m <sup>3</sup>		
Perméabilité à l'état saturé k <sub>s</sub>	1,66.10 <sup>-6</sup> m/s <sup>[1]</sup>		
Paramètres de la courbe de rétention (van Genuchten, 1980)			
α	27 MPa <sup>-1</sup>		
n	1,462		
m = 1 - 1/n	0,316		
$S_{r(res)}$	0,2338		
$S_{r(sat)}$	1		
Paramètres de la courbe de conductivité hydraulique (Mualem, 1976, van Genuchten,			
1980)			
m	0,316		
$S_{r(res)}$	0,2338		
$S_{r(sat)}$	1		

<sup>11</sup>: cette valeur est plus grande que la perméabilité des argiles est choisie afin d'accélérer les calculs de séchage.

Illustration 223 - Paramètres caractérisant l'argile gonflante « arbitraire »

### Introduction d'un remblai

Comme dans les cas réels, la fouille creusée pour réaliser la fondation est souvent rebouchée sans compactage particulier et pas toujours avec les mêmes matériaux, une zone à plus grande perméabilité (remblai), située au-dessus de la fondation a donc été introduite dans le modèle (Illustration 221). Comme pour le massif du sol, le comportement mécanique de ce remblai est supposé régi par le modèle *BExM* dont les paramètres utilisés dans le calcul sont rassemblés dans le tableau de l'Illustration 224. Les propriétés hydrauliques du matériau de cette zone sont supposées correspondre à un milieu plus lâche que l'argile et ont été inspiré de Rawls *et al.* (1982). L'Illustration 225 présente les courbes de rétention du béton, du massif argileux et du remblai correspondantes aux paramètres de van Genuchten donnés dans les tableaux.

Paramètre	Valeur	
Poids volumique des grains solides $\gamma_s$	27 kN/m <sup>3</sup>	
Porosité $n_0$	0,412	
Perméabilité à l'état saturé $k_s$	10⁻⁵ m/s	
Paramètres de la courbe de rétention (van Genuchten, 1980)		
α	680 MPa⁻¹	
n	1,323	
m = 1 - 1/n	0,244	
$S_{r(res)}$	0,0995	
$S_{r(sat)}$	1	
Paramètres de la courbe de conductivité hydraulique (Mualem, 1976, van Genuchten, 1980)		
m	0,244	
$S_{r(res)}$	0,0995	
$S_{r(sat)}$	1	

Illustration 224 - Paramètres caractérisant le remblai.



Succion (MPa)

Illustration 225 - Courbes de rétention du massif du béton, du sol argileux et du remblai

#### Modélisation d'une géomembrane

Pour limiter l'évaporation, il est parfois recommandé de mettre en place une géomembrane anti-évaporation en périphérie de la fondation. Nous présentons également ici une variante de modélisation avec une couche de géomembrane qui part de la fondation à 20 cm de la surface et qui s'étend à une distance de 1,5 m et qui pénètre dans le sol jusqu'à 1,5 m (Illustration 221). Cette géomembrane a une épaisseur de 2 mm et une perméabilité de l'ordre de 10<sup>-13</sup> m/s.

#### Géométrie et maillage

La fondation filante est modélisée en déformation plane (Illustration 221). Le massif de sol argileux a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis rectangulaires isoparamétriques à 4 nœuds. Le même type d'élément a été adopté pour le maillage de la fondation, afin d'assurer un assemblage correct. Le maillage est constitué en totalité de 690 éléments et 739 nœuds (Illustration 226). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base, de manière à obtenir une bonne estimation des champs de contrainte et de déplacement, ainsi qu'en surface pour obtenir une bonne estimation des champs de pression du liquide. Au contact avec le sol et la fondation, les nœuds du maillage à la frontière sont communs aux deux matériaux (béton et argile sujette au phénomène de retrait-gonflement) et il y a continuité des déplacements (pas d'éléments d'interfaces).



Illustration 226 - Maillage du modèle

#### **Conditions initiales**

Préalablement à tout chargement mécanique ou hydrique, un état initial de contrainte correspondant au poids propre du massif du sol est défini. La nappe est supposée affleurer à la surface du massif de sol.

#### **Conditions aux limites**

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes (Illustration 221) :

- les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués sur la base inférieure du massif du sol (à 3,6 m de profondeur) et les déplacements horizontaux sont bloqués sur les frontières verticales du domaine maillé (frontières latérales), et l'on y impose un flux de masse nul pour l'eau ;
- les nœuds en base de la fondation sont chargés par une contrainte uniforme de 300 kPa, et on impose un flux de masse nul pour l'eau sur la surface de la fondation.

#### Phasage de calcul

Afin d'étudier l'influence des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques (alternances de périodes de pluie et de sécheresse) sur les déplacements du massif du sol, cinq phases consécutives, dont la durée et l'ordre de succession sont précisés dans le tableau ci-dessous ont été considérées (Illustration 227). Dans chaque phase hydrique, une condition à la limite simulant une précipitation ou une sécheresse a été imposée à la surface du sol.

Phase	Description	Durée (jour)	Pression interstitielle appliquée en surface (MPa)
0	état initial du sol et chargement mécanique	instantanée	_
I	évaporation	30	- 0,2
	précipitation	2	0
	évaporation	30	- 0,2
IV	période d'arrêt	4	_
V	précipitation	3	0





## Résultats des simulations sans géomembrane

Les courbes d'évolution temporelle de la pression du liquide et de la saturation permettent de visualiser les phénomènes de transfert hydrique pour différents points dans le sol situés immédiatement sous la base de la fondation, r = 0 est sous le centre de la fondation et r = 3,6 m est à l'extrémité du modèle (Illustration 228a et Illustration 228b). L'allure générale de l'évolution de la saturation est logiquement semblable à celle de la pression du liquide. Les valeurs de la pression du liquide et du degré de saturation décroissent progressivement avec le temps pendant les deux phases de séchage (phases I et III) et elles augmentent rapidement pendant les deux phases d'humidification (phases II et V). Le début de la phase d'arrêt (phase IV) comporte une période où la pression du liquide et le degré de saturation continuent à baisser avant d'augmenter. Ceci pourrait être dû au fait gu'à la fin de la deuxième phase de séchage. la charge hydraulique à ce niveau est inférieure à celles des niveaux supérieurs, ce qui crée alors un gradient hydraulique et le massif continue à sécher jusqu'à ce que les valeurs de la charge hydraulique à ce niveau et des niveaux supérieurs soient égales. Après, le phénomène inverse se produit : le sol s'humidifie parce que la charge hydraulique à ce niveau est supérieure à celles des niveaux inférieures.

La base de la fondation se désature moins vite que les autres points situés au même niveau mais à l'extérieur de la fondation, car la semelle en béton constitue elle-même un écran contre l'évaporation.

L'Illustration 229a et l'Illustration 229b montrent l'évolution en fonction du temps de la pression du liquide et de la saturation respectivement pour différents points dans le sol situés sous le centre de la fondation (y = 3 m).



Illustration 228 - Evolution temporelle de : (a) pression du liquide ; et (b) saturation en liquide, pour différents points dans le sol situés immédiatement sous la base de la fondation



Illustration 229 - Évolution temporelle de (a) la pression du liquide et (b) la saturation en liquide, pour différents points dans le sol situés sous le centre de la fondation

Les déplacements verticaux prédits par le modèle à différents points dans le sol sous la base de la fondation sont montrés sur l'Illustration 230. Pendant les phases de séchage (phases I et III), le sol tasse progressivement avec le temps et gonfle rapidement pendant les deux phases d'humidification (phases II et V). Le centre de la

fondation (r = 0) et son extrémité (r = 0,3 m) tassent plus que les autres points situés au même niveau mais à l'extérieur de la fondation sous l'effet du chargement mécanique. En revanche, comme la fondation constitue un écran contre l'évaporation, son centre et son extrémité tassent moins que les autres points sous l'effet de la sécheresse uniquement.



Illustration 230 - Évolution temporelle du déplacement vertical pour différents points dans le sol situés immédiatement sous la base de la fondation

#### Résultats des simulations avec géomembrane

L'Illustration 231 montre la comparaison de l'évolution temporelle de la pression du liquide et de la saturation respectivement, en différents points dans le sol sous la base de la fondation, dans les cas de l'existence et de l'absence de la géomembrane. Les résultats montrent que la mise en place d'une géomembrane a limité partiellement l'évaporation. L'Illustration 232 présente la comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical qui n'est pas beaucoup influencé par la présence de la géomembrane.



Illustration 231 - Comparaison de l'évolution temporelle de (a) la pression du liquide et (b) la saturation en liquide, avec (a) et sans (s) géomembrane



Illustration 232 - Comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical avec (a) et sans (s) géomembrane

## **Commentaires**

Cette modélisation qualitative réalisée avec des paramètres hydromécaniques choisis de manière logique a montré la faisabilité de simulations numériques couplées dans le cas complexe des milieux gonflants. Il serait souhaitable d'obtenir par des essais de laboratoire l'ensemble des paramètres nécessaires pour un sol naturel et d'effectuer des estimations quantitatives dans ce domaine.

# 6.3.3. Effet du retrait-gonflement du sol sur le comportement hydromécanique d'une conduite enterrée

Certaines argiles mises en présence d'eau ont tendance à gonfler en s'humidifiant. Ce gonflement peut exercer de fortes pressions sur la canalisation, qui peuvent être suffisamment importantes pour la déformer et occasionner des fissures. En revanche, une dessiccation des argiles aboutit à un retrait et les canalisations vont suivre le sol dans son mouvement. Ainsi, lorsqu'une canalisation se trouve dans une argile soumise à des cycles de « gonflement - retrait » par suite des fluctuations de la présence d'eau, elle peut subir des désordres importants.

Nous présentons ici une étude de l'influence des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques (pluie et sécheresse) sur le comportement hydromécanique d'une conduite enterrée dans une couche homogène d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement.

#### Caractéristiques de la conduite et du massif du sol

Nous avons étudié le cas d'une conduite en fonte de 30 m de longueur, de 14 cm de diamètre intérieur et de 15 cm de diamètre extérieur (épaisseur = 1 cm). La géométrie de la conduite est présentée sur l'Illustration 233.



Illustration 233 - Géométrie de la conduite

La fonte est supposée suivre un comportement de type élastique linéaire. Les propriétés mécaniques et hydrauliques de la fonte utilisées dans les calculs sont rassemblées dans le tableau de l'Illustration 234. La conduite est enterrée dans une couche homogène d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement « arbitraire ». Cette argile est supposée avoir les mêmes caractéristiques que celles utilisées dans l'application de la fondation superficielle (Illustration 234).

Paramètre	Valeur
Module de Young E	170 000 MPa
Coefficient de Poisson v	0,2
Porosité $n_0$	0,05
Poids volumique	77 kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité à l'état saturé $k_s$	10 <sup>-15</sup> m/s

Illustration 234 - Paramètres caractérisant la fonte de la conduite

## Géométrie et maillage

Il s'agit d'un modèle tridimensionnel (Illustration 235). La conduite est enterrée à 80 cm dans le sol. La limite inférieure est étendue à une distance de 4,2 m sous le centre de la conduite. Les limites latérales ont été fixées à 1,5 m de part et d'autre du centre de la conduite. Ces distances sont suffisantes pour que les conditions aux limites du modèle n'influent pas sur les résultats.



Illustration 235 - Géométrie du modèle

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type prisme quadrilatérale à 8 nœuds. Le même type d'élément a été adopté pour le maillage de la conduite, afin d'assurer un assemblage correct. Le maillage est constitué en totalité de 3192 éléments et 3965 nœuds (Illustration 236). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la conduite, de manière à obtenir une bonne estimation des champs de contrainte et de déplacement.



Illustration 236 - Maillage du modèle

## **Conditions initiales**

Préalablement à tout chargement mécanique ou hydrique, un état initial de contrainte correspondant au poids propre du massif du sol est défini. La nappe est supposée affleurer à la surface du massif de sol.

#### **Conditions aux limites**

Concernant les conditions aux limites du modèle, les déplacements verticaux et horizontaux ( $u_x$ ,  $u_y$  et  $u_z$ ) sont bloqués sur la base inférieure du massif du sol (à 5 m de profondeur) et les déplacements horizontaux ( $u_x$  et  $u_y$ ) sont bloqués sur les frontières verticales du domaine maillé, et l'on y impose un flux de masse nul pour l'eau (Illustration 237).



Illustration 237 - Conditions aux limites du modèle

### Phasage de calcul

Afin d'étudier l'influence des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques (pluie et sécheresse) sur les déplacements du massif du sol et de la conduite, deux phases consécutives ont été considérées (Illustration 238). Dans chaque phase hydrique, une condition à la limite simulant une sécheresse ou une précipitation a été imposée à la surface du sol.

Phase	Description	Durée (jour)	Pression interstitielle appliquée en surface (MPa)
0	état initial	instantanée	_
Ι	évaporation	30	- 0,2
II	précipitation	5	0



Illustration 238 - Schéma du phasage envisagé

#### Résultats des simulations

L'Illustration 239 présente l'évolution temporelle de la saturation en tout point du modèle pendant les deux phases de calcul. Les valeurs du degré de saturation décroissent progressivement avec le temps pendant la phase de séchage (phases I) et elles augmentent rapidement pendant les deux phases d'humidification (phases II).



Illustration 239 - Évolution temporelle de la saturation en liquide en tout point du modèle

L'Illustration 240 présente l'évolution temporelle du déplacement vertical en tout point du modèle pendant les deux phases de calcul. Pendant la phase de séchage (phase I) le sol tasse progressivement avec le temps et gonfle rapidement pendant la phase d'humidification (phases II).



Illustration 240 - Évolution temporelle du déplacement vertical en tout point du modèle

Les courbes d'évolution temporelle de la saturation (Illustration 241) permettent de visualiser les phénomènes de transfert hydrique dans le sol situé immédiatement sous la conduite. Les valeurs du degré de saturation décroissent progressivement avec le temps pendant la phase de séchage (phases I) et elles augmentent rapidement pendant la phase d'humidification (phases II). Le début de la phase d'humidification comporte une période où le sol continue à se desaturer avant qu'il ne commence à s'humidifier. Ceci est dû au fait que l'eau met un certain temps pour arriver à ce niveau depuis la surface.



Illustration 241 - Évolution temporelle de la saturation en liquide dans le sol situé immédiatement sous la conduite pendant les deux phases de calcul



Illustration 242 - Évolution temporelle du déplacement vertical dans le sol situé immédiatement sous la conduite pendant les deux phases de calcul

Les déplacements verticaux prédits par le modèle dans le sol situé immédiatement sous la conduite sont montrés sur l'Illustration 242. L'allure générale de l'évolution de ces déplacements est logiquement semblable à celle du degré de saturation. Pendant la phase de séchage (phases I) le sol tasse progressivement avec le temps et gonfle rapidement pendant la phase d'humidification (phases II). Ainsi, comme pour la saturation, le début de la première phase d'humidification, comporte une période où le sol continue à tasser avant le gonflement.

L'évolution en fonction du temps de saturation pour différents points situés sous la conduite est présentée sur l'Illustration 243. Les résultats montrent que la base de la conduite (point A) se désature moins vite que les autres points situés presque au même niveau mais à l'extérieur (points B et C), car la conduite en fonte constitue ellemême un écran contre l'évaporation.



Illustration 243 - Évolution temporelle de la saturation en liquide pour différents points situés sous la conduite pendant les deux phases de calcul

Afin d'étudier l'influence de la présence de la conduite dans le sol sur les résultats de la modélisation, le même calcul a été effectué sans l'existence de la conduite enterrée. L'Illustration 244 présente la comparaison de l'évolution temporelle de la saturation, dans le sol avec et sans conduite. Les résultats montrent que l'existence de la conduite retarde la saturation du sol. L'Illustration 245 présente la comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical. Elle montre que dans le cas de l'existence de la conduite. Cette différence est due au poids de la conduite.



Illustration 244 - Comparaison de l'évolution temporelle de la saturation en liquide dans les cas de l'existence et de l'inexistence de la conduite enterrée



Illustration 245 - Comparaison de l'évolution temporelle du déplacement vertical dans les cas de l'existence et de l'inexistence de la conduite enterrée

#### 6.3.4. Interprétation des résultats et extrapolations possibles

Des applications du modèle *BExM* à la modélisation du problème de fondation superficielle reposant sur un sol gonflant et du problème de conduite enterrée dans un sol gonflant ont été présentées. Plus particulièrement, l'objectif de ces études étant d'analyser qualitativement l'influence du processus d'évolution de la désaturation (lors d'un chemin de drainage : sécheresse) ou de la saturation (lors d'un chemin d'humidification : pluie) sur les tassements d'une fondation superficielle et d'une conduite enterrée dans une couche homogène d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement. Les résultats ont montré que le modèle est capable d'estimer les déplacements du massif du sol pendant les différentes sollicitations hydriques.

Il est à signaler toutefois que les applications présentées sont essentiellement prédictives et les comparaisons avec des mesures in situ et avec des paramètres mesurés sur sols réels seraient importantes à réaliser.

## 6.4. MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURE (CSTB)

### 6.4.1. Présentation de l'étude

L'objectif de cette partie du projet était de retenir ou de développer, si le besoin s'en faisait sentir, un modèle de calcul permettant une justification des structures maçonnées, de type maison individuelle, fondées sur un sol argileux sujet au retrait.

Les approches rencontrées dans la littérature pour justifier les structures maconnées reposent pour l'essentiel sur deux méthodes : calcul à la rupture ou analyse limite (Salencon, 1983; Suguet, 1983; De Buhan & De Felice, 1997; Maghouss et al., 2005; Sab, 2003) et modélisation des milieux continus (Salençon, 2002) par la technique des éléments finis (Zienkiewicz & Taylor, 2000). Un atout fort de l'analyse limite est de permettre, moyennant une hypothèse sur la configuration des lignes de rupture apparaissant dans un élément pour un mode de chargement donné. d'aboutir à une expression analytique de la charge ultime que l'élément est capable de supporter. Les expressions obtenues pour diverses configurations de chargement, étayées et éventuellement corrigées par les résultats issus d'expérimentations en vraie grandeur, sont à l'origine des principes et hypothèses de dimensionnement que l'on trouve dans les documents normatifs (DTU 20.1, EUROCODE 6). Les limites de cette approche sont liées à la géométrie des éléments étudiés et à la forme des actions appliquées qui doivent toutes deux être suffisamment simples pour que le mode de ruine puisse être appréhendé de façon intuitive et que l'expression de la charge ultime puisse être obtenue aisément.

La méthode des éléments finis est un peu à l'opposé de cela dans le sens où son application est très générale et qu'elle permet, sans hypothèse, ou presque, sur le mode de ruine de définir la capacité résistante d'une structure mais où, en contrepartie, la mise en œuvre est d'une complexité sans commune mesure avec l'utilisation d'une expression analytique et l'effet d'une donnée sur un résultat n'est connu qu'au prix d'une étude paramétrique lourde. Devant la complexité attendue des sollicitations dans notre problème, notre choix s'est porté sur la modélisation par éléments finis pour cette étude. On a conservé néanmoins à l'esprit pendant ces travaux l'intérêt d'analyser les résultats des simulations dans l'optique de simplifier le problème pour pouvoir dans un projet futur l'aborder par l'angle du calcul à la rupture et aboutir ainsi à des règles simples de dimensionnement.

Les modélisations par éléments finis des structures maconnées reposent sur le choix d'une cinématique plus ou moins précise et sur la construction de modèles de comportement macroscopiques locaux plus ou moins sophistiqués. Ainsi, on trouve d'un côté des modèles utilisant des éléments tridimensionnels à interpolation quadratique pour les blocs de maçonnerie et des éléments d'interface spéciaux pour les joints associés à des lois de comportement très complètes combinant endommagement et plasticité (Cruz Diaz, 2002 ; Tinazzi et al., 2000 ; Van der Pluijm, 1999). Ces modèles, séduisants en première approche par leur richesse qui donne l'illusion d'une capacité élevée à reproduire les phénomènes observés expérimentalement, sont en réalité trop peu robustes pour être utilisés de façon fiable dans des calculs de structures complexes. A l'autre bout du spectre, on trouve des modèles tirant le meilleur profit de la géométrie des panneaux en maçonnerie et du mode de rupture attendu en fonction du problème traité (Caillerie, 1984 ; Chassagnou, 1996). Ces modèles reposent sur deux homogénéisations complémentaires, selon l'épaisseur d'abord par l'utilisation d'éléments de plaques, dans le plan ensuite en profitant de la périodicité de la disposition des blocs et des joints sur les panneaux pour construire une loi de comportement unique pour l'ensemble (bloc+joint) qui n'utilise de chaque constituant que la composante de son comportement qui correspond au problème traité. La plasticité des blocs est négligée par exemple lorsque la pathologie observée dans la réalité et que l'on cherche à modéliser correspond à des fissures de traction. On verra plus loin que nos choix de modélisation s'inscrivent pleinement dans ce dernier type d'approche.

N'ayant pas trouvé dans les grands codes de calcul aux éléments finis (ABAQUS, ANSYS, ASTER, CAST3M, CESAR...) de procédures de calcul permettant de traiter notre problème dans sa globalité de façon fiable et efficace, nous avons décidé de développer dans le code général MARC, couramment utilisé au CSTB, une procédure de calcul spécialement dédiée à notre problématique.

Cette procédure comprend une modélisation simple et idéalisée du comportement du sol argileux en fonction de son état hydrique. En effet, les différentes équipes travaillant en parallèle, il n'a pas été possible dans le cadre de ce programme d'intégrer dans la procédure de calcul développée par le CSTB les modèles portant d'une part sur l'état hydrique du sol (BRGM) et d'autre part sur les déformations d'un sol argileux en fonction de son état hydrique (LAEGO, LMSS-MAT). Ce point ne remet cependant pas en cause les conclusions à caractère général proposées en fin de cette partie car, ayant tenu compte des résultats d'étapes présentés par les partenaires, la modélisation du sol reproduit les grandes lignes du comportement observé sur le terrain. Un modèle de sol plus riche permettrait d'affiner les conclusions.
Un effort particulier a été consenti dans cette étude à mettre en œuvre un modèle de comportement pour la maçonnerie qui permette des simulations rapides et robustes de structures maçonnées sans approximations abusives. Ainsi, une loi de comportement homogénéisée de l'ensemble blocs + joints, s'appuyant sur les seules caractéristiques données dans l'Eurocode 6, a été développée dans le logiciel MARC pour les éléments de plaques minces.

L'interaction sol-structure est traitée par une procédure de contact proposée dans le logiciel MARC qui consiste, de façon très classique, à transformer un problème de base en un problème sous contraintes garantissant la non-interpénétration de différents corps sujets au contact. Partant de l'hypothèse que les déplacements horizontaux des semelles de fondation de la structure sont fortement empêchés par la présence des terres, donc du second ordre vis-à-vis des déplacements verticaux, nous avons simplifié le traitement de l'interaction sol-structure, sans perte de généralité pour cette étude, en considérant la structure simplement appuyée sur le sol dont la cote haute coïncide de ce fait avec la base des semelles et en maintenant nuls les déplacements horizontaux des semelles.

### 6.4.2. Modélisation simplifiée du tassement du sol argileux soumis à un retrait hydrique

L'objectif dans cette partie de l'étude est de simuler de façon simple les tassements observés dans le sol en affectant à celui-ci des caractéristiques mécaniques moyennes couramment admises pour les sols argileux, dans la mesure où le sol n'intervient ici que comme une condition aux limites particulière sous la structure. Ces simplifications ont permis de faire les hypothèses et choix de modélisation présentés ci-après.

Le massif de sol est modélisé avec des éléments de volume hexaédriques (de longueur d'arête inférieure ou égale à 0,5 m) réalisant une partition d'un massif de section en plan 14 x 14 m<sup>2</sup> et d'épaisseur allant de 1,3 m à 2 m. Ces petites dimensions ne doivent pas choquer car bien qu'elles ne permettent pas au champ de contraintes sous les fondations de s'évanouir aux limites, ce qui serait indispensable si l'on souhaitait décrire correctement ce champ, elles sont suffisantes pour simuler les tassements verticaux de façon satisfaisante sous la structure. Par ailleurs, ces petites dimensions engendrent, à module de rigidité identique, une légère augmentation de la raideur du sol vis-à-vis de ce qu'elle serait pour un massif semi-infini. Cette augmentation artificielle va dans le sens de la sécurité puisque la déformabilité moindre du sol permettra moins de compenser son retrait différentiel. L'approche est donc adaptée à la présence, à faible profondeur, d'une couche de sol raide surmontant la couche argileuse : elle devient sécuritaire dans les cas où la raideur des couches de sol augmente peu avec la profondeur. Cohérentes avec ces choix de modélisation, les conditions aux limites appliquées au massif de sol sont des déplacements normaux nuls sur les faces latérales et la sous-face du massif.

Le choix de l'épaisseur tient au fait que le retrait hydrique n'est pas observé au-delà de 2,5 m de profondeur dans les sols argileux et que le tassement qu'il engendre décroît quasi linéairement depuis la surface naturelle du sol jusqu'à cette profondeur. En vertu de quoi, modéliser une épaisseur de sol correspondant à la profondeur 2,5 m de

laquelle est retranchée la profondeur des fondations de la structure permet de retrouver le tassement sous les fondations en imposant un coefficient de retrait hydrique constant dans le sol dont la valeur est déterminée à partir de la valeur du tassement observé en surface.

Le comportement du sol est considéré, dans ce travail, élastique linéaire et orthotrope, plus précisément, orthotrope par le fait que le retrait hydrique n'est considéré que dans la direction verticale mais isotrope pour le reste de ses caractéristiques mécaniques.

D'après ce qui a été expliqué précédemment, la valeur du coefficient de retrait hydrique n'a pas ici de sens physique : elle permet simplement de retrouver le tassement maximum choisi pour consigne à la surface naturelle du sol, à savoir 10 cm. En revanche, on a retenu pour modules apparents du sol des valeurs cohérentes avec les propositions du LMSS-MAT (voir paragraphe 6.2) en faisant dépendre la raideur du sol de son taux d'humidité (Illustration 246). Cette dépendance est importante car c'est de la souplesse du sol que dépend la possibilité qu'a la structure de comprimer suffisamment les zones humide et intermédiaire pour éviter un défaut de portance sous la partie de ses fondations située à l'aplomb de la zone sèche, tassée. Bien que d'importance moindre dans ses effets, une dépendance au taux d'humidité a également été appliquée au coefficient de Poisson qui décroît ainsi linéairement de la valeur 0,3 pour un sol humide (w = 28%) à 0,2 pour un sol sec (w = 8%). On précise que cette dernière dépendance a été retenue pour son caractère logique mais qu'elle ne repose pas sur des informations issues d'expérimentations.



Illustration 246 - Module du sol argileux en fonction de son taux d'humidité

Deux formes d'évolution en plan de l'état hydrique du sol ont été étudiées, l'une provoquant un tassement à la surface naturelle du sol de 10 cm en bord de bâtiment, l'autre provoquant le même tassement en angle de bâtiment. A partir de là, trois amplitudes de la zone intermédiaire de retour à un sol humide sous les fondations de la structure ont été envisagées (1 m, 2 m et 4 m). On constatera plus loin l'importance déterminante de ce paramètre sur le comportement de la structure qui se comprend aisément par le fait qu'à partir d'une certaine amplitude du tassement, la souplesse du sol et de la structure ne sont plus suffisantes pour empêcher un défaut local de

portance dans la zone sèche, défaut qui sera naturellement d'autant plus important que l'assèchement apparaîtra loin vers le cœur de la structure.

Pour simuler l'apparition d'un tassement en bord de bâtiment, le taux d'humidité du sol passe d'une valeur initiale unique w = 28 % correspondant au sol humide à trois valeurs selon les zones suivantes : une zone sèche (w = 8 %) partant du bord de la structure vers l'extérieur, une zone humide au taux inchangé sous la structure et une zone intermédiaire joignant les deux précédentes et dans laquelle le taux d'humidité évolue linéairement. Le coefficient de retrait hydrique devant permettre d'obtenir un tassement de 10 cm de la zone asséchée pour une épaisseur de sol de 2,5 m, il prend pour valeur :  $\alpha_H = 2.10^{-3} \,\%^{-1}$ . La simulation du tassement en angle de la structure suit la même démarche.

On notera sur l'Illustration 247 et l'Illustration 248 qui présentent le tassement pour un massif d'épaisseur 2,5 m que, partant d'un taux d'humidité et conséquemment d'un champ de déformations hydriques décrits sous la forme d'une ligne brisée, on obtient un tassement du sol ne présentant aucune singularité par le fait de la compatibilité cinématique du champ de déformation totale dans le sol (gradient d'un champ de déplacement).



Illustration 247 - Tassement du sol en bord de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m



Illustration 248 - Tassement du sol en angle de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m

### 6.4.3. Modélisation de la structure en maçonnerie chaînée

On s'intéresse dans cette étude à une structure de type maison individuelle de plainpied en maçonnerie chaînée fondée à sa périphérie. Deux maisons sont étudiées afin de mettre en évidence les effets engendrés par une irrégularité géométrique de la structure (Illustration 249). Les maisons étudiées seront dans un premier temps dépourvues d'ouverture afin de simplifier l'analyse des effets de la déformée du sol et de la régularité de la structure sur le comportement de celle-ci. C'est également dans un souci de clarté que l'on a retenu des géométries simples sans murs de refend pour les deux maisons modélisées.

Les murs des deux maisons ont une hauteur de 2,8 m au dessus de la surface naturelle du sol. Sur l'Illustration 249, la zone référencée « fondations » est la partie de mur en maçonnerie présente en sous-sol (allant de la semelle à la surface naturelle du sol). Ainsi, pour la maison irrégulière pour laquelle dans ce cas la profondeur de fondation est de 1,2 m, la hauteur maçonnée est de 3,6 m. De même, la maison régulière fondée ici seulement à 0,5 m présente une hauteur maçonnée de 2,9 m.



Illustration 249 - Maisons étudiées : maison irrégulière de 112 m² (12×8 m² + 4×4 m²) et maison régulière de 144 m² (12×12 m²)

La maçonnerie choisie pour l'étude est constituée de blocs pleins de 0,2 m d'épaisseur. Les chaînages en béton armé verticaux et horizontaux ont une section carrée unique de 0,2 m de côté. Les semelles, en béton armé également, ont dans leur version standard une épaisseur de 0,2 m pour une largeur de 0,5 m.

Pour homogénéiser les structures modélisées et éviter ainsi l'apparition de contraintes parasites à la jonction entre éléments finis de différentes natures, un seul type d'élément a été retenu pour toute la structure. Il s'agit d'éléments de plaque mince de type Kirchhoff-Love. Ce choix est justifié d'une part par l'élancement des murs considérés qui permet de négliger l'énergie associée au cisaillement transverse et d'autre part par l'observation des pathologies qui permet de ne pas considérer un critère de rupture dédié aux contraintes de cisaillement transverse. Les pathologies sont en effet des fissures provoquées par des efforts de traction dans le plan des murs (efforts normaux et moments). Pour décrire correctement les champs de contraintes dans la structure, les éléments de plaque ont été choisis assez petits. Ils sont tous identiques et carrés de côté 0,2 m.

Les conditions aux limites appliquées à la structure sont de 3 sortes :

- des déplacements imposés nuls en pieds de murs (au niveau des semelles précisément) dans la direction horizontale, normale à leur plan (paragraphe 6.4.1),
- la condition de contact gérant la non interpénétration de la structure dans le massif. Le contact est choisi ici sans frottement pour donner de la robustesse aux calculs et en vertu du fait que dans notre problème les déplacements horizontaux en pied d'ouvrage sont dans la réalité d'un ordre très petit devant les déplacements verticaux, chose renforcée dans les modélisations par les conditions aux limites retenues (les composantes tangentielles du contact n'interviennent donc pas dans notre problème). Ainsi, bien que le logiciel MARC traite le contact dans toute sa généralité, une relation de type ressort non linéaire (à module nul en traction et « infini » en compression) dans la direction verticale entre la structure et le massif aurait été tout à fait suffisante dans notre cas.

 un chargement volumique dû au poids propre de la structure modélisée et un chargement complémentaire linéique homogène en tête des murs pour tenir compte des différentes charges liées à la toiture et aux combles de valeur 400 daN/ml (choisie identique à celle retenue dans les modélisations du LMSS-MAT et qui correspond à un poids global d'environ 150 kg/m<sup>2</sup> pour la toiture et les combles).

Le comportement homogénéisé du béton armé constituant les semelles et les chaînages est considéré dans ce travail élastique, linéaire et isotrope de module égal à 15 000 MPa, de coefficient de Poisson égal à 0,2 et de masse volumique égale à 2,3 t/m<sup>3</sup>. Semelles et chaînages sont ainsi réputés dans la suite être correctement dimensionnés pour supporter les efforts qu'ils subissent en restant dans leur domaine élastique. Ce choix de ne pas s'intéresser au comportement de la structure en cas d'apparition de rotules plastiques dans les semelles ou les chaînages est justifié par le fait que les premières simulations effectuées dans cette étude, relatives à des structures non chaînées, ont montré des dégradations structurales sévères (allant jusqu'à la ruine de l'ouvrage) pour des niveaux de retrait sensiblement plus faibles que celui visé ici de 10 cm en surface.

Le modèle de comportement retenu pour la maçonnerie a fait l'objet d'un développement particulier présenté dans le paragraphe suivant. Précisons simplement à ce stade que dans son domaine linéaire la maçonnerie est considérée comme élastique et isotrope de module égal à 7 000 MPa et de coefficient de Poisson égal à 0,2. Précisons également que sa masse volumique est prise égale à 2,1 t/m<sup>3</sup>.

## 6.4.4. Modèle de comportement macroscopique local homogénéisé non linéaire pour la maçonnerie

Une méthode simplifiée et traditionnelle pour justifier une structure est de réaliser dans un premier temps une analyse élastique du comportement de celle-ci par la méthode des éléments finis et d'appliquer dans un deuxième temps des raisonnements spécifiques aux matériaux constitutifs de l'ouvrage pour déterminer, à partir des sollicitations fournies par le calcul élastique, les contraintes et les déformations effectives en un certain nombre de points caractéristiques de la structure.

Malheureusement, cette méthode n'assure pas la compatibilité des contraintes et des déformations puisqu'elle ne tient pas compte de l'influence de la répartition réelle des raideurs sur les champs de contraintes qui assurent l'équilibre de la structure. Elle devient en particulier peu fiable lorsque l'on s'intéresse à la capacité qu'a une structure de redistribuer ses sollicitations lorsque la capacité résistante du matériau est atteinte en certains lieux de l'ouvrage. Autrement dit, elle ne permet pas, dans le cas d'une structure complexe, de conclure à la stabilisation ou à la progression d'une fissure localisée après son apparition. Or, cette question est justement celle à laquelle nous devons répondre dans cette étude.

Du fait du caractère non linéaire de la loi de comportement de la maçonnerie, seule une méthode itérative permet d'espérer atteindre la solution cherchée. La méthode proposée dans ce paragraphe est fondée sur une analyse détaillée du comportement de la matière dans l'épaisseur même des éléments de plaque modélisant les murs maçonnés pour assurer, à l'équilibre, un état de déformations et de contraintes qui satisfasse en tout point à la loi de comportement du matériau déduite dans notre cas de considérations réglementaires puisque nous n'utiliserons que l'Eurocode 6 pour définir les paramètres de la loi.

Le caractère fortement non linéaire du problème impose que le tassement du sol visé ne soit pas appliqué directement mais progressivement. Nous avons choisi de décomposer la progression du tassement en une centaine d'incréments identiques afin que l'évolution des champs mécaniques soit suffisamment lente pour assurer la convergence d'un incrément au suivant (lorsque la structure est encore capable de trouver un équilibre malgré sa dégradation). La résolution du problème non linéaire sur chaque incrément est assurée de manière itérative par la méthode de point fixe de type Newton-Raphson. Ainsi, connaissant les déplacements et rotations des nœuds des éléments de plague à une itération donnée, et donc un état complet de déformation, il s'agit de calculer pour aller à l'itération suivante, en tenant compte du comportement réel de la maconnerie pour le niveau de déformation atteint, la loi tangente (sous forme matricielle) et les contraintes correspondantes pour en déduire les « réactions » de chaque élément sur les nœuds. Les « réactions » cumulées avec les forces extérieures donnent les forces non équilibrées ou résidus qui, en cas de convergence, diminuent d'une itération à l'autre jusqu'à ce qu'un indicateur choisi pour les résidus sous la forme d'une norme devienne inférieur à une valeur critère pour que l'on considère l'équilibre atteint pour l'incrément traité et que l'on puisse passer à l'incrément suivant.

L'objectif à chaque itération est donc de déterminer la matrice tangente généralisée (relation tangente moment-courbure) et les contraintes généralisées (efforts normaux et moments) pour un champ de déformations généralisées (déformations de membrane et courbures) donné. On présente dans la suite le calcul de la matrice sécante généralisée permettant d'évaluer les contraintes généralisée. Celui de la matrice tangente n'est pas présenté car il en découle naturellement.

La maçonnerie est modélisée par des éléments de plaque mince. Dans ces conditions, on peut décomposer la maçonnerie en plusieurs feuillets dans le sens de l'épaisseur et considérer que chaque feuillet se trouve dans un état plan de contraintes et de déformations (fonctionnement en membrane) sous l'effet des déformations généralisées de la plaque.

On note  $e_1, e_2, e_3$  les déformations de membrane et  $\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3$  les courbures de la plaque où les indices 1 et 2 sont relatifs aux composantes directes et l'indice 3 à la composante de distorsion (double du cisaillement) dans le repère local de la plaque. On précise que dans nos simulations les directions 1 et 2 des repères locaux de toutes les plaques coïncident avec respectivement les directions horizontales (plan xOz) et verticales (axe y) du repère global.

Partant de ces quantités, nous allons calculer les contraintes dans un feuillet de la plaque situé à une cote z vis-à-vis du feuillet moyen. Nous ferons pour cela l'hypothèse que la loi de comportement du matériau est la même dans tout feuillet. Cette hypothèse, naturelle pour une maçonnerie de blocs pleins homogènes, n'est justifiable en toute généralité en cas de blocs creux qu'à la condition de considérer des valeurs moyennes sur l'épaisseur.

Les déformations dans ce feuillet sont de la forme :  $\gamma_i = e_i + z\kappa_i$ ,  $i = \{1, 2, 3\}$ .

De là, on obtient les déformations principales  $E_1, E_2$  et l'angle  $\theta$  orienté (de la direction 1 vers la direction 2) que fait la facette sur laquelle s'exerce  $E_1$  avec celle sur laquelle s'exerce  $(\gamma_1, \gamma_3)$ , facette normale à la direction 1 du repère local de la plaque, en l'occurrence la facette verticale dans notre situation :

$$E_1 = C + R \ ; \ E_2 = C - R \ ; \ \theta = \begin{cases} \frac{1}{2} \arcsin\frac{\gamma_3}{2R} & \text{si } \gamma_1 \ge \gamma_2 \\ \text{signe}(\gamma_3) \left(\frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \arcsin\frac{|\gamma_3|}{2R}\right) & \text{sinon} \end{cases}$$

avec  $C = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2}$  et  $R = \frac{1}{2}\sqrt{(\gamma_1 - \gamma_2)^2 + \gamma_3^2}$ .

On calcule alors les contraintes principales  $\Sigma_1, \Sigma_2$  par le biais de la loi élastique linéaire isotrope. Par propriété de cette loi, le repère principal des contraintes est identique à celui des déformations.

$$\Sigma_1 = E \frac{E_1 + vE_2}{1 - v^2}, \ \Sigma_2 = E \frac{E_2 + vE_1}{1 - v^2}$$

où *E* et v sont respectivement le module et le coefficient de Poisson de la maçonnerie.

Les contraintes principales sont alors à comparer à un critère de rupture définissant les limites du domaine élastique envisagé pour la maçonnerie. Le critère de rupture retenu dans cette étude repose en premier lieu sur l'observation des pathologies engendrées par le retrait des sols argileux. Elles se présentent systématiquement sous la forme de fissures provoquées par des tractions que la maconnerie ne peut supporter (traction dans le plan de la maçonnerie ou traction par flexion). Nous ne tiendrons donc pas compte dans la suite d'éventuelles plastifications de la maçonnerie pouvant apparaître en cas de compressions élevées. De plus, nous ferons l'hypothèse, couramment admise, qu'à la traction les blocs de maçonnerie sont infiniment résistants devant les joints qui seront donc seuls susceptibles de rompre. Dans ces conditions, à l'inverse du comportement élastique de la maçonnerie essentiellement gouverné par celui des blocs, la résistance à la traction de la maçonnerie dépend exclusivement de celle du mortier des joints. Nous prendrons pour valeur de résistance en traction par flexion les valeurs données par l'Eurocode 6 pour un mortier d'usage courant de classe M 5. Du fait du harpage des blocs, ces valeurs dépendent naturellement de la direction de l'axe autour duquel s'exerce la flexion.



Plan de rupture parallèle aux lits de pose :  $f_h = 0.1 MPa$ 



Plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose :  $f_v = 0.4 MPa$ 

Illustration 250 - Résistance en traction par flexion selon l'orientation du plan de rupture par rapport aux lits de pose (Eurocode 6 pour un mortier M 5)

Lorsque le plan de rupture fait un angle quelconque avec les lits de pose, les joints étant seuls susceptibles de rompre, la rupture se produit en escalier. L'hypothèse rencontrée dans quelques documents traitant du sujet (Sellier et al., 1998 ; Valencia-David, 2006) est alors de considérer que la rupture est gouvernée par la flexion des joints situés en bordure des marches de l'escalier avec pour résistance  $f_v$  le long des parois verticales des marches et  $f_h$  le long des parois horizontales. Ce faisant, les auteurs annoncent qu'ils négligent donc l'effet de la torsion sur les joints. Il semble en réalité qu'ils en tiennent compte de manière forfaitaire puisque la différence entre  $f_v$  et  $f_h$  est directement liée à la résistance en torsion mise à contribution lorsque le plan de rupture est perpendiculaire aux lits de pose. Il faudrait, pour tenir compte du couplage des résistances en flexion et torsion de façon correcte, faire le choix d'un comportement de l'interface (critère de Coulomb par exemple) et homogénéiser ce comportement à l'échelle du bloc de maçonnerie. Cette démarche, plus lourde, est apparue irréalisable faute de temps dans le cadre de ce projet. Nous nous sommes donc « contentés » de suivre l'hypothèse annoncée plus haut qui au demeurant a fait ses preuves dans les utilisations qui en ont été faites pour des calculs à la rupture de murs chargés uniformément perpendiculairement à leur plan. Sous cette hypothèse, nous avons établi dans cette étude par une approche énergétique que la forme homogénéisée de la résistance en traction par flexion de la maçonnerie dans un plan de rupture faisant un angle  $\alpha$  avec la verticale revêt l'expression simple :

$$f(\alpha) = f_v \cos^2 \alpha + f_h \sin^2 \alpha$$

Nous considérerons dans la suite que les valeurs de résistance  $f_v$  et  $f_h$  utilisables exclusivement selon l'Eurocode 6 dans le cas de la traction par flexion, sont encore applicables dans le cas de la traction directe. En effet, l'Eurocode 6 considère nulle la résistance de la maçonnerie en traction directe. Cependant, l'Eurocode 6 s'intéresse au dimensionnement des structures maçonnées en mode de fonctionnement normal pour lequel on comprend très bien que, devant les caractères faibles et erratiques de la résistance du mortier à la traction, on interdise une disposition constructive qui la

mobiliserait. Notre situation est toute différente puisqu'elle place la maçonnerie dans une configuration accidentelle, de sollicitations imprévues à l'origine et en face desquelles on cherche à connaître le niveau d'endommagement à craindre. Il est donc logique de préférer à un comportement conventionnel approprié au dimensionnement le comportement réel approprié à l'analyse.

On remarque au passage que l'hypothèse annoncée plus haut d'une loi de comportement du matériau identique dans tout feuillet disparaît car devient une conséquence, et ce en toute généralité, des hypothèses précédentes (rupture en traction dans les joints, identité du critère en traction par flexion et traction directe).

Partant de la considération classique que le critère de rupture en traction est unidimensionnel (la nature tensorielle du champ de contrainte n'a pas d'influence sur la limite élastique dans une direction donnée), les développements précédents montrent

que la limite élastique est atteinte lorsque  $\Sigma_1 = f(|\theta|)$  ou lorsque  $\Sigma_2 = f(\frac{\pi}{2} - |\theta|)$  (on

travaille ici avec la convention de la mécanique du continu qui attribue des valeurs positives aux tractions).

On distingue alors quatre domaines de fonctionnement selon les valeurs de  $\Sigma_1$  et  $\Sigma_2$ .

i) 
$$\Sigma_1 < f(|\theta|)$$
 et  $\Sigma_2 < f(\frac{\pi}{2} - |\theta|)$ 

On est dans le domaine élastique et la loi de comportement en contraintes planes élastique, linéaire et isotrope est inchangée (Lemaitre et Chaboche, 1988). Dans tout repère de la plaque, la matrice de rigidité sécante pour le feuillet est de la forme :

$$[A] = \frac{E}{1 - v^2} \begin{bmatrix} 1 & v & 0\\ v & 1 & 0\\ 0 & 0 & \frac{1 - v}{2} \end{bmatrix}$$

ii) 
$$\Sigma_1 \ge f(|\theta|)$$
 et  $\Sigma_2 < f(\frac{\pi}{2} - |\theta|)$ 

Le critère de rupture est atteint dans la direction principale 1. On transforme alors la loi de comportement initiale en une loi de comportement en contraintes planes, élastique et orthotrope de base d'orthotropie coïncidant avec le repère principal des déformations. Elle conserve le même module dans la direction principale 2 et devient non linéaire rapidement adoucissante dans la direction principale 1. De plus, on considère que la fissure annule l'effet de Poisson (le coefficient est alors nul).

Dans le repère privilégié d'orthotropie, la matrice de rigidité sécante pour le feuillet est de la forme :

$$\begin{bmatrix} A \end{bmatrix} = E \begin{vmatrix} K(E_1) & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1+K(E_1)}{4} \end{vmatrix}$$

\_

Avec  $K(E_1)$  fonction rapidement décroissante de 1 à 0. La mise à zéro brutale de ce terme qui correspondrait au comportement réel n'est pas possible pour des raisons numériques (il faut pour que le calcul reste possible que le déterminant de la matrice ne soit pas nul). On a choisi pour obtenir une décroissance rapide une fonction proportionnelle à l'inverse de la cinquième puissance des déformations qui apparaît être un bon compromis entre approximation du comportement et stabilité des calculs. On voit que, par construction cette fois, le repère principal des contraintes demeure identique à celui des déformations. On note que la rigidité en cisaillement (a<sub>33</sub>) est sans effet sur le résultat ; elle est choisie égale à la valeur moyenne des rigidités directes pour conserver un conditionnement correct de la matrice.

iii) 
$$\Sigma_1 < f(|\theta|)$$
 et  $\Sigma_2 \ge f\left(\frac{\pi}{2} - |\theta|\right)$ 

Le critère de rupture est atteint dans la direction principale 2. Cette situation est duale de la précédente. Dans le repère privilégié d'orthotropie, la matrice de rigidité sécante pour le feuillet est de la forme :

$$[A] = E \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & K(E_2) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 + K(E_2)}{4} \end{bmatrix}$$

iv)  $\Sigma_1 \ge f(|\theta|)$  et  $\Sigma_2 \ge f\left(\frac{\pi}{2} - |\theta|\right)$ 

Le critère de rupture est atteint dans les deux directions principales. On transforme alors la loi de comportement initiale en une loi de comportement en contraintes planes, élastique, isotrope et non linéaire rapidement adoucissante. Dans tout repère de la plaque, la matrice de rigidité sécante pour le feuillet est de la forme :

$$[A] = EK(\max(E_1, E_2)) \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

De manière générale, la loi de comportement pour le feuillet situé à la cote z est de la forme  $\sigma_i(z) = a_{ij}(z) \gamma_j(z) = a_{ij}(z) (e_j + z\kappa_j)$ ,  $i, j = \{1,2,3\}$  où les  $a_{ij}$  sont les composantes des matrices présentées ci-dessus (ramenées du repère privilégié d'orthotropie au repère local de la plaque pour les matrices ii et iii).

Il ne reste à ce stade qu'à exprimer les efforts généralisés en fonction des contraintes  $N_i = \int_{expansion} \sigma_i(z) dz$ ,  $M_i = \int_{expansion} z \sigma_i(z) dz$  que l'on intègre numériquement par la méthode

de Simpson sur les feuillets (au nombre de 11 dans notre cas) pour obtenir la loi de comportement non linéaire homogénéisée de la maçonnerie entre contraintes et déformations généralisées (relation moments-courbures) sous forme algébrique :

	$\left[\sum s_n a_{11n}\right]$	$\sum s_n a_{12n}$	$\sum s_n a_{13n}$	$\sum s_n z_n a_{11n}$	$\sum s_n z_n a_{12n}$	$\sum s_n z_n a_{13n}$	
$\begin{bmatrix} N_1 \end{bmatrix}$	<sup>n</sup> sym	$\sum_{n=1}^{n} s_n a_{22n}$	$\sum_{n=1}^{n} s_{n} a_{23n}$	n SYM	$\sum_{n=1}^{n} s_n z_n a_{22n}$	$\sum_{n=1}^{n} s_n z_n a_{23n}$	$\left  \left[ e_1 \right] \right $
$\begin{vmatrix} N_2 \\ N \end{vmatrix}$	sym	<sup>n</sup> sym	$\overline{\sum_{n=1}^{n} s_n a_{33n}}$	sym	<sup>n</sup> sym	$\overline{\sum_{n=1}^{n} s_{n} z_{n} a_{33n}}$	$ e_2 $
$\begin{cases} N_{3} \\ M_{1} \end{cases} = \frac{n}{30}$	) sym	sym	<sup>n</sup> sym	$\sum s_n z_n^2 a_{11n}$	$\sum s_n z_n^2 a_{12n}$	$\overline{\sum_{n=1}^{n} s_n z_n^2 a_{13n}}$	$\kappa_1$
$M_2$	sym	sym	sym	<sup>n</sup> sym	$\sum_{n=1}^{n} s_n z_n^2 a_{22n}$	$\sum_{n=1}^{n} s_n z_n^2 a_{23n}$	$\kappa_2$
$[M_3]$	sym	sym	sym	sym	n SYM	$\sum_{n=1}^{n} s_n z_n^2 a_{33n}$	$\left\lfloor \kappa_{3} \right\rfloor$
		•	·	•	•	n	

On précise que la matrice est recalculée à chaque itération sans tenir compte de l'histoire passée du comportement. Autrement dit, lorsque les directions principales évoluent, l'orientation de la fissure suit (ou plutôt l'orientation du modèle orthotrope qui simule son existence). Ce modèle s'inscrit donc dans la catégorie des modèles dits « à fissure tournante » (Rots et Blaauwendraad, 1989) dont les deux intérêts maieurs sont qu'ils ne nécessitent pas de gérer plusieurs fissures et qu'ils ne sont pas sujets au phénomène dit de « blocage des contraintes » correspondant à une reprise de rigidité en cisaillement en cas de rotation des directions principales vis-à-vis de la direction d'une fissure existante puisque ces directions coïncident en permanence. De plus, la fermeture d'une fissure ne nécessite pas de traitement particulier puisqu'en cas de retour à des compressions le matériau redevient élastique avec ses propriétés d'origine (chose peu satisfaisante pour ce qui concerne le cisaillement sur les lèvres de la fissure mais qui est rarement importante car pour que le cisaillement sur les lèvres devienne influant, il faut à la fois inversion du signe des contraintes principales et rotation importante du repère principal, conditions rarement réunies conjointement dans un historique de chargement régulier).

On remarque ici que la dégradation des feuillets de manière non symétrique dans l'épaisseur des murs de maçonnerie entraîne des termes de couplage entre les comportements de membrane et de flexion.

Lorsque la maçonnerie est dans son domaine de comportement élastique (matrice (i) dans tout feuillet) les termes de couplage disparaissent et l'on retrouve alors la matrice élastique généralisée usuelle :

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} h & h\nu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ h\nu & h & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & h\frac{1 - \nu}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{h^3}{12} & \frac{h^3}{12}\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{h^3}{12}\nu & \frac{h^3}{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{h^3}{12}\frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ \kappa_1 \\ \kappa_2 \\ \kappa_3 \end{bmatrix}$$

Afin d'apprécier le comportement du modèle, nous avons simulé des cas tests dont quelques résultats sont présentés sur les illustrations suivantes. Sur ces figures, les graphes référencés « User Defined Variable 1 à 6 » montrent dans l'ordre les 3 composantes de déformation de membrane et les 3 composantes de courbure. Les graphes référencés « User Defined Variable 7 » présentent le taux de rupture des feuillets (la valeur 0 correspond à la maçonnerie saine, la valeur 1 à la maçonnerie rompue dans toute son épaisseur).

L'Illustration 251 présente le cas d'une traction dans la direction parallèle aux lits de pose. Une petite indentation a été pratiquée sur le maillage afin de rompre l'homogénéité des contraintes. La première image montre les déformations horizontales au moment de l'amorce de la rupture. On constate que la valeur maximale est de 5,84E-5, cohérente donc avec fv/E = 5,71E-5. La deuxième image montre l'amorce de la rupture au même instant. La troisième image montre la rupture à l'incrément suivant immédiatement. On constate qu'elle est restée bien localisée (ce sera le cas jusqu'à l'incrément final) et que la capacité résistante résiduelle (que l'on conserve pour le bon déroulement des calculs par le biais d'une raideur sécante ne s'annulant jamais) ne vient pas parasiter la réponse de l'ouvrage.

L'Illustration 252 présente le cas d'une traction dans la direction perpendiculaire aux lits de pose. La première image montre les déformations verticales au moment de l'amorce de la rupture. On constate que la valeur maximale est de 1,40E-5, cohérente donc avec fh/E = 1,42E-5. La deuxième image montre la rupture à l'incrément suivant immédiatement. Le constat est le même que précédemment.



Illustration 251 - Extension avec plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose (facteur 1 000 sur la déformée)



Illustration 252 - Extension avec plan de rupture parallèle aux lits de pose (facteur 1 000 sur la déformée)

L'Illustration 253 présente le cas d'une traction à 45° imposée de part et d'autre d'une ligne biaise d'éléments. La première image montre l'amorce de la fissuration. Elle apparaît pour une contrainte principale de 0,238 MPa sur la facette orientée à 47°5 par rapport à la verticale, le critère de rupture pour cette orientation donnant de son côté 0,237 MPa. La deuxième image montre la rupture à la fin du chargement, conforme à ce que l'on attendait.



Illustration 253 - Extension avec plan de rupture à 45° (facteur 10 000 sur la déformée)

Les illustrations suivantes présentent le cas d'une flexion dans le plan du mur. Celui-ci est soumis à son poids propre (appliqué progressivement) et aux conditions aux limites en déplacement nul montrées sur l'Illustration 254 qui idéalisent un défaut de portance du sol.



Illustration 254 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : conditions aux limites

L'Illustration 255 présente sur la deuxième image l'amorce de la fissuration dont on vérifie sur la première image qu'elle correspond bien à une extension horizontale en tête de mur proche de fv/E = 5,71E-5. L'Illustration 256 donne les mêmes informations après propagation de la fissure conduisant à la ruine.



Illustration 255 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : amorce de la fissuration (facteur 100 sur la déformée)



Illustration 256 - Comportement en console en cas de défaut de portance du sol : propagation de la fissure jusqu'à la ruine (facteur 100 sur la déformée)

L'Illustration 257 et l'Illustration 258 présentent le cas d'un mur soumis à des efforts de torsion. Afin de diluer les conditions aux limites ponctuelles appliquées (Illustration 257), le mur est maintenant chaîné par des poteaux et des poutres en béton armé demeurant dans leur domaine élastique.



Illustration 257 - Comportement en torsion d'un mur de maçonnerie chaînée : conditions aux limites

On constate sur l'Illustration 258 qu'après une amorce de fissuration dans les coins de la maçonnerie, la fissure se propage en croix de façon typique pour devenir maximale au centre, cette zone étant soumise avec la même intensité aux deux moments principaux.



Illustration 258 - Comportement en torsion d'un mur de maçonnerie chaînée : amorce et propagation de la fissuration (facteur 100 sur la déformée)

La présentation de ces développements un peu longs nous a semblé utile car le modèle homogénéisé construit permet, sans hypothèses ou approximations abusives, de simuler le comportement de la maçonnerie sujette à des fissures de traction de manière robuste et efficace sur la seule base d'informations issues des règlements en vigueur, en l'occurrence l'Eurocode 6. Il nous semble ainsi qu'il pourra trouver son utilité dans des travaux futurs sur le même thème ou plus largement, moyennant alors des extensions telles que la prise en compte de non linéarités du côté des compressions.

### 6.4.5. Simulation de l'effet du tassement d'un sol argileux sur un ouvrage maçonné aux murs de façade dépourvus d'ouvertures

Nous avons simulé l'effet du tassement du sol sur les maisons présentées à l'Illustration 249. Celles-ci sont pour l'instant dépourvues d'ouverture afin de faciliter l'analyse.

Nous présenterons dans la suite, pour les différentes situations envisagées, d'abord les résultats de calcul effectués en considérant un comportement élastique de la maçonnerie, ensuite, et seulement dans les cas où le calcul élastique ne permet pas à lui seul de statuer sur le comportement l'ouvrage, les résultats des calculs effectués en considérant cette fois le comportement non linéaire dont la modélisation a été décrite précédemment. Cette démarche permet de mener une analyse plus rapide du fait que dans les calculs élastiques on ne découpera le tassement qu'en 10 incréments (non linéarité liée au contact entre la maison et le sol) contre 100 incréments en analyse non linéaire.

Dans ce paragraphe, les illustrations présenteront les déplacements de l'ouvrage sous l'effet du tassement du sol, l'état du contact sol-structure et, portant la dénomination « User Defined Variable 7 », un indicateur sur l'atteinte de la limite élastique dans les feuillets des éléments de plaque décrivant la maçonnerie (la valeur 0 indique que tous les feuillets sont dans leur domaine élastique, la valeur 1 indique que la limite élastique est atteinte dans tous les feuillets, une valeur intermédiaire indique en proportion que certains des onze feuillets ont atteint leur limite élastique). Cette représentation a été préférée à celle des contraintes pour faciliter l'interprétation car elle permet par le biais d'une seule variable de juger de l'état de la maçonnerie dans son épaisseur en intégrant par ailleurs automatiquement le caractère orthotrope du critère. Cette définition est cohérente avec celle donnée au paragraphe précédent, la seule différence est que le modèle de comportement non linéaire n'est pas systématiquement activé lorsque la limite élastique est atteinte. Ainsi, lorsque des zones de la maçonnerie présenteront des valeurs non nulles, ces zones correspondront à des ruptures effectives dans les calculs non linéaires mais seulement à des ruptures potentielles dans les calculs linéaires. En effet, chaque zone étant susceptible par sa rupture de soulager les contraintes dans les autres zones, il n'y aura dans les calculs linéaires aucune certitude que plus d'une zone soit effectivement rompue.

Sur les illustrations suivantes seront présentés d'abord les résultats relatifs à la maison irrégulière puis ceux relatifs à la maison régulière. Deux profondeurs de fondations ont été simulées correspondant à la distance de la base des semelles à la surface naturelle du sol : 0,60 m, valeur proche du minimum permis par le DTU 13.11 et 1,20 m, minimum préconisé en l'absence d'étude de sol en zone B1 (aléa fort) par les Plans de Prévention des Risques établis par le MEDD. Le tassement a été envisagé en bord d'ouvrage pour une amplitude de la zone intermédiaire de 1 m (la ruine rapide rendant inutile l'étude d'amplitudes supérieures) et en coin pour les trois amplitudes 1, 2 et 4 m (voir Illustration 247et Illustration 248).

Dans toute la suite, on considèrera que l'axe Ox indique le Sud. Ainsi, le tassement en bord se fera sous la façade sud de l'ouvrage et celui en coin sous l'angle sud-ouest.

L'Illustration 259 montre les déplacements (zones d'isovaleurs des déplacements verticaux et vecteurs déplacements) de la maison irrégulière fondée à 0,6 m sous l'effet du tassement en bord (7,6 cm à la base des semelles équivalent à 10 cm en surface). On constate en premier lieu que, sous un tel tassement, la façade sud ne repose plus sur le sol. On constate également que l'irrégularité de la structure engendre une torsion de l'ouvrage dans la zone sud-ouest.



Illustration 259 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 260 montre les zones d'atteinte de la limite élastique (ou zones potentielles de rupture). La figure de gauche correspond au tassement de 10 cm en surface, celle de droite à un tassement de 1 cm seulement (pour identifier la zone qui devrait rompre en premier). On observe là encore la torsion de l'ouvrage (décroché orienté au Nord et dans une moindre mesure façade sud). On constate que cette torsion s'accompagne d'une sollicitation très importante de la façade orientale qui se retrouve d'autant plus fléchie (en console) sous l'effet du poids de la façade sud, en porte-à-faux. Dès l'origine du tassement, la façade orientale est le siège de 2 zones où la limite élastique est atteinte dans toute l'épaisseur de la maçonnerie faisant conclure à une rupture quasi immédiate sans calcul complémentaire.



Illustration 260 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 261 est l'analogue de l'Illustration 260 pour une maison maintenant fondée à 1,2 m. L'analyse est identique. La conclusion est différente au sens où les zones de rupture potentielles sont maintenant suffisamment faibles pour justifier une analyse non linéaire complémentaire.



Illustration 261 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 262 présente les zones de fissuration obtenues en prenant en compte le comportement non linéaire de la maçonnerie. On constate que la structure n'est plus stable pour un tassement de 7 mm en surface (perte de stabilité signifiée par l'impossibilité de converger). A l'incrément juste avant la rupture, on constate que la facade sud est le siège d'une fissure à 45° partant du pied de l'angle sud-est. Cette fissure a typiquement la forme de celles naissant dans les poutres rompues par effort tranchant. Elle est tout à fait cohérente avec la déformée de l'ouvrage et l'état du contact sol-structure présentés sur l'Illustration 263 où l'on observe que la rupture est située à l'aplomb d'une zone en porte-à-faux comprise entre la façade orientale portant sur le sol non tassé et la moitié de la façade sud portant sur le sol tassé. En assimilant le mur de maconnerie à une poutre haute, on constate que la comparaison de la hauteur du mur avec la largeur de la zone en porte-à-faux et le décalage vertical entre les zones d'appui de part et d'autre confortent pleinement dans l'idée d'une rupture par effort tranchant. Il est de ce fait logique que le calcul ne puisse continuer puisqu'il n'y a dans cette configuration aucune redistribution possible des efforts, la fissure progressant jusqu'à ce que la façade Sud soit coupée en deux. On observe encore sur l'Illustration 263 que ce mode de rupture a été provoqué par l'irrégularité de la structure qui a placé la façade sud entre deux zones de raideurs sensiblement différentes (façade orientale rigide se trouvant en console contre la façade ouest très souple du fait de la torsion lui permettant de suivre le tassement du sol).



Illustration 262 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)



Illustration 263 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

L'Illustration 264 et l'Illustration 265 présentent les résultats de la maison irrégulière fondée à 0,6 m sous l'effet du tassement en coin de 10 cm en surface pour des amplitudes de la zone intermédiaire de 1 m et 2 m. Malgré un défaut de portance localisé à l'angle sud-ouest, la limite élastique n'est jamais atteinte dans la maçonnerie. La structure supportant sans problème le tassement pour cette profondeur de fondation, il en sera nécessairement de même à la profondeur de 1,2 m et les calculs ne seront donc pas effectués. De la même manière, on conclura sans calcul à un bon comportement de la maison régulière dans ces situations.



Illustration 264 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)



Illustration 265 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 2 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 266 montre les déplacements (zones d'isovaleurs des déplacements verticaux et vecteurs déplacements) de la maison irrégulière fondée à 0,6 m sous l'effet du tassement en coin de 10 cm en surface pour une amplitude de la zone intermédiaire de 4 m. On constate en premier lieu que, sous un tel tassement, l'angle sud-ouest de la maison ne repose plus sur le sol. On constate également que l'irrégularité de la structure engendre une torsion de l'ouvrage dans cette zone.



Illustration 266 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 267 montre les zones d'atteinte de la limite élastique (ou zones potentielles de rupture). La figure de gauche correspond à un tassement de 10 cm en surface, celle de droite à un tassement de 1 cm seulement (pour identifier la zone qui devrait rompre en premier). On constate que la déformée de l'ouvrage s'accompagne d'une sollicitation très importante de la façade sud qui se comporte en console sous l'effet du poids de la façade ouest, en porte-à-faux. Dès l'origine du tassement, la façade sud voit sa limite élastique atteinte en partie haute dans toute l'épaisseur de la maçonnerie faisant conclure à une rupture quasi immédiate.



Illustration 267 - Maison irrégulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 268 est l'analogue de l'Illustration 267 pour une maison maintenant fondée à 1,2 m. L'analyse est identique. La conclusion est différente au sens où les zones de rupture potentielles sont maintenant suffisamment faibles pour justifier une analyse non linéaire complémentaire.



Illustration 268 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 269 présente les zones de fissuration obtenues en prenant en compte le comportement non linéaire de la maçonnerie. On constate que la structure n'est plus stable pour un tassement de 12 mm en surface. A l'incrément juste avant la rupture, on constate que la façade sud est le siège d'une fissure verticale partant de la partie haute du mur. Sous l'effet de la façade ouest en porte-à-faux, la façade sud fléchit comme une console et, après une fissuration bien étalée en partie haute grâce à la présence du chaînage qui conserve une capacité en traction, la fissure se propage de façon concentrée en descendant vers le lieu de la semelle où le contact avec le sol disparaît. On constate sur l'Illustration 270 que l'augmentation de la souplesse en flexion de la façade sud due à la naissance et à la propagation de la fissure ne permet pas à la façade ouest de reprendre appui sur le sol. Il n'y a donc pas de possibilité de stabilisation du phénomène qui va se prolonger jusqu'à la rupture totale de la façade.



Illustration 269 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)



Illustration 270 - Maison irrégulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

Considérons maintenant la maison régulière dans la même situation que précédemment. L'Illustration 271 montre que malgré le porte-à-faux important apparaissant à l'angle Sud-Ouest, la limite élastique n'est atteinte que de façon très localisée en tête des maçonneries des façades sud et ouest qui se partagent maintenant les efforts. La situation de la fondation à 0,6 m mérite donc un calcul non linéaire. En revanche, l'observation des incréments précédents permet de conclure sans calcul que la maison régulière fondée à 1,2 m ne risque pas de fissurer.



Illustration 271 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

L'Illustration 272 présente les zones de fissuration obtenues en prenant en compte le comportement non linéaire de la maçonnerie. On constate que la structure n'est plus stable pour un tassement de 84 mm en surface. L'Illustration 272 et l'Illustration 273 montrent que la situation des façades sud et ouest est identique à celle de la façade

sud de la maison irrégulière à ceci près que l'équilibre de la structure régulière, diminuant fortement les efforts, permet à celle-ci de résister à un tassement du sol beaucoup plus important.



Illustration 272 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)



Illustration 273 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

Le mauvais comportement observé de la maison irrégulière dans la situation d'un tassement en bord nous invite à traiter directement en non linéaire cette situation pour la maison régulière car on voit mal a priori comment elle pourrait supporter sans dommage le tassement de consigne de 10 cm en surface.

L'Illustration 274 montre les zones de fissuration obtenues pour la maison fondée à 0,6 m juste avant sa ruine qui est prévue ici pour un tassement de 8 mm en surface.

On constate que la fissuration tient de celles observées jusqu'ici. La façade sud est le sièges de fissures biaises (multiples du fait de la présence du chaînage) partant de ses angles inférieurs et remontant vers le centre de la paroi, typiques d'une rupture par effort tranchant. Les façades est et ouest sont sollicitées en consoles et après une fissuration bien répartie en tête due au chaînage voient une ou plusieurs fissures descendre vers les semelles (on remarque à ce propos que la symétrie d'origine du problème est perdue lorsque la fissuration devient importante). La déformée de l'ensemble et les zones de contact sol-structure montrées sur l'Illustration 275 confirment pleinement cette analyse.



Illustration 274 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)



Illustration 275 - Maison régulière (fondations à 0,6 m, tassement en bord, amplitude de la zone intermédiaire 1 m, maçonnerie non linéaire) : déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

Dans la même situation, la maison régulière fondée à 1,2 m de profondeur est restée stable jusqu'à un tassement de 16 mm en surface. Les graphes correspondants ne sont pas montrés car ils sont quasiment identiques à ceux-ci-dessus.

Le tableau suivant récapitule les résultats présentés. Dans ce tableau, le terme de ruine signifie que le calcul n'a pu converger vers une solution stable. Dans la réalité, cela correspondrait à la fissuration traversante d'un ou plusieurs murs sans pour autant que cela ne s'accompagne de la ruine complète de la structure (bien que celle-ci soit probable dans certains cas présentés plus haut si l'on en juge par l'importance des zones fissurées).

Cette petite synthèse va dans le sens des recommandations de l'Agence Qualité Construction. En effet, elle met en évidence l'intérêt de concevoir des structures régulières ou, dans le cas contraire, permet de comprendre le besoin de désolidariser, par un joint de rupture présent sur toute la hauteur de la construction, les parties de celle-ci présentant des différences telles que des phénomènes de torsion aux conséquences nuisibles sont à craindre en cas de mouvement du sol. Le tableau met également en lumière le bénéfice lié à une fondation profonde. Ce dernier point a un caractère évident puisque, pour un même tassement en surface, le tassement sous les semelles sera d'autant plus faible que celles-ci seront implantées profondément.

Comporte	ment de la	Type de maison					
structure er	n fonction de	irrégulière		régulière			
l'amplitude o	lu tassement	Profondeur des fondations					
en si	urface	0,6 m	1,2 m	0,6 m	1,2 m		
	En bord sur 1 m	Ruine peu après le démarrage du tassement	Ruine à 0,7 cm	Ruine à 0,8 cm	Ruine à 1,6 cm		
Forme du	En coin sur 1 m	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm		
tassement	En coin sur 2 m	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm	Rien à signaler à 10 cm		
	En coin sur 4 m	Ruine peu après le démarrage du tassement	Ruine à 1,2 cm	Ruine à 8,4 cm	Rien à signaler à 10 cm		

Illustration 276 – Synthèse des résultats issus de la modélisation

La précision des résultats annoncés dans le tableau ne doit pas abuser le lecteur, elle est naturellement très en décalage avec les nombreuses incertitudes sur les données du problème et avec les hypothèses simplificatrices adoptées. Cette précision n'a pour but que de permettre un classement entre les différentes situations étudiées et de mettre ainsi en évidence les effets de tel ou tel facteur sur le comportement de l'ouvrage.

La comparaison des tassements en coin montre l'influence déterminante d'un facteur supplémentaire : l'amplitude de la zone intermédiaire de retour à un sol humide sous la surface de la maison. On constate que plus le tassement s'étend loin sous la structure, plus la sinistralité est grande. Cet effet se comprend aisément car un tassement allant plus loin sous la structure augmente la taille des zones ne reposant plus sur le sol de fondation.

Pour bien comprendre les disparités fortes entre les réponses du tableau qui peuvent paraître contradictoires avec le fait que les situations sont apparemment voisines, il faut bien avoir à l'esprit le caractère fortement non linéaire de l'interaction sol-structure. En effet, lorsque le tassement s'opère, les réactions d'appui du sol diminuent dans la zone tassée jusqu'à l'éventuelle apparition locale d'un défaut total de portance. Celui-ci conduit à une bifurcation dans le comportement de l'ouvrage dans le sens où avant son apparition les contraintes dans la structure évoluent progressivement avec l'ampleur du tassement alors qu'après son apparition les contraintes évoluent avec l'ampleur de la zone ne reposant plus sur le sol (dépend de l'amplitude de la zone intermédiaire de retour à un sol humide). La réalité est un peu plus nuancée que cela mais cette schématisation du fonctionnement permet de comprendre que la question pour la structure est de savoir si les efforts engendrés par un défaut local de portance sont admissibles ou non. Dans l'affirmative, la structure peut résister à des tassements très importants dont l'amplitude importe peu pourvu que la zone intermédiaire de retour à un sol humide n'évolue pas. Dans le cas contraire, un tassement, même très faible. engendre la ruine de l'ouvrage. Ainsi, la maison régulière aurait pu présenter des résultats bien meilleurs pour le tassement en bord si les facades nord et sud avaient été moins larges. Il serait d'ailleurs tout à fait possible de définir la taille des façades en deçà de laquelle aucun dommage n'est plus à craindre.

Les pathologies observées montrent l'intérêt qu'il y a pour les constructions nouvelles à réaliser les façades en maçonnerie armée. Les efforts de traction observés dans la maçonnerie, s'ils dépassent sa capacité résistante, ne sont pas pour autant très élevés dans la plupart des cas. Ainsi des barres d'armatures croisées correctement ancrées aux chaînages et aux semelles de fondation seraient une solution suffisante. Dans le même esprit, un renforcement par bandes collées serait une solution intéressante pour les maisons existantes. Les outils développés dans le cadre de ce projet pourraient alors servir à dimensionner correctement les armatures ou les renforcements.

Lorsque la structure est régulière, les façades subissent des efforts essentiellement plans (moments de flexion et efforts tranchants dans leur plan). On pourrait alors être tenté de proposer des semelles de fondation plus épaisses (en hauteur) et mieux armées afin d'augmenter la capacité de l'ensemble semelle + mur de maçonnerie + chaînage vis-à-vis de ces efforts. Cette solution est certainement intéressante pour prévenir les fissures de cisaillement observées dans les zones en porte-à-faux (voir façade sud Illustration 274). En revanche, une petite étude sur l'effet de la semelle proposée dans le paragraphe suivant montre que cette solution n'apporte pas nécessairement un bénéfice, voire au contraire, vis-à-vis des fissures de traction observées en tête des murs fonctionnant en console (voir façades est et ouest Illustration 274).

# 6.4.6. Effet de l'épaisseur des semelles de fondation sur les efforts de traction en partie haute des murs de maçonnerie fonctionnant en console

L'ensemble semelle de fondation + mur de maçonnerie + chaînage est considéré dans ce paragraphe comme une poutre tricouche. L'Illustration 277 montre les notations nécessaires à la suite : Ei est le module de la couche i, pi sa masse volumique, ei son épaisseur, hi sa hauteur et zi la cote à mi-hauteur comptée à partir de la base de la semelle ; zg est la cote du centre de flexion de la poutre tricouche et p est la charge par mètre linéaire exercée en tête du mur.



Illustration 277 - Schéma de principe et notations de l'ensemble semelle + mur de maçonnerie + chaînage

Pour simplifier le raisonnement, on ne se préoccupera pas de la réaction du sol et des conditions aux limites aux extrémités de la « poutre ». Dans ces conditions, on peut simplement avancer que le moment fléchissant agissant sur la poutre est proportionnel au chargement lié à p et au poids propre du mur :  $M \equiv p + \sum \rho_i e_i h_i$ . Il est immédiat

qu'augmenter la hauteur de la semelle augmente le moment car sa masse volumique et son épaisseur sont toutes deux supérieurs à celles de la maçonnerie.

Calculons la cote zg du centre de flexion (position de la fibre neutre). Elle est telle que

 $\int_{S} (z - z_g) E(z) ds = 0. \text{ On obtient donc}: \ z_g = \frac{\sum_{i} E_i e_i h_i z_i}{\sum_{i} E_i e_i h_i}. \text{ Il est immédiat qu'augmenter}$ 

la hauteur de la semelle abaisse le centre de flexion. Dans le cas d'une poutre homogène, zg serait situé à mi-hauteur de celle-ci.

Calculons enfin la rigidité principale de flexion autour de G,  $Rpf_{/g} = \int_{S} (z - z_g)^2 E(z) ds$ .

On obtient donc directement par application de la formule de Huygens :

 $Rpf_{g} = \sum_{i} E_{i} \left( \frac{e_{i}h_{i}^{3}}{12} + e_{i}h_{i}(z_{i} - z_{g})^{2} \right)$ . Il est immédiat là encore qu'augmenter la hauteur

de la semelle augmente la rigidité principale de flexion. Dans le cas d'une poutre homogène, celle-ci serait égale au produit El de la poutre.

Partant de ces expressions, la contrainte de traction longitudinale apparaissant en tête de la maçonnerie lorsque la « poutre » fonctionne en console est de la forme :  $\sigma = \frac{E_2 M (h_1 + h_2 - z_g)}{R p f_{/g}}.$  On voit dans cette expression que les effets de M, zg et Rpf

sont en compétition et que l'évolution de la contrainte en fonction de la hauteur de la semelle dépendra de la valeur des paramètres. L'Illustration 278 montre cette évolution pour une « poutre » de hauteur constante égale à 4 m. Les autres quantités sont conformes à ce qui a été présenté jusqu'ici :  $E_1=E_3=15000$ MPa,  $E_2=7000$ MPa,  $\rho_1=\rho_3=2,3$ T/m<sup>3</sup>,  $\rho_2=2,1$ T/m<sup>3</sup>,  $e_1=0,5$ m,  $e_2=e_3=0,2$ m,  $h_1$  variable,  $h_2=4$ m- $h_1$ - $h_3$ ,  $h_3=0,2$ m, p=400daN/ml.



Illustration 278 - Evolution de la contrainte longitudinale en tête de la maçonnerie en fonction de l'épaisseur (en hauteur) de la semelle de fondation

Sur ce graphique, le coefficient de proportionnalité entre charges et moment a été ajusté de manière à obtenir des contraintes comparables à la résistance en traction de la maçonnerie pour un plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose (0,4 MPa). Le constat important est que, passée la valeur 0,3 m environ, une augmentation de la hauteur de la semelle augmente la contrainte de traction en tête du mur et augmente de ce fait le risque de fissuration.

La même évolution pour une maçonnerie creuse cette fois, de masse volumique 1 T/m<sup>3</sup>, toutes choses étant égales par ailleurs, est présentée sur l'Illustration 279. La situation est plus tranchée puisque l'augmentation de la hauteur de la semelle s'accompagne de façon monotone d'une augmentation du risque de fissuration.



#### Contrainte en partie haute de la maçonnerie [MPa]

Illustration 279 - Evolution de la contrainte longitudinale en tête de la maçonnerie en fonction de l'épaisseur (en hauteur) de la semelle de fondation – maçonnerie creuse

On constate donc, par un raisonnement reposant sur des hypothèses simples mais qui, nous semble-t-il, ne font pas perdre sa généralité à la conclusion, qu'augmenter la hauteur des semelles de fondation ne conduit pas au bénéfice attendu pour la structure, au contraire.

### 6.4.7. Effet du principe d'encadrement des ouvertures sur la tenue de la structure – simple linteau versus chaînage d'encadrement complet

Après avoir passé en revue les effets de différents cas de tassement sur des structures dépourvues d'ouvertures, nous allons maintenant analyser l'effet de leur présence dans la structure régulière dans les situations où aucune fissuration n'était observée jusqu'ici, à savoir : les tassements en coin pour les différentes amplitudes de la zone intermédiaire de retour à un sol humide sous la structure fondée à 1,2 m de profondeur. L'Illustration 280 présente les ouvertures aménagées dans la maison régulière et les deux modes d'encadrement étudiés.



Illustration 280 - Ouvertures dans la maison régulière fondée à 1,2 m avec renforcements par simples linteaux ou par chaînages d'encadrement

Les calculs menés en première approche en considérant la maçonnerie élastique ont montré que, pour les amplitudes de la zone de retour à un sol humide de 1 et 2 m, la limite élastique n'était nulle part atteinte dans la maçonnerie. En revanche, l'Illustration 281 montre que, quel que soit le mode de renforcement des ouvertures (linteaux sur la figure de gauche, chaînage d'encadrement sur la figure de droite), la limite élastique est atteinte dans certaines zones de la maçonnerie proches des ouvertures lorsque la zone intermédiaire est de 4 m sous la maison.



Illustration 281 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie linéaire) : zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

Le tassement étant imposé à l'angle sud-ouest comme précédemment, on observe des zones potentielles de fissuration autour des ouvertures des façades sud et ouest dans le cas du renforcement par linteaux. Ces zones ne concernent plus que l'ouverture de la façade ouest située le plus près du coin tassé dans le cas du renforcement par



chaînage. Afin de mener plus loin la comparaison, nous avons simulé la même situation en considérant cette fois le comportement non linéaire de la maçonnerie.

Illustration 282 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des linteaux) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

L'Illustration 282 montre les zones de fissuration obtenues dans la façade ouest dans le cas du renforcement par linteaux juste avant sa ruine qui est prévue ici pour un tassement de 5 mm en surface. Le faciès de rupture est conforme à l'intuition, la façade fonctionnant en console subit des tractions importantes aux angles des ouvertures par lesquels passent des perpendiculaires à la ligne de courbure du mur fléchi. Aucune redistribution des efforts n'étant possible dans cette situation, la fissure se propage jusqu'à couper la façade en deux.

La structure aux ouvertures renforcées par des chaînages se comporte bien mieux puisque l'on constate sur l'Illustration 283 que la ruine ne se produit que pour un tassement en surface de 82 mm. Le faciès de rupture, du même type que précédemment, est confiné pendant longtemps, grâce à la présence du chaînage, dans le panneau de maçonnerie présent sous l'ouverture la plus proche du coin tassé. La ruine intervient alors lorsque la souplesse acquise par la fissuration dans ce panneau n'est plus suffisante pour que les zones voisines restent dans leur domaine élastique. A ce stade, la fissure dépasse le chaînage jusqu'à la rupture de la façade.



Illustration 283 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

Ainsi, pour une fissure initiée dès 9 mm de tassement en surface, on constate sur l'Illustration 284 que celle-ci se propage en restant confiné dans un unique panneau de maçonnerie jusqu'à 60 mm de tassement en surface.



Illustration 284 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : propagation de la fissuration (facteur 200 sur la déformée)

A 60 mm de tassement en surface, on constate sur l'Illustration 285, présentant les déformations généralisées horizontales, verticales et de cisaillement, que le panneau fissuré donne assez de souplesse à l'ensemble pour que le reste de la façade subisse des déformations suffisamment faibles pour que la maçonnerie demeure dans son domaine élastique.



Illustration 285 - Maison régulière (fondations à 1,2 m, tassement en coin de 60 mm en surface, amplitude de la zone intermédiaire 4 m, maçonnerie non linéaire, ouvertures renforcées par des chaînages) : déformations généralisées e<sub>1</sub>, e<sub>2</sub> et e<sub>3</sub> (facteur 200 sur la déformée)

On constate ainsi que la présence de chaînages a un effet bénéfique vis-à-vis de simples linteaux non pas tant par la diminution des efforts qu'ils engendrent dans la maçonnerie avant l'initiation d'une fissure (ce point serait à étudier au même titre que cela a été fait pour les semelles) mais bien plus par leur effet de confinement de la propagation de la fissuration dans un panneau de maçonnerie. Ce confinement a permis dans notre cas à la structure fissurée de rester stable jusqu'à un tassement de 8,2 cm en surface contre seulement 0,5 cm pour la même structure renforcée aux ouvertures par de simples linteaux.

### 6.4.8. Bilan des résultats de modélisation – perspectives envisagées

Nous avons réalisé dans cette étude une procédure de calcul dans le code aux éléments finis « MARC » permettant la simulation du comportement non linéaire d'ouvrages en maçonneries chaînées fondés sur un sol argileux sujet au tassement. Cette procédure comprend une modélisation simple et idéalisée du comportement du sol en fonction de son état hydrique. En revanche, un effort particulier a été consenti à mettre en œuvre un modèle de comportement pour la maçonnerie qui permette des simulations rapides et robustes de structures sans approximations abusives.
Ces développements ont permis d'étudier par simulation numérique les effets de facteurs déterminants sur le comportement des ouvrages maçonnés sur sols argileux. Ainsi, au-delà de l'amplitude du tassement, nous avons mis en évidence l'importance de l'ampleur de la zone de transition sol sec / sol humide sous l'ouvrage. Plus cette zone de transition va loin sous la structure, plus grande est la zone sous les semelles où un défaut de portance du sol est observé et donc plus fort est le risque d'apparition de fissures.

Ces simulations nous ont fait comprendre le fonctionnement des structures en cas de tassement du sol et nous ont fait retrouver les recommandations ou prescriptions réglementaires concernant :

- l'intérêt de concevoir des structures régulières,
- le besoin de désolidariser les parties de construction présentant des différences telles (en forme, en raideur, en système de fondation...) que des phénomènes de torsion aux conséquences nuisibles sont à craindre en cas de mouvement du sol,
- l'intérêt de fonder plus profondément les structures,
- la nécessité de mettre en œuvre des chaînages horizontaux et verticaux correctement liaisonnés,
- la nécessité d'armer correctement les semelles de fondation.

De plus, un résultat de simulation apparemment aberrant en première lecture (non présenté dans le document) nous a conduits vers un raisonnement remettant en cause l'idée selon laquelle une semelle plus épaisse a nécessairement un effet bénéfique sur la structure. Ce raisonnement a permis de montrer que, pour les murs fonctionnant en console du fait du tassement, épaissir la semelle avait au contraire pour effet d'accélérer l'apparition de fissures verticales en tête des murs.

Enfin, des calculs particuliers dédiés à l'étude des modes de renforcement des ouvertures par simples linteaux ou chaînages d'encadrement complets ont montré comment et pourquoi les chaînages pouvaient assurer la tenue de la structure là où les linteaux n'ont pour ainsi dire aucun effet.

Un facteur n'a pas été étudié par calcul car ses effets sont évidents. Il s'agit de la qualité d'origine et de l'entretien de la maçonnerie, ou plus précisément des joints liant les blocs de maçonnerie. On comprend que, devant le comportement à seuil de la maçonnerie associé au caractère fragile de la rupture des joints, une petite diminution de la capacité résistante en traction des joints puisse engendrer un comportement radicalement moins bon de la structure. Il y a donc un grand intérêt à réaliser des joints de bonne qualité et à assurer leur entretien au cours de la vie de l'ouvrage.

Chaque composante de la modélisation réalisée nécessiterait d'être enrichie :

 le modèle de sol en premier lieu qui devra tirer profit des travaux réalisés par le LAEGO et le LMSS-MAT afin de mieux décrire l'état hydrique du sol et ses effets sur la déformation de celui-ci,

- le modèle homogénéisé pour la maçonnerie ensuite dans lequel il conviendrait sans doute d'ajouter la prise en compte d'un frottement entre blocs après rupture pour augmenter la raideur sécante du modèle qui semble à l'heure actuelle trop rapidement adoucissante dans le cas de ruptures perpendiculaires aux lits de pose,
- le modèle décrivant le comportement des chaînages et des semelles enfin qui sont réputés rester dans leur domaine élastique dans cette étude et qui gagneraient à évoluer vers un modèle de type poutre en béton armé non linéaire traitant l'apparition de rotules plastiques.

Ces améliorations et corrections nécessiteront une confrontation quantitative avec les données de terrain, cette confrontation n'ayant à l'heure actuelle prouvé les capacités du modèle que sur le plan qualitatif.

Les résultats présentés ont montré également que certaines simplifications sont possibles qui permettraient d'alléger la démarche et la rendre ainsi plus opérationnelle pour des études paramétriques. Nous pensons notamment à la possibilité d'alléger la procédure de contact, très générale ici, dont seule la composante verticale est réellement utile (remplacement par des ressorts non linéaires). Nous pensons également à la possibilité, dans le cas de structures régulières, d'effectuer des calculs en contraintes planes sur les façades traitées séparément, moyennant des conditions aux limites convenables.

Il semble qu'en l'état, moyennant une confrontation complémentaire aux données de terrain et à des essais de laboratoire en vraie grandeur, le modèle puisse toutefois être d'une grande utilité dans les situations suivantes :

- la conception de règles de dimensionnement simples s'appuyant sur les modes de ruine observés,
- la validation d'une solution constructive ou la comparaison de différentes solutions afin de déterminer celle conduisant au risque de fissuration le plus faible,
- l'expertise après sinistre qui permettrait de statuer si celui-ci est dû uniquement au mouvement du sol ou à la conjonction de ce mouvement avec une malfaçon,
- le dimensionnement d'une maçonnerie armée en ouvrage neuf ou celui de renforcements par bandes collées en réhabilitation.

# 7. Analyse d'expertises de sinistres imputés au retrait-gonflement (CEBTP-SOLEN)

#### 7.1. PRESENTATION DE L'ECHANTILLON ANALYSE

L'analyse a porté sur 994 rapports de diagnostic géotechnique dont la sécheresse a été définie comme étant le facteur principal de l'apparition des désordres. Ces rapports commandés principalement par des experts d'assurances ont été traités pour des désordres apparus entre 1988 et 2003.

Ces dossiers ont été réalisés par trois agences de CEBTP-SOLEN :

- Siège de SOLEN à Chartes (28)
- Agence CEBTP de Tours (37)
- Agence SOLEN de La Riche (37)

Les études concernent donc plus particulièrement l'Île de France et la région Centre, cependant les ouvrages sinistrés sont situés dans 47 départements (Illustration 286 et Illustration 287).



Illustration 286 - Répartition géographique des dossiers étudiés

REGION	Département		Nombre de dossier	Total par région
ILE DE FRANCE	Yvelines	78	107	
	Seine et Marne	77	70	361
	Essonne	91	48	
	Val d'Oise	95	41	
	Val de Marne	94	37	
	Seine Saint Denis	93	35	
	Hauts de Seine	92	22	
	Paris	75	1	
CENTRE	Indre et Loire	37	161	345
	Loir et Cher	41	106	
	Eure et Loire	28	42	
	Indre	36	18	
	Loiret	45	11	
	Cher	18	7	
AQUITAINE	Dordogne	24	47	72
	Gironde	33	12	
	Lot et Garonne	47	11	
	Pvrénées Atlantiques	64	2	
MIDI-PYRENEES	Haute Garonne	31	36	58
	Tarn et Garonne	82	12	
	Gers	32	5	
	Tarn	81	5	
POITOU CHARENTE	Vienne	86	39	50
	Charente Maritime	17	7	
	Deux Sèvres	79	3	
	Charente	16	1	
	Puv de Dôme	63	25	
AUVERGNE	Allier	3	4	29
PACA	Bouche du Rhône	13	19	
	Vaucluse	84	5	
	Alpes de Haute Provence	4	3	29
	Alpes Maritime	6	1	
	Var	83	1	
LANGUEDOC-ROUSSILLON	Hérault	34	8	
	Gard	30	3	11
PAYS DE LOIRE	Sarthe	72	6	
	Vendée	85	3	10
	Maine et Loire	49	1	
BASSE NORMANDIE	Orne	61	7	7
NORD PAS DE CALAIS	Nord	50	7	7
HAUTE NORMANDIE	Furo	27	5	
	Seine Maritime	76	5	6
BOURGOGNE	Nièvre	58	4	_
	Yonne	89	1	5
LORRAINE	Meurthe et Moselle	54	2	
	Moselle	57	-	3
RHONE ALPES	Drôme	26	1	1
	ΤΟΤΔΙ	47	001	-
		71	-00	1

Illustration 287 – Répartition régionale des dossiers étudiés

On peut constater que la répartition géographique correspond à la carte des départements sinistrés, établie en termes de nombre d'occurrences d'arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse rapporté à 100 communes (Illustration 288). Ainsi, l'échantillonnage peut être considéré comme représentatif.



Illustration 288 – Classement des départements français en fonction du nombre d'occurrences de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse rapporté à 100 communes, à la date du 15 août 2006 (BRGM, données prim.net)

#### 7.2. PARAMETRES RELEVES SUR LES DOSSIERS

Afin d'effectuer une analyse complète des dossiers, il a été réalisé une fiche de synthèse géotechnique par dossier décomposée en 8 rubriques. Une première série permettant de recueillir les données, la seconde définissant la cause des désordres et les mesures confortatives :

#### **RECUEIL DES DONNEES**

• Généralités :

Cette rubrique regroupe :

- la localisation de l'ouvrage (adresse, coordonnées Lambert)
- l'historique de l'ouvrage (année de construction, date d'apparition des désordres, année d'aggravation du sinistre)
- l'échelle des désordres fractionnée en 4 catégories :
  - F1 : fissuration d'ouverture <1mm ;
  - F2 : 1mm < fissuration moyenne < 5mm ;
  - F3 : fissuration d'ouverture importante > 5mm ;
  - F6 : affaissement de dallage

Les trois premières catégories correspondant aux fissures affectant les structures porteuses, la dernière catégorie réservée au dallage étant associée au trois premières

#### • Description de la construction :

Cette rubrique a été scindée en deux sous rubriques :

- la géométrie de l'ouvrage comprenant principalement
  - Nombre de niveaux
  - Présence d'un sous-sol, complet ou partiel, complètement ou partiellement enterré
  - Existence d'extension ou garage
- La structure
  - Type de matériaux de construction
  - Nature du plancher bas (dallage, plancher sur vide-sanitaire)

#### • Description des désordres :

Cette rubrique permet de préciser la nature des désordres, leur localisation et leur amplitude.

#### • Environnement immédiat :

Cette rubrique s'intéresse aux abords de la construction, au niveau :

de la topographie

- de la végétation
- de la gestion des eaux superficielles

#### • Les fondations :

Cette rubrique permet de préciser le système de fondation et le niveau d'assise

#### • Les sols d'assise :

Cette rubrique permet de définir les caractéristiques des sols :

- La nature et l'épaisseur de sols sensibles
- Les résultats des essais de laboratoire (paramètres d'identification et d'état)

#### ANALYSE ET PRECONISATIONS

#### • Cause des désordres :

Cette rubrique recense les facteurs aggravant ayant concouru à l'apparition des désordres.

#### • Mesures de traitement préconisées :

Cette rubrique liste les mesures confortatives proposées pour réparer l'ouvrage, elle se regroupe en trois catégories :

- Les mesures agissant sur l'environnement de la construction (imperméabilisation des abords, barrière anti-racines, gestion des eaux superficielles)
- Les reprises en sous-œuvre (puits, micro-pieux...)
- Les travaux de confortement de la super-structure (chaînages, joint de construction...)

Observation : des mesures appartenant aux différentes catégories ont pu être préconisée sur le même sinistre – par exemple imperméabilisation des abords et réalisation de chaînages.

#### 7.3. ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS

Pour simplifier l'analyse sur les schémas, la valeur la plus importante a systématiquement était mise en rouge et la valeur non renseignée (renseignement non indiqué dans le rapport du diagnostic) a été indiquée en gris.

#### 7.3.1. Caractéristiques de la construction

#### Niveaux

En premier lieu les statistiques portent sur le nombre de niveaux de la construction en tenant compte également des niveaux partiels (sous-sol partiel ou construction mixte avec une partie en RDC et une autre de type R+1).

En second lieu, l'analyse porte sur les ouvrages avec sous-sol, et sur leur position par rapport à la surface topographique environnante.



Illustration 289 – Répartition des sinistres étudiés selon le nombre de niveaux de la construction



Illustration 290 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de sous-sol

#### Structure

Les statistiques portent sur le type de maçonnerie et sur la nature du plancher bas de l'ouvrage.



Illustration 291 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de maçonnerie



Illustration 292 – Répartition des sinistres étudiés selon la nature du plancher bas

#### Fondations

Tout d'abord les statistiques traitent le type de fondation et ensuite le niveau d'assise (niveau entre la surface topographique existante et la base des fondations).



Illustration 293 – Répartition des sinistres étudiés selon le type de fondation



Illustration 294 – Répartition des sinistres étudiés selon le niveau d'assise

#### Age

Il a été choisi 4 tranches d'age, les ouvrages de moins de 10 ans encore couverts par la garantie décennale, ceux relativement récent entre 10 à 20 ans, les ouvrages anciens entre 10 et 99 ans et enfin les ouvrages très anciens âgés de 100 ans et plus.



Illustration 295 – Répartition des sinistres étudiés selon l'âge de la construction

#### 7.3.2. Échelle des désordres

L'échelle des désordres fractionnée en 4 catégories. Les trois premières catégories correspondent aux fissures affectant les structures porteuses, la dernière catégorie relative à l'affaissement du dallage étant associée aux trois premières.



Illustration 296 – Répartition des sinistres étudiés sur l'échelle des désordres

#### 7.3.3. Topographie du site

Deux cas ont été distingués : terrain plat ou en pente.



Illustration 297 – Répartition des sinistres étudiés selon la pente du terrain

#### 7.3.4. Caractérisation des sols d'assises

Les quatre paramètres les plus utilisés, issus des essais de laboratoires, sont analysés ci-dessous. Il s'agit de 3 paramètres permettant la classification des sols (le passant à 80  $\mu$ m, la valeur au bleu de méthylène, l'Indice de plasticité) et d'un paramètre de comportement (le coefficient de retrait linéaire RI)

Les tableaux fournissent le pourcentage pour chaque catégorie y compris la fraction de non renseigné ; les graphiques correspondent aux réponses renseignées sur chaque essai.



Illustration 298 – Répartition des sinistres étudiés selon la granulométrie du sol d'assise



Illustration 299 – Répartition des sinistres étudiés selon la valeur de bleu du sol d'assise



Illustration 300 – Répartition des sinistres étudiés selon l'indice de plasticité du sol d'assise



Illustration 301 – Répartition des sinistres étudiés selon le retrait linéaire du sol d'assise

#### 7.3.5. Diagnostic

Dans le cadre des diagnostics géotechniques, il a été déterminé les facteurs ayant pu contribuer à l'apparition des désordres ou à l'amplitude du sinistre (appelés facteurs aggravants).

Ces facteurs peuvent appartenir à deux catégories principales :

- Soit au niveau de la structure de l'ouvrage, ce qui correspond à l'absence ou la faiblesse des chaînages, des joints, à des fondations hétérogènes...
- Soit au niveau de l'environnement de la construction, comme les sols hétérogènes, les eaux superficielles, la topographie du site, la végétation...

La végétation étant un facteur très important, elle a été distinguée des autres facteurs environnementaux.



Illustration 302 – Répartition des sinistres étudiés selon la présence de facteurs aggravants



Illustration 303 – Répartition des facteurs aggravants liés à l'environnement de la construction



Illustration 304 – Répartition des facteurs aggravants liés à la structure de la construction

#### 7.3.6. Préconisations

Les traitements proposés ont été classés en 12 catégories, appartenant à deux groupes principaux :

- Traitement sur la structure de la construction (reprise en sousœuvre, réalisation de chaînages...)
- Traitement sur l'environnement immédiat de la construction (imperméabilisation des abords, drainages...)



Illustration 305 – Répartition des préconisations proposées sur l'environnement et la structure de la construction

Pour tenir compte du fait que différents traitements ont été proposés sur un même sinistre, il est fourni ci-après un tableau accompagné d'histogrammes regroupant tous les traitements.



Illustration 306 – Répartition des préconisations proposées sur l'environnement de la construction



Illustration 307 – Répartition des préconisation proposées sur la structure de la construction

Pour l'analyse globale, il est présenté ci-après un graphique regroupant les grands principes de confortement, (l'imperméabilisation des abords et les reprises en sous-œuvre par puits ou micro-pieux)



Illustration 308 – Répartition globale des principales préconisations proposées

## 7.4. MISE EN EVIDENCE DE FACTEURS DE PREDISPOSITION, DE DECLENCHEMENT ET D'AGGRAVATION

#### 7.4.1. Localisation de la construction

Le premier élément concerne la localisation de l'ouvrage qui va permettre d'en déduire la géologie du site.

En effet, sur la carte de répartition des sinistres étudiés (Illustration 286) on constate que la grande majorité des sinistres se situe dans les bassins sédimentaires (Parisien et Aquitanien) où un remplissage argileux s'est produit au cours des temps.

#### 7.4.2. Sensibilité des sols supports

Les paramètres du sol sont relativement peu renseignés au niveau des dossiers, ainsi ils figurent sur un quart des dossiers (pour le passant et la Vbs) et seulement 4 % pour

l'Indice de Plasticité. De même, le paramètre de comportement n'est renseigné que pour 30 % des dossiers.

Malgré cela, on constate que les classifications sont relativement homogènes et que les sinistres se répartissent relativement de façon égale sur les trois classes de sols (A2, A3 et A4) c'est-à-dire les sols de sensibilité moyenne à très forte.

Il est a signaler que les sols classés insensibles ou de sensibilité faible représentent tout de même environ 10 % des cas renseignés.

Le paramètre de comportement analysé est le coefficient de retrait linéaire. Les résultats indiquent que pour plus de deux tiers des cas, la sensibilité est classée moyenne et que pour 25 % des dossiers concernés la sensibilité est considérée comme faible. Ainsi, soit les essais n'ont été réalisés que dans des cas douteux au niveau de la sensibilité, soit la classification déduite de cet essai est à revoir.

#### 7.4.3. Topographie du site

Au prime abord, la topographie ne semble pas être une caractéristique déterminante, puisque les sinistres observés se répartissent approximativement moitié sur des parcelles planes et moitié sur des parcelles pentues.

Cependant, dans 14 % des cas, la pente du terrain est identifiée comme étant un facteur aggravant.

#### 7.4.4. Végétation

La végétation en bordure des habitations et principalement les arbres ont été mis en cause dans trois quarts des sinistres.

Ceci constitue le premier des facteurs aggravants.

#### 7.4.5. **Protection des abords**

La notion de protection des abords s'entend sous l'aspect protection contre les échanges hydriques, c'est-à-dire contre les infiltrations d'eau météoriques ou de ruissellement et contre l'évaporation.

Dans environ la moitié des cas une protection hétérogène des abords a été désignée comme étant un facteur aggravant.

#### 7.4.6. Fuite de canalisation

Dans environ un tiers des cas une fuite de réseau d'eau (eau potable, eau pluviale ou eaux usées) a aggravé les désordres.

Il faut cependant noter qu'il est difficile de déterminer si la fuite existait avant l'apparition des désordres ou si elle est la conséquence des désordres, le mouvement de la structure ayant pu entraîner la rupture de la canalisation.

Ainsi concernant l'environnement de l'ouvrage, il peut être défini un contexte particulièrement agressif pour les constructions, si un ou plusieurs des facteurs suivants classés suivant leur importance décroissante sont présents :

- ouvrage dans un grand bassin sédimentaire (présence d'argile sensible au phénomène de retrait-gonflement),
- sols pouvant être classés à partir des essais de laboratoires entre moyennement et très sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement
- présence de végétation (arbres proches de la construction),
- protection des abords hétérogènes contre les échanges hydriques,
- fuite de réseau d'eau,
- terrain pentu.

#### 7.5. MISE EN EVIDENCE DE STRUCTURES PARTICULIEREMENT VULNERABLES

#### 7.5.1. Nombre de niveaux de la construction

L'analyse du millier de dossier consultés a permis de constater que dans 70 % des cas l'ouvrage comportait deux ou trois niveaux, c'est-à-dire que la maison était de type rezde-chaussée avec combles ou rez-de-chaussée avec un étage et des combles et que seul 5 % des ouvrages comportaient un sous-sol totalement enterré.

Il a été également mis en évidence que dans 20 % des cas, la construction possédait au moins deux parties avec un nombre de niveaux différent.

#### 7.5.2. Structure de la construction

Les éléments les plus importants sont résumés ci-dessous :

Les trois-quarts des ouvrages sinistrés ont été édifiés avec des matériaux de construction différents selon les parties distinctes de l'habitation (structure mixte).

Les deux tiers des ouvrages possèdent un dallage sur terre plein.

Dans la moitié des cas, les investigations ont permis de mettre en évidence un défaut de chaînage.

Il a été constaté dans 14 % des sinistres, que les désordres avaient été aggravés par l'absence de joint de construction entre les différents corps d'habitation.

#### 7.5.3. Fondations

Les ouvrages sinistrés reposent dans leur très grande majorité sur des semelles filantes.

Dans 87 % des cas le niveau d'assise des fondations est inférieur à 1,20 m de profondeur par rapport à la surface topographique.

Dans plus d'un tiers des cas le niveau d'assise a été jugé insuffisant et dans 24 % des sinistres la profondeur de protection contre le gel n'a pas été respectée.

#### 7.5.4. Age de la construction

On observe que la moitié des ouvrages sinistrés a moins de 20 ans et environ 15 % a moins de 10 ans. Cependant pour se rendre compte de l'intérêt de ce critère il faudrait connaître la répartition des âges de la population totale des constructions individuelles.

Ainsi concernant la structure, il peut être défini une construction type sensible au phénomène sécheresse :

- c'est une maison de deux ou trois niveaux (en comptant les combles), souvent constituée de plusieurs parties ayant un nombre de niveaux différents et construits en matériaux différents ; son plancher bas est un dallage sur terreplein et l'on observe un défaut de chaînage : cette description correspond à un ouvrage globalement peu rigide,
- l'ouvrage repose sur des semelles filantes ancrées à moins de 1,20 m de profondeur par rapport à la surface topographique.

#### 7.6. REFLEXION SUR LES SOLUTIONS CONSTRUCTIVES SUSCEPTIBLES DE DIMINUER LE RISQUE DE DESORDRES DANS LES BATIMENTS

#### 7.6.1. Préambule

Sur la base des analyses des sinistres présentés plus haut et des facteurs de prédisposition, de déclenchement et d'aggravation mis en évidence, les réflexions sur les solutions constructives susceptibles de diminuer le risque de désordres dans les bâtiments doivent être menées sur deux plans :

- sur la conception et l'exécution des ouvrages proprement dit,
- sur l'environnement immédiat de ces ouvrages.

Notons que la synthèse statistique réalisée porte sur un échantillon d'ouvrages sinistrés. Il faut tenter de la rattacher à la population globale des constructions de type maisons individuelles pour affiner le raisonnement.

#### 7.6.2. Action sur la structure

#### Fondations

Il est nécessaire d'approfondir les fondations de manière à descendre ces dernières à une profondeur où les variations hydriques saisonnières sont peu à pas significatives en terme de retrait des argiles et donc de mouvement de sol.

Une profondeur minimale d'encastrement des fondations de 1,20 m par rapport au terrain fini extérieur a été retenue après les premières périodes de sécheresses 1989/92. Cependant il demeure de l'ordre de 8 % des cas de sinistre sur des ouvrages dont les fondations reposent à plus de 1,20 m de profondeur. Les nouvelles périodes de déficit hydrique, l'analyse des sinistres et les expérimentations en cours conduisent à proposer d'approfondir ce niveau à 1,50 m minimum.

Dans tous les cas, cette profondeur théorique doit être adaptée en fonction des résultats de l'étude géotechnique et notamment : de l'épaisseur des argiles, de la sensibilité de ces dernières, des caractéristiques de l'ouvrage et de l'environnement.

Pour un même ouvrage sans joint de construction, la profondeur d'assise doit être homogène.

Dans le cas de semelles continues, elles doivent être armées et rigidifiées.

#### Dallage

Les dallages sur terre-plein peuvent être affectés en périmétrie de l'ouvrage par la dessiccation des sols. Ils sont donc à éviter ; les niveaux bas seront de préférence traités en plancher porté par les fondations.

Un vide sanitaire doit être réalisé en cas de sols gonflants.

#### Superstructure

La structure doit être suffisamment rigide, ce qui nécessite de soigner, voire de renforcer les chaînages des constructions standards (la réalisation d'un plancher bas porté contribue à améliorer la rigidité de la structure).

Il convient de prévoir des joints de constructions complets, rapprochés en cas de bâtiment allongé, à chaque aile de bâtiment, ou dans le cas où le bâtiment présente un nombre de niveaux sensiblement différent.

Ces joints intéressent toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations.

#### Canalisation

Étant donné qu'un grand nombre de sinistre ont été sérieusement aggravé à cause de fuite de canalisation, il nous semble nécessaire que l'ensemble des canalisations d'eau, et les sorties de celles-ci soient souples pour éviter les ruptures en cas de mouvement du sol. Il doit être prévu, principalement au niveaux des franchissements des soubassements, des fourreaux avec un jeu suffisant, des joints rapprochés pour permettre la déformation et des regards visitables.

#### 7.6.3. Action sur l'environnement

#### Eaux superficielles

Le principe de base est d'éloigner de l'ouvrage toutes les eaux de circulations superficielles et de gérer les eaux météoriques.

Les eaux de toitures doivent impérativement être recueillies et évacuées dans un réseau adapté raccordé à un exutoire éloigné de la maison.

Dans le cas d'une pente ramenant les eaux vers l'ouvrage on pourra :

- reprofiler la topographie du site au pourtour de l'ouvrage pour éloigner les eaux des façades et des fondations,
- mettre en place des caniveaux ou des tranchées drainantes en amont hydraulique afin d'intercepter ces eaux de ruissellement,

Il est également possible de mettre en place en périphérie de l'ouvrage une forme imperméable, en pente vers l'extérieur et d'une largeur de 2 à 3 m, de façon à couper les échanges extérieurs dus à l'évapotranspiration.

#### Végétation

Compte tenu de l'influence évidente des arbres à haute tige et des haies sur la dessiccation des sols, il est impératif d'éloigner toute plantation d'arbre à une distance égale à 1,5 fois la hauteur de l'arbre adulte.

Dans beaucoup de cas, cette disposition peut paraître très contraignante en raison de la surface réduite des terrains, voire impossible dans le cas de maison implantée en limite de propriété avec un terrain voisin boisé.

On peut envisager en variante, la réalisation d'écran anti-racine installé entre la maison et l'arbre concerné.

Ainsi, il peut être proposé pour prévenir l'apparition de sinistre du retrait-gonflement de réaliser une protection en périphérie des ouvrages.

Cette protection doit permettre de limiter les échanges hydriques au niveau des sols supports. Elle doit donc être composée d'un écran horizontal étanche sur une largeur minimale de 2,50 m et d'une bêche périmétrique empêchant la migration horizontale de l'eau (par capillarité ou autre) et le cas échéant la progression des racines de la végétation environnante.

# 8. Analyse des résultats obtenus (ensemble des partenaires)

#### 8.1. ELEMENTS CONCERNANT LA COMPREHENSION DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT (LMSSMAT, LAEGO)

D'un point de vue fondamental, le phénomène de retrait-gonflement apparaît relativement bien connu, à la fois à l'échelle microscopique (évolution de la texture du sol, de la répartition de l'eau, etc.) qu'à l'échelle macroscopique : les courbes de drainage-humidification permettent d'appréhender l'amplitude du retrait ou du gonflement d'un sol donné dans la mesure où l'on est capable de prévoir l'amplitude des variations de teneur en eau ou, mieux, de succion. Les paramètres de nature ou d'état du sol influant sur ces courbes sont assez bien connus. Les cycles de sécheresse-réhumidification semblent ne jouer qu'un rôle relativement mineur dans le comportement, dans la mesure où l'on atteint rapidement un état stabilisé. Les corrélations existant entre les paramètres caractéristiques de ces courbes et la limite de liquidité (ou l'indice de plasticité, ou la valeur de bleu) permettent d'obtenir une partie des informations nécessaires, mais ne prennent pas en compte actuellement de facon suffisante la surconsolidation ou la cimentation du sol. Il reste à entreprendre un travail d'étude du comportement des sols calcaires sur chemins de drainagehumidification, notamment pour définir un paramètre significatif de l'état du sol et l'utiliser dans les corrélations.

Pour le praticien, il est nécessaire de pouvoir disposer de paramètres significatifs permettant de classer les sols selon leur potentiel de gonflement ou de retrait. Les limites d'Atterberg ( $w_L$ ,  $I_P$ ), la valeur de bleu (VBS), la capacité d'échange cationique (CEC) sont souvent citées pour établir un classement des sols en termes de potentiel de gonflement ou de retrait. Dans tous les cas, il faut se souvenir que, très souvent, les classements établis par les chercheurs l'ont été pour des argiles plus ou moins pures. Pour les sols réels, les valeurs mesurées doivent être ramenées à la teneur en argile ( $\% < 2 \mu m$ ), comme dans la définition de l'Activité (Ac). C'est le cas notamment pour la valeur de bleu où une valeur faible peut correspondre à un sol contenant un fort pourcentage d'argile peu active ou à un sol contenant un faible pourcentage d'argile très active : les conséquences en termes de constructibilité sont très différentes dans les deux cas. L'extension des classifications existantes sur la base de paramètres prenant en compte le pourcentage d'argile dans le sol reste donc un objectif important.

Un autre paramètre à prendre en compte dans les mesures est l'état initial du sol : si le sol analysé se trouve initialement dans un état humide, son gonflement et sa pression de gonflement peuvent être faibles, même si le potentiel de gonflement du sol est très élevé. Il en est de même du retrait linéaire du sol mesuré lors du séchage d'une éprouvette intacte, qui dépend de l'état initial. On le constate à travers l'absence de corrélation entre retrait linéaire du sol et répartition des sinistres dans l'Illustration 301. Ces paramètres doivent être corrélés non seulement avec des paramètres de nature

du sol (limites d'Atterberg...) mais aussi avec des paramètres d'état (teneur en eau ou densité sèche initiales, par exemple). En revanche, la limite de retrait effective mesurée dans les conditions de la norme XP P94-060.2 est un paramètre bien défini dans la mesure où elle ne dépend pas de l'état du sol au moment de la mesure et prend en compte son histoire, mais elle est difficile à relier au potentiel de retrait ou de gonflement du sol. La mesure directe du retrait ou du gonflement reste une mesure intéressante car très représentative, à condition de pouvoir la réaliser dans des conditions initiales de teneur en eau proches de celles qui ont conduit au sinistre, ce qui est rarement le cas dans les missions d'expertise.

Mis à part l'état initial de l'échantillon, la mesure directe dépend également du type de matériel et de la méthode utilisés, ainsi que du chemin de contrainte suivi. La pression de gonflement n'est donc pas une caractéristique intrinsèque du matériau. De plus, il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel ou le taux de gonflement. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée mais un potentiel ou taux de gonflement très faible ; pour d'autres matériaux c'est l'inverse. La connaissance de ces deux paramètres à la fois permet de mieux caractériser les matériaux gonflants.

#### 8.2. ELEMENTS CONCERNANT LE DECLENCHEMENT ET LA CINETIQUE DU RETRAIT-GONFLEMENT (BRGM)

Les données bibliographiques disponibles et l'expérience des praticiens confirment qu'en climat tempéré la majorité des sinistres imputés au phénomène de retraitgonflement se produisent à l'issue d'une période de sécheresse, soit particulièrement intense (ce qui a été le cas en 2003), soit exceptionnellement longue avec des effets cumulatifs interannuels (cas des années 1989-91, dans de nombreux départements français). Dans le premier cas de figure, les désordres peuvent apparaître très rapidement, comme cela a été observé en 2003 où de très nombreux sinistres ont été signalés dès la première quinzaine du mois d'août. Dans le deuxième type de situation, les phénomènes sont plus complexes puisqu'on observe une atténuation des désordres en période hivernale de retour à l'équilibre, et une aggravation à chaque nouveau cycle de dessiccation du sol d'assise. Quant aux désordres imputés directement au phénomène de gonflement, ils existent également mais semblent assez rares en climat tempéré où on les observe surtout dans le cas de maison construites sur un sol exceptionnellement desséché (par exemple après un déboisement intensif).

L'état actuel des connaissances sur le retrait-gonflement indique clairement que les principaux facteurs de déclenchement sont les conditions hydro-climatiques et l'effet de la végétation, principalement arborée. Afin de mieux comprendre ces mécanismes de déclenchement, il apparaît que les observations in-situ sont indispensables, ne seraitce que pour caler les modélisations destinées à quantifier l'influence des différents paramètres identifiés et peut-être, à terme, à fixer des seuils pour la reconnaissance de conditions exceptionnelles susceptibles d'engendrer des sinistres.

Les observations effectuées dans le cadre du présent projet sur le site expérimental du Deffend ont permis de suivre, sur une période de neuf mois (mais qui se prolongera au-delà de ce programme) les déplacements verticaux du sol à des profondeurs

comprises entre 0,10 et 1,50 m. Le dispositif mis en place est constitué d'extensomètres en forage, ancrés à 7 m de profondeur et dont la sensibilité est telle qu'elle permet de détecter, en période estivale, une différence de comportement entre les périodes diurnes (où le tassement atteint jusqu'à 1,2 mm en 12 h) et nocturnes (où il ne dépasse pas 0,1 mm sur la même durée).

Les observations effectuées sur ce site, où la géologie est assez hétérogène avec des matériaux plutôt silteux en surface, indiguent un gonflement général du sol qui atteint 7 à 10 mm en surface (capteurs situés à 0,5 et 0,1 m) et de l'ordre de 2 mm à une profondeur de 1,50 m. Ce gonflement est concentré sur les mois très pluvieux de janvier et février 2006 avec des vitesses instantanées de gonflement qui atteignent jusqu'à 3,8 mm en 12 h, sans différence très marquée entre les périodes diurnes et nocturnes. Le tassement commence au début du mois de mars et se poursuit au moins jusqu'à fin août avec des périodes de très forte accélération (début juin et mi-juillet notamment) et des périodes de ralentissement voire de bref gonflement, lors de chaque pluie. Le tassement cumulé enregistré en six mois atteint environ 2 cm pour le capteur de surface et 7 mm pour le plus profond (1,50 m). Pour les capteurs les plus superficiels et jusqu'à 1 m de profondeur, la corrélation entre la pluviométrie et les mouvements du sol est très forte et quasi immédiate, ce qui indique que la cinétique du phénomène est relativement rapide. Ces valeurs de déplacement vertical, dans un sol moyennement sensible au retrait-gonflement, sont du même ordre de grandeur que celles citées en bibliographie et confirment l'importance du phénomène, au moins dans le premier mètre de sol.

Le suivi des teneurs en eau dans le sol sur deux sites expérimentaux, en climat méditerranéen (Mormoiron) et océanique (Le Deffend), se révèle en revanche plus complexe à analyser, d'autant que le système de mesure lui-même, au moyen de capteurs capacitifs répartis entre 0,5 et 7 m de profondeur, présente des difficultés de calibration et des limites de détection, tant en période très sèche (où le retrait du sol semble induire des défauts de contact avec les capteurs) qu'en cas de forte humidification. Les observations menées jusqu'à présent mettent néanmoins en évidence une corrélation très nette entre la pluviosité et la teneur en eau des horizons les plus superficiels avec un retard dans la propagation du front de réhumidification : les horizons sous-jacents (au-delà de 0,5 ou 1 m selon les cas) sont peu sensibles aux pluies estivales et ne se réhumidifient qu'après une période suffisamment pluvieuse qui sature le sol en surface et augmente sa conductivité hydraulique, même si des phénomènes d'écoulements préférentiels (via la macroporosité du sol) sont aussi observés. Par ailleurs, on observe, notamment à Mormoiron, une réhumidification en profondeur, non directement corrélée avec les épisodes pluvieux mais qui s'explique vraisemblablement par des écoulements temporaires à la faveur de niveaux plus silteux.

Les premiers éléments de modélisation, effectués avec l'outil MACRO, sur le site de Mormoiron mettent clairement en évidence une forte dessiccation du sol au cours des périodes 1989-91 et 1998-99, toutes deux caractérisées par un grand nombre de déclaration de sinistres dans le secteur. Les effets cumulatifs observés à la faveur de ces années sèches successives sont bien mis en évidence sur les graphiques obtenus. Par ailleurs, les années 2004-05 paraissent également concernées par l'apparition d'un

déficit hydrique qui, en revanche, n'est pas observé en 2003, année qui se caractérise plutôt par un fort contraste entre un hiver très pluvieux (marqué sans doute par un fort gonflement du sol) et un été très chaud (avec vraisemblablement un retrait particulièrement rapide et intense). Quant à l'influence de la végétation arborée sur la dessiccation du sol, les premières modélisations effectuées confirment que c'est la présence de racines d'arbres qui permet au front de dessiccation de progresser audelà de 1 m de profondeur. En particulier, l'impact d'un olivier se traduit à une profondeur de 1,50 m par un assèchement du sol, habituellement limité aux périodes estivales mais qui s'est prolongé pendant plusieurs années consécutives lors des périodes 1989-91 et 1998-2000, ce qui se corrèle assez bien avec la sinistralité observée.

#### 8.3. ELEMENTS CONCERNANT LES PHENOMENES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE INTERVENANT DANS LE RETRAIT-GONFLEMENT (CSTB)

Les modélisations des interactions sol-structure effectuées dans le cadre de ce programme d'étude ont permis d'enrichir la connaissance des facteurs à l'origine des sinistres observés dans les structures maçonnées fondées sur un sol argileux présentant un tassement différentiel. On précise que les modélisations des interactions sol-structure effectuées dans cette étude ont pris en compte des déformations du sol argileux simples et idéalisées. Une perspective ambitieuse à ce travail serait donc de coupler dans une analyse tridimensionnelle le comportement de la structure à celui du sol argileux, autrement dit de coupler les modèles présentés dans ce document et développés pour certains dans cette étude, modèles portant d'une part sur l'état hydrique du sol (BRGM), d'autre part sur les déformations d'un sol argileux en fonction de son état hydrique (LAEGO, LMSSMat) et enfin sur le comportement des structures maçonnées sous sollicitations (LMSSMat, CSTB).

De façon cohérente avec ce que présente la bibliographie portant sur ce sujet et avec le diagnostic établi dans le cadre de cette étude, nous avons retenu et étudié sept facteurs déterminants sur le comportement des ouvrages maçonnés sur sols argileux.

Les deux premiers facteurs concernent le sol de fondation. Il s'agit de :

- l'amplitude du tassement,
- la forme du tassement.

Les cinq facteurs restants concernent la structure. Il s'agit de :

- la régularité géométrique de l'ouvrage,
- la profondeur des fondations,
- la capacité de la semelle de fondation,
- l'importance de l'ossature (chaînages et couronnements),
- le mode d'encadrement des ouvertures.

L'amplitude du tassement est un facteur intuitivement évident, il doit être cependant nuancé par la forme du tassement. En effet, l'ampleur de la zone de transition sol sec / sol humide sous l'ouvrage a également une influence déterminante sur la tenue de celui-ci. Plus cette zone de transition va loin sous la structure, plus grande est la zone sous les semelles où un défaut de portance du sol peut être observé et donc plus fort est le risque d'apparition de fissures.

L'étude d'une maison ayant la forme d'un « L » dans le plan a clairement mis en évidence que le manque de régularité de l'ouvrage provoquait nécessairement l'apparition de moments de torsion dans les murs pouvant conduire non seulement à des fissures mais également à la ruine brutale de l'ouvrage. Cette constatation n'est pas nouvelle mais conforte l'idée que des joints de rupture doivent impérativement être présents sur toute la hauteur de la construction pour désolidariser les parties de celleci présentant des différences en forme, en raideur, en masse ou encore des hétérogénéités du système de fondation.

L'amplitude du tassement diminuant avec la profondeur dans le sol jusqu'à disparaître à une profondeur évaluée à environ 2,5 mètres, on comprend aisément que des fondations plus profondes subiront des mouvements du sol moindres. Ainsi, les calculs effectués ont confirmé l'intérêt qu'il y a à suivre les préconisations de profondeurs minimales des fondations données par l'Agence Qualité Construction.

Par sa capacité à diluer les effets des variations de portance du sol provoquées par les tassements sous la structure, la raideur de la semelle de fondation a un impact déterminant sur l'apparition des fissures dans la maçonnerie. Pour autant, le dimensionnement de la semelle doit être effectué avec précaution car, lorsque le tassement devient tel qu'un défaut total de portance du sol apparaît localement sous les fondations, une plus grande raideur de la semelle peut voir ses effets désavantageusement compensés par le surcroît de poids de celle-ci, avec au bilan une augmentation des efforts de traction longitudinaux dans la maçonnerie des murs sollicités en console. Le fonctionnement des structures étudiées a montré que le risque principal pour la semelle elle-même est une rupture par effort tranchant. Les semelles devront donc être suffisamment ferraillées avec des cadres pouvant équilibrer les tractions apparaissant sous cet effort.

Associée à une semelle suffisamment ferraillée, l'ossature (chaînages et couronnements) doit être conséquente et correctement armée pour donner à l'ouvrage le plus fort monolithisme possible. En effet, les courbures du sol de fondation s'accompagnent dans les maçonneries de flexions dans le plan et hors du plan de celles-ci qui peuvent conduire à leur ruine. Les éléments verticaux et horizontaux de l'ossature permettent, lorsqu'ils sont bien ancrés aux fondations et aux planchers, de créer un système stable qui réduit efficacement le risque d'effondrement.

De la même manière, les calculs effectués nous incitent à recommander d'encadrer chaque ouverture, les éléments verticaux des encadrements devant être des chaînages allant de la semelle à la poutre de couronnement (ou d'une poutre de plancher à la suivante pour une structure de plusieurs niveaux), car un simple linteau en tête ne suffit pas à compenser la faiblesse structurale créée par la présence d'une ouverture.

A ces facteurs, il convient d'en ajouter un qui n'a pas été étudié par calcul car ses effets sont évidents. Il s'agit de la qualité d'origine et de l'entretien de la maçonnerie,

ou plus précisément des joints liant les blocs de maçonnerie. En effet, c'est essentiellement au niveau des joints que les ruptures apparaissent en cas de tassement du sol. Il en découle que l'entretien de la maçonnerie consistant à réparer d'éventuelles fissures et à limiter la présence d'humidité permettra d'une part d'éviter des concentrations de contraintes et d'autre part de maintenir dans le temps la capacité résistante des joints.

Ces facteurs sont tout à fait conformes au diagnostic établi dans cette étude à partir des constatations de terrain puisque ce diagnostic classe par ordre décroissant d'importance les facteurs aggravants suivants, dépendants de la structure :

- l'absence ou la faiblesse du chaînage,
- l'insuffisance ou la variabilité de l'encastrement,
- la faiblesse du système de fondation,
- l'absence de joints de rupture entre des parties différentes,
- l'hétérogénéité des fondations.

Sans que les travaux de modélisation aient permis d'établir un classement, ils amènent à conclure au caractère déterminant de ces facteurs.

#### 8.4. ELEMENTS CONCERNANT LA VULNERABILITE DES CONSTRUCTIONS VIS-A-VIS DU RETRAIT-GONFLEMENT ET LES MOYENS DE LA PREVENTION (CEBTP-SOLEN, LAEGO)

Les ouvrages les plus vulnérables aux phénomènes de retrait-gonflement sont des maisons peu rigides, ne possédant pas de plancher béton, fréquemment construites en plusieurs phases avec des matériaux et un nombre de niveaux différents. Ces maisons reposent sur des fondations de type semelle continue en béton dont le niveau d'assise est inférieur à 1,20 m de profondeur par rapport à la surface topographique.

Concernant l'environnement, les facteurs responsables de l'apparition des sinistres ou de l'aggravation des désordres sont, outre l'existence d'argile sensible sous les fondations, la présence de végétations à fort développement proches de l'ouvrage, l'hétérogénéité de protection contre les échanges hydriques aux abords de la construction, l'existence de fuites de canalisation et la pente des terrains.

Au regard de l'analyse statistique des sinistres, il parait évident que la prévention des pathologies affectant les futurs ouvrages liés au retrait-gonflement des sols argileux doit être menée de concert sur deux fronts : sur la structure et sur l'environnement de la future construction.

Ainsi, les futures constructions dans les zones de risques de retrait-gonflement des sols doivent avoir une structure suffisamment rigide et cohérente. Cela sous-entend que les constructions devront être réalisées dans des matériaux homogènes avec des planchers béton (ce qui permet d'éviter la réalisation de dallage sujets aux désordres) et qu'en cas de bâtiment possédant des parties avec des niveaux différents, des joints de construction seront prévus pour le scinder en module homogène. Les canalisations

doivent être traitées avec des raccords et des joints souples pour éviter les ruptures en cas de mouvements de sol.

Le niveau d'assise des fondations doit être approfondi par rapport aux règles de l'art actuelles. Une profondeur minimale de 1,50 m par rapport à la surface topographique du terrain fini semble être suffisante.

Ne pouvant agir sur la présence d'argile sensible et que faiblement sur la pente des terrains, les mesures palliatives concernant l'environnement des ouvrages à construire doivent porter sur la gestion des eaux superficielles, en éloignant les eaux de circulations par reprofilage, drainage, ou captage des eaux météoriques, ainsi que sur le contrôle de la végétation. Il convient d'éloigner la plantation des arbres à une distance minimale de 1,5 fois la hauteur de l'arbre adulte. Enfin pour limiter les échanges hydriques au niveau des sols supports des fondations, il peut être envisagé de mettre en place un complexe imperméable en périphérie du futur ouvrage, ce complexe étant composé d'un écran horizontal anti-évaporation bordé par un écran vertical en géomembrane.

La modélisation numérique du comportement hydromécanique d'un sol gonflant devrait prendre en compte tous les facteurs décrits ci-dessus. En réalité, il existe très peu d'exemples de calcul de ces phénomènes, car d'une part, les modèles proposés sont peu nombreux, et d'autre part, quand ils existent, le nombre de paramètres hydriques ou mécaniques pour définir le couplage hydromécanique est assez élevé. Le modèle BExM permet de rendre compte d'un certain nombre de traits particuliers du comportement des sols gonflants non saturés, notamment l'apparition du gonflement irréversible lors de l'humidification et l'accumulation de déformations irréversibles au cours des cycles successifs d'humidification/dessiccation. Les simulations du comportement d'une fondation superficielle sur un sol gonflant arbitraire à l'aide de ce modèle ont mis en évidence de manière qualitative l'influence des cycles de séchagehumidification sur les déplacements du massif du sol et de la fondation. La présence d'une couche de géomembrane dans le modèle montre l'influence de la présence de cette couche. L'obtention des paramètres réels d'un sol modèle (du Deffend ou de Mormoiron) permettra d'effectuer des simulations numériques proches de la réalité du terrain, et de mettre en évidence de manière plus claire encore le phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et l'influence des facteurs aggravant ce phénomène.

### 9. Conclusion

Bien que peu médiatisés, les phénomènes de retrait-gonflement des argiles sont à l'origine de très nombreux désordres sur le bâti et constituent en France la deuxième cause d'indemnisation de catastrophes naturelles derrière les inondations. Suite à la sécheresse de l'été 2003 qui a occasionné un grand nombre de sinistres, le BRGM (service géologique national), le LMSSMat (Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures, Matériaux de l'École Centrale Paris), le LAEGO (Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages de l'Institut National Polytechnique de Lorraine), le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) et CEBTP-Solen (bureau d'études géotechniques) ont lancé le présent programme d'étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. Ce programme, élaboré en réponse à l'appel à propositions lancé par le RGCU (Réseau Génie Civil et Urbain) sur le thème « Vulnérabilité des infrastructures vis-à-vis du changement climatique », est co-financé par le Ministère de l'éducation nationale, de l'enseignement supérieur et de la recherche, ainsi que par les organismes partenaires sur leurs fonds propres.

Les objectifs de ce programme, qui a duré deux ans, étaient d'une part d'aboutir à une meilleure compréhension des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des argiles, et d'autre part d'étudier les causes des sinistres et l'influence des mouvements différentiels du sol sur la structure des bâtiments, afin de préconiser des dispositions constructives à mettre en œuvre, qui soient reconnues comme efficaces par les professionnels de la construction et économiquement viables eu égard aux pratiques constructives habituelles adoptées en France.

Les différentes approches utilisées pour tenter de répondre aux questions initialement posées dans le cadre de ce programme de recherche sont variées et se sont révélées relativement convergentes. Elles reflètent en cela la synergie qui s'est développée entre des partenaires dont l'expérience et les compétences étaient elles-même diverses et complémentaires.

Les recherches bibliographiques ont constitué une part importante du travail fourni et ont permis un large balayage des différentes facettes du sujet. Elles ont mis en évidence le grand nombre de travaux déjà effectués, qui permettent de bien cerner les mécanismes du retrait-gonflement, ses effets sur les constructions et les moyens de le prévenir. Elles ont aussi confirmé la nécessité de poursuivre les investigations sur certains points particuliers qui concernent notamment la caractérisation *in situ* de la susceptibilité d'un sol au retrait-gonflement, la quantification des mécanismes de déclenchement du phénomène (et notamment le rôle prépondérant joué par la végétation arborée) ou les possibilités de diminuer la vulnérabilité d'une construction existante vis-à-vis de ce risque naturel.

Les essais de laboratoire effectués dans le cadre de ce projet, tant au LAEGO qu'au LMSSMat sur des échantillons prélevés par le BRGM sur les sites expérimentaux de

Mormoiron (en climat méditerranéen) et du Deffend (en climat océanique), permettent une caractérisation fine des différentes propriétés hydriques et mécaniques des matériaux considérés. Ces essais devront néanmoins être poursuivis, d'une part en raison de l'hétérogénéité lithologique de ces sites qui oblige à un nombre minimum d'essais en laboratoire pour caractériser l'ensemble des faciès rencontrés, d'autre part pour quantifier certaines caractéristiques mécaniques dont la connaissance est rendue nécessaire par l'emploi de modèles numériques couplés qui s'appuient sur un grand nombre de paramètres d'entrée.

Les observations effectuées *in situ* sur les deux sites équipés par le BRGM se sont révélées précieuses, en particulier pour ce qui concerne les valeurs de déplacements verticaux mesurés en forage (site du Deffend), à l'aide d'extensomètres installés spécifiquement dans le cadre de ce projet. Ces mesures devront impérativement être poursuivies sur plusieurs cycles climatiques pour quantifier l'amplitude des tassements et des gonflements saisonniers à différentes profondeurs et les corréler avec les résultats des modélisations. Elles devront aussi être étendues à d'autres sites, en particulier celui de Mormoiron où l'amplitude attendue des mouvements devrait être supérieure. Pour ce qui concerne le suivi de l'humidité dans le sol, les difficultés rencontrées avec les capteurs capacitifs mis en place incitent à prolonger les études de calibration en laboratoire et à installer en parallèle des sondes de type TDR ainsi que de procéder à des mesures périodiques par diagraphie nucléaire en forage.

Les observations faites sur les sites expérimentaux ont été utilisées pour prédire les variations de teneurs en eau à différentes profondeurs à l'aide du modèle hydrologique MACRO. Outre la possibilité de simuler l'influence de végétaux sur les transferts d'eau, ce modèle présente la particularité de prendre en compte les mécanismes d'écoulements préférentiels, lesquels sont particulièrement fréquents dans les sols argileux sujets au retrait-gonflement. Le modèle a ainsi été utilisé pour simuler les transferts hydriques et les variations de teneurs en eau dans le sol de Mormoiron sur une période de 41 ans. L'analyse des résultats obtenus sur le site de Mormoiron suggère l'existence d'une corrélation entre les variations temporelles des teneurs en eau jusqu'à environ 1,50 m mètre de profondeur et l'évolution de la sinistralité locale (estimée via le nombre d'arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sur la commune). La robustesse de cette relation devra être évaluée sur une période d'observation plus longue et pour d'autres conditions pédo-climatiques avant d'envisager éventuellement l'utilisation des résultats de la modélisation comme indice d'alerte pour le déclenchement des phénomènes de retrait-gonflement des argiles.

Les différentes techniques utilisées pour modéliser l'impact, sur des structures bâties, de mouvements du sol d'assise imputés au phénomène de retrait-gonflement s'avèrent complémentaires et donnent des résultats intéressants même si cette approche reste globalement très lourde pour des applications pratiques et souffre d'une difficulté de calibration à partir de cas réels observés *in situ*. Les modélisations couplées hydromécaniques effectuées par le LAEGO avec le logiciel Code\_Bright sur des structures simples (semelles filantes et canalisations enterrées) permettent d'évaluer directement les mouvements de la structure dans un massif homogène d'argile sujette au phénomène de retrait-gonflement sous l'effet d'un cycle climatique donné et d'évaluer notamment l'influence d'une géomembrane placée à la surface du sol. Les premiers résultats paraissent encourageants même si l'utilisation du modèle exige un grand nombre de paramètres pour caractériser le sol, ce qui suppose de poursuivre les investigations pour appliquer cette approche au cas de sols réels.

Les autres modélisations effectuées dans le cadre de ce programme, tant par le LMSSMat que par le CSTB, concernent l'impact sur une structure d'un déplacement supposé connu du sol sous l'effet du retrait-gonflement. Elles permettent de vérifier que les mouvements différentiels d'un sol d'assise sous l'effet du phénomène de retrait-gonflement suffisent à expliquer le type de fissuration observé sur des maisons individuelles en maçonnerie même dépourvues de défaut de construction. Ces travaux de modélisation demandent désormais à être poursuivis pour analyser des cas réels de sinistres et en déterminer la cause. Pour cela, les modèles mis en œuvre doivent être assez simples (mais néanmoins tridimensionnels) pour pouvoir analyser de nombreux cas sans nécessairement prendre en compte de facon détaillée les caractéristiques du sol (un comportement pseudo-élastique suffit). Un premier modèle (3D de préférence) doit permettre de passer des conditions atmosphériques aux variations de teneur en eau ou de succion dans le sol et, de là, au tassementgonflement maximum par l'intermédiaire des résultats expérimentaux ou d'un calcul hydrique pas nécessairement couplé avec la mécanique. Ce modèle apportera notamment l'information relative à la cinétique des phénomènes. Un second modèle doit permettre d'analyser différentes configurations de tassements différentiels afin d'expliquer les désordres observés dans la structure.

Afin d'obtenir de tels éléments de calages sur cas réels, une analyse statistique en retour d'un grand nombre de sinistres imputés au phénomène de retrait-gonflement a été réalisée par le CEBTP-Solen dans le cadre du présent projet. Elle a permis d'établir une base de données de près d'un millier de sinistres. L'analyse confirme que les principales victimes du phénomène de retrait-gonflement sont des maisons individuelles, dont le plancher bas est constitué dans deux cas sur trois par un dallage sur terre plein et dont les fondations sont dans la grande majorité des cas des semelles filantes ancrées à moins de 1,20 m (et à moins de 50 cm dans 24 % des cas). La présence d'arbres comme facteur aggravant des désordres est cité dans 74 % des cas étudiés. Cette étude statistique se révèle très utile pour aider à caler les modélisations à partir de cas réels, même si les données recueillies quant à la caractérisation des sols d'assise sont finalement assez peu nombreuses, ce qui incite à poursuivre ce type d'analyse en associant d'autres bureaux d'études.

Quant aux mesures de prévention à mettre en œuvre, l'analyse conduite par le CEBTP-Solen confirme l'intérêt d'intervenir à la fois sur la structure des bâtiments (avec des profondeurs minimales d'ancrage des fondations, mais aussi en généralisant les planchers bas en béton sur vide sanitaire et les joints de rupture entre bâtiments accolés) et sur la maîtrise des échanges hydriques dans le sol à proximité des maisons (avec une meilleure gestion des circulations d'eau, des raccords souples pour les canalisations enterrées, un contrôle de la végétation arborée et un recours plus systématique aux systèmes périphériques anti-évaporation sous forme de géomembranes enterrées avec ancrage de bordure vertical).

L'ensemble de ces investigations pourra être poursuivi dans le cadre du projet ARGIC qui a débuté en février 2006 pour une période de trois ans, toujours dans le cadre du programme RGCU, avec un nombre plus élevé d'organismes partenaires (13 au total, dont 3 déjà associés pour le présent projet de recherche). Ce programme permettra de prolonger la plupart des actions déjà engagées, en les amplifiant, et devrait aider à apporter des réponses plus précises aux questions qui se posent quant à la manière d'améliorer la prévention du phénomène de retrait-gonflement.

### 10. Références bibliographiques

**Abduljauwad S.N. et Al-Sulaimani G.J.** (1993) - Determination of swell potential of Al-Qatif clay. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 16, n °4, pp. 469-484.

**AFNOR XP P 94-091** (1995) - Essai de gonflement à l'œdomètre. Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes. 13 p.

Ahuja L.R. (1983) - Modeling infiltration into crusted soils by the Green-Ampt approach. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 47, pp. 412-418

**Ahuja L.R., Johnsen K.E. et Rojas K.W.** (1999) - Water and chemical transport in soil matrix and macropores, in : *Root Zone Water Quality Model-Modeling management effects on water quality and crop production, ed Ahuja L.R. Rojas K.W., Hanson J.D., Shaffer J.J. et Ma L. Water Resources Publications LLC, Highlands Ranch, CO, pp. 13-50* 

Ahuja L.R., DeCoursey D.G., Barnes B.B. et Rojas K.W. (1993) - Characteristics of Macropore transport studied with the ARS Root Zone Water Quality Model. *Trans ASAE*, vol. 36, pp. 369-380

**Ahuja L.R., Naney J.W. et Williams R.D.** (1985) - Estimating soil water characteristics from simpler properties or limited data. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 49, pp. 1100-1105

Al-Homoud A.S., Basma A.A., Husein Malkawi A.I. & Al Bashabshheh M. A. (1995) – Cyclic swelling behavior of clays. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 121(7), pp. 562-565

**Ali E.F.M. et Elturabi M.A.D.** (1984) - Comparison of two methods for the measurement of swelling pressure. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, pp. 72-74

**Alshihabi O.** (2002) - Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé - Influence des cycles de séchage\_humidification. *Thèse de Doctorat*, Université des Sciences et Techniques de Lille

**Alonso E.E., Gens A. et Hight D.W.** (1987) - General report. Special problem soils. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, vol. 3, pp. 1087-1146

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., Vaunat J. et Gens A. (1999) - Modeling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 173-183
**Alonso E.E., Romero E., Hoffmann C. et Garcia-Escudero E.** (2001) - Expansive bentonite/sand mixtures in cyclic controlled suction drying and wetting. 6<sup>th</sup> International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 513-542

**Altmeyer W.T.** (1955) - Discussion of engineering properties of expansive clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Testing and Materials, vol. 81, n°SM2, pp. 17-19

Armstrong A.C., Addiscott T.M. et Leeds-Harrison P.B. (1995) - Methods for modelling solute movement in structured soils. *In : Trudgill, S.T. (Ed.), Solute Modelling in Catchment Systems*. Wiley, Chichester, pp. 133–161

**ASTM D 4546–90** (1990) - One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. ISBN : 0-8031-2129-6. vol. 4.08, pp. 693-699

**Bakhsh A., Kanwar R.S. et Ahuja L.R.** (1999) - Simulating the effect of swine manure application on NO<sub>3</sub>-N transport to subsurface drainage water. *Trans ASAE*, vol. 42, pp. 657-664

**Ben Rhaeim H., Tessier D. et Pons CH.C.** (1986) - Comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation : partie I. Cas des montmorillonites calciques. *Clay Minerals*, vol. 21, pp. 9-29.

**Bergström L., Jarvis N.J. et Strenström J.** (1994) - Pesticide leaching data to validate simulation models for registration purposes. *Journal of Environmental Science and Health Part A*, n° 29, pp. 1073-1104

**Beulke S., Brown C.D. et Dubus I.G.** (1998) - Evaluation of the use of preferential flow models to predict the movement of pesticides to water sources under UK conditions. *Research report for MAFF project PL0516, Soil Survey and Land Research Centre*, Silsoe, Beds., UK.

**Beven K.J. et German P.** (1982) - Macropores and water flow in soils. *Water Resources Research*, vol. 18, pp. 1311–1325

**Biarez J., Fleureau J.M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S.** (1988) - Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. *Revue Française de Géotechnique*, n° 41, pp. 63-71

**Bigot G. et Zerhouni M.** (2000) – Retrait, gonflement et tassement des sols fins. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 229, pp. 105-114

**Bigot G., Zerhouni M.I. et Philipponnat G.** (1998) - Les essais normalisés de dessiccation et de gonflement des sols argileux. *Cinquantenaire de l'ENSG de Nancy, colloque MAGI'50*, 21-22 septembre 1998, pp. 162-166

Blanc J.-J., Masse J.-P., Triat J.-M., Truc G., Anglada R., Colomb E., Clauzon G. et Rouire J. (1975) – Notice explicative et carte géologique de la France (1/50 000), feuille Carpentras (941), Orléans : éd. BRGM, 24 p.

**Bolt G.H.** (1956) - Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Géotechnique*, vol. 6, pp. 86-93

**Bouchut J., Fleureau J.M., Masrouri F., Ruaux N., Oppenheim E.** (2005) - Études des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti – rapport d'avancement. BRGM/RP-54175-FR

**Bouma J.** (1981) - Soil morphology and preferential flow along macropores. *Agricultural Water Management*, vol. 3, pp. 235–250

**Bourgueil B. et Gabilly M.J.** (1965) - Carte géologique détaillée de la France (1/50 000) : Chauvigny. N° 590. Orléans : BRGM. Notice explicative par Bourgueil B. avec la collaboration de Gabilly M.J., Coirier B. et Moreau P. (1965). Éditions du BRGM : Orléans. N°590, 18 p.

**Bourgueil B.** avec la collaboration de **Gabilly M.J., Coirier B. et Moreau P.** (1965) -Notice explicative de la feuille Chauvigny, carte géologique de la France (1/50 000). Éditions du BRGM : Orléans. N°590, 18 p. Carte géologique par Bourgueil B. et Gabilly M.J. (1965)

**Brackley I.J.A.** (1973) - Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proceedings* of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils, Haïfa, vol. 1, pp. 169-176

**Brackley I.J.A.** (1975) - Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils*, Haïfa, pp. 169-176

**Brackley I.J.A.** (1983) - An empirical equation for the prediction of clay heave. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 8-14

Braudeau E, Costantini J M, Bellier G, Colleuille H. (1999) - New device and method for soil shrinkage curve measurement and characterization. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 63, pp. 525-535

**BRE Building Research Establishment** (1980) - The effect of a roof on a fire within a building. IP 3/80

**Briscoe R.D.** (1984) - Thermocouple psychrometers for water potential measurements. *Proc. NATO Advanced Study Institute on "Advanced Agricultural Instrumentation*", Il Ciocco (Pisa), May-June

**Bronswijk, J. J. B.** (1989). Prediction of actual cracking and subsidence in clay soils. *Soil Science*, vol. 148, pp. 87–93

**Bronswijk J.J.B.** (1988) - Modeling of water balance, cracking and subsidence of clay soils. *Journal of Hydrology*, vol. 97, pp.199–212

**Brown C.D., Beulke S. et Dubus I.G.** (2000) - Progress in simulating macropore flow through soil. pp. 85-90. *In* : *G. Marshal (ed.) Proc. Int. Brighton Conf.* – *Pests and Diseases, Brighton, UK*. 13-16 Nov. 2000. British Crop Protection Council, Farnham, UK

**Brusseau M.L. et Rao P.S.C.** (1990) - Modeling solute transport in structured soils : a review. *Geoderma, n*° 46, pp.169–192

**Buitendijk J.** (1984) - FLOWEX : A numerical model for simulation of vertical flow of water through unsaturated layered soil. *Note 1494. ICW*, Wageningen, 61 pp.

Burlion N., Bourgeois F. et Shao J.F. (2005) - Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete. *Cements et Concrete Composites*, vol. 27, pp. 367-379

**Caillère S. et Hénin S.** (1959) - La classification des argiles. *XX Congr. Géol. Internat.*, Mexico, pp. 1-8

**Caillerie D.** (1984) – Thin elastic and periodic plates. *Math. Methods Appl. Sci.* 6, pp. 159-191

**Carsel R.F., Mulkey L.A., Lorber M.N. et Baskin L.B.** (1985) - The Pesticide Root Zone Model (PRZM) : a procedure for evaluating pesticide leaching threats to groundwater. *Ecological Modelling*, n° 30, pp. 49-69

**CEBTP**, **sous l'égide de l'AQC**, **l'APSAD**, **l'AFAC**, **la CCR et la FNB** (1991) – Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse. *Guide pratique CEBTP*, 3 fascicules

**Chapman D.L.** (1913) - A contribution to the theory of electrocapillarity. *Philosophical Magazine*, vol. 25, n° 6, pp. 475-481

**Chassagneux D., Stieljes L., Mouroux P., Ménilliet F. et Ducreux G.H.** (1996) - Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols (sécheresse-pluie) à l'échelle départementale. Approche méthodologique dans les Alpes de Haute-Provence. *Rapport BRGM* n° R39218, 33 p., 6 fig., 1 tab., 4 ann., 1 pl. hors-texte

**Chassagneux D., Stieljes L., Mouroux P.,** avec la coll. de **Ducreux G.H.** (1995) – Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols (sécheresse/pluie) dans la région de Manosque (Alpes de Haute-Provence). Échelle communale et départementale. Approche méthodologique. *Rapport BRGM* R 38695

**Chassagnou A.** (1996) – L'architecture voutée iranienne : modélisation et simulation par éléments finis. Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Nantes

**Chen F.H.** (1988) - Foundations on expansive soils. *Developments in Geotechnical Engineering*, Elsevier Publishing Co., Amsterdam, vol. 54, 464 p.

**Chen F.H.** (1975) - Foundations on expansive soils. *Developments in Geotechnical Engineering.* Elsevier, Amsterdam. ISBN : 0-444-41393-6., vol. 12, 280 p.

**Chu T.Y.et Mou C.H.** (1973) - Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils*, Haïfa, vol. 2, pp. 177-185

**Compère F.** (2005) – Site Expérimental Hydrogéologique (SEH) du Deffend (Vienne). Document d'incidences pour activités soumises à autorisation au titre de la Loi sur l'Eau. Forages au Supra-Toarcien. *Rapport ERM* 05 228 FC 301, 91 p., 21 fig., 4 tabl., 4 ann.

**Cooley R.L.** (1983) - Some new procedures for numerical solution of variably saturated flow problems. *Water Resources Research*, vol. 19, pp.1271-1285

**Coquet Y.** (1995) – Étude in situ des phénomènes de retrait-gonflement des sols. Application à deux sols tropicaux peu gonflants. *Thèse* Université d'Orléans

**Coquet Y., Simunek J., Coutadeur C., van Genuchten M.T., Pot V. et Roger-Estrade J.** (2005) - Water and solute transport in a cultivated silt loam soil: 2. Numerical analysis. *Vadose Zone Journal,* vol. 4, pp. 587-601

**Cruz Diaz J.I.** (2002) – Étude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite. Thèse de Doctorat de l'Université de Marne-la-Vallée

**Cui Y.J., Yahia-Aïssa M. et Delage P.** (1998) - A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. 5<sup>th</sup> International Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, 2-4 December 1998, UPC, Barcelona, Spain, vol. 1, pp. 1-26

**Cuisinier O.** (2002) - *Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés*. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 176 p.

**Dakshanamurthy V. et Raman V.** (1973) - A simple method of identifying an expansive soil. Soils and foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 13, n° 1, pp. 97–104

**Day R. W.** (1995) – Discussion Swell-shrink behavior of compacted clay, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.* ASCE, 123(8), pp. 385-386

**Day R. W.** (1994) – Swell-shrink behavior of compacted clay. *J. Geotechnical Eng., ASCE*, 120(3), pp. 618-623

**De Buhan P. et De Felice G.** (1997) – A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *J. Mech. Phys. Solids*. Vol. 45, No. 7, pp. 1085-1104

**De Vos J.A., Simunek J., Raats P.A.C. et Feddes R.A.** (1997) - Identification of the hydraulic characteristics of a layered silt loam. In: van Genuchten M.Th., Leij F.J. et Wu L. (eds), Characterisation and measurement of hydraulic properties of unsaturated porous media. *University of California*, Riverside, CA, pp. 783-798

**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 2002, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy

**Didier G., Lareal P. et Gielly J.** (1973) - Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols. *Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations*, vol. 2-3, pp. 67-72

**Dif A. E., & Bluemel W. F.** (1991) – Expansive soils under cyclic drying and wetting. *Geotechnical Testing J.*, 14(1), pp. 96-102

**Diiwu J.Y., Rudra R.P., Dickinson W.T. et Wall G.J.** (2001) - Two-component transfer function modelling of flow through macroporous soil. *Journal of Agricultural and Engineering Research*, vol. 80, pp. 223-231

**Dimos A.** (1991) - Measurement of soil suction using transistor psychrometer. Vic Roads, Melbourne, *Internal Report N° IR/91-3*, September

**Djedid A., Bekkouche A. et Aissa Mamoune S.M.** (2001) - Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 233, pp. 67-75

**Driscoll R.** (1983) – The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clay soils in Britain. *Geotechnique, vol.* XXXIII, pp. 93-105

**Dubus I.G. et Brown C.D.** (2002) - Sensitivity and first-step uncertainty analyses for the preferential flow model MACRO. *Journal of Environmental Quality*, vol. 31, pp. 227-240

**Edil T.B. et Alanazy A.S.** (1992) - Lateral swelling pressures. *Proceedings of the* 7<sup>th</sup> *International Conference on Expansive Soils*, Dallas, USA, vol. 1, pp. 272-323

**Ehlers W.** (1975) - Observations on earthworm channels and infiltration on tilled and untilled loess soils. *Soil Sciences*, vol. 119, pp. 242–249

**El Sayed S.T. et Rabbaa S.A.** (1986) - Factors affecting behavior of expansive soils in the laboratory and field-review. *Geotechnical Engineering*, vol. 17, n° 1, pp. 89-107

**Erol O. Dhowian A. et Youssef A.** (1987) - Assessment of oedometer methods for heave prediction. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils*, New Delhi, pp. 99-103

Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R. & Taibi S. (1993) - Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, n° 2, pp. 287-296

**Flury M., Flühler M., Jury W.A. et Leuenberger J.** (1994) - Susceptibility of soils to preferential flow of water: a field study. *Water Resources Research*, vol. 30, pp. 1945–1954

**FOCUS** (2000) - FOCUS groundwater scenarios in the EU plant protection product review process. *Report of the FOCUS Groundwater Scenarios Workgroup*, EC document Sanco/321/2000 rev. 2, 202 pp.

Fredlund D.G., Morgenstern N.R. et Widger A. (1978) - Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, n°3, pp. 313-321.

**Fripiat J.J. et Gatineau L.** (1984) - Interaction eau-argiles. *Scien. Géol. Bull.*, vol. 37, n° 4, pp. 283-296

Gaudu J.C., Mathieu J.-M., Fumanal J.-C., Bruckler L., Chanzy A., Bertuzzi P., Stengel P., Guennelon R. (1993) – Mesure de l'humidité des sols par une méthode capacitive : analyse des facteurs influençant la mesure. *Agronomie*, vol. 13, pp. 57-73

**Geddes J.D**. (1977). – Construction in areas of large ground movement. *Conf. large ground movements and structures* (Cardiff) pp.949-974

Gens A. et Alonso E.E. (1992) - A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, pp. 1013-1032

**Gerke H.H. et Kohne J.M.** (2004) - Dual-permeability modeling of preferential bromide leaching from a tile-drained glacial till agricultural field. *Journal of Hydrology*, n° 289, pp. 239-257

**Gerke H.H. et Van Genuchten M.Th.** (1993a) - A dual porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media. *Water Resources Research*, vol. 29, pp. 305-319

**Gerke H.H. et Van Genuchten M.Th.** (1993b) - Evaluation of a first-order water transfer term for variably saturated dual-porosity models. *Water Resources Research*, vol. 29, pp. 1225-1238

**Ghodrati M. et Jury W.A.** (1990) - A Field study using dyes to characterize preferential flow of water. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 54, pp. 1558-1563

**Gilchrist H.G.** (1963) - *A study of volume change of a highly plastic clay*. Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 215 p.

**Gouy G.** (1910) - Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte. *Journal de physique théorique et appliqué*, vol. 9, pp. 457-468.

**Greco R.** (2002) - Preferential flow in macroporous swelling soil with internal catchment: model development and applications. *Journal of Hydrology*, n° 269, pp. 150-168

**Green W.H. et Ampt G.A.** (1911) - Studies on soil physics. 1. Flow of air and water through soils. *Journal of agricultural sciences*, vol. 4, pp. 1-24

Grim R.E. (1962) - Applied clay mineralogy. McGraw-Hill Book Company, New York.

**Grochulska J. et Kladivko E.J.** (1994) - A two-region model of preferential flow of chemicals using a transfer function approach. *Journal of Environmental Quality*, vol. 23, pp. 498-507

**Guiras-Skandaji H.** (1996) - Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 315 p.

**Gwo J.P., Jardine P.M; Wilson G.W. et Yeh G.T.** (1995) - A multiple-pore-region concept to modelling mass transfer in subsurface media. *Journal of Hydrology*, n° 164, pp. 217-237

**Hall D.G.M.** (1993) - An amended functional leaching model applicable to structured soils. I. Model description. *Journal of Soil Science*, vol. 44, pp. 579-588

Hall D.G.M. et Webster C.P. (1993) - An amended functional leaching model applicable to structured soils. II. Model application. *Journal of Soil Science*, vol. 44, pp. 589-599

**Hall D.G.M.** (1994) - Simulation of dichlorprop leaching in three texturally distinct soils using the Pesticide Leaching Model. *Journal of Environmental Science and Health Part A - Environmental Science and Engineering*, vol. 29, pp. 1211-1230

**Haws N.W., Rao P.S.C., Simunek J. et Poyer I.C.** (2005) - Single-porosity and dualporosity modelling of water flow and solute transport in subsurface-drained field using effective field-scale parameters. *Journal of Hydrology*, n° 313, pp. 257-273

**Heijs A.W.J., de Lange J., Schoute J.F.Th, Bouma J.** (1995) - Computed tomography as a tool for non-destructive analysis of flow patterns in macroporous clay soils. *Geoderma*, n° 64, pp. 183-196

**Hendriks R.F.A., Oostindie K. et Hamminga P.** (1999) - Simulation of bromide tracer and nitrogen transport in a cracked clay soil with the FLOCR/ANIMO model combination. *Journal of Hydrology*, n° 215, pp. 94-115

Huder J. et Amberg G. (1970) - Quellung in mergel, opalinuston und anhydrit. Schweizerische bauzeitung, n  $^{\circ}$  43, pp. 975-980

**Huyakorn P.S., Thomas S.D. et Thompson B.M.** (1984) - Techniques for making finite elements competitive in modeling flow in variably saturated porous media. *Water Resources Research*, vol. 20, pp. 1099-1115

Jackson M.L. et Sherman G.D. (1953) - Chemical weathering of minerals in soils. *Adv. Agron.* vol. 5, pp. 219-318

**Jarrault M. et Chevalier P.** (1992) – La sécheresse et les désordres de fondations. *Revue Française de Géotechnique,* n°58, Sycodés Informations n°10

**Jarvis N.J.** (2002) - Macropore flow models. *In : The Encyclopedia of Agrochemicals, Ed.: J. Plimmer*, Wiley et Sons, UK, n° 3, pp. 1013-1018

**Jarvis N.J.** (1989) – CRACK : a model of water and solute movement in cracking soils. *Department of Soil Sciences Report 159, Swedish University of Agricultural Sciences,* Uppsala, Sweden

Jarvis N.J., Boesten J., Hendriks R., Klein M., Larsbo M., Roulier S., Stenemo F. et Tiktak A. (2003) - Incorporating macropore flow into FOCUS PEC models. . In : A.A.M. Del Re, E. Capri, L. Padovani, M. Trevisan (Eds.). Pesticide in air, plant, soil et water system. Proceedings of the XII international Symposium Pesticide Chemistry, June 4-6, 2003, Piacenza, Italy, pp. 963-972

Jarvis N.J., Brown C.D. et Granitza E. (2000) - Sources of error in model predictions of pesticide leaching: a case study using the MACRO model. *Agricultural Water Management*, vol. 44, pp. 247-262

Jarvis N.J., Larsson M., Fogg P. et Carter A.D. (1995) - Validation of the dualporosity model MACRO for assessing pesticide fate and mobility in soils. 161-170. *In : A. Walker et al. (ed.) Pesticide movement to water. BCPC monograph 62.* The British Crop Protection Council, Farnham, Surrey, UK

Jarvis N.J., Jansson P.-E., Dik P.E. et Messing I. (1991) - Modelling water and solute transport in macroporous soil. I. Model description and sensitivity analysis. *Journal of Soil Science*, vol. 42, pp. 59-70

Jarvis N.J. et Leeds-Harrison P.B. (1987) - Modelling water movement in drained caly soil. I. Description of the model, sample output and sensitivity analysis. *Journal of Soil Science*, vol. 38, pp. 487-498

Jennings J.E.B. et Knight K. (1957) - The prediction of total heave from double oedometer test. Symposium *on Expansive Clays*, South African Institute of Civil Engineers, Johannesburg, vol. 9, pp. 13-19

**Johnson L.D. et Snethen D.R.** (1978) - Prediction of potential heave of swelling soils. *Geotechnical Testing Journal*, vol.1, pp. 117–124

**Jury W.A.** (1982) - Simulation of solute transport using a transfer function model. *Water Resources Research*, vol. 18, pp. 363-368

**Jury W.A., Sposito G. and White R.E.** (1986) - A transfer function model of solute transport through soil. 1. Fundamental concepts. *Water Resources Research*, vol. 22, pp. 243-247

**Justo J.L., Delgado A. et Ruiz J.** (1984) - The influence of stress-path in collapseswelling of soils at the laboratory. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils*, Adelaide-South Australia, vol. 1, pp. 67-71

**Kennedy G.W. et Price J.S.** (2004) - Simulating water dynamics in a cutover bog. *Water resources research*, 40

**Khaddaj S.** (1992) - *Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres*. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques, Lille

Kohler A., Abbaspour K.C., Fritsch M., Van Genuchten M.Th. et Schulin R. (2001) - Simulating unsaturated flow and transport in a macroporous soil to tile drains subject to an entrance head : model development and preliminary evaluation. *Journal of Hydrology*, vol. 254, pp. 67-81

Komine H. et Ogata N. (1994) - Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, pp. 478-490

**Komornik A. et David D.** (1969) - Prediction of swelling pressure of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 95, n° SM1, pp. 209-225

Kratzsch H. (1983). – Mining subsidence engineering, Springer-Verlag

**Kumar A., Kanwar R.S. et Ahuja L.R.** (1998) - Evaluation of preferential flow component of RZWQM in simulating water and atrazine transport to subsurface drains. *Trans ASAE*, vol. 41, pp. 627-637

**LAEGO-ENSG MS1-01** - Détermination de la teneur en eau pondérale des sols. Méthode par étuvage. D'après le projet de norme NF P 94-050.

**LAEGO-ENSG MS1-08** - Détermination de valeur de Bleu de Méthylène d'un sol par l'essai à la tache. D'après la norme NF P 94-068.

**LAEGO-ENSG MS1-13** - Détermination de la masse volumique absolue d'un matériau. D'après la norme NF P 18-558.

**LAEGO-ENSG MS1-15** - Détermination de la masse volumique d'un sol. Méthode par immersion. D'après la norme NF P 94-053.

Larsbo M., Roulier S., Stenemo F., Kasteel R. et Jarvis N.J. (2005) - An improved dual permeability model of water flow and solute transport in the vadose zone. *Vadose Zone Journal*, in press.

**Larsbo M. et Jarvis N.** (2003) - MACRO 5.0. A model of water flow and solute transport in macroporous soil. Technical description. Emergo 2003:6. *Swedish University of Agricultural Sciences*, Department of Soil Sciences, Uppsala, Sweden

**Larsson M.H. et Jarvis N.J.** (1999) - Evaluation of a dual-porosity model to predict field scale solute transport in a macroporous soil. *Journal of Hydrology*, vol. 215, pp. 153-171

**Lautrin D.** (1989) – Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 160, pp. 53-65

**Le Berre P. et Damiani L.** avec la collaboration de **Zanfoni A.** (1984) – Recherche de gisements d'argiles industrielles dans le Sud-Est de la France. Rapport BRGM n°84 SGN 028 PAC, 63 p., 30 fig., 8 pl. h.-t.

Lemaitre J. et Chaboche J.L. (1988) – Mécanique des matériaux solides. Ed. Dunod

**Lemgruber A.** (2005)- Étude de l'effet de l'infiltration sur la stabilité des pentes naturelles à l'aide d'un critère de cisaillement généralisé aux sols non saturés. DEA - PAE3S, ENSG, 68 p.

Li J., Zhang J. et Rao M. (2005) - Modeling of waterflow and nitrate transport under surface drip fertigation. *Transactions of the ASAE*, vol. 48, pp. 627-637

Liu H.H., Doughty C. et Bodvarsson, G.S. (1998) - An active fracture model for unsaturated flow and transport in fractured rocks. *Water Resources Research*, vol. 34, pp. 2633–2646

**Livet M.** (1988) – Etudes : Sols Argileux Gonflants Site expérimental de Waza-Maltam Rapport de synthèse. *ISTED* 

Lloret A., Villar M.V., Sanchez M., Gens A., Pintado X. et Alonso E.E. (2003) - Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, vol. 53, n° 1, pp. 27-40

**Logeais L.** (1991) – Tassements de fondations dus à la sécheresse. Sycodés Informations  $n^8$ 

**Logeais L.** (1989) – Accidents de fondations, deux dangers argiles gonflantes et tassements. *CSTB Magazine*  $n^{\circ}27$ 

Logeais L. (1989) – Quelques cas d'accidents de fondations. CSTB Magazine n°23

**Logeais L.** (1988) – La pathologie des fondations. *CSTB Magazine n°19* 

**Low P.F.** (1961) - Physical chemistry of clay-water interaction. *Advances in Agronomy*, Academic, New York, vol. 13, pp. 269-327

**Magnan D.** (1993) - *Caractérisation in situ des sols gonflants : l'essai Expansol*. Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble, 190 p.

Malone R.W., Ahuja L.R., Ma L., Wauchope R.D., Ma Q. et Rojas K.W. (2004a) - Application of the Root Zone Water Quality Model (RZWQM) to pesticide fate and transport: an overview. *Pest Management Science*, vol. 60, pp. 205-221

Malone R.W., Weatherington-Rice J., Shipitalo M.J., Fausey N., Ma L., Ahuja L.R., Wauchope R.D. et Ma Q. (2004b) - Herbicide leaching as affected by macropore flow and within-storm rainfall intensity variation : a RZWQM simulation. *Pest Management Science*, vol. 60, pp. 277-285

MARC Analysis Research Corporation USA, Code de calcul aux éléments finis

**Marçot N., Gonzalez G.** avec la collaboration de **Fournel S. et Simplet L.** (2004) - Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de Vaucluse. *Rapport BRGM*/RP-53187-FR, 220 p., 47 ill., 7 ann., 3 carte h.-t.

**Maghous S.**, **De Buhan P. et Bekaert A.** (2005) – Représentation à l'échelle microscopique d'un mécanisme de rupture dans un milieu à joints. C.R. Mécanique 333, pp. 285-291

**Mariotti M.** (1982) – Note sur le programme expérimental sur sols argileux instables en Technique, CEBTP

**Mariotti M.** (1976) - Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène – influence sur les structures – précautions à envisager). *Mines et Géologies*, Rabat, n° 39, pp. 13-28

**Mastchenko A.** (2001) – Sécheresse et sols argileux. Projet industriel Alpha Sol. École des Mines d'Alès, 74 p., 9 ann.

**Meiwirth K.** (2003) - Regional and local scale pesticide transport in the alluvial plain of the Swiss Rhöne river valley. *PhD thesis n. 2869, Ecole Polytechnique de Lausanne,* Switzerland, 110 p + appendices

**Mercuri H.** (1982) – Argiles Gonflantes – Études bibliographiques (en technique routière). S.E.T.R.A. Direction des routes

Millot G. (1964) - Géologie des argiles. Masson et Cie, 499 p.

**Mitchell J.K.** (1993) - *Fundamentals of soil behaviour.* 2nd ed. John Wiley et Sons, New York

**Mitchell J.K.** (1976) - *Fundamentals of soil behaviour.* First ed. John Wiley et Sons, New York

**Morel R.** (1996) - *Les sols cultivés*, 2ème édition. Paris : Technique et documentation, ISBN : 2-7430-0149-6.

**Morris C. et Moonney S.J.** (2004) - A high-resolution system for the quatification of preferential flow in undisturbed soil using observations of tracers. *Geoderma*, n° 118, pp. 133-143

**Mouchoux S., Flamand E., Castaing L. et Le Guen Th.** (2006) – Tassement différentiel d'un bâtiment en fonction de l'humidité. *Rapport final de projet*, École Centrale Paris, 101 p.

**Mourier J.P.** avec la collaboration de **Gabilly M.J., Platel J.P.** (1986) - Notice explicative de la feuille Poitiers, carte géologique de la France (1/50 000). Éditions du BRGM : Orléans. N°589, 47 p. Carte géologique par Gabilly M.J. et Platel J.P. (1976)

**Mouroux P., Margron P., Pinte J.C.** (1988) – La construction économique sur sols gonflants. Edit. BRGM, Manuels et Méthodes n° 14

**Mrad M.** (2005) - *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés*. Thèse de Doctorat 2005, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 241 p.

**Mrad M.** (2006) - Géologie du site du Deffend. Rapport du projet RGCU retraitgonflement des argiles. 24 p.

**Mualem Y.** (1976) - A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, vol. 12, pp. 513-522

**Nagaraj T.S. et Srinivasa M.B.R.** (1983) - An approach for prediction of swelling soil behaviour. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 52-55

**Nicholls P.H., Harris G.L. et Brockie D.** (2000) - Simulation of pesticide leaching at Vredepeel and Brimstone farm using the macropore model PLM. *Agricultural Water Management*, vol. 44, pp. 307-315

**Noble C.A.** (1966) - Swelling measurements and prediction of heave for lacustrine clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 3, n° 1, pp. 32-41

**Norie A., Vincent M.** (2000) - Établissement de plan de prévention des risques naturels prévisibles : « Mouvements différentiels de terrain liés au phénomène de

retrait gonflement des sols argileux ». Approche méthodologique dans le département des Deux Sèvres. Rapport BRGM/RP-50591-FR, 14 p., 4 fig., 4 ann.

**Ofer Z., Blight G. et Komornik A.** (1983) - An in situ swelling pressure test. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 64-70

**Ofer Z. et Blight G.** (1985) - Measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ. *Transportation Research Record*, n° 1032, pp. 15-22

Öhrström P., Hamed Y. Persson M. Berndtsson R. (2004) - Charaterising unsaturated solute transport by simultaneous use of dye and bromide. *Journal of Hydrology*, n° 289, pp. 23-35

**Olivella S., Gens, A., Carrera, J. et Alonso, E.E.** (1996) - Numerical formulation for a simulator (Code\_Bright) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, vol. 13, n°7, pp. 87-112

**O'Neill M. W. et Ghazzaly O. I.** (1977) - Swell Potential Related to Building Performance *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 103, pp 1363-1379

**Oostindie K. et Bronswijk J.J.B.** (1995) - Consequences of Preferential Flow in Cracking Clay Soils for Contamination-risk of Shallow Aquifers. *Journal of Environmental Management* vol. 43, pp. 359-373

**Oostindie K. et Bronswijk J.J.B.** (1992) - FLOCR : A simulation model for the calculation of water balance, cracking and surface subsidence of clay soils. *Report 47. DLO Winand Staring Centre*, Wageningen

**Parcevaux P.** (1980) – Étude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux. *Thèse de doctorat Université Pierre et Marie Curie et ENSMP*, Paris, 266 p.

**Philipponnat G.** (1991) - Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, pp.5-22

**Philipponnat G.** (1990) - Retrait-gonflement des argiles, Renforcement des fondations des bâtiments et ouvrages. *E.N.P.C.*, Paris

**Philiponnat G.** (1978) – Désordres dus à la présence de sols gonflants dans la région parisienne. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 364, pp. 1-15

**Porter A.A. et Nelson J.D.** (1980) - Strain controlled testing of expansive soils. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils*, Denver, vol. 1, pp.34-44

**Pousada E.** (1984) - *deformabilidad de arcillas expansivas bajo succión controlada*. Thèse de doctorat, Université Polytechnique de Madrid, Espagne

Prian J.P., Donsimoni M., Vincent M. avec la collaboration de Denis L., Gallas J.-C., Marty F., Motteau M. (2000) - Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de l'Essonne. *Rapport BRGM* n° RP-50376-FR, 269 p., 32 fig., 11 tabl., 6 ann., 3 cartes h.-t.

**Pruess K.** (1999) - A mechanistic model for water seepage through thick unsaturated zones in fractured rocks of low matrix permeability. *Water Resources Research*, vol. 35, pp. 1039–1051

**Push R.** (1982) - Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 19, pp. 381-387

**Ranganatham et Satyanarayana** (1965) - A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, pp. 92-96

**Ravina I.** (1983) – The influence of vegetation on moisture and volume changes. *Géotechnique*. Vol.XXXIII, pp. 151-157

**Rawls W.J., Brakensiek D.L. et Saxton K.E.** (1982) - Estimation of soil water properties. *Transactions American Society of Agricultural Engineers*, vol. 25, pp. 1316-1328

**Ray C., Ellsworth T.R., Valocchi A.J. et Boast, C.W.** (1997) - An improved dual porosity model for chemical transport in macroporous soils. *Journal Hydrology*, n° 193, pp. 270–292

**Ray R., Vogel T. et Dusek J.** (2004) - Modeling depth-variant and domain-specific sorption and biodegradation in dual-permeability media. *Journal of Contaminant Hydrology*, vol. 70, pp. 63-87

**Renault O., Norie A., Karnay G., Vincent M.** (2002) – Cartographie de l'aléa retraitgonflement des argiles dans le département de la Vienne. Rapport BRGM/RP-51264-FR, 95 p., 14 fig., 8 tabl ., 5 ann., 2 cartes h.-t.

**Richards L.A.** (1931) - Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, vol. 1, pp. 318-333

**de Rosny G., Chanzy A., Pardé M., Gaudu J.C., Frangi J.-P., Laurent J.-P.** (2001) – Numerical modelling of a capacitance probe response. In *Soil Scientific Society American Journal*, vol. 65, pp. 13-18

**Rots J.G. et Blaauwendraad J.** (1989) – Crack models for concrete : discrete or smeared ? Fixed, multi-directional or rotating ? HERON, vol. 34, n°1

**RZWQM Team** (1992) - Root Zone Water Quality Model, Version 1.0. *Technical documentation. GPSR Technical Report no.* 2., USDA-ARS-GSPR, Fort Collins, USA

**Sab K.** (2003) – Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls. C.R. Mécanique 331, pp. 641-646

**Saiyouri N.** (1996) - Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris, 228 p.

Salençon J. (2002) – Mécanique des milieux continus, tomes 1 et 2. Presses de l'Ecole Polytechnique

Salençon J. (1983) – Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC

**SDMHBL** : Service des dégâts miniers des houillères du basin de Lorraine, groupe Charbonnages de France (1986). – Les dégâts de surface provoqués par les exploitations souterraines de charbon. Mesures préventives et correctives pour minimiser les effets. *Industrie minérale – mines et carrières, les techniques*, pp. 267-282

**Seed H.B., Woodward R.J. et Lundgren R.** (1962) - Prediction of swelling potential for compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 88, n° SM3, pp. 53-87

Sellier A., Mébarki A. et El Hage C. (1998) – Fiabilité des murs en maçonnerie sous charge de vent. *Cahiers du CSTB* n°3065 septembre 1998

**Simunek J., Jarvis N.J., Ven Genuchten M.Th et Gardenas A.** (2003) - Review and comparison of models for describing non-equilibrium and preferential flow and transport in the vadose zone. *Journal of Hydrology*, n° 272, pp. 14-35

**Singh P., Kanwar R.S., Johnsen K.E. et Ahura L.R.** (1996) - Calibration and evaluation of subsurface drainage component of RZWQM v2.5. *Journal of Environmental Quality*, vol. 25, pp. 56-63

**Shuai** (1996) - *Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils.* Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 228 p.

**Skempton A.W.** (1954) – A foundation failure due to clay shrinkage caused by poplar trees. *Proc. Instn. Civ. Engrs.* Part I, 3, Jan., pp. 66-83

**Smetten K.R.J., Capowiez Y. et Kretzschmar A.** (1996) - Using CAT scanning technique to relate macropore distribution and connectivity to hydrolic conductivity. *Presentation orale* 

**Sridharan A., RAO A.S. et Sivapullaiah P.V.** (1986) - Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 9, n° 1, pp. 24-33

**Stenemo F., Jørgensen, P.R., Jarvis, N.** (2005) - Linking a one-dimensional pesticide fate model to a three-dimensional groundwater model to simulate pollution risks of shallow and deep groundwater underlying fractured till. *Journal of Contaminant Hydrology*, n° 79, pp. 89-106

**Sullivan R.A. et McCleland B.** (1969) - Predicting heave of buildings on unsaturated clays. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Expansive Clays Soils*, Texas AetM Univ, pp. 404-420

Suquet P. (1983) – Analyse limite et homogénéisation. *C.R. Acad. Sci.*, Paris 296 (série IIb), pp.1355-1358

**Therrien R. et Sudicky E.A.** (1996) - Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely fractured porous media. *Journal of Contaminant Hydrology*, n° 23, pp. 1-44

Thiéry D., Golaz C., Gutierrez A., Fialkiewicz W., Darsy C., Mouvet C. et Dubus I.G. (2004) - Refinements to the MARTHE model to enable the simulation of the fate of agricultural contaminants from the soil surface to and in groundwater. *Proceedings of the COST international workshop, Saturated and unsaturated zone : integration of process knowledge into effective models*, Rome, Italy, 5-7 May 2004. ISBN 88-7830-387-9, pp. 315-320

**Thoma S.G., Gallegos D.P. et Smith D.M.** (1992) - Impact of fracture coatings on fracture/matrix flow interactions in unsaturated, porous media. *Water Resources Research*, vol. 28, pp. 1357–1367

**Tinazzi D.**, **Arduini M.**, **Modena C.** et **Nanni A.** (2000) – Frp-structural repointing of masonry assemblages. *Proc., 3rd Inter. Conf. on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Ottawa, Canada*, J. Humar and A.G. Razaqpur, Editors, pp. 585-592

**Tourenq et Tran Ngoc Ian.** (1991) – Le rôle des argiles dans les matériaux de génie civil. Essais normalisés et spécifications. *Annales ITBTP n°490* 

**Valencia-David N.** (2006) – Risques naturels, aléa et vulnérabilité mécanique : cas de construction en maçonnerie vis-à-vis des séismes et des inondations. Thèse de Doctorat de l'Université de Marne-la-Vallée

**Van Dam J.C.** (2000) - Field scale water flow and solute transport. SWAP concepts, parameter estimation, and case studies. *Ph.D. thesis, Wageningen Agricultural University*, Wageningen, the Netherlands

**Van Der Pluijm R.** (1999) – Out-of-plane bending of masonry – Behaviour and strength. *Ouvrage publié à compte d'auteur* 

**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

**Van Genuchten M.Th. et Wierenga P.J.** (1976) - Mass transfer studies in sorbing porous media. I. Analytical solutions. *Soil Science Society of America Journal*, vol. 40, pp. 473-480

Vanclooster M, Armstrong A., Baouroui F, Bidoglio G., Boesten J.J.T.I., Buraeul, P., Capri E., De Nie D., Fernandez E., Jarvis N., Jones A., Klein M., Leistra M., Linnemann V., Pineros Garcet J.D., Smelt J.H., Tiktak A., Trevisan M., Van den Berg F., Van der Linden A.M.A., Vereecken H. et Wolters A. (2003) - Effective approaches for predicting environmental concentrations of pesticides: The APECOP project. *In* : A.A.M. Del Re, E. Capri, L. Padovani, M. Trevisan (Eds.). Pesticide in air,

*plant, soil et water system. Proceedings of the XII international Symposium Pesticide Chemistry*, June 4-6, 2003, Piacenza, Italy, pp. 923-931

**Vayssade B.** (1978) – Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire de sols argileux. *Thèse de doctorat Université Pierre et Marie Curie et ENSMP*, Paris, 107 p.

**Verbrugge J.C. & Duchêne Ph.** (1991) - Étude de l'influence de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques des sols limoneux. *Colloque sur les sols non saturés*, École Polytechnique fédérale de Lausanne, novembre 1990

**Vervoort R.W., Radcliffe D.E. et West, L.T.** (1999) - Soil structure development and preferential solute flow. *Water Resources Research*, vol. 35, pp. 913–928

**Vijayvergiya V.N. et Ghazzaly O.I.** (1973) - Prediction of swelling potential for natural clays. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Expansive Soils*, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236

**Vincent M**. (2006) – Établissement de cartes départementales de l'aléa retraitgonflement des argiles – Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Risques Géotechniques et Environnementaux liés à l'Aménagement, INSA Lyon, 27-29 juin 2006, Edit. R. Kastner, F. Emeriault et C. Pothier, IV-41, 8 p.

**Vincent M**. (2003) – Retrait-gonflement des sols argileux : méthode cartographique d'évaluation de l'aléa en vue de l'établissement de PPR. *3<sup>ème</sup> Conférence SIRNAT – Forum des Journées pour la Prévention des Risques Naturels, Orléans*, janv . 2003. Actes du Colloque, 7 p., 5 fig.

**Vincent M., Bouchut J., Le Roy S., Dubus I., Surdyk N.** (2006) – Suivi de l'évolution en profondeur de la dessiccation des sols argileux en période de déficit hydrique. Rapport final de phase 1. *Rapport BRGM*/RP-54567-FR, 189 p., 127 ill.

**Vincent M., Le Nindre Y.M., Meisina C., Chassignol A.L.** (1998) – Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département des Deux-Sèvres. *Rapport BRGM* n° R 39967, 89 p., 14 fig., 13 tab., 6 ann., 2 cartes hors-texte

Voïnovitch I.A. (1971) - L'analyse minéralogique des sols argileux. Eyrolles, 93 p.

**Wagner H., Schumann E.H.R**. (1991) – Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods. *J.S. Afr Inst. Min. Metall.*, Vol 91, No 7, juillet 1991. pp 221-231

**Wang J.S.Y.** (1991) - Flow and transport in fractured rocks. *Review in Geophysics Supplements*, pp. 254–262

Williams A.B. & Donaldson G.W. (1980) - Developments related to building on expansive soils in South Africa : 1973-1980. *Proc. 4th Int. Conf. on Expansive Soils*, Denver, Vol. 2, pp. 834-844

**Windal T.** (2001) - Étude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un œdomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. *Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie*, Lille,128 p.

**Wind, G. P.** (1972) - A hydraulic model for the simulation of non-hysteretic vertical unsaturated flow of moisture in soils. *Journal of Hydrol.ody*, n° 15, pp. 227–246

**Wind G.P. et Van Doorne W.** (1975) - A numerical model for the simulation of unsaturated vertical flow of moisture in soils. *Journal of Hydrology*, n° 24, pp. 1-20

**Yahia-Aïssa M.** (1999) - Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. *Thèse de doctorat*, École Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.

**Yilmaz I.** (2006) - Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. *Engineering Geology*, n° 85, pp 295-301

**Zerhouni M.I. (1991)** - Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols - Application aux routes. *Thèse de Doctorat, École Centrale Paris,* soutenue le 8 Janvier 1991

**Zienkiewicz O.C. et Taylor R.L.** (2000) – The Finite Element Method, volumes 1, 2 et 3. *Ed. Butterworth* 

## Sites Internet :

Site Internet de l'Agence Qualité Construction : http://www.qualiteconstruction.com

Site Internet du BRGM consacré à la prévention de l'aléa retrait-gonflement des argiles : <u>http://www.argiles.fr</u>



Centre scientifique et technique 3, avenue Claude-Guillemin BP 6009 45060 – Orléans Cedex 2 – France Tél. : 02 38 64 34 34 Service Aménagement et Risques Naturels Unité Risques Mouvements de Terrain 117, avenue de Luminy – BP 167 13276 Marseille cedex 09 Tél. : 04 91 17 74 74