

TYPOLOGIE DES STRUCTURES VIS-À-VIS DU RISQUE SÉCHERESSE – MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURE

Fondation MAIF

Référence

CSTB-DSSF-rapport d'étude v(1)

Auteur(s)	Vérificateur	Version	Date
Jean-Vivien HECK Nicolas TAILLEFER	Ménad CHENAF	(A)	28-01-2009



Département Sécurité, Structures et Feu

Division Ingénierie de la Sécurité

☎ : 01.64.68.83.28

📠 : 01.64.68.85.23

@ : mara.tan@cstb.fr

🌐 : <http://dssf.cstb.fr>

TYPOLOGIE DES STRUCTURES VIS-À-VIS DU RISQUE SÉCHERESSE - MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURE

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT

SIÈGE SOCIAL > 84 AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2

TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX. (33) 01 60 05 70 37 | SIRET 775 688 229 000 27 | www.cstb.fr

ÉTABLISSEMENT PUBLIC À CARACTÈRE INDUSTRIEL ET COMMERCIAL | RCS MEAUX 775 688 229 | TVA FR 70 775 688 229

MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA-ANTIPOLIS

SOMMAIRE

1 - INTRODUCTION.....	191
2 - PREMIERE ANALYSE TYPOLOGIQUE QUALITATIVE DE LA VULNERABILITE DU BATI	192
2.1 - SOURCES AYANT PERMIS L'ANALYSE	192
2.2 - ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS	193
2.3 - CONCLUSION DE L'ANALYSE ET COMPLEMENTS A VENIR.....	200
3 - STATISTIQUES LOCALES CONCERNANT LES MAISONS INDIVIDUELLES	201
3.1 - OBJECTIF	201
3.2 - CARACTERISATION SIMPLIFIEE DE L'ALEA	202
3.2.1 - <i>Approche générale des mouvements de terrain</i>	202
3.2.2 - <i>Caractéristiques propres au phénomène de retrait gonflement des argiles</i> ...	204
3.3 - CARACTERISATION DES MAISONS INDIVIDUELLES – REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	205
3.3.1 - <i>Part de la construction des maisons individuelles</i>	205
3.3.2 - <i>Pathologie des constructions</i>	208
3.3.3 - <i>Désordres et sinistres liés aux mouvements de terrain</i>	209
3.3.4 - <i>État actuel de la connaissance des facteurs de vulnérabilité des bâtiments</i> ..	210
3.3.5 - <i>Bilan de l'étude bibliographique</i>	211
3.4 - CARACTERISATION DES MAISONS INDIVIDUELLES - PRINCIPE D'OBTENTION DES STATIQUES LOCALES OU REGIONALES.....	211
3.5 - CARACTERISATION DES MAISONS INDIVIDUELLES - APPROCHE FONCTIONNELLE	213
3.5.1 - <i>Objectifs</i>	213
3.5.2 - <i>Analyse</i>	214
3.6 - CARACTERISATION DES MAISONS INDIVIDUELLES - PRINCIPALES CARACTERISTIQUES RETENUES	229
3.7 - CARACTERISATION DES MAISONS INDIVIDUELLES - VARIANTES A ETUDIER PAR UNE APPROCHE PARAMETRIQUE	230
3.8 - STATISTIQUES A L'ECHELLE D'UNE COMMUNE : VILLIERS-SUR-MARNE (94) – CONTEXTE LOCAL	231

3.9 - STATISTIQUES A L'ECHELLE D'UNE COMMUNE : VILLIERS-SUR-MARNE (94) – RECHERCHE DE DONNEES COMPLEMENTAIRES	234
3.9.1 - <i>Retours sur les déclarations de sinistres dans le cadre de la procédure d'indemnisation du régime catastrophe naturelle</i>	234
3.9.2 - <i>Sources de données de l'enquête</i>	236
3.9.3 - <i>Enquête</i>	237
3.9.4 - <i>Résultats de l'enquête concernant les caractéristiques constructives à l'échelle de la commune</i>	238
3.9.5 - <i>Résultats de l'enquête concernant le scénario de défaillance « dégradations structurales »</i>	244
3.10 - CONSTITUTION DE PROFILS TYPES ET PREMIERES CONCLUSIONS	246
4 - MODELISATION DU COMPORTEMENT DE MAISONS INDIVIDUELLES EN MAÇONNERIE FONDEES SUR SOL ARGILEUX	253
4.1 - PRESENTATION DE L'ETUDE	253
4.2 - MODELISATION SIMPLIFIEE DU TASSEMENT DU SOL ARGILEUX SOUMIS A UN RETRAIT HYDRIQUE	255
4.3 - MODELISATION DE LA STRUCTURE EN MAÇONNERIE CHAINEE	258
4.4 - SIMULATION DE L'EFFET DU TASSEMENT D'UN SOL ARGILEUX SUR UN OUVRAGE MAÇONNE AUX MURS DE FAÇADE DEPOURVUS D'OUVERTURES	260
4.5 - EFFET DU PRINCIPE D'ENCADREMENT DES OUVERTURES SUR LA TENUE DE LA STRUCTURE – SIMPLE LINTEAU VERSUS CHAINAGE D'ENCADREMENT COMPLET	277
4.6 - BILAN DES RESULTATS DE MODELISATION – PERSPECTIVES ENVISAGEES	281
5 - MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-FONDATION DANS UN CADRE PROBABILISTE	283
5.1 - PRESENTATION DE L'ETUDE	283
5.2 - CALCUL ANALYTIQUE D'UNE SEMELLE FILANTE SUR APPUI ELASTIQUE	284
5.3 - CALCUL NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL-SEMELLE DE FONDATION – ETUDE PARAMETRIQUE	289
5.4 - ANALYSE DES RISQUES EN APPROCHE PROBABILISTE	294
5.5 - CONCLUSION SUR LE MODELE PROBABILISTE	298
6 - REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	299

1 - INTRODUCTION

Ce chapitre présente la contribution du CSTB au projet « Aléa et risque sécheresse » de la Fondation MAIF.

Le travail bibliographique réalisé au début du projet et antérieurement avait révélé le manque de modèles d'interaction sol-structure dédiés à l'étude des conséquences des phénomènes de retrait et gonflement des sols argileux sur le bâti.

La consultation des guides de l'AQC pour les constructions sur sols argileux, des règlements prescrits dans les PPRN ad hoc et des recommandations du CEBTP-SOLEN faisant suite aux expertises de sinistres imputés au retrait-gonflement nous a confortés dans cette idée par le caractère qualitatif des règles émises qui portent essentiellement sur des dispositions constructives, sans faire de proposition quand à des règles de dimensionnement adaptées aux sollicitations particulières apparaissant dans les ouvrages lors du mouvement des sols argileux.

Pour compléter, et tenter de rationaliser par une approche mécanique quantitative, le lien entre mouvements de sol et pathologie des bâtiments établi à partir de nombreuses expertises in situ, il nous est apparu nécessaire de nous engager dans la création d'outils numériques destinés à modéliser les phénomènes d'interaction sol-structure.

Ainsi, la réalisation confiée au CSTB d'une typologie des structures vis-à-vis du risque sécheresse est une action menée selon deux axes. Le premier correspond à l'analyse qualitative des pathologies observées pour les différents systèmes constructifs et à une première tentative d'élaboration de statistiques locales concernant les maisons individuelles. L'autre axe porte sur la modélisation des phénomènes d'interaction sol-structure selon deux approches. Une approche consiste en la modélisation d'une maison individuelle en maçonnerie fondée sur sol argileux. La maison individuelle a été retenue pour cette étude plus poussée car les bases de données des sinistres la placent largement en tête des structures manifestant des désordres sur sols argileux. Ce constat n'a rien d'étonnant en soi puisque la construction d'une maison individuelle n'est soumise ni à une étude de sol ni à l'approbation d'un bureau de contrôle, ce qui a pour conséquence entre autres choses que les fondations sont souvent insuffisamment profondes et insuffisamment armées. Cette modélisation assez détaillée est menée dans un cadre déterministe. En parallèle, une deuxième approche de modélisation a été suivie. Elle consiste à ne retenir

de la structure que ses fondations pour étudier dans un cadre probabiliste l'effet du système de fondation et celui du niveau d'assise. Le besoin d'un cadre probabiliste est apparu devant la forte dispersion des comportements observés des sols argileux. La contrepartie est évidemment le besoin de retenir des modèles mécaniques globaux permettant des calculs rapides.

Ce chapitre comprend quatre parties dont chacune présente un des thèmes de travail présentés précédemment :

- une synthèse des renseignements collectés dans des bases de données permettant d'établir une première analyse typologique qualitative de la vulnérabilité du bâti existant vis-à-vis du risque sécheresse ;
- motivée par les manques constatés lors de la première analyse typologique, une analyse complémentaire ciblée sur la commune de Villiers-sur-Marne conduisant à l'élaboration d'une statistique à l'échelle de cette commune et à la mise en place d'une procédure d'enquête de terrain ;
- la simulation du comportement de maisons individuelles en maçonnerie fondées sur sol argileux dans un cadre déterministe ;
- le développement d'un outil dédié aux interactions sol-fondations et la simulation avec cet outil de l'effet du niveau d'assise sur le comportement d'une fondation de type semelle filante dans un cadre probabiliste.

On précise que des passages de la première et troisième partie ci-dessus ont également été présentés dans le rapport du projet ANR-RGCU piloté par le BRGM et auquel le CSTB a participé « Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti ».

2 - PREMIERE ANALYSE TYPOLOGIQUE QUALITATIVE DE LA VULNERABILITE DU BATI

2.1 - Sources ayant permis l'analyse

Cette analyse est fondée essentiellement sur d'une part les indicateurs d'évolution de la qualité des constructions établis par l'Agence Qualité Construction (AQC) et d'autre part sur une base de données de CEBTP-SOLEN contenant 994 rapports de diagnostic commandés par des experts d'assurances pour des désordres imputés à la sécheresse.

Ces rapports correspondent à des désordres apparus entre 1988 et 2003. Les ouvrages sinistrés sont situés dans 47 départements et l'échantillon peut être considéré comme représentatif car sa répartition géographique correspond sensiblement à la carte des départements sinistrés, établie par le BRGM en termes de nombre d'occurrences d'arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse rapporté à 100 communes.

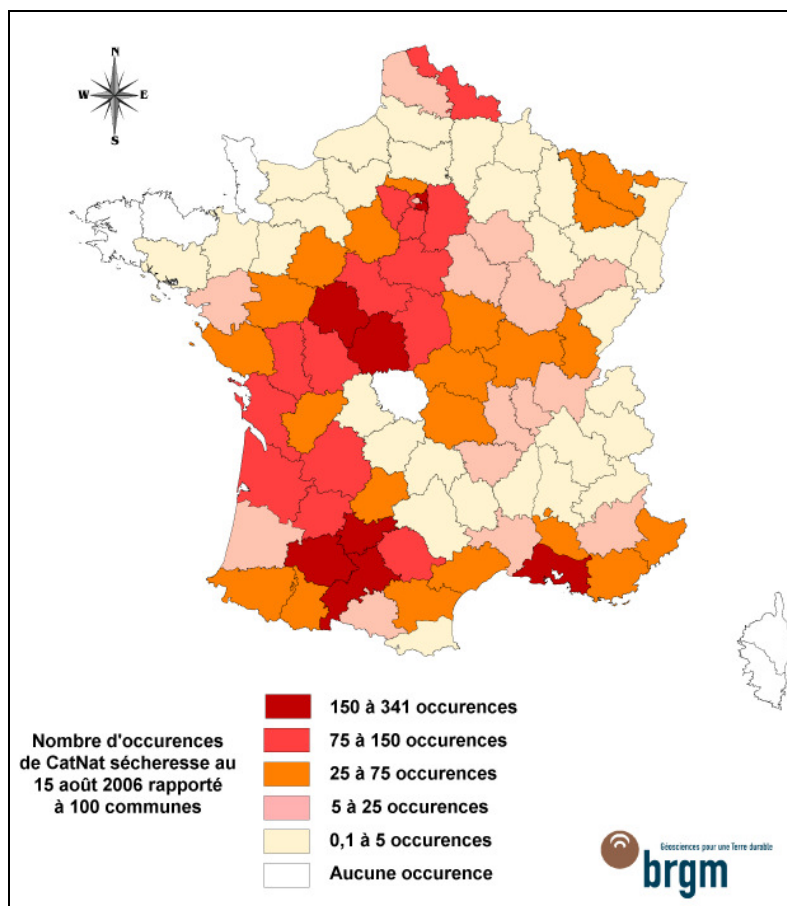


Figure 1 : Classement des départements français en fonction du nombre d'occurrences de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle sécheresse rapporté à 100 communes, à la date du 15 août 2006 (BRGM, données prim.net)

2.2 - Analyse statistique des résultats

Des rubriques proposées dans les fiches de synthèses établies par le CEBTP-SOLEN et d'une première analyse menée par cet organisme, nous avons extrait les informations portant sur les caractéristiques des constructions. Comme annoncé en introduction de ce

chapitre, les structures type « maisons individuelles » arrivent très largement en tête des structures dont les sinistres sont imputés à la sécheresse. Aussi, l'analyse qui suit ne concerne que ce type de structure.

Nous présentons d'abord les statistiques portant sur le nombre de niveaux de la construction. On inclut ici dans l'appellation « niveau » les sous-sols et les combles. Ainsi, une structure sur 4 niveaux peut être une maison comprenant un sous-sol, un RDC, 1 étage et des combles. On a précisé également dans le graphique sous l'appellation « niveaux mixtes » la présence éventuelle de niveaux partiels (sous-sol partiel ou construction mixte avec une partie en RDC et une autre de type R+1).

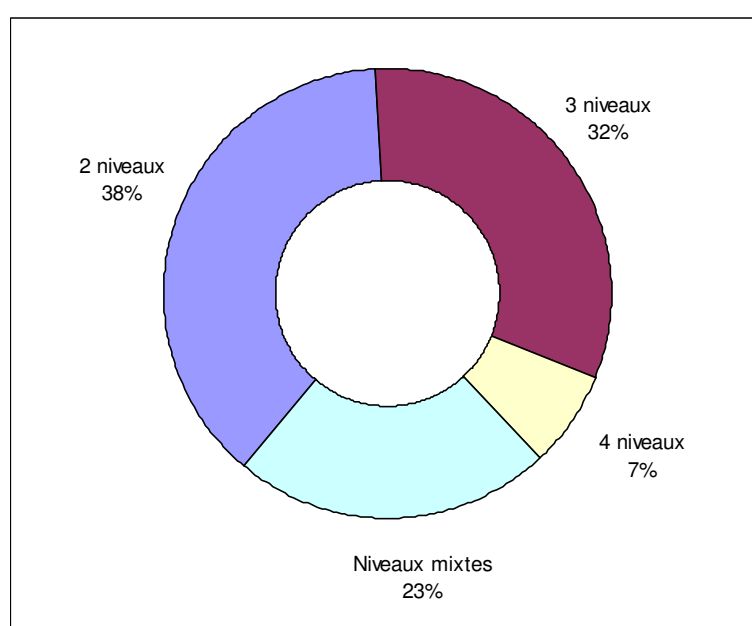


Figure 2 : Répartition des sinistres selon le nombre de niveaux de la construction

On constate ainsi que dans 70% des cas la structure est une maison de type RDC plus combles ou R+1 plus combles.

Le graphe suivant présente les résultats statistiques portant sur la nature de la structure.

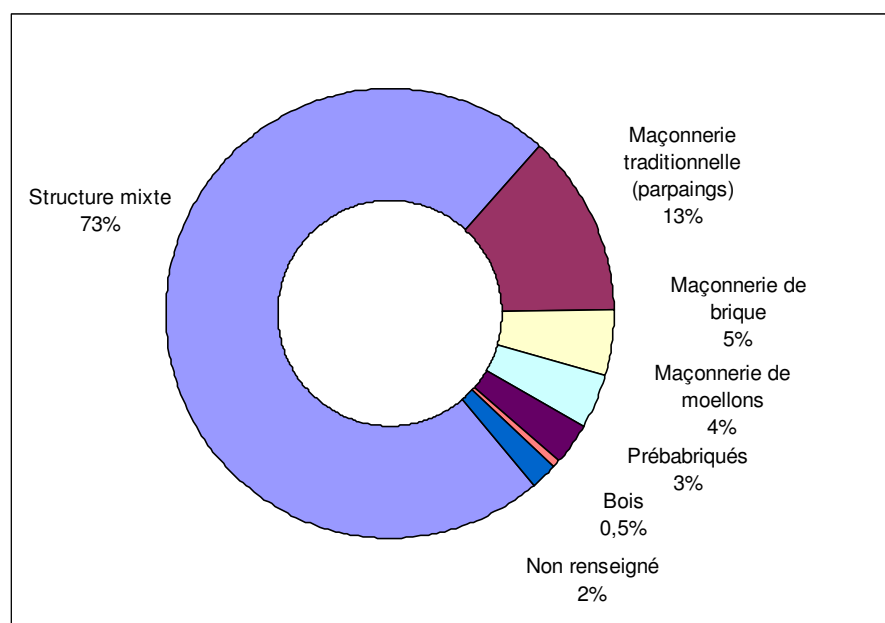


Figure 3 : Répartition des sinistres selon le type de structure

On constate que les trois-quarts des ouvrages sinistrés comportent des parties distinctes réalisées avec des matériaux différents (maçonnerie + autre). Il n'est pas précisé dans les fiches de synthèses la cause de cette différence : besoin structural ou extensions réalisées à différentes époques. On précise que les maçonneries sont chaînées dans 65% des cas seulement.

Le graphe suivant présente la nature du plancher bas des ouvrages sinistrés. Il fait état du résultat très logique que les dallages sur terre-plein sont particulièrement vulnérables aux mouvements de sol.

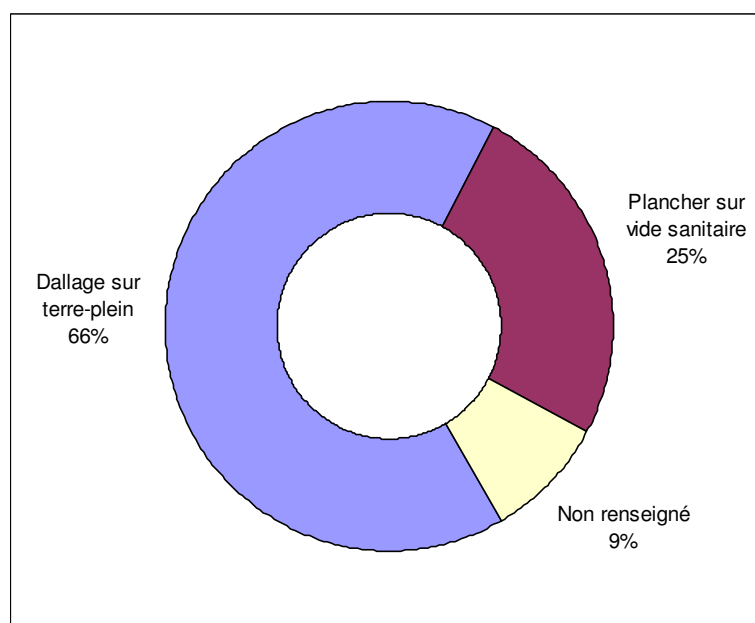


Figure 4 : Répartition des sinistres selon la nature du plancher bas

On constate sur le graphe suivant que toutes les configurations d'implantation des sous-sols sont touchées.

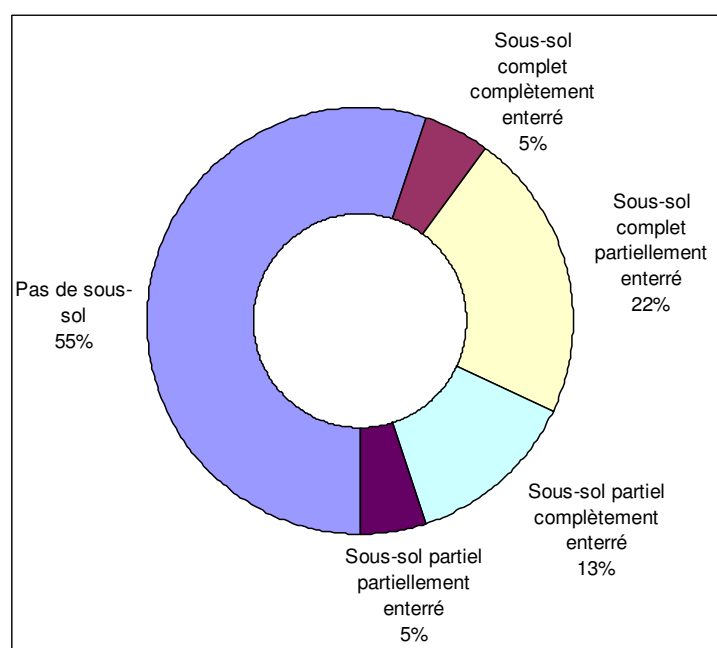


Figure 5 : Répartition des sinistres selon le type de sous-sol

Concernant les fondations, les graphes suivants présentent les statistiques portant sur leur type et sur leur niveau d'assise (niveau entre la surface naturelle existante et la base des fondations).

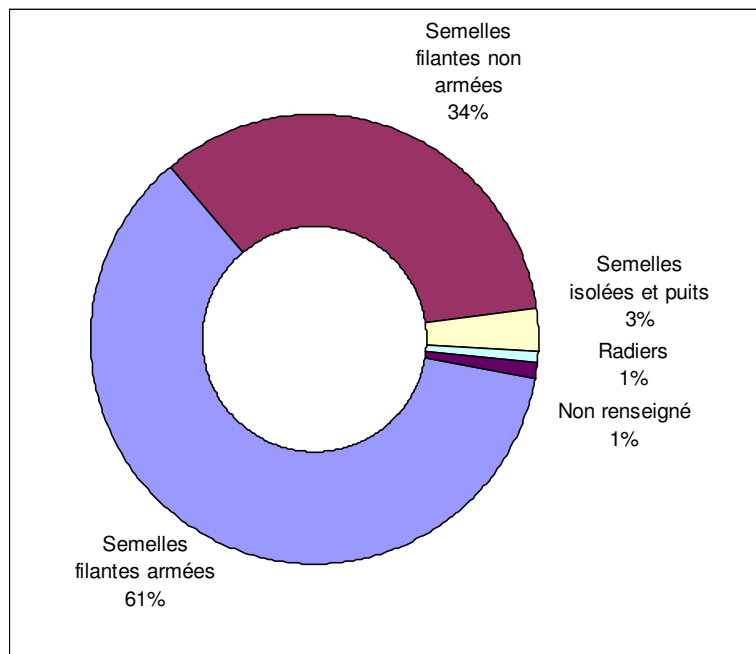


Figure 6 : Répartition des sinistres selon le type de fondation

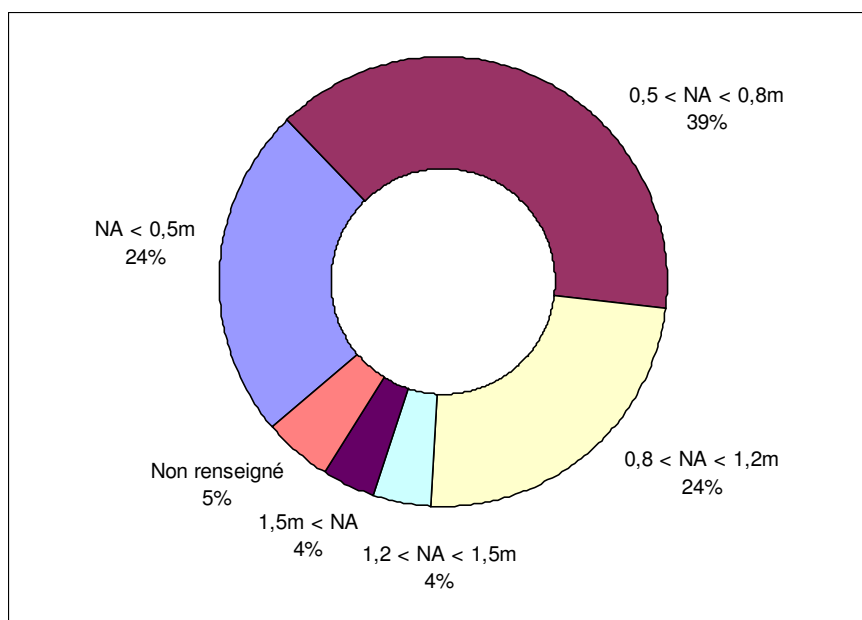


Figure 7 : Répartition des sinistres selon le Niveau d'Assise

Il est remarquable de constater que, pour le quart des ouvrages sinistrés, la profondeur hors-gel n'est pas respectée.

Il apparait également que les profondeurs d'ancrage préconisées de 0,8m en zone d'aléa faible à moyen et de 1,20m en zone d'aléa fort s'avèrent insuffisantes dans 8% des cas.

Quatre tranches d'âge ont été retenues pour différencier l'ancienneté des ouvrages sinistrés, les ouvrages de moins de 10 ans encore couverts par la garantie décennale, ceux relativement récents 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.

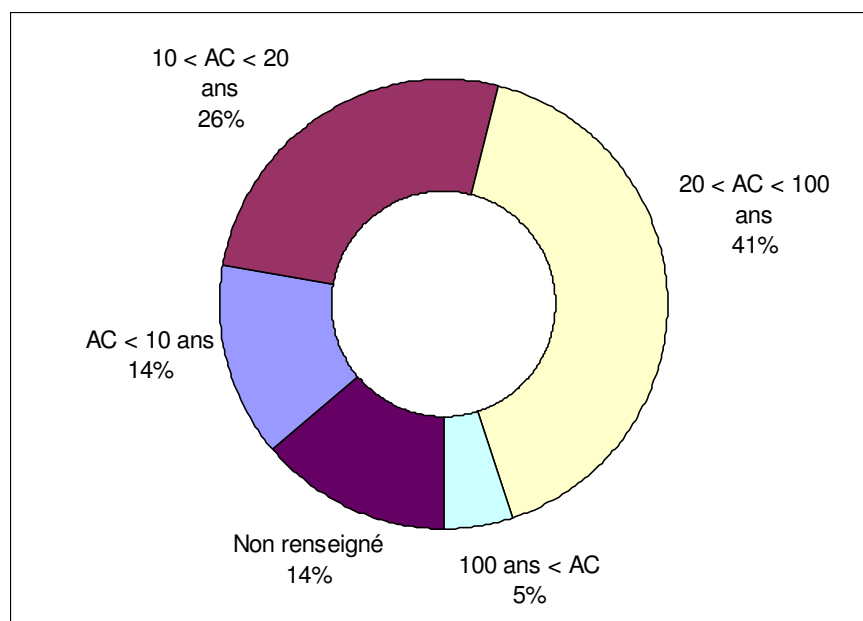


Figure 8 : Répartition des sinistres selon l'Âge de la Construction

Les deux tranches d'âge inférieures à 20 ans ne peuvent être directement comparées aux autres car, les fiches de synthèses portant sur des désordres apparus entre 1988 et 2003, il correspond à ces tranches un nombre d'occurrences plus faible du sinistre que pour les autres tranches.

Une échelle des désordres constatés est proposée ci-dessous de façon très synthétique puisque les informations collectées ne permettent de définir que des degrés d'ouverture de fissures dans les éléments porteurs de la structure.

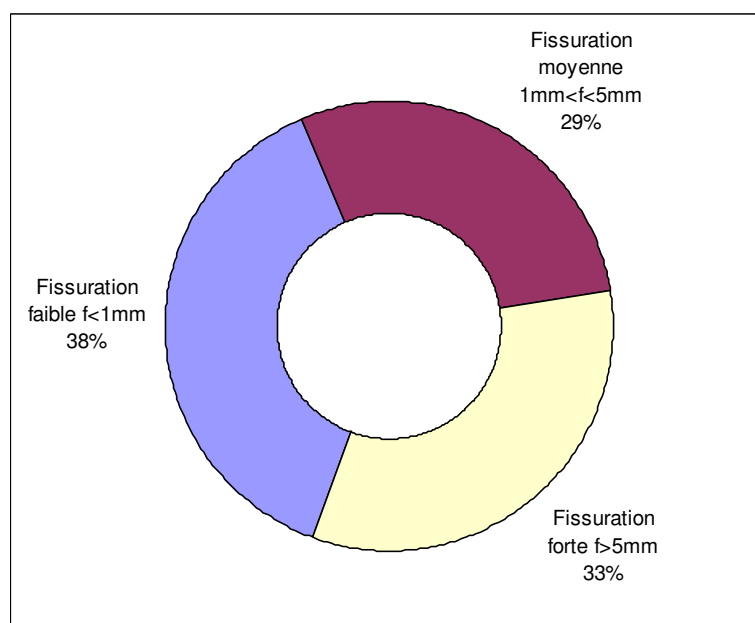


Figure 9 : Répartition des sinistres sur l'échelle des désordres

On précise qu'environ dans un cas sur cinq (à répartition équitable dans les trois tranches) les désordres de la structure sont accompagnés d'une détérioration du dallage sur terre-plein.

On montre enfin les facteurs recensés dans les diagnostics ayant eu pour effet de contribuer à l'apparition des désordres ou d'amplifier ceux-ci. Les facteurs ne constituent plus ici une partition (d'où la présentation en bâtons) car plusieurs facteurs ont pu être observés sur un même ouvrage.

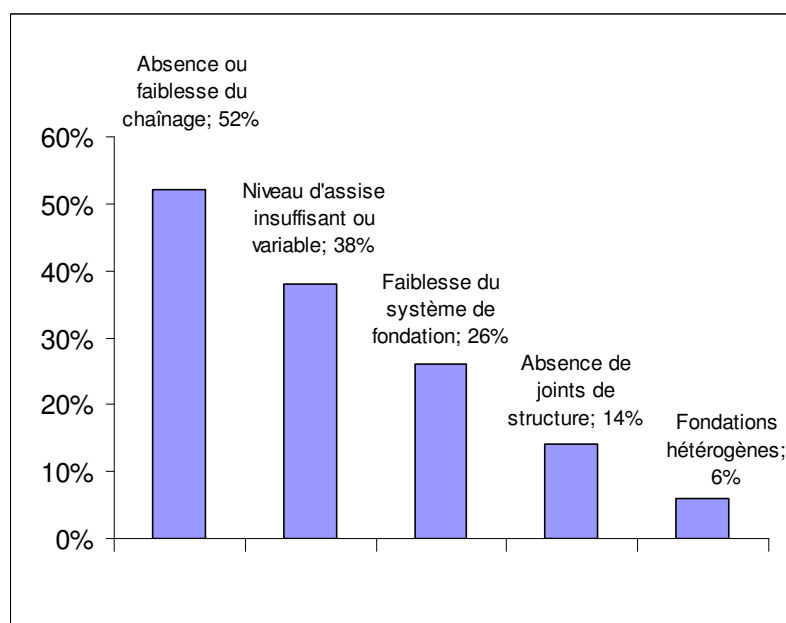


Figure 10 : Répartition des facteurs aggravants liés à la structure de la construction

2.3 - Conclusion de l'analyse et compléments à venir

Il est important pour formuler des conclusions sur les statistiques précédentes de bien avoir à l'esprit qu'elles reposent exclusivement sur des diagnostics d'ouvrages sinistrés. Pour disposer d'une information statistique sur la vulnérabilité de telle ou telle conception structurale, il faut encore croiser les statistiques précédentes avec celles concernant la population totale des constructions de type « maison individuelle ». Nous nous sommes penchés sur la collecte des informations nécessaires mais celles-ci sont sensiblement plus compliquées à obtenir car elles ne font pas l'objet d'un recensement systématique et structuré. Aussi, nous avons dû circonscrire cette démarche au cas d'une commune pilote. Ce travail est présenté au paragraphe suivant qui s'attache à définir une statistique locale des maisons individuelles appliquée à la commune de Villiers-sur-Marne.

On tire néanmoins des résultats statistiques précédents le profil d'une construction sensible à l'aléa sécheresse sans pouvoir dire à ce stade si elle est la plus vulnérable ou si elle est la plus présente dans les régions touchées par le phénomène. Il s'agit d'une maison sur deux ou trois niveaux, combles compris, constituée d'une structure mixte assez peu rigide du fait d'une absence ou d'une insuffisance de chaînage, fondée sur semelles

filantes trop faibles et/ou trop peu ancrées et dont le plancher bas est un dallage sur terre-plein.

3 - STATISTIQUES LOCALES CONCERNANT LES MAISONS INDIVIDUELLES

3.1 - Objectif

Si la typologie des maisons individuelles semble simple à appréhender a priori, on fait le constat en tentant de la construire que le bâti individuel se caractérise par une grande diversité de modes constructifs et de formes. Ainsi on comprend aisément que le comportement de deux maisons individuelles différentes, soumises au même aléa du sol, pourrait significativement varier. Cependant, lorsqu'on étudie la vulnérabilité des bâtiments d'une zone géographique étendue, on ne peut se permettre une évaluation au

cas par cas. Il est donc nécessaire de mettre au point une typologie des bâtiments, adaptée au phénomène visé qui permette de réduire le nombre d'évaluation tout en garantissant la représentativité des résultats obtenus.

Le travail de caractérisation du bâti de type maison individuelle s'articule donc autour de deux axes :

- La définition des caractéristiques significatives de la maison individuelle vis-à-vis de l'aléa mouvement terrain
- L'évaluation de l'importance des différentes variantes de chaque caractéristique en fonction de la zone géographique considérée.

Pour pouvoir aborder ces deux axes de recherche, la présente étude détaille la mise au point d'une méthode de recueil de l'information de terrain et d'exploitation statistique des résultats obtenus. En outre, une caractérisation fonctionnelle des différents éléments constitutifs des maisons individuelles est menée dans le but de mettre en évidence des types de maison dont le comportement pourra ensuite être étudié. Chaque type rassemble un ensemble de maisons ayant des caractéristiques suffisamment proches pour que le comportement d'un type soit représentatif des différents comportements individuels. Enfin les données statistiques de terrain et la typologie seront croisées de manière à établir la représentativité de chaque type par rapport au parc total de maisons individuelles.

3.2 - Caractérisation simplifiée de l'aléa

3.2.1 - Approche générale des mouvements de terrain

Un bâtiment repose sur le sol au moyen d'un système de fondations. Ce système a pour but de soutenir le bâtiment, c'est-à-dire :

- éviter que le bâtiment ne s'enfonce sous l'action des charges gravitaires
- empêcher les mouvements du bâtiment par rapport au sol sous l'action d'autres forces (soulèvement ou glissement à cause du vent par exemple)

Un bâtiment est généralement conçu pour être fondé sur un sol supposé immobile. Le système de fondation rend le bâtiment solidaire du sol. Lorsque le sol est susceptible de bouger, des dispositions particulières doivent être adoptées. Il y a lieu de tenir compte :

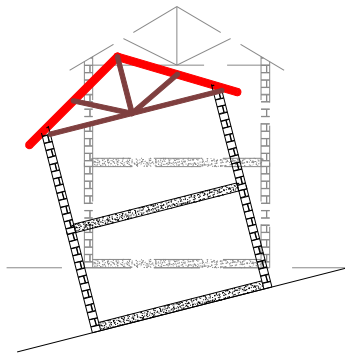
- des forces d'inerties engendrées par le mouvement transmis à la structure en cas d'accélération non négligeables (séismes par exemples)

- d'une capacité portante du sol, éventuellement variable dans le temps et l'espace (décompression)
- de déplacements relatifs entre différents points du système de fondation : si le système n'est pas solidarisé au moyen d'une structure adaptée (réseau de longrines par exemple) des éléments de fondations individuels peuvent se déplacer les uns par rapport aux autres. Il en résulte des efforts potentiellement importants dans la structure.

Dans le cas des mouvements de terrain qui font l'objet de la présente étude, les forces d'inerties sont négligeables car le mouvement du sol est très lent (accélération faible du sol). En revanche, les déplacements différentiels peuvent être importants à l'échelle de l'emprise au sol de la construction. Le problème majeur vient donc du déplacement relatif des points d'appuis du bâtiment que la structure n'est pas toujours capable d'accepter sans dommage. On observe les phénomènes suivants illustrés sur la Figure 11 :

- décollement de certaines zones d'appuis : perte de portance provoquant des efforts de flexion et de cisaillement importants dans la structure
- mouvement d'ensemble (corps rigide) du bâtiment

Mouvement de corps rigide



Déplacement d'appuis

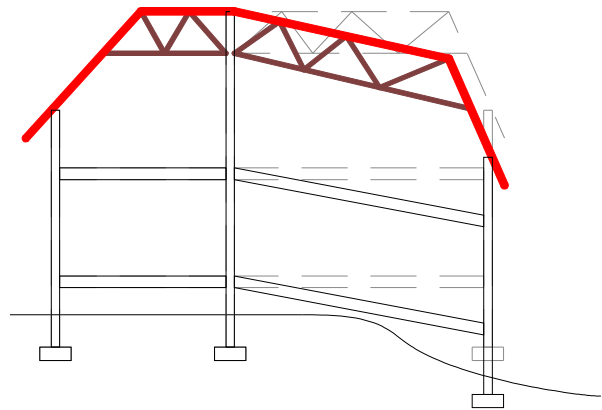


Figure 11 : Mouvements de terrain principaux

3.2.2 - Caractéristiques propres au phénomène de retrait gonflement des argiles

Le phénomène de retrait gonflement des argiles est dû à la sensibilité des sols argileux aux variations d'humidité. En fonction de leur teneur en eau, ces sols voient leur volume et leur comportement mécanique varier sensiblement.

La teneur en eau des sols est influencée par de nombreux paramètres qui comprennent entre autres :

- Les conditions hydrologiques : présence de nappe phréatique, drainage, pentes
- Les conditions météorologiques : apport d'eau en temps de pluie, évaporation en surface en périodes de fortes chaleurs
- L'environnement en surface : les végétaux accélèrent l'évaporation, les obstacles bâtis empêchent l'eau de pénétrer localement
- Les phénomènes de diffusion dans le sol : écoulement, variations de pression.

Du fait de l'hétérogénéité du sol et de l'environnement en surface, les couches de sols argileuses situées sous les fondations d'une maison peuvent subir des variations de teneur en eau très hétérogènes d'un point à un autre et, par conséquent, présenter des variations de volumes non uniformes. Il en résulte potentiellement des déplacements différentiels entre les points d'appuis d'une construction. Par exemple, la présence d'un arbre à proximité d'une construction peut avoir les conséquences suivantes :

- Sous l'espace construit, les variations de teneur en eau sont lente (diffusion, écoulement) car la construction empêche la pénétration de l'eau de pluie et limite l'évaporation
- A proximité de l'arbre en revanche, les variations sont rapides car l'évaporation est combinée au prélèvement d'eau par les racines de l'arbre.

En période de forte chaleur ou de sécheresse, le sol situé à proximité de l'arbre est beaucoup plus sec que sous la maison. Si l'arbre est près de la maison, la zone de sol sec subissant un retrait (diminution de volume) peut impacter certaines parties des fondations de la maison. En conséquence, sous les fondations situées à proximité de l'arbre on constatera soit un mouvement des fondations soit un décollement du sol. Il en résulte des contraintes fortes dans les éléments de structure et des dommages potentiels (déformations, fissures).

3.3 - Caractérisation des maisons individuelles – revue bibliographique

Les sources d'information concernant les maisons individuelles peuvent être réparties en plusieurs catégories :

- Les statistiques économiques permettent d'appréhender la part des maisons individuelles dans le cadre bâti. Cette part est estimée à partir de données comme le nombre et la superficie des maisons, leur part dans le marché de la construction etc.... L'INSEE et le Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire (MEEDDAT) disposent de telles informations.
- Les baromètres construction mesurent certains phénomènes ou certaines tendances. Par exemple, l'AQC publie un baromètre sur la qualité de la construction et un autre sur les pathologies les plus courantes. Ils permettent de comparer le coût de désordres liés aux mouvements de terrains à celui d'autres pathologies.
- Les données techniques de terrain sur les modes constructifs (type de fondation, type de structure, modes constructifs) ou sur la sinistralité en termes de désordre structuraux sont des informations particulièrement difficile à obtenir. Certaines études antérieures contiennent des pistes intéressantes, que la présente étude s'attache à compléter au besoin
- La connaissance des phénomènes fait l'objet de nombreuses publications, en particulier au sujet de l'aléa. La difficulté est de corrélérer ces connaissances à des notions applicables à grande échelle pour estimer le comportement des bâtiments.

3.3.1 - Part de la construction des maisons individuelles

Parmi les statistiques économiques examinées, la base Sitadel/Géokit du MEEDDAT et de l'INSEE permet de bien connaître la part de la maison individuelle dans le cadre bâti français. Cette base rassemble des données issues des dossiers de permis de construire. Elle est interrogeable par région et par commune. Des articles globaux pour l'ensemble du territoire métropolitain sont également disponibles sur une année (2006) ou sur les 15 dernières années [MEEDDAT⁽¹⁾]. Les évolutions d'obtention de permis de construire en fonction des types de logements complètent cette information [Plateau et al., 2005]. On peut retenir les données suivantes :

1. la part des maisons individuelles dans les résidences principales représente 56% sur le territoire métropolitain avec de fortes disparités régionales [INSEE, 2008].
2. la part des maisons individuelles dans la construction neuve de logement est passée de 25% en 1960 à 50% depuis 2000 atteignant 61 % en 2004. Depuis 2000, environ 200 000 maisons individuelles sont construites chaque année [Plateau et al., 2005].
3. La part des autorisations de construction de maisons par rapport au parc de logement est variable en fonction des régions. La part des maisons individuelles dans les dossiers de construction de logement représente environ 25% en Ile de France contre 60 % en Loire-Atlantique [MEEDDAT⁽¹⁾].

La Figure 12 reproduit la carte du document de l'INSEE [INSEE, 2008].

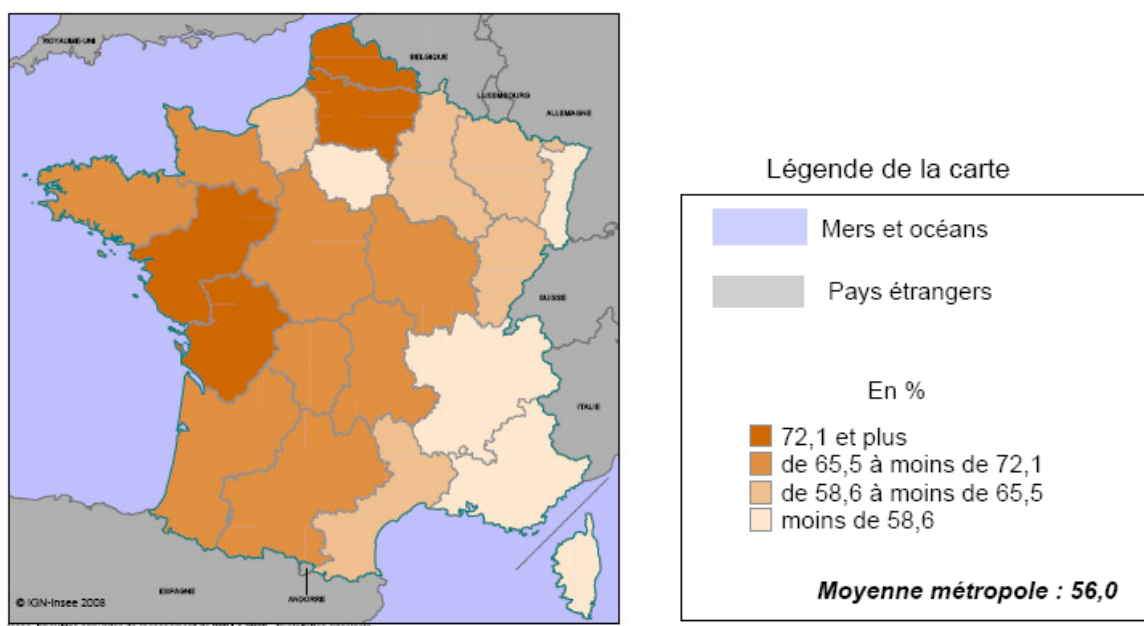


Figure 12 : Part de la maison individuelle

La Figure 13 représente l'évolution des constructions de logements [MEEDDAT⁽¹⁾]. On note l'augmentation significative du nombre de maisons individuelles ou individuelles groupées.

NOMBRE DE LOGEMENTS ORDINAIRES COMMENCES SELON LE TYPE DE CONSTRUCTION

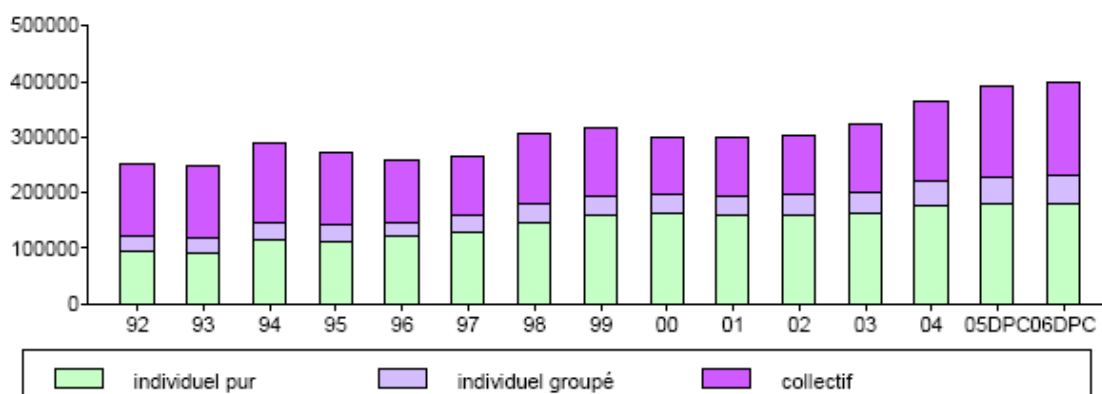


Figure 13 : Évolution de la construction de logement par type

L'enjeu que représente une meilleure prise en compte du risque de désordre en cas de mouvement de terrain pour les maisons individuelles est clairement mis en évidence par l'importance de ce type de bâtiment.

Le croisement des données régionales avec la carte d'aléa permettrait d'estimer le nombre de bâtiments potentiellement touché à l'échelle régionale.

Le nombre de maisons individuelles serait de 17,2 millions en France. Selon une étude du parc de maisons individuelles [Le Moniteur, 2006], les acteurs de la construction intervenant actuellement sur ce marché sont essentiellement des constructeurs spécialisés (promoteurs, groupes régionaux) ou des artisans, comme le montre le graphique de la Figure 14, tiré de cette étude.

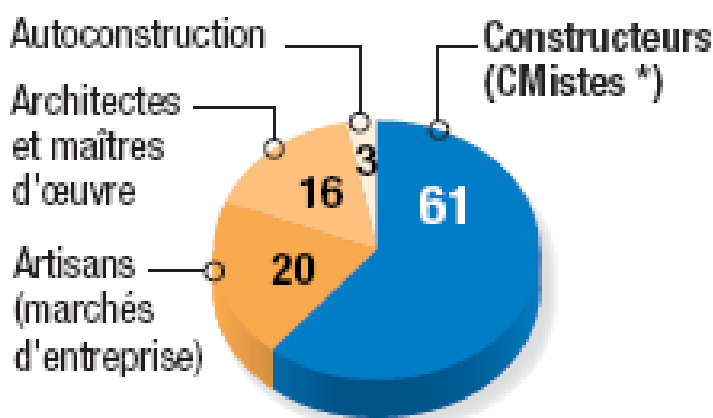


Figure 14 : Acteurs de la construction de maisons individuelle en 2005.

3.3.2 - Pathologie des constructions

Les deux baromètres de l'AQC [AQC, 2008] contiennent des informations précieuses sur l'évolution des coûts liés à différentes pathologies. Par exemple au sujet des pathologies, l'AQC exploite la base Sycodés, renseignée à partir des rapports d'experts et des rapports de contrôle technique établis à la suite de désordres déclarés dans le cadre de la garantie décennale. Les désordres liés aux mouvements de terrains qui ont fait l'objet d'une procédure de catastrophe naturelle n'entrent donc pas a priori dans le champ de la base. La base comporte en tout 200 000 déclarations. On notera néanmoins qu'une des conclusions de l'AQC est qu'une des causes majeures de sinistres est la « mauvaise adaptation du bâtiment au terrain ». Sur sol argileux, des dispositions constructives inadaptées pourraient entrer dans cette définition.

Sur la totalité des désordres entre 1995 et 2006, 35% des plaintes portaient sur des maisons individuelles et le coût de réparation varie de 5% du prix de la construction pour les maisons individuelles isolées à 1 à 2% pour les maisons individuelles groupées. Les désordres liés aux fondations (intégrité et étanchéité) et à la structure représentent chacun 6% du nombre total des désordres mais leur réparation est la plus coûteuse, variant de 4 à 10% du prix du neuf, en fonction du type d'ouvrage concerné et de la génération de construction. Les causes principales des désordres liés aux fondations et aux structures sont les défauts d'exécution (80%) puis de conception (10%).

Il est intéressant d'examiner la part des désordres par rapport au nombre de mises en chantier. Le nombre de désordres pour les maisons individuelles construites de 1995 à 1998 (dont la garantie décennale s'étend durant toute la période examinée) représente 2,3% des mises en chantier. 9% de ces désordres étant liés aux fondations, on peut retenir que les désordres liés aux fondations représentent environ 1 mise en chantier sur 500, soit environ 2400 cas si on recoupe ce chiffre avec celui du nombre d'autorisations pendant cette période (1 200 000). Ce chiffre absolu, relativement faible, ne concerne que des constructions récentes ; il ne représente pas le nombre total de cas de maisons individuelles sinistrées. Les sinistres recensés ne sont pas non plus forcément liés aux mouvements de terrain, le phénomène de retrait gonflement des argiles donnant généralement lieu à un classement en catastrophe naturelle étant par définition exclu. *Néanmoins, ces données permettent de situer la sinistralité des maisons individuelles et particulièrement des fondations par rapport à celle de l'ouvrage en général. Il apparaît ainsi clairement que le coût des réparations des désordres dus aux fondations est très lourd.*

3.3.3 - Désordres et sinistres liés aux mouvements de terrain

Selon le site www.argile.fr du BRGM, 5 000 communes ont fait l'objet d'une reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle liée au retrait gonflement des argiles. Rien qu'en 2003, 7000 communes avaient déposé un dossier. Le coût des réparations est souvent élevé avec une moyenne de l'ordre de 10 000€ par maison, mais avec une très forte variabilité.

Selon le rapport de la mission d'enquête sur le régime d'indemnisation des catastrophes naturelles [Dumas et al., 2005], lors de l'épisode de sécheresse de 1989, 65 départements étaient concernés avec un coût moyen des désordres de 500 000€ par commune. En 1995, 70 départements étaient concernés avec une moyenne des coûts de 600 000€ par commune. Sur le territoire national, la moitié des communes est située sur des zones argileuses (sols constitués d'argiles gonflante ou non). La Figure 15 est issue de ce rapport de mission et présente l'évolution des coûts d'indemnisation.

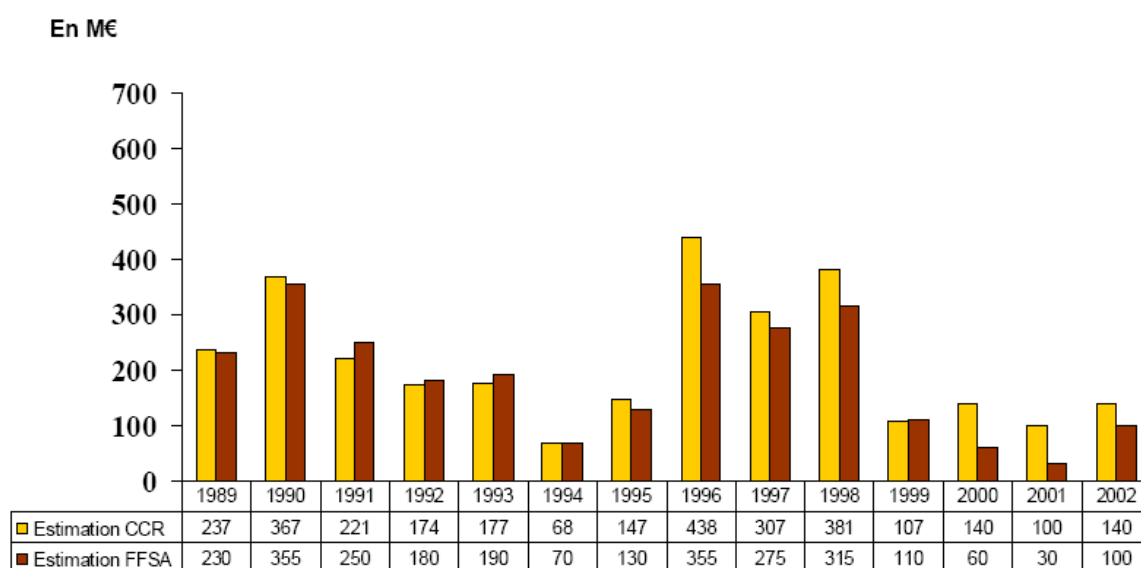


Figure 15 : Coût pour le marché des assurances des épisodes de sécheresse.

Comme les chiffres l'indiquent, il s'agit d'un risque fréquent et coûteux en termes d'indemnisation. Au-delà des conséquences potentielles pour le système d'indemnisation, on retiendra que le nombre de bâtiments potentiellement concerné est important. Même si les techniques de constructions permettant de prévenir les conséquences des sécheresses sont connues et si la prévention progresse, le problème des bâtiments existants reste

entier. Du fait de la part des bâtiments non récents dans le parc bâti et de l'ampleur du phénomène de retrait gonflement des argiles, il est important de bénéficier d'une technique d'estimation de la vulnérabilité qui permette de hiérarchiser les éventuelles interventions sur le bâti ou l'environnement.

3.3.4 - État actuel de la connaissance des facteurs de vulnérabilité des bâtiments

Certaines études [RGCU, 2006] ont été déjà menées dans le but de mieux estimer la vulnérabilité des bâtiments face au risque de subsidence des sols argileux. Des guides de prévention [AQC, 2004] et [MEEDDAT⁽²⁾] font également état de mesure de réduction des risques. Il convient de séparer deux types de facteurs :

1. les facteurs liés à l'environnement de la construction (aggravation de l'aléa) :
 - a. la nature du sol
 - i. argiles gonflantes
 - ii. hétérogénéité des couches sous la construction
 - b. les dispositions entraînant la non-homogénéité de l'état hydrique du sol
 - i. présence d'arbres
 - ii. revêtement du sol (terrasse, trottoir)
 - iii. pompage de nappe à proximité de la construction
2. les facteurs liés à la construction elle-même
 - a. hétérogénéité des fondations
 - b. sous sols partiels
 - c. sensibilité aux déplacements imposés par le sol
 - i. pas de chaînage
 - ii. bâtiments accolés
 - iii. ouvrages attenants
 - iv. semelles isolées
 - d. géométrie de la maison

- e. mauvaises dispositions constructives
 - i. semelles de fondation pas assez profondes
 - ii. dallages sur terre plein
- f. défauts d'équipement ou d'exploitation
 - i. fuite de canalisation
 - ii. chaudière non isolée en sous sol

3.3.5 - Bilan de l'étude bibliographique

Il ressort clairement de l'étude bibliographique que les mouvements de terrains font partie des risques potentiellement coûteux pour les constructions. Compte tenu de la forte part de l'habitat individuel et de sa sensibilité aux conséquences des mouvements de sols, il est nécessaire de bien caractériser ce type de bâti. Or la bibliographie montre un important manque de données sur les caractéristiques des maisons individuelles, les facteurs de vulnérabilité en cas de mouvement de terrain, et la répartition géographique de types de maisons vulnérables. La présente étude a pour but de proposer des pistes pour combler ce défaut de données. C'est un pas important vers la caractérisation de la vulnérabilité du bâti à une échelle étendue (commune, région).

3.4 - Caractérisation des maisons individuelles - Principe d'obtention des statiques locales ou régionales

Afin de compléter l'information disponible sur les conséquences des mouvements de terrain sur les constructions, on s'est attaché à développer un outil méthodologique adapté. L'objectif de cet outil est de disposer d'une information spécifique sur les caractéristiques des bâtiments, en l'occurrence des maisons individuelles, et de leur environnement immédiat, en rapport avec leur vulnérabilité face au risque présenté par les mouvements de terrain. En effet, l'obtention de statistiques nécessite en amont une définition claire des caractéristiques recherchées. Comme l'a montré la revue bibliographique, il est difficile d'utiliser des bases de données développée pour un autre usage (statistiques économique, urbanisme), car ces dernières se révèlent forcément insuffisantes sur le domaine recherché.

Les statistiques souhaitées ont pour but de servir au calibrage de méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments. En particulier, la méthode de calcul que nous avons initiée dans cette étude portant sur le comportement de la structure des bâtiments selon une approche probabiliste. On se propose donc d'identifier les facteurs intervenant dans la vulnérabilité des bâtiments face au risque de retrait gonflement des argiles à partir d'une approche globale d'analyse fonctionnelle. Une estimation à dire d'expert pour construire un indice de vulnérabilité qui permet de classer les maisons de la zone étudiée. La valeur de l'indice en lui-même n'est pas la finalité de l'exercice. Cet indice sert plutôt à différencier les constructions, de manière à mettre en évidence des types de maisons représentatifs des constructions réelles sur lesquels pourront porter les études de sensibilité des différents facteurs. Étant donné les moyens d'enquête sur le terrain, on ne conservera que les caractéristiques réellement observables dans le cadre d'une enquête à une échelle étendue. D'autres facteurs importants, qui n'auront pas pu être renseignés précisément pourront être pris en compte en tant que variantes des types définis. Par exemple, la nature des fondations (type, profondeur) est difficile à observer de l'extérieur. Même si ce facteur important n'est pas pris en compte dans l'enquête, on pourra après coup estimer l'impact de la profondeur ou du type de fondation sur la vulnérabilité en considérant des variantes des types principaux en fonction de ces paramètres.

Le graphe ci-dessous synthétise la démarche proposée. Les ovales oranges représentent les attendus de la démarche.

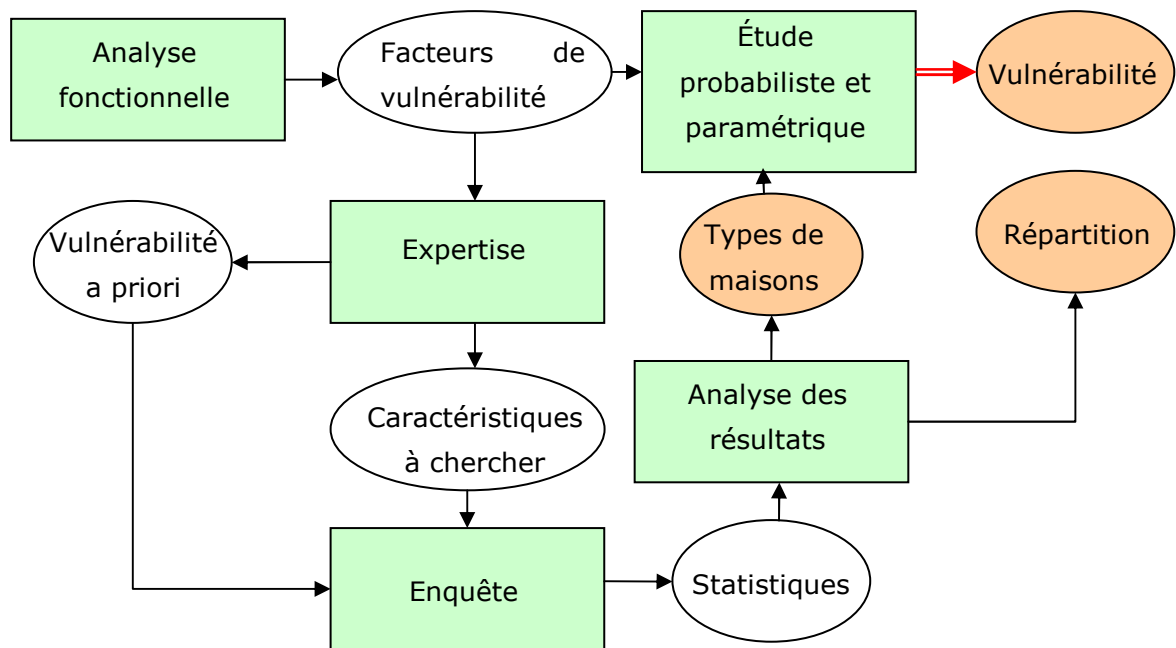


Figure 16 : Schéma de principe de l'obtention de statistiques locales ou régionales

3.5 - Caractérisation des maisons individuelles - Approche fonctionnelle

3.5.1 - Objectifs

L'information recherchée doit être la plus objective possible, c'est-à-dire refléter l'image du parc bâti actuel. Une recherche d'information partant d'une base de donnée liée aux dommages constatés en cas de sécheresse, comme une base d'expertise post sinistres, présente un inconvénient majeur, à savoir de contenir un fort biais en faveur des constructions vulnérables. Autrement dit, les types de constructions ayant un bon comportement sortent du cadre de la base de données et ne sont donc pas du tout vus. C'est pour cela qu'une approche nouvelle a été développée spécifiquement. Il s'agit d'une analyse fonctionnelle appliquée à un système précis : une maison individuelle et son sol de fondation.

Le formalisme suivi est celui de l'AMDE (analyse des modes de défaillance et de leurs effets), couramment utilisée dans les procédures de contrôle de la qualité dans l'industrie. Quelques applications dans le domaine de la construction ont déjà été réalisées. Le

développement de cette approche a été réalisé dans le cadre d'un stage de fin d'étude de l'École Nationale des Ponts et Chaussées et a donné lieu à la rédaction d'un rapport de stage [Najid, 2008]. Seule une synthèse des travaux et des résultats obtenus est présentée ici. Des détails utiles sur la méthode, ses fondements théoriques et l'exploitation des résultats pourront être trouvés dans le rapport de stage lui-même.

3.5.2 - Analyse

Le système étudié est constitué d'une maison individuelle et de son sol de fondation. La Figure 17 l'illustre.

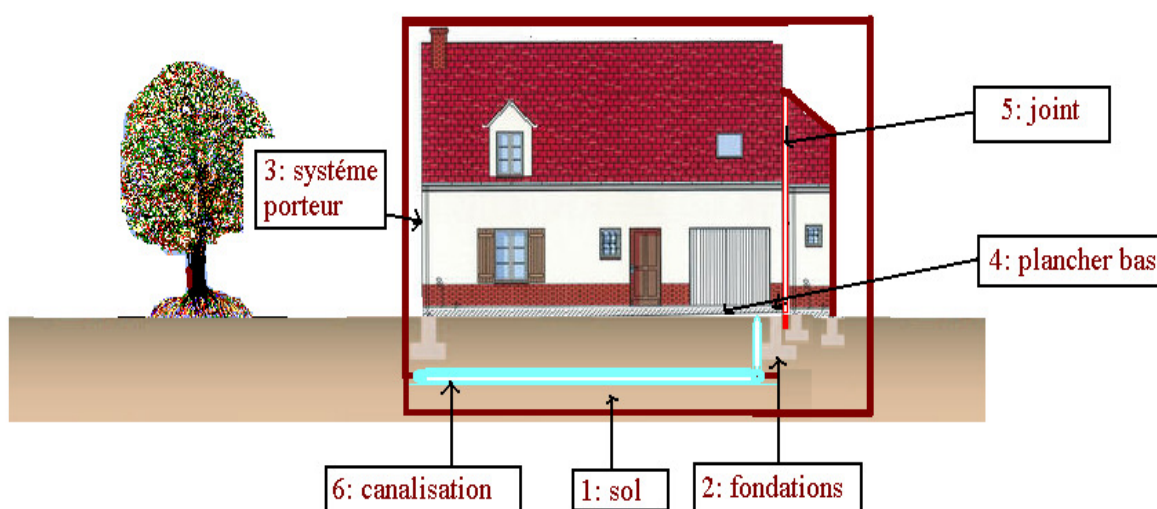


Figure 17 : Système étudié

Compte tenu du phénomène étudié, la technique de réalisation du plancher bas est un facteur particulièrement important. Trois variantes ont été étudiées ; elles sont détaillées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Variantes pour le plancher bas

Plancher bas	Absence de vide sanitaire	Dallage: indépendant du système porteur et subit les déformations du sol localement
		Plancher porté : il fait partie du

		système porteur et est directement impacté par le gonflement du sol en contact
	Présence de vide sanitaire	Les déformations du sol n'affectent pas le plancher bas

En prenant en compte ces variantes, deux Blocs Diagrammes Fonctionnels (BDF) ont été tracés afin de décrire les interactions entre composants et milieu extérieur.

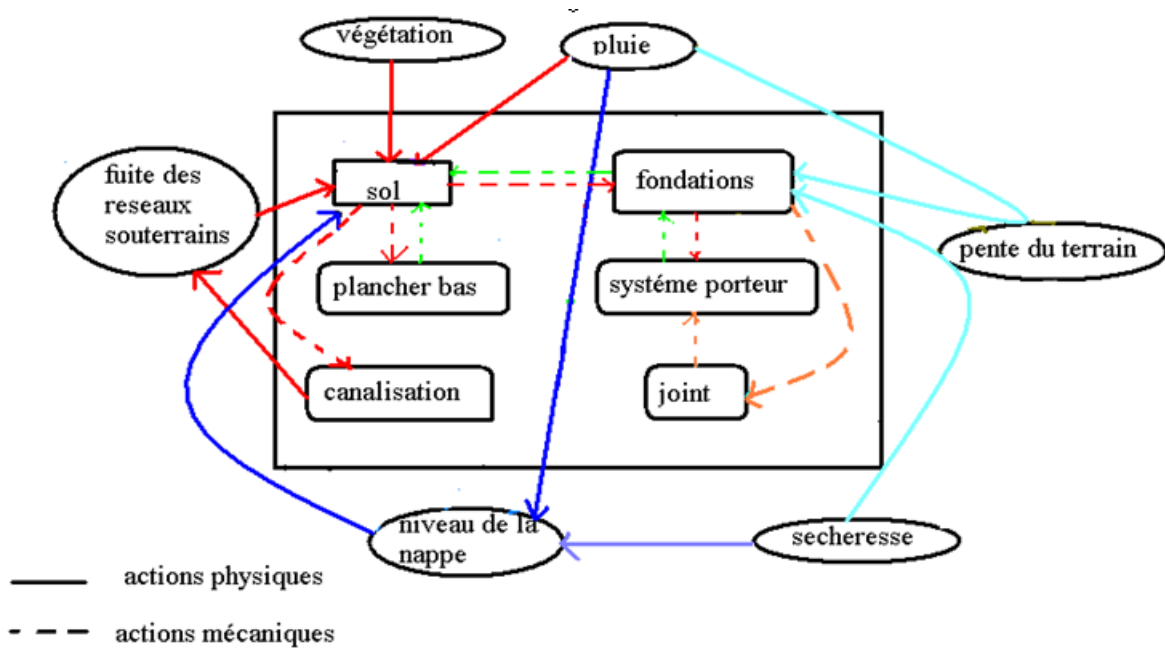


Figure 18 : BDF pour le cas où le plancher bas est un dallage sans vide sanitaire

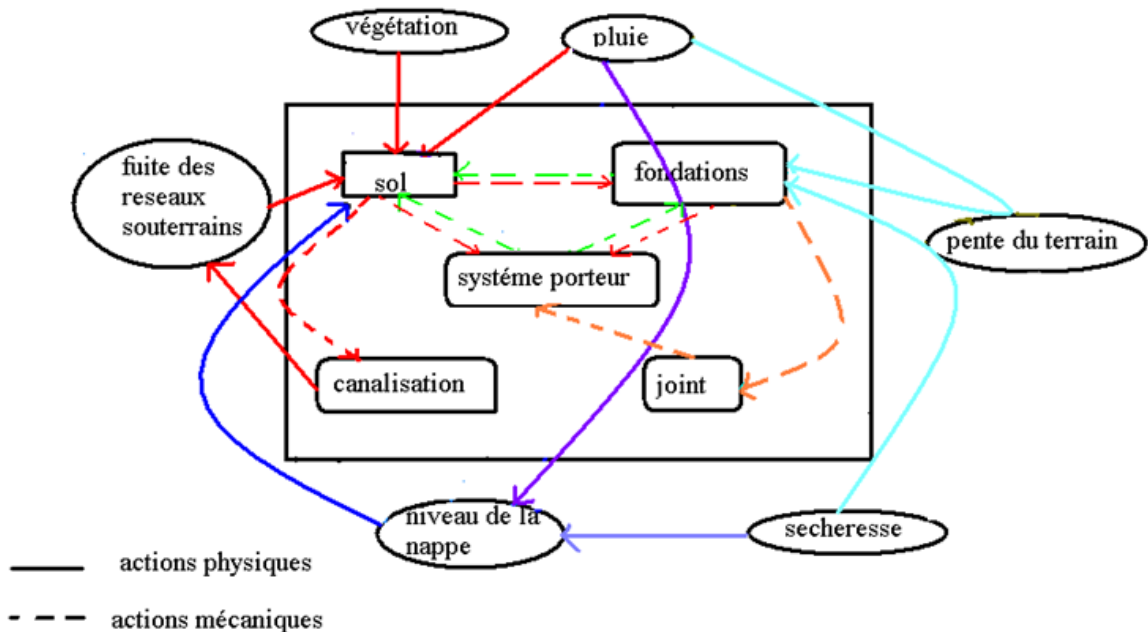


Figure 19 : BDF pour le cas où le plancher bas fait partie du système porteur

Les différentes fonctions mises en évidence par cette analyse sont présentées dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Fonctions du système

numéro	composant	fonction
1	Sol	F1.1 : servir de base de référence au bâtiment
2	Fondations	F2.1 : transmettre les charges au sol F2.2 : répartir les charges sur sol
3	Système porteur	F3.1 : reprendre les charges et les transmettre F3.2 : rigidifier la structure
4	Plancher bas	F4.1 : reprendre les charges de superstructure et les transmettre aux fondations

		F4.2 : fournir une surface horizontale
5	Joints	F5.1 : désolidariser les différents éléments d'un bâtiment
6	Canalisations	F6.1 : acheminer l'EU et l'EP au réseau collectif

L'AMDE (Analyse des Modes de Défaillances et de leurs Effets) consiste à :

- identifier les modes de défaillances.
- rechercher les causes immédiates.
- déterminer les facteurs de vulnérabilité directs.
- rechercher les effets immédiats.
- recenser les indicateurs.

Le résultat de l'analyse est décrit en détail dans le Tableau 3.

n°	composant	fonction	mode de défaillance	cause possible de la défaillance	facteur de vulnérabilité	effet possible de la défaillance	indicateurs
1	sol	F1, 1: servir de base de référence au bâtiment	inclinaison et courbure du sol	retrait-gonflement d'argiles	pluie, sécheresse, nature d'argile, végétation	inclinaison du bâtiment, décollement des fondations, déformation du sol	déplacement de la superstructure du côté incliné fondations nues
		F2, 1: transmettre les charges au sol	perte de contact avec le sol	déformation du sol	sol hétérogène, épaisseur variable des couches d'argiles	mouvement système porteur, défaut de portance	renversement du bâtiment, mise en traction des façades
2	fondations	F2, 2: répartir les charges sur le sol	changement de la répartition de charges	déformation du sol	sol hétérogène, épaisseur variable des couches d'argiles, irrégularité en élévation	basculement, mouvement différentiel, mouvement des fondations	tassement plus grand sur une fondation
		F3, 1: reprendre les charges et les transmettre	flexion, traction ou cisaillement	changement caractéristiques des charges	déplacement des fondations, rupture des fondations, matériaux de construction	éclatement du béton, rupture de liaison plancher-mur, fissures	déformations de la structure, fissures, ruines
3	système porteur	F3, 2: rigidifier la structure	dépassement de la capacité du contreventement	mouvement système porteur	chaînage inexistant ou insuffisant, fondations non liées, matériaux de construction	rupture de liaisons ou d'éléments, mouvement des fondations	déformations visibles, dégradation locale des éléments

n°	composant	fonction	mode de défaillance	cause possible de la défaillance	facteur de vulnérabilité	effet possible de la défaillance	indicateurs
4	plancher bas	F4, 1: fournir une surface horizontale	déformation ou incurvation du plancher	déformation du sol	absence de vide sanitaire	fissuration du carrelage, rupture locale du plancher, surface non horizontal	déplacement et dégradation des éléments, fissures dans les carrelages
		F4, 2: reprendre les charges	rupture du plancher ou des liaisons	mouvement système porteur			
5	joints	F5, 1: désolidariser les différents éléments d'un bâtiment	report de charges à travers le joint	mouvement différentiel	absence du joint, joint non prolongé sur toute la hauteur du bâtiment, forme complexe des constructions	changement des caractéristiques des charges	larges fissures
6	canalisations	F6, 1: acheminer l'EU et l'EP au réseau collectif	rupture de canalisations	mouvement des fondations	canalisations non flexibles, canalisations encastrées dans les fondations	variation localisée d'humidité, gonflement d'argile	retour d'eau dans la maison, difficulté d'évacuation

Tableau 3 : Analyse fonctionnelle de la maison individuelle soumise à l'aléa retrait gonflement des argiles.

Le tableau d'analyse fonctionnelle a pour but de mettre en évidence les enchainements de défaillances qui aboutissent à un sinistre. Cet enchainement est appelé scénario. En ce qui concerne le risque étudié, trois scénarios ont été mis au point. Ils sont d'ailleurs bien mis en évidence dans la bibliographie sur le sujet. Ils sont illustrés de la Figure 21 à la Figure 23.

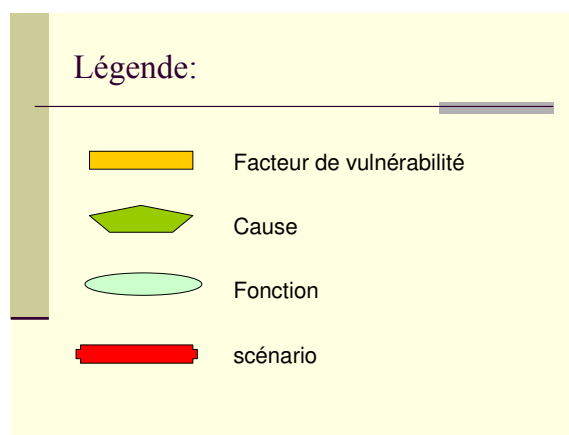


Figure 20 : Légende pour scénarios de défaillance

Scénario 1 : rupture des canalisations en sous sol.

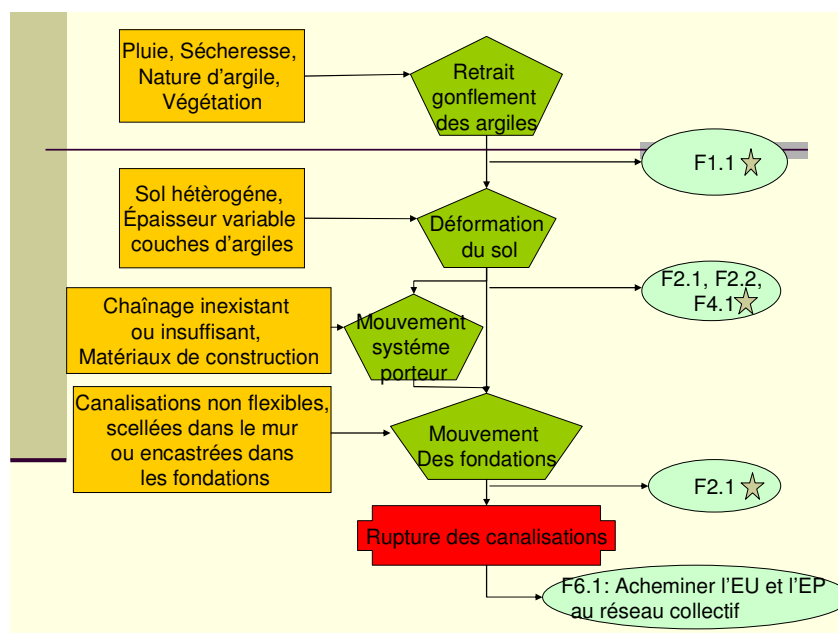


Figure 21 : Arbre de défaillance pour le scénario rupture des canalisations

Scénario 2 : dégradations structurales (fissures).

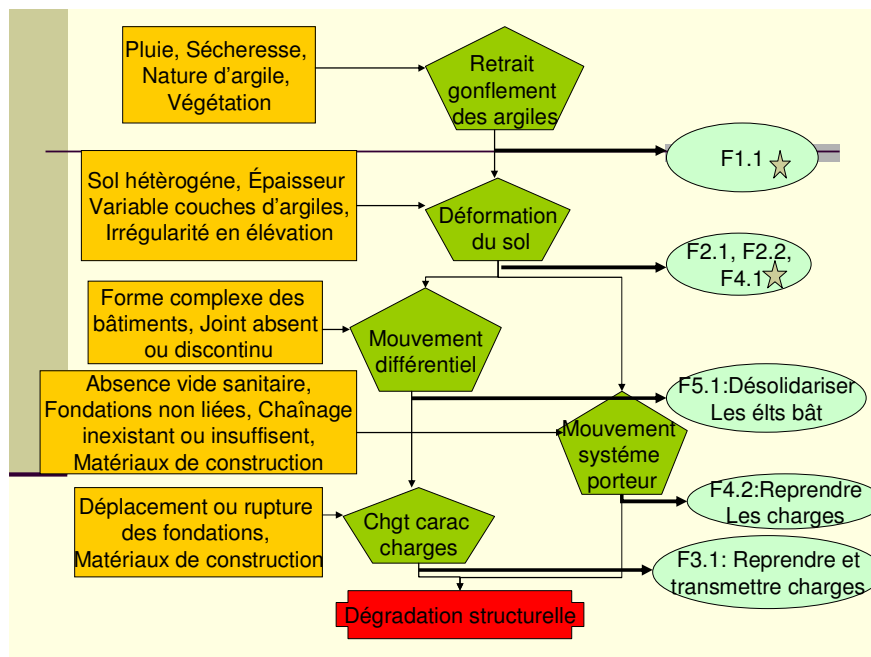


Figure 22 : Arbre de défaillance pour le scénario dégradation structurale

Scénario 3 : mouvement d'ensemble de la construction.

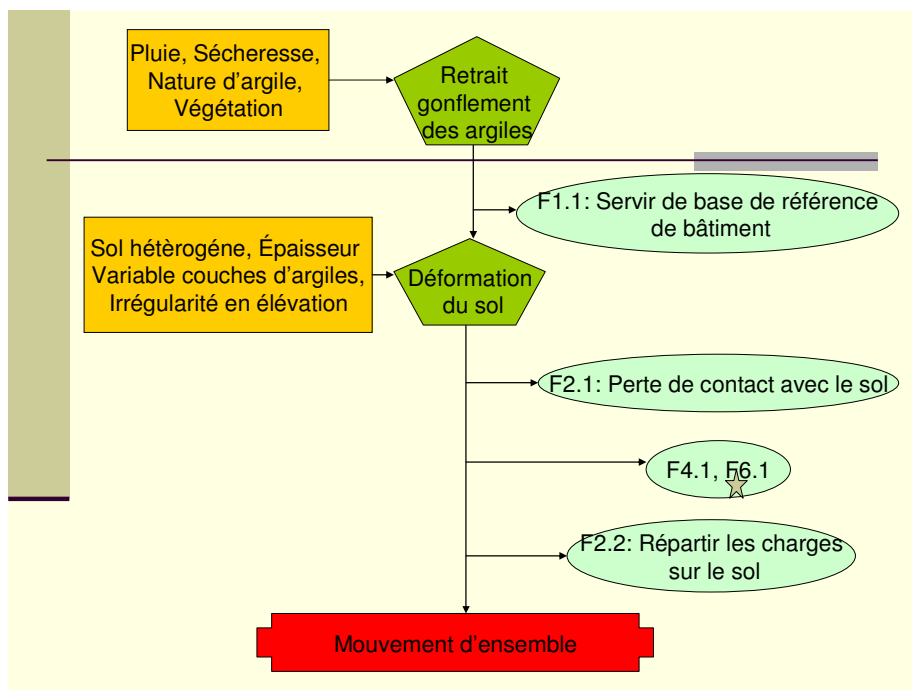


Figure 23 : Arbre de défaillance pour le scénario mouvement d'ensemble

L'exploitation du tableau d'analyse fonctionnelle permet également de relever les différents facteurs de vulnérabilité pouvant potentiellement aboutir à des dommages. Le Tableau 4 les rassemble et leur fait correspondre une échelle de gravité (de 0 à 2).

facteur de vulnérabilité	Scénarios			Source d'information	évaluation de la gravité et commentaire	
	rupture des canalisations	dégradation structurelle	mouvement d'ensemble			
Pluie	X	X	X	Site météo France	0	insolation, précipitation proche de la normale saisonnière
Sécheresse	X	X	X		1	excédent ou déficit remarquable
Nature d'argile	X	X	X	Carte d'aléa (www.argiles.fr)	0	aléa faible
Sol hétérogène	X	X	X		1	aléa moyen
Épaisseur variable couche d'argile	X	X	X		2	aléa fort
Végétation	X	X	X	Étude CSIRO	0	à une distance > 2,5* sa hauteur
					1	à une distance < 2,5* sa hauteur
					2	à une distance < sa hauteur

facteur de vulnérabilité	Scénarios			Source d'information	évaluation de la gravité et commentaire	
	rupture des canalisations	dégradation structurelle	mouvement d'ensemble			
Canalisations	X			Binaire	0	canalisations flexibles non bloquée dans le gros œuvre
					1	canalisations non flexibles ou scellée dans le mur ou encastrée dans la fondation
Forme des constructions		X		Vue aérienne (Google)	0	forme régulière, longueur < 20m
					1	forme régulière, longueur > 20m
					2	forme irrégulière
Joints		X		REX	0	le joint est mis en place (y compris fondations) ou pas besoin de joint
					1	le joint est absent
					2	le joint est discontinu
Vide sanitaire		X		REX	0	le vide sanitaire existe
					1	le vide sanitaire est absent (dallage avec joint périphériques)
					2	le vide sanitaire est absent (plancher porteur)

facteur de vulnérabilité	Scénarios			Source d'information	évaluation de la gravité et commentaire	
	rupture des canalisations	dégradation structurelle	mouvement d'ensemble			
Chaînage	X			REX	0	présence de chaînage horizontal et vertical correctement liaisonné
					1	chaînage mal mis en œuvre
					2	absence de chaînage
Matériaux de construction	X	X			0	préfa lourde
					1	Pierre
					2	maçonnerie en brique ou parpaings
Irrégularité en élévation		X	X		0	structure régulière avec ou sans sous sol total
					1	structure avec surface d'étage différente
					2	structure avec sous sol partiel avec ou sans surface d'étage différente
Fondations		X		Binaire	0	fondations liées
					1	fondations non liées

Tableau 4 : Facteurs de vulnérabilité recensés

In fine, l'analyse doit caractériser le poids relatif des facteurs de vulnérabilité dans chaque scénario. Ainsi la combinaison des poids et du niveau de gravité permet d'obtenir un indice de vulnérabilité global pour un bâtiment et pour un scénario.

Les poids relatifs des facteurs de vulnérabilité ont été déterminés suite à une réunion entre experts du CSTB. En plus d'une bonne connaissance du bâti, les domaines d'expertises concernent le comportement des structures, les techniques de construction, la pathologie des bâtiments et l'action du climat sur les constructions. Le Tableau 5 présente les notes moyennes obtenues pour chaque facteur de vulnérabilité.

		Scénarios				
facteurs de vulnérabilité	rupture des canalisations	poids	dégradations structurelles	poids	mouvement d'ensembles	poids
	pluie	2,3	pluie	1,3	pluie	2
	Sécheresse	3,0	sécheresse	2,7	sécheresse	2
	Végétation	3,3	végétation	2,7	végétation	1,7
	nature d'argile	4	nature d'argile	4	nature d'argile	4,7
	sol hétérogène		sol hétérogène			
	épaisseur variable couche d'argile		épaisseur variable couche d'argile			
	chaînage inexistant ou insuffisant	4,7	irrégularité en élévation	1,7	irrégularité en élévation	1,3
	matériaux de construction	3,3	matériaux de construction	3,3		
	Canalisations	4,0	vide sanitaire	3,7		
			forme des constructions	3,0		
			Joints	4,0		
		Fondations	4,7			
		déplacement ou rupture des fondations	5,0			

Tableau 5 : Poids relatifs attribués aux différents facteurs de vulnérabilité.

Sur la base de l'analyse présentée, il est possible d'envisager une enquête de terrain afin de recenser les indices de vulnérabilité obtenus par un panel représentatif de maisons individuelles. L'analyse des statistiques obtenues permettra de mettre en évidence des types de bâtiments particulièrement vulnérables et des types robustes, ainsi que leurs distributions relatives sur le territoire retenu.

Les paragraphes 3.8 - et 3.9 - donnent les détails de la méthode et des résultats obtenus à l'échelle d'une commune.

3.6 - Caractérisation des maisons individuelles - Principales caractéristiques retenues

Il ressort de l'analyse présentée au paragraphe 3.5.2 - qu'on peut retenir comme caractéristiques des maisons individuelles les facteurs de vulnérabilité mis en évidence dans les scénarios de défaillance. Bien sûr, il faut séparer les facteurs de vulnérabilité propre à la maison de ceux qui lui sont extérieurs :

- Les facteurs climatiques (pluie, sécheresse) sont les facteurs déclencheurs
- Les facteurs liés au sol sont l'aléa : nature du sol, hétérogénéité et épaisseur
- Le facteur végétation est un élément de l'environnement immédiat
- Les facteurs liés au mode constructif sont propres à la maison

L'analyse a montré l'intérêt de traiter les interactions entre tous ces facteurs. Cependant le Tableau 4 montre bien que les sources d'informations sont différentes. L'analyse bibliographique a montré un besoin particulier de compléter l'information sur l'environnement (végétation) et la construction. *Il est important de préciser ici que, d'un point de vue théorique, il ne convient pas de séparer la construction de son sol de fondation et de son environnement.* En effet, le but recherché est de construire de manière adaptée en fonction de ces paramètres. La définition du système étudié (maison et sol de fondation) le montre bien. C'est donc simplement parce que les sources d'informations sont différentes que ces facteurs sont séparés.

Concernant l'aspect climatique, qui est le facteur déclencheur, on peut considérer que toutes les maisons d'un territoire sont soumises au même aléa.

Enfin, concernant les facteurs de vulnérabilité propres à la construction, il est à noter que leur observation n'a pas le même degré de faisabilité : les canalisations enterrées ne sont

pas directement observables dans la pratique, alors que la forme de la construction est plutôt facile à observer sous réserve de bien définir les limites des niveaux retenus.

3.7 - Caractérisation des maisons individuelles - Variantes à étudier par une approche paramétrique

L'analyse ci-dessus a mis en évidence les fonctions du système et les composants permettant de les satisfaire. Néanmoins, les différents composants peuvent être constitués de façon variable. Relever la nature précise du composant est difficile dans le cas d'une observation à grande échelle, parce qu'elle nécessite la mobilisation d'un enquêteur qui puisse avoir accès à des informations qui ne sont pas directement visibles de l'extérieur. C'est le cas en particulier :

- Pour le système de fondation : du type et de la profondeur des fondations, cachés par le sol
- Pour le système porteur : de la nature des matériaux, du type de structure et de la présence ou non de chaînage, cachés par les revêtements
- Pour les planchers : du type de plancher bas (porté, sur vide sanitaire, dallage)
- De l'âge précis de la construction dont l'estimation peut être rendue difficile par les rénovations et transformations successives
- Pour la régularité en élévation : la présence d'un sous sol partiel n'est pas toujours facile à détecter à moins d'avoir accès à l'intérieur de la maison.

Il est envisageable de compléter une enquête de terrain basée sur des observations extérieures par la recherche de données plus précises en interrogeant les occupants (directement, ou au moyen d'un questionnaire envoyé). La précision des données recueillies dépend de la volonté des gens à répondre à cette sollicitation et de leur capacité à connaître l'information (savoir faire la différence entre un plancher sur vide sanitaire ou un dallage, un mur en parpaings ou en béton, etc....) Cette éventualité est très coûteuse en temps, elle peut avoir également des effets indésirables (méfiance, revendications annexes) du fait de la sinistralité du phénomène, et son efficacité n'est pas garantie. Elle n'a pas été appliquée dans le cadre de cette étude. On envisage plutôt ultérieurement de mener des études paramétriques portant sur les variantes possibles de manière à déterminer quelles variantes sont les plus significatives. Par exemple, à partir de quelle profondeur de fondation l'impact du retrait gonflement est-il réduit ? Les chaînages courants sont-ils suffisants pour limiter les désordres ?

3.8 - Statistiques à l'échelle d'une commune : Villiers-sur-Marne (94) – Contexte local

La commune de Villiers-sur-Marne compte 3829 maisons individuelles selon la mairie. En consultant la carte régionale d'aléa retrait gonflement des argiles, on peut noter que le territoire communal est traversé par 3 zones d'aléa variable (fort, moyen et faible). L'urbanisme de la commune montre que des quartiers de physionomie (type de construction, densité) et de période de construction différents existent. Ces éléments permettent de conclure que le territoire de cette commune est assez représentatif des villes d'Ile de France.

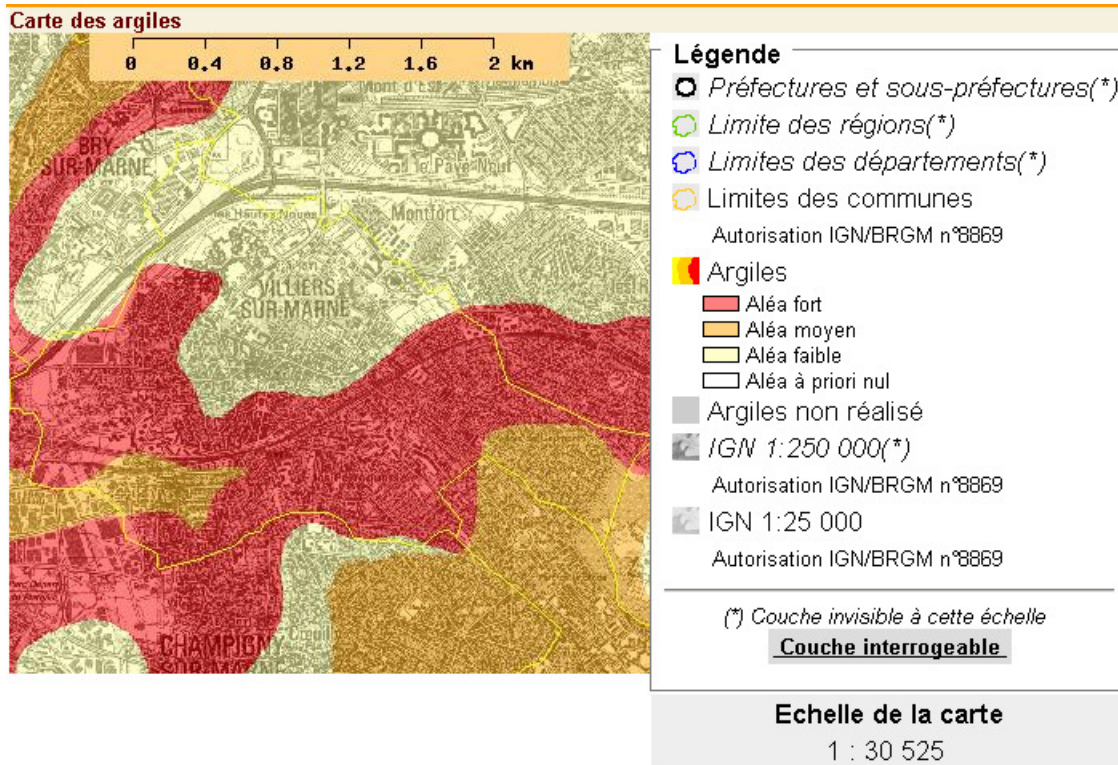


Figure 24 : Carte d'aléa de Villiers sur Marne (source www.argiles.fr)



Figure 25 : Plan de la commune

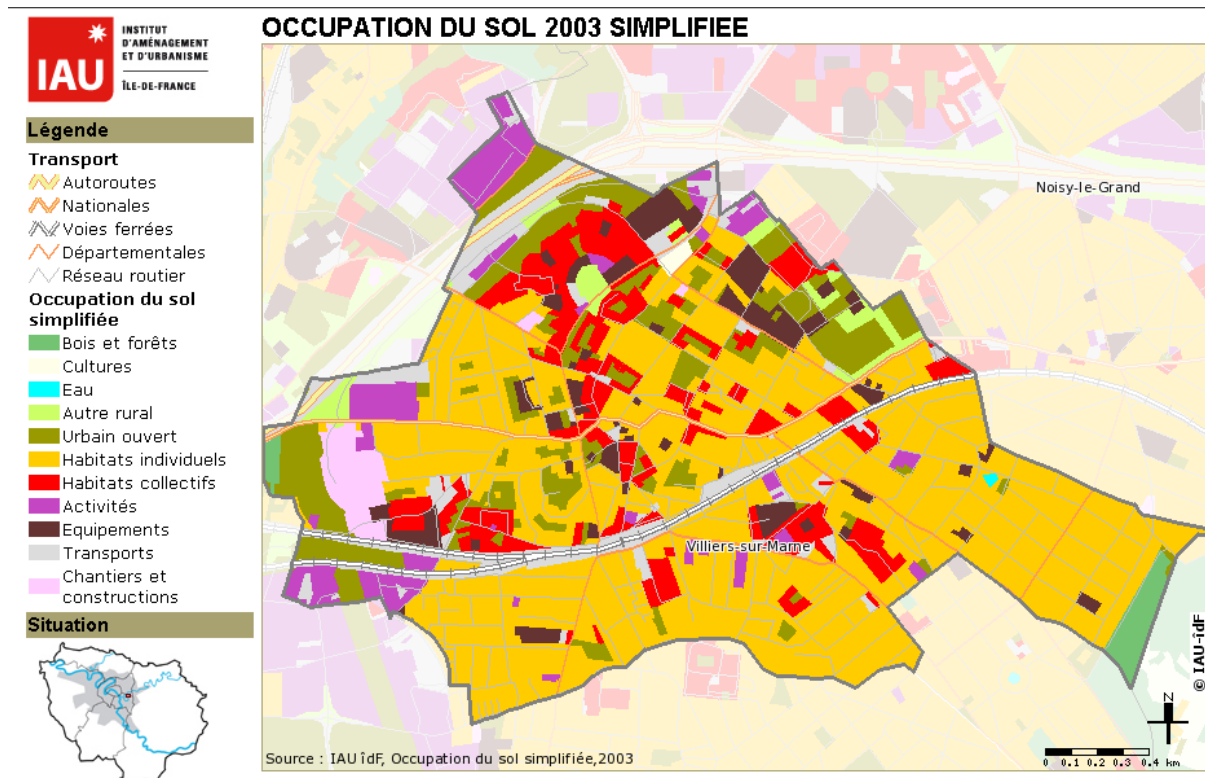


Figure 26 : Plan d'occupation des sols (source IAU)

A partir des résultats de l'enquête, on s'attend également à pouvoir faire apparaître des résultats agglomérés à l'échelle d'un quartier, ce qui pourrait renseigner sur l'influence de facteurs liés à l'urbanisme qui dépasserait le simple cadre de la construction isolée.

3.9 - Statistiques à l'échelle d'une commune : Villiers-sur-Marne (94) – Recherche de données complémentaires

3.9.1 - Retours sur les déclarations de sinistres dans le cadre de la procédure d'indemnisation du régime catastrophe naturelle

La commune de Villiers-sur-Marne a été fortement impactée par les sécheresses. Dans le cadre des procédures d'indemnisation du régime catastrophes naturelles de ces dernières années, 235 dossiers ont été déposés. Les données collectées par la DDE 94 ont pu être consultées et sont commentées ci-dessous. Il est assez difficile d'exploiter les déclarations de sinistres en elles-mêmes, et surtout de savoir quelle part réelle est directement imputable au retrait gonflement des argiles. Ces déclarations sont souvent succinctes sur la description des constructions et l'existence d'une procédure d'indemnisation spéciale peut catalyser le dépôt de dossiers.

Cependant la carte ci-dessous se base sur une estimation du nombre de maison par quartier, la proportion de déclarations enregistrées et l'aléa du sol (en bas à gauche de la carte, aléa moyen ; au milieu, aléa fort ; en partie supérieure aléa faible).



Figure 27 : Limite des zones d'aléa et proportion de déclarations de sinistres

La carte d'aléa confirme qu'en zone d'aléa moyen ou fort, on retrouve une plus grande proportion de déclarations de sinistres, mais cela n'exclut pas l'existence de déclarations en zone d'aléa faible. A cela plusieurs explications probables :

- Certaines déclarations ne sont peut être pas strictement relatives à des dommages causés par le retrait gonflement des argiles, l'existence d'une procédure d'indemnisation pouvant catalyser certaines demandes d'indemnisation sortant du champ visé ;
- L'aléa du sol n'est pas la seule composante de la vulnérabilité, le facteur déterminant étant l'adaptation de la maison à son sol ;

- Certaines caractéristiques très locales du sol (lentilles, hétérogénéité, couches profondes) ne sont pas représentées à l'échelle de la cartographie d'aléa.

On peut estimer approximativement la proportion de déclarations en zone d'aléa fort à 80% (170 déclarations).

Cette proportion est plus forte que la proportion estimée de maisons dans la zone d'aléa fort (57%) à partir des résultats de l'enquête ci-dessous, ce qui confirme l'importance du facteur aléa dans la vulnérabilité globale. Il n'est cependant pas exclusif, car 20% des déclarations de sinistres sont situées dans les zones d'aléa plus faible.

3.9.2 - Sources de données de l'enquête

Pour compléter les informations déjà disponibles, il a été décidé de réaliser une enquête de terrain portant sur les caractéristiques principales des maisons individuelles, déduites de l'analyse fonctionnelle.

Étant donné l'échelle de la zone étudiée, il n'est pas matériellement possible de mener une enquête pour chaque maison de la commune. Il a donc été décidé de s'orienter vers une technique de sondage qui a également comme avantage d'être potentiellement généralisable à grande échelle. Afin de pouvoir recueillir des informations sur le bâti de la commune, il est nécessaire de constituer une base de sondage, de laquelle va être tiré un échantillon représentatif. Le rapport de stage [Najid, 2008] donne des détails sur différentes méthodes et présente les avantages de celle qui a été retenue.

La méthode retenue consistant à se déplacer sur le terrain et renseigner une fiche d'enquête d'observation depuis la rue, les données d'entrée consistent donc en une liste d'adresses de maisons individuelles. Étant donné la précision des données recherchées et une certaine homogénéité de l'urbanisme à l'échelle de la rue, une simplification a été faite : elle consiste à accepter une liste de rue et un nombre de maisons à observer dans ces rues, l'opérateur ayant l'initiative des maisons à observer. Le nombre important d'observations assure que les résultats auront un biais négligeable.

La base de sondage et de l'échantillon ont les caractéristiques suivantes :

- Base de sondage : liste de rues
- Taille de l'échantillon : 110 maisons en tout
- Nombre de facteurs observés : 4 facteurs, à 3 niveaux chacun

En résumé, il a été fait l'hypothèse que le nombre de maisons par rue peut être considéré comme constant. A partir du plan de ville et du POS, le linéaire de rue comprenant des maisons a été calculé pour chaque rue et chaque quartier, ce qui donne pour chaque rue un poids. Une base de tirage consistant en la liste des noms de rues, chaque nom de rue étant répété un nombre de fois correspondant à son poids à été réalisée. Enfin l'échantillon a été tiré dans cette base. On obtient donc une liste de rue et un nombre de maisons à observer par rue.

3.9.3 - Enquête

La fiche d'enquête utilisée est reproduite ci-dessous.

Fiche n°	
Relevé du	/ /

Maison	Isolée	
	Mitoyenne	
adresse	N°	
	Rue	
	quartier	

facteur	notation		commentaire
Végétation	0		
	1		
	2		
Forme	0		
	1		
	2		
Joints	0		
	1		

	2		
Matériaux	0		
	1		
	2		
Irrégularité en élévation	0		
	1		
	2		
Âge approximatif	Avant 1950		
	1950-1970		
	Récent		

Figure 28 : Fiche d'enquête

3.9.4 - Résultats de l'enquête concernant les caractéristiques constructives à l'échelle de la commune

Les principaux résultats de l'enquête sont fournis sur les graphiques ci-dessous.

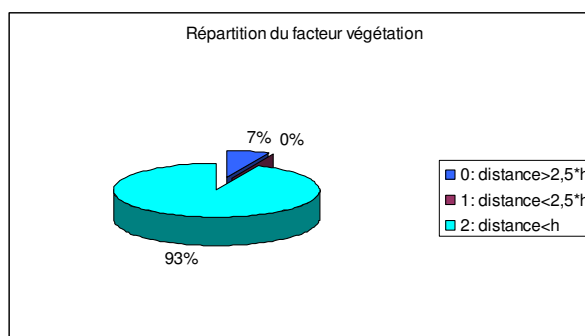


Figure 29 : Facteur végétation

La présence d'arbres à proximité des maisons est un des facteurs qui expliquent les gradients d'humidité dans le sol. Ces gradients sont connus comme des éléments déterminant pour les dégâts liés au phénomène de retrait gonflement des argiles, du fait des tassements différentiels qu'ils induisent. Cependant, à l'échelle de la commune, ce

facteur important ne peut pas expliquer la différence de réponse des bâtiments face au phénomène de retrait gonflement puisque presque toutes les maisons ont un arbre à proximité (sur le même terrain, chez le voisin ou dans la rue). De plus, il est fortement improbable de garantir un éloignement suffisant des plantations car les quartiers résidentiels sont à la fois très construits et très arborés. Les parcelles de terrains sont donc souvent de dimension petite et la densification tend à se poursuivre pour différentes raisons dont la pression foncière et des motivations de gestion durable de la ville. En conséquence, même les arbres situés sur l'emprise publique peuvent être très près des habitations. Il n'est pas envisageable de faire disparaître les arbres des quartiers résidentiels, la tendance étant d'ailleurs à en augmenter le nombre. De plus la présence de ces arbres est difficile à encadrer sur les parcelles elles-mêmes. En effet un propriétaire qui plante un arbre sur son terrain, loin de sa propre maison risque de le planter à une distance proche de la maison voisine. Enfin, il faut garder à l'esprit que le facteur influant en termes de risque porte sur la taille de l'arbre à maturité, ce qui implique une notion temporelle assez difficile à gérer.

Ces considérations justifient amplement le fait que ce facteur lié à l'environnement soit séparé des facteurs constructif, c'est à dire que l'on cherche à construire en tenant compte de la présence très probable d'arbres, que ce soit au moment de la construction ou après. Les solutions constructives pertinentes sont encore à développer, même si certaines semblent prometteuses (écrans anti-racines, fondations suffisamment profondes) Une réflexion sur les moyens d'inciter les constructeurs à mettre en œuvre de telles mesures est également nécessaire.

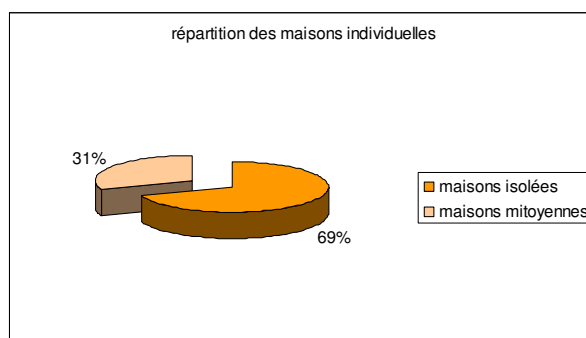


Figure 30 : Facteur type de maison

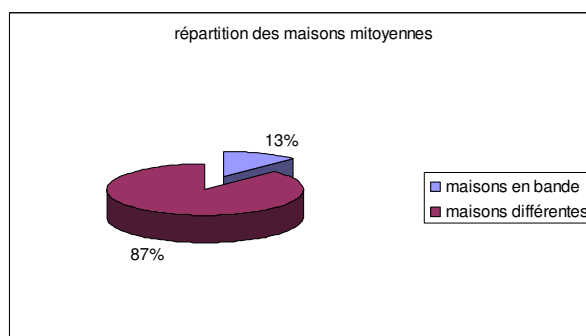


Figure 31 : Facteur type de maison (suite)

La répartition des types de maison est également intéressante au niveau de la définition retenue pour le terme « maison individuelle ». Dans le cadre de cette étude, ce terme a été entendu dans un sens commun d’habitat pour une famille, s’opposant à la notion d’habitat collectif. En fait d’un point de vue pratique, la définition de la maison individuelle est assez difficile car les formes architecturales correspondantes sont très variées. Il semblait trop restrictif de considérer uniquement les bâtiments isolés structurellement, ne comportant qu’un seul logement. En effet, pourquoi différencier un tel bâtiment de celui qui, suite à une transformation intérieure, comporterait deux logements ? Partant, si le nombre de logement n’est plus un critère suffisant, il semble intéressant de considérer les maisons en bandes. De plus, les maisons mitoyennes, même si elles ne sont pas obligatoirement indépendantes structurellement, sont généralement considérées comme des maisons individuelles. On retient donc que la définition adoptée est un peu floue. Mais elle ouvre la perspective d’être plus complète par rapport à la diversité architecturale constatée sur le terrain. De plus, rien n’empêche après coup de séparer les maisons individuelles isolées les unes des autres. Ainsi, si on observe un bâtiment isolé à usage d’habitation, il peut être :

- Un bâtiment collectif (*hors du champ de l'étude*)
- Une maison individuelle isolée (généralement un seul logement)
- Plusieurs maisons mitoyennes (structuralement indépendantes ou non) mais de formes différentes (taille, hauteur, plan)
- Plusieurs maisons en bande (forme identique, et non structurellement indépendante)

On note que sur la commune étudiée tous les types sont représentés mais que la maison isolée est le type prédominant.

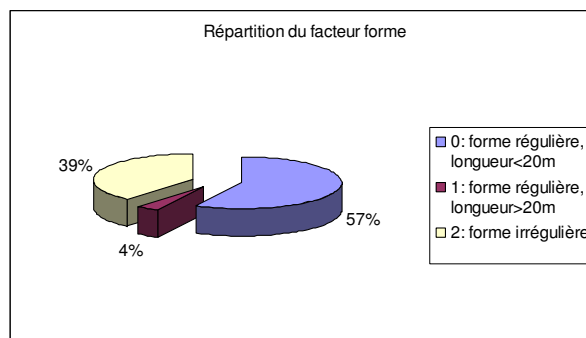


Figure 32 : Facteur forme en plan et en élévation

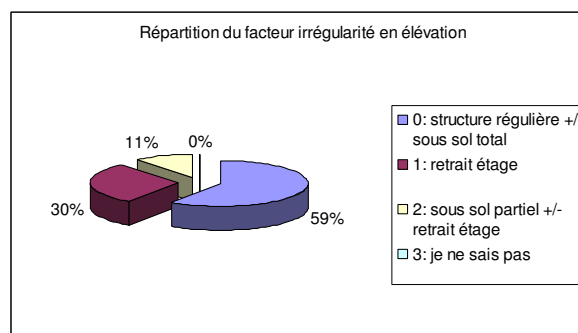


Figure 33 : Facteur forme en plan et en élévation (suite)

La forme en plan du bâtiment n'est pas toujours aisée à déterminer depuis la rue, du fait des obstacles pouvant empêcher l'observation complète de la maison. Les vues aériennes

ont été utilement mises à contribution pour compléter les moyens d'observation. Cela nécessite de repérer précisément la maison dans la rue puisque que cette position n'est pas définie a priori dans la technique de sondage utilisée pour la présente enquête.

Dans le facteur régularité en élévation, le pourcentage de sous-sols partiels semble un peu surestimé par rapport à la réalité. En effet, il est rarement avantageux de limiter le sous sol à une partie de la surface du bâtiment, si ce n'est pour les maisons anciennes de grande surface. De plus l'observation du sous-sol depuis la rue est souvent difficile, car on ne peut pas voir toutes les façades de la maison.

Il est logique de considérer que les constructions sans sous-sol ou avec un sous-sol total sont régulières, car leurs fondations sont au même niveau. Cependant, dans le cas d'un sous-sol total, les fondations sont plus profondes et donc potentiellement moins vulnérables au risque de retrait gonflement des argiles qui affecte les couches de surface. Tout comme la présence d'un vide sanitaire, la profondeur d'assise des fondations est difficile à évaluer lors d'une observation extérieure.

Dans le cas de maisons mitoyennes, en bande, ou comportant un appentis (garage, extension), il est d'usage de préconiser un joint lorsque les structures sont susceptibles d'avoir un comportement sensiblement différent, par exemple du fait de leur mode de fondation, de leur forme ou de leur structure. Dans les cas où un tel joint est nécessaire, son absence est un facteur de vulnérabilité vis-à-vis du mouvement des sols. La particularité de ce critère est qu'il n'est pas strictement indépendant des autres. Par exemple une maison simple, indépendante, n'a pas besoin de joint. Sur le terrain il est souvent possible de constater la présence ou l'absence de joint. Savoir si l'absence de joint est « grave » requiert une analyse. En conséquence, pour une maison donnée, le facteur joint absent ou joint présent doit être interprété en regard d'autres facteurs comme la forme du bâtiment.

Le but poursuivi est d'estimer le nombre de maison présentant une forte vulnérabilité, c'est à dire celles ayant besoin d'un joint mais n'en ayant pas. Il faut en outre mettre de côté celles qui n'en ont pas besoin.

La Figure 34 présente les données brutes issues des observations. La Figure 35 permet de voir que la plupart des maisons (60 % du nombre total n'ont pas besoin de joint). Parmi les 40% restant, la Figure 36 montre que la proportion de maisons n'ayant pas de joint est environ de moitié. Au bilan, la proportion de maison dépourvues de joint en ayant pourtant

besoin est de l'ordre de 20%. On peut donc dire qu'une piste de réduction de la vulnérabilité d'ensemble consiste à mieux maîtriser la réalisation d'un joint lorsque celui-ci est requis.

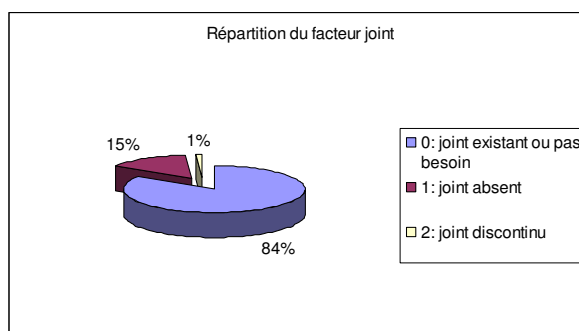


Figure 34 : Facteur joints de construction (1)

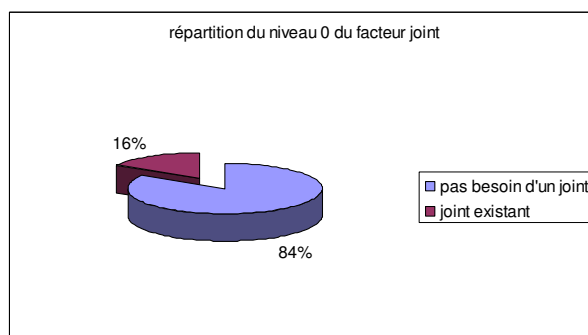


Figure 35 : Facteur joints de construction (2)

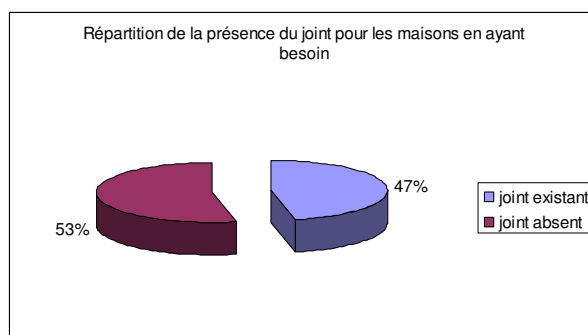


Figure 36 : Facteur joints de construction (3)

Pour l'analyse statistique, la Figure 34 présente donc les données directement utilisables : les maisons présentant un joint correct ou n'en ayant pas besoin ont le même niveau de vulnérabilité (niveau 0).

Le critère « âge de la construction » a été estimé de façon grossière. Dans l'absolu, l'âge est parfois difficile à estimer simplement à partir d'une observation extérieure du fait que l'état d'entretien de la maison peut fausser le jugement. Néanmoins, l'âge peut refléter certains modes constructifs comme l'utilisation de certains matériaux (pierre ou maçonnerie), prédominance de certains styles architecturaux (meulière, pavillon standard) ainsi que l'influence de certaines règles (urbanisme, règles de constructions (DTU par exemple)).

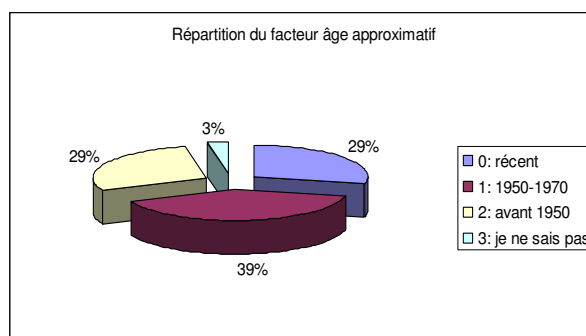


Figure 37 : Facteur âge de la construction

3.9.5 - Résultats de l'enquête concernant le scénario de défaillance « dégradations structurales »

L'analyse fonctionnelle a mis en évidence trois scénarios de défaillance du système « maison individuelle », à savoir :

1. la rupture de canalisations enterrées
2. les mouvements d'ensembles de la maison

3. les dégradations structurales

C'est le troisième scénario qui est particulièrement étudié, car il semble faire l'objet du plus grand nombre de déclarations de sinistres. Il peut se traduire par des déformations importantes ou des fissures.

Le calcul d'un indice de vulnérabilité global pour chaque scénario a été réalisé à partir d'avis d'experts du CSTB ayant des compétences différentes. Chaque expert a donné une note pour chaque facteur de vulnérabilité par rapport à chaque scénario. Pour un scénario donné, le facteur de pondération d'un facteur de vulnérabilité est obtenu en faisant la moyenne des notations individuelles.

Tableau 6 : Notations relatives au scénario « dégradations structurales »

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

Concernant les résultats de l'étude de la vulnérabilité des maisons individuelles face au retrait gonflement des argiles, on s'intéresse principalement au scénario de dégradations structurales (fissures) qui correspond à la première cause de déclaration de sinistres.

Les résultats en termes de vulnérabilité se répartissent ainsi pour une note de vulnérabilité allant théoriquement de 0 à 17,4 pour la part constructive (notes b, c, d) et 0 à 30,8 pour l'ensemble des facteurs de vulnérabilité :

- Zone d'aléa fort : 58% de l'échantillon, moyenne de la part constructive de l'aléa : 9,1
- Zone d'aléa moyen : 25% de l'échantillon, moyenne de la part constructive de l'aléa : 9,1
- Zone d'aléa faible : 17% de l'échantillon, moyenne de la part constructive de l'aléa : 8.

On peut conclure à une bonne représentativité des éléments de l'échantillon par rapport aux zones d'aléa. On constate également qu'on trouve les mêmes types de maisons dans toutes les zones (part constructive de l'indice ayant à peu près la même note partout), ce qui confirme l'absence d'adaptation spécifique des maisons à la nature du terrain.

Les variations de la proportion de déclarations de sinistres d'un quartier à l'autre pour la même zone d'aléa ne s'expliquent donc pas uniquement par une différence de principe constructif des maisons ; d'autres facteurs comme l'âge des constructions et le type de matériaux semblent aussi influencer au vu d'observations faites sur place.

3.10 - Constitution de profils types et premières conclusions

A partir des résultats d'enquête, on se propose d'examiner statistiquement si certains types de maisons se dégagent. Un type de maison est un ensemble de maisons ayant des caractéristiques en commun et qui ont un niveau de vulnérabilité a priori semblable. A l'intérieur du type, des variantes existent, mais l'enquête n'a pas permis de les différencier (âge, matériaux, etc....). L'étude de la vulnérabilité de variantes sera l'objet des calculs paramétriques ultérieurs.

Le graphique de la Figure 38 montre la répartition des indices de vulnérabilité obtenus suite à l'enquête et la répartition théorique que l'on obtiendrait en cas de distribution uniforme des notes pour tous les facteurs de vulnérabilité (chaque facteur prend successivement toutes les valeurs possibles (0, 1 et 2) soit 243 combinaisons).

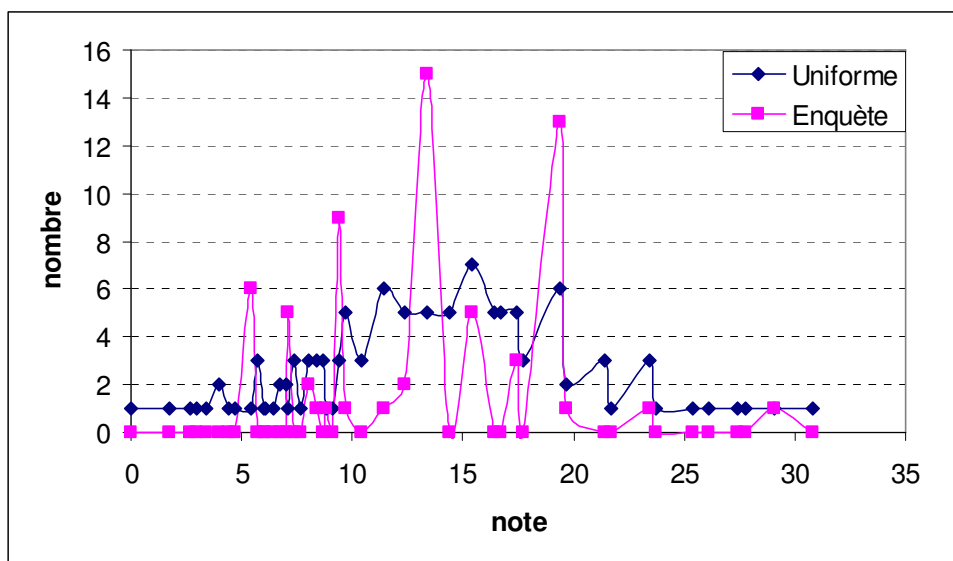


Figure 38 : répartition des notes (indices de vulnérabilité)

Il faut pour comparer correctement les deux courbes avoir à l'esprit que les deux échantillons ne sont pas de même taille : la courbe de l'enquête correspond à seulement 100 cas contre 243 pour la répartition uniforme.

La Figure 39 présente les mêmes résultats en termes de pourcentage du nombre total.

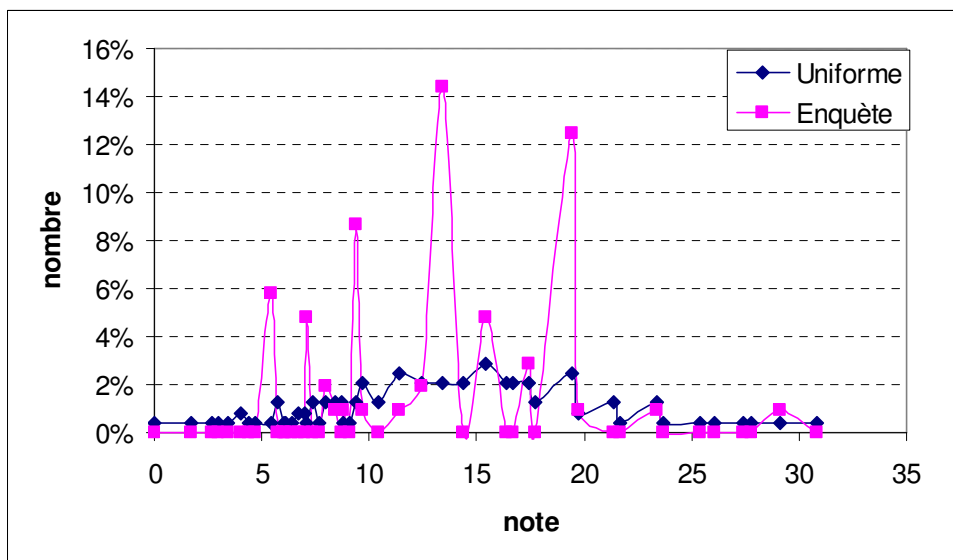


Figure 39 : Répartitions des notes de vulnérabilité (% du total)

Dans le cas de distribution uniforme des notes, la note moyenne est 15. Elle est de 14 pour l'enquête.

On peut faire apparaître encore plus clairement les spécificités de la commune en montrant les proportions relatives, c'est-à-dire le rapport de la courbe de l'enquête à la courbe de distribution uniforme des facteurs présenté sur la Figure 40. Cette présentation permet de corriger le biais de la Figure 38 ou de la Figure 39 qui donnent un poids élevé à certains indices de vulnérabilité par le simple fait que la valeur de l'indice correspond à un nombre plus important que la moyenne de combinaisons de facteurs de vulnérabilité. La figure suivante renseigne donc sur l'occurrence moyenne d'une note de vulnérabilité pour les combinaisons de facteurs conduisant à cette note. Elle ne permet toutefois pas de différencier des combinaisons conduisant à une même note.

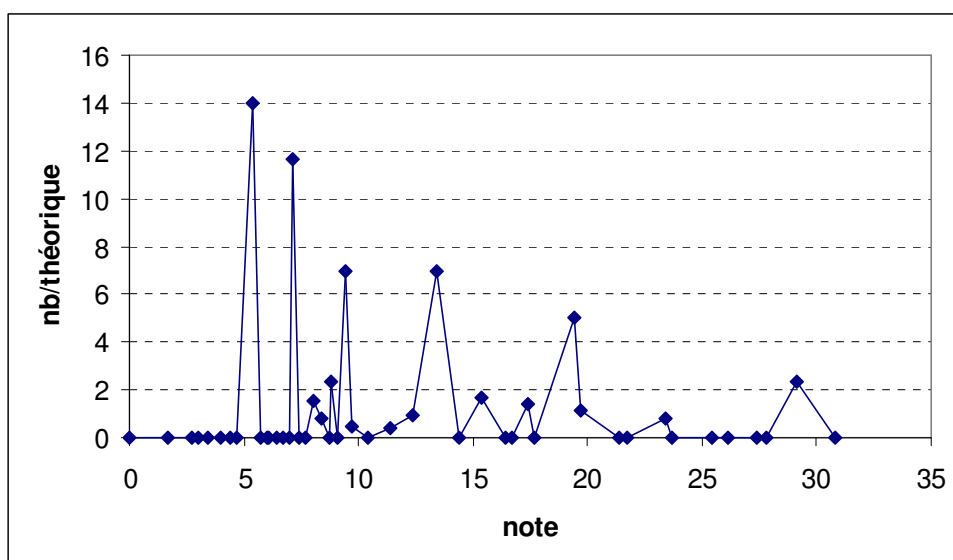


Figure 40 : Importance relative des différentes notes.

Cinq valeurs de l'indice de vulnérabilité se détachent particulièrement (rapport supérieur à 4).

On peut conclure de la Figure 39 que la commune étudiée se distingue par une forte proportion de maison dont l'indice de vulnérabilité est faible (5 à 13) et que pour ce qui concerne les notes élevées on peut retenir les notes 19,4 et 29,1. On lit sur la Figure 38 que ces notes sont respectivement obtenues en théorie par 6 et 1 combinaison(s) des facteurs, soit 7 types. On conclut en outre que le type correspondant à la note 29,1 est particulièrement vulnérable. Il s'agit d'une :

- Maison située en zone d'aléa fort, avec un arbre proche, de forme irrégulière avec un joint partiel et des niveaux différents.

Ce type est représenté à Villiers, mais il n'a été observé qu'une fois. Le fait qu'il ressorte sur la Figure 40 tient à la différence de taille des échantillons entre l'enquête et la distribution uniforme.

Il y a aussi des types présentant une vulnérabilité supérieure à la moyenne (19,4) en plus grand nombre : 13 observations à Villiers.

L'analyse des résultats de l'enquête montre qu'en réalité une seule combinaison est représentée sur les 6 théoriquement possibles, c'est le type :

- Maison située en zone d'aléa fort, avec un arbre proche et de forme irrégulière.

L'enquête permet donc d'identifier deux types de maisons particuliers, bien représentés. De plus on note que les facteurs communs sont l'aléa fort, la végétation proche et la forme irrégulière mais que ce qui détermine le surcroît de vulnérabilité tient à deux facteurs structuraux aggravants : le joint partiel et la différence de niveaux.

Sur la base de ces conclusions, il serait intéressant de savoir combien de sinistres correspondent à chaque type. A priori, l'enquête a montré que 93% des maisons ont un arbre à proximité. L'aléa fort représente 57% des résultats d'enquête et la forme irrégulière 39%. La probabilité de cumuler ces trois facteurs est forte, 13% des maisons correspondent à ce type.

La Figure 41 montre la répartition des zones d'aléa dans les résultats d'enquête. La Figure 42 montre la répartition des irrégularités dans les résultats d'enquête.

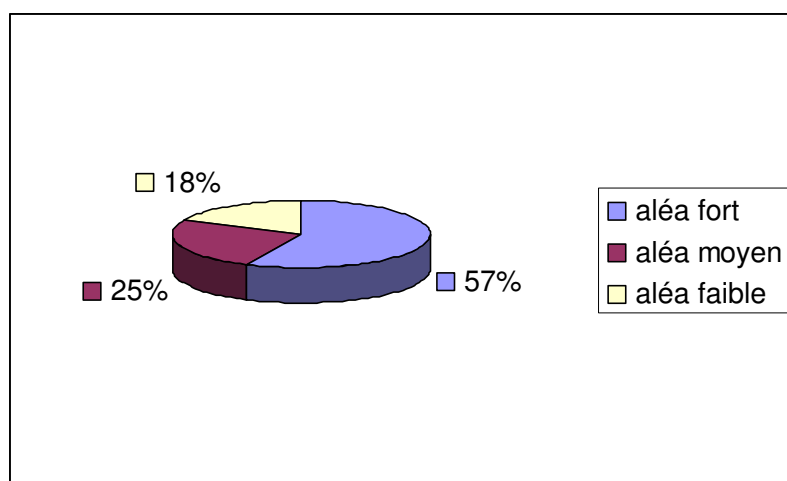


Figure 41 : Répartition de l'aléa dans les résultats d'enquête

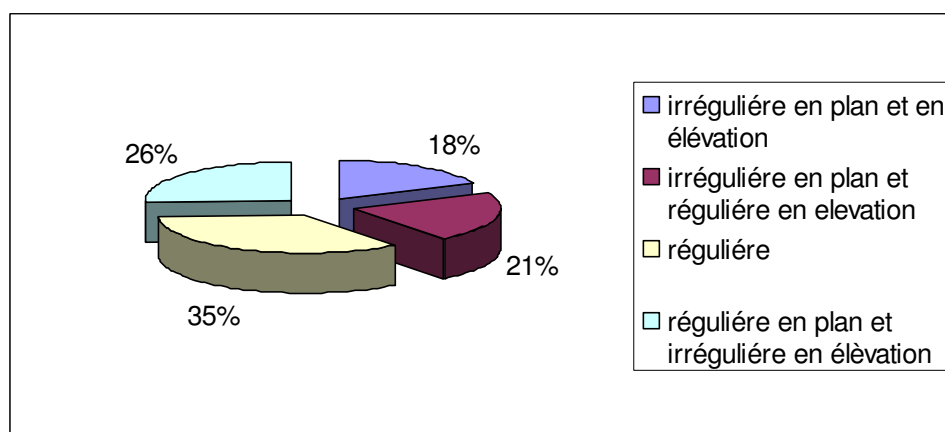


Figure 42 : Répartition des irrégularités

Les déclarations de sinistre ne permettent pas de savoir quelle proportion de maison cumule les trois facteurs de vulnérabilité. Néanmoins, on connaît approximativement la proportion de déclarations en zone d'aléa fort. Elle est de 80%, soit 170 cas.

Cette proportion est plus forte que la proportion estimée de maison dans la zone d'aléa fort (57%) ce qui confirme l'importance du facteur aléa dans la vulnérabilité globale. Il n'est cependant pas exclusif, car 20% des déclarations de sinistres sont situées dans les zones d'aléa plus faible.

La répartition de l'irrégularité reste inconnue. A partir des fiches de déclaration et d'un logiciel de localisation sur photo aérienne, il a été constaté sur 20 cas que 16 maisons sont régulières et 4 irrégulières. Les maisons régulières et isolées représentent 11 cas, les

irrégulières mitoyennes 2 cas. Même si cette évaluation est très imprécise, elle semble montrer que le critère de régularité n'est pas prédominant dans les déclarations de sinistres. Des questions se posent alors si cette tendance était confirmée sur un grand nombre de cas :

- L'importance du critère d'irrégularité en plan a-t-elle été surévaluée ?
- A partir de quand faut-il décréter qu'une forme est irrégulière ?
- Y-a-t-il un autre critère plus influent ?
- Les sinistres sont-ils seulement dus au retrait gonflement des argiles ?

Une action possible pour affiner la compréhension des différents facteurs serait de faire une enquête sur les maisons ayant fait l'objet d'une déclaration de sinistre et de les classer selon les mêmes critères que pour l'enquête de vulnérabilité. Des indications sur les maisons voisines pourraient également être utiles. Par exemple deux maisons mitoyennes de formes similaires ont-elles toutes deux fait l'objet de déclarations de sinistre ou seulement une des deux ? Si c'est seulement une, peut-on l'expliquer (par des considérations sur la construction ou autre) ?

L'analyse des indices de vulnérabilité faible est également instructive. Concernant l'aléa faible (18% des maisons), seul un quartier est entièrement en zone faible, et une seule déclaration de sinistre a été recensée. D'autres quartiers comprennent une partie en aléa faible. Au maximum la part des déclarations de sinistres en aléa faible est de l'ordre de 5 à 10%.

Lors de l'enquête de vulnérabilité, seule une maison située en aléa faible avait un indice de vulnérabilité global supérieur à la moyenne, ce qui est cohérent avec les résultats tirés des déclarations de sinistres. Il semble donc tout à fait logique de considérer que l'aléa faible correspond à une situation de très faible vulnérabilité, le risque résiduel pouvant être dû à la précision de la cartographie d'aléa. Le facteur végétation n'étant pas discriminant et la répartition du nombre de maison par zone d'aléa étant bien déterminée, il reste les facteurs structuraux (joint, régularité, niveaux décalés).

En outre, 17% des cas de l'enquête présente un indice minimal (0) sur les critères structuraux, mais ils sont répartis de façon uniforme sur les différentes zones d'aléa. D'après la Figure 42, 65% des maisons présentent une irrégularité au moins. L'étude plus détaillée de l'impact de l'irrégularité sur le comportement de la maison est donc nécessaire par exemple pour déterminer à partir de quand la forme en plan a une influence

importante. De plus une telle étude paramétrique permet de tester des solutions constructives visant à tenir compte du risque de mouvement de terrain.

4 - MODELISATION DU COMPORTEMENT DE MAISONS INDIVIDUELLES EN MAÇONNERIE FONDEES SUR SOL ARGILEUX

4.1 - Présentation de l'étude

Les approches rencontrées dans la littérature pour justifier les structures maçonnées reposent pour l'essentiel sur deux méthodes : calcul à la rupture (ou analyse limite) et modélisation des milieux continus par la technique des éléments finis. 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, 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 conservera 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 la suite 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 maçonnées reposent sur le choix d'une cinématique plus ou moins riche 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. 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. 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. Cette modélisation est destinée à être enrichie de l'apport des partenaires en matière de comportement du sol.

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 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 simplifions 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.

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 dans un premier temps de façon simple les tassements observés dans le sol et d'affecter à celui-ci des caractéristiques mécaniques moyennes couramment admises pour les sols argileux au sens où le sol n'intervient ici que comme une condition aux limites particulière sous la structure. Ces exigences très simples permettent 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 $14 \times 14 \text{ m}^2$ 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 même module de rigidité, 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 permet moins de compenser son retrait différentiel. L'approche est donc adaptée à la présence à faible profondeur d'une couche de sol raide devant 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 issues de la littérature en faisant dépendre la raideur du sol de son taux d'humidité (voir Figure 43). 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 et en préparation de connaissances à venir mais qu'elle ne repose pas sur des informations que l'on aurait issues d'expérimentations.

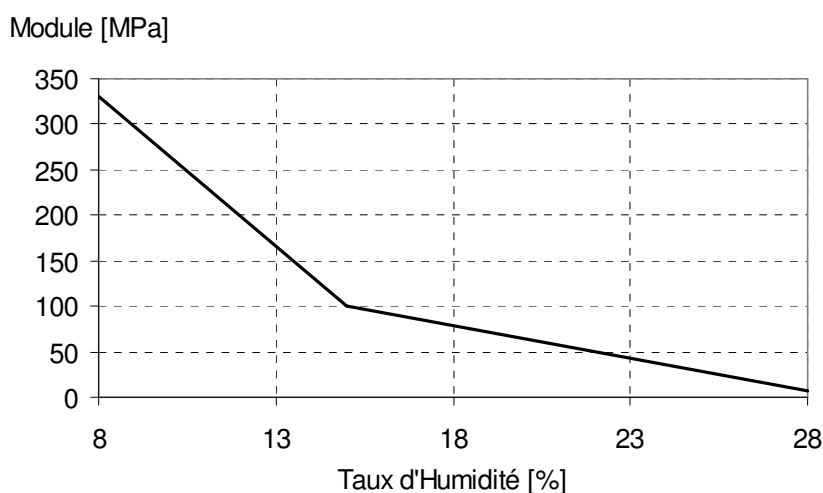


Figure 43 : Module du sol argileux en fonction de son taux d'humidité

Deux formes d'évolution en plan de l'état hydrique du sol ont été programmées, 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. Delà, trois amplitudes de la zone intermédiaire de retour à un sol humide sous les fondations de la structure sont envisagées (1 m, 2 m et 4 m). L'importance déterminante de ce paramètre sur le comportement de la structure 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 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 remarquera sur la Figure 44 et sur la Figure 45 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 récupère 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).

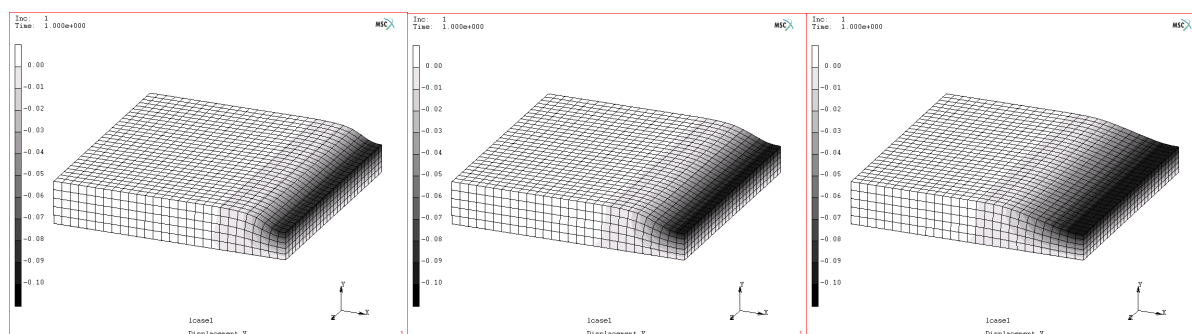


Figure 44 : Tassement du sol en bord de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m

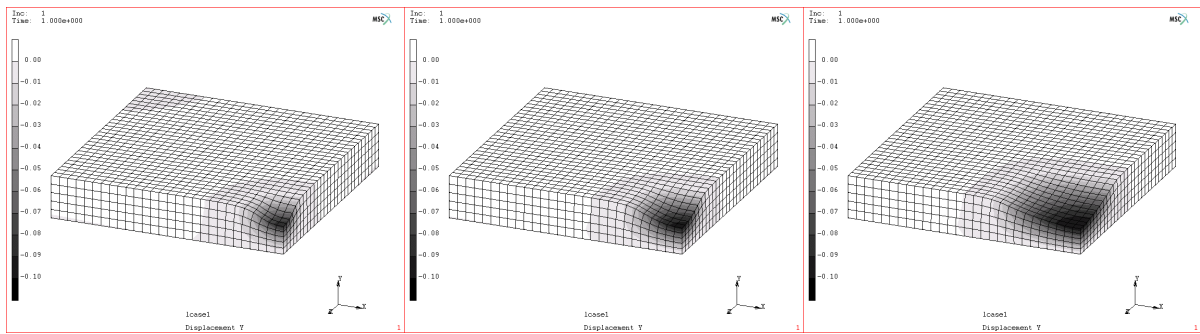


Figure 45 : Tassement du sol en angle de bâtiment (facteur 10 sur la déformée) – amplitude de la zone intermédiaire 1 m, 2 m et 4 m

4.3 - Modélisation de la structure en maçonnerie chaînée

On s'intéresse dans ce travail à une structure de type maison individuelle de plein pied en maçonnerie chaînée fondée à sa périphérie sur des semelles filantes. Deux types de maisons seront étudiés dans un premier temps afin de mettre en évidence les effets engendrés par une irrégularité géométrique de la structure (voir Figure 46).

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 pour commencer 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 la Figure 46, 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.

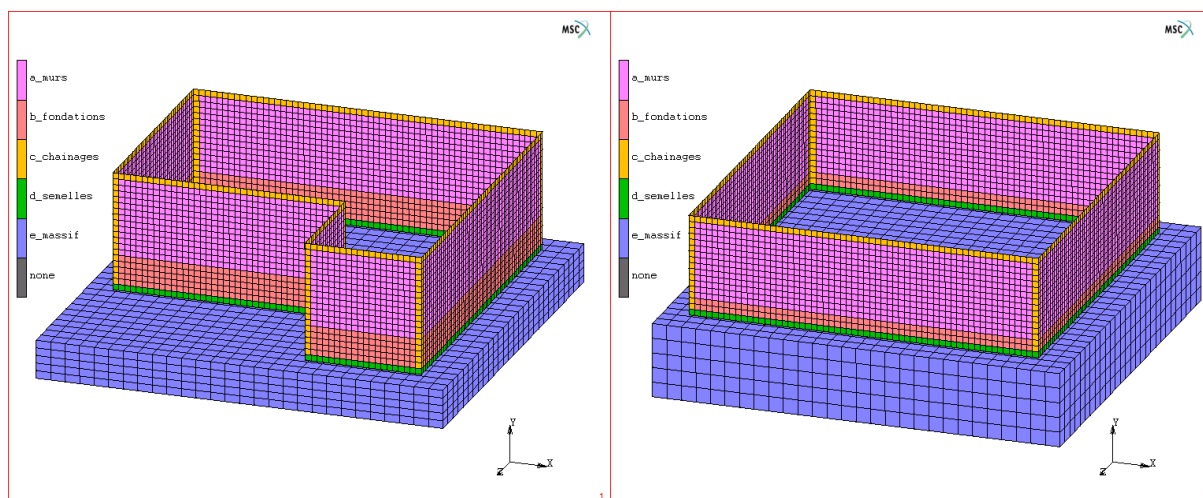


Figure 46 : Maisons étudiées - maison irrégulière de 112 m² (12×8 m² + 4×4 m²) et maison régulière de 144 m² (12×12 m²)

La maçonnerie choisie pour l'étude est constituée de blocs pleins de 0,2 m d'épaisseur. Les chainages 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 4 sortes. Des déplacements imposés nuls en pieds de murs (au niveau des semelles précisément) dans la direction horizontale, normale à leur plan (voir explication plus haut). 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 serait tout à fait suffisante dans notre cas. A ces conditions, il convient d'ajouter celles correspondant aux chargements. Le chargement 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 (correspond à un poids global d'environ 150 kg/m² pour la toiture et les combles).

Le comportement homogénéisé du béton armé constituant les semelles et les chainages est considéré dans ce travail élastique, linéaire et isotrope de module égal à 15000 MPa, de coefficient de Poisson égal à 0,2 et de masse volumique égale à 2,3 T/m³. Semelles et chainages sont ainsi réputés dans la suite être correctement dimensionnés pour supporter les efforts qu'ils subissent en restant dans leur domaine élastique.

Le modèle de comportement retenu pour la maçonnerie a fait l'objet d'un travail de développement particulier présenté dans le rapport du projet ANR-RGCU piloté par le BRGM [BRGM, 2006], nous n'y reviendrons pas. Précisons simplement à ce stade que dans son domaine linéaire la maçonnerie est considérée élastique et isotrope de module égal à 7000 MPa et de coefficient de Poisson égal à 0,2. Précisons également que sa masse volumique est prise égale à 2,1 T/m³.

4.4 - 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 la Figure 46. 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 de l'ouvrage, les résultats des calculs effectués en considérant cette fois le comportement non linéaire dont la modélisation a été décrite dans [BRGM, 2006]. 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 figures 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. 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 figures 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 : 0,6 m, valeur proche du minimum permis par le DTU 13.11 et 1,2 m, minimum préconisé en l'absence d'étude de sol en zone B1 (aléa fort) par les Plans de Prévention des Risques établis par l'Agence Qualité Construction. 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 la Figure 44 et la Figure 45).

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.

La Figure 47 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.

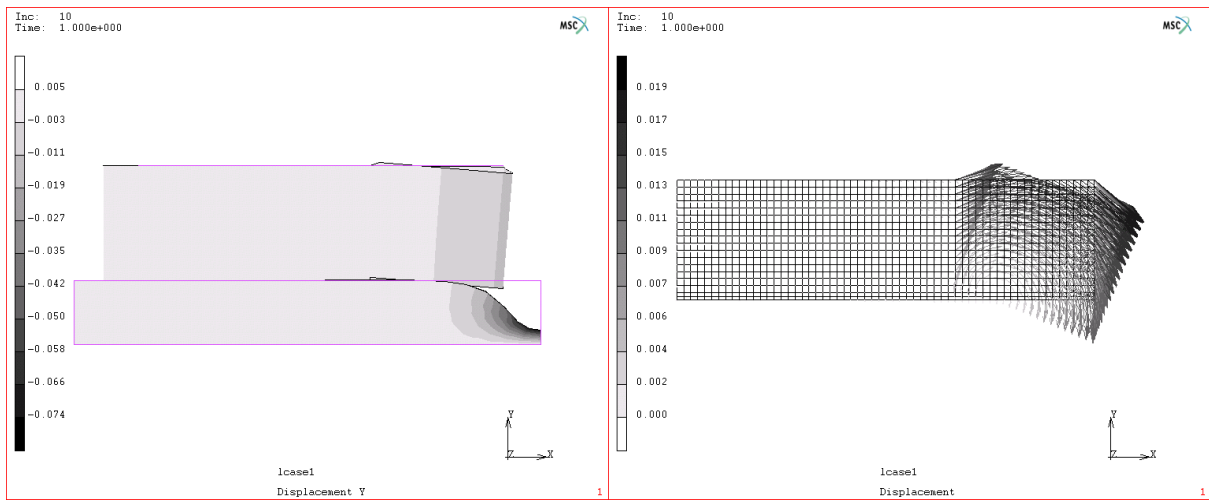


Figure 47 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie linéaire – champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 48 montre les zones d'atteinte de la limite élastique (ou zones potentielles de rupture). L'image 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 Est qui se retrouve d'autant plus fléchié (en console) sous l'effet du poids de la façade Sud, en porte-à-faux. Dès l'origine du tassement, la façade Est 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.

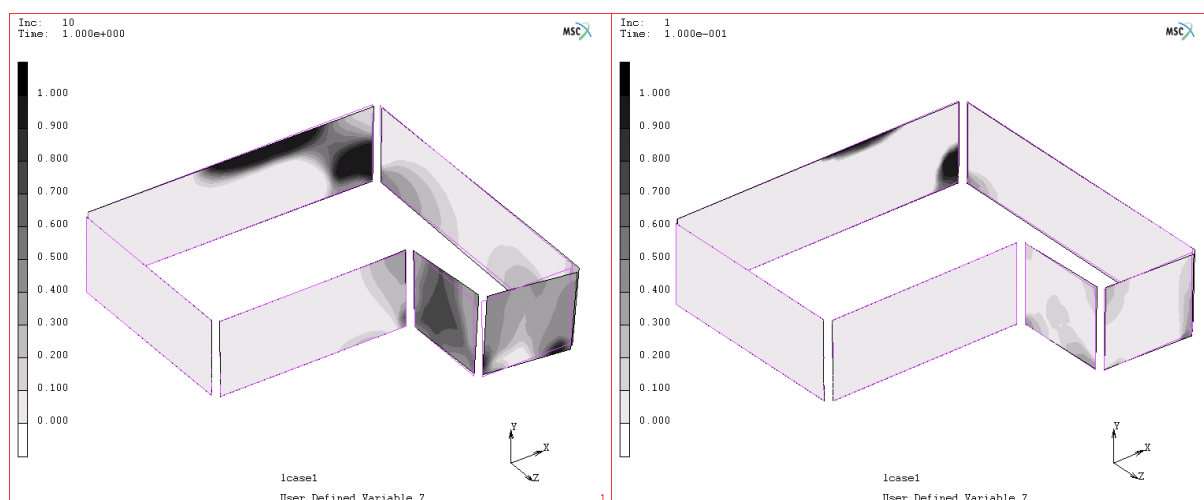


Figure 48 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie linéaire – zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 49 est l'analogue de la Figure 48 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.

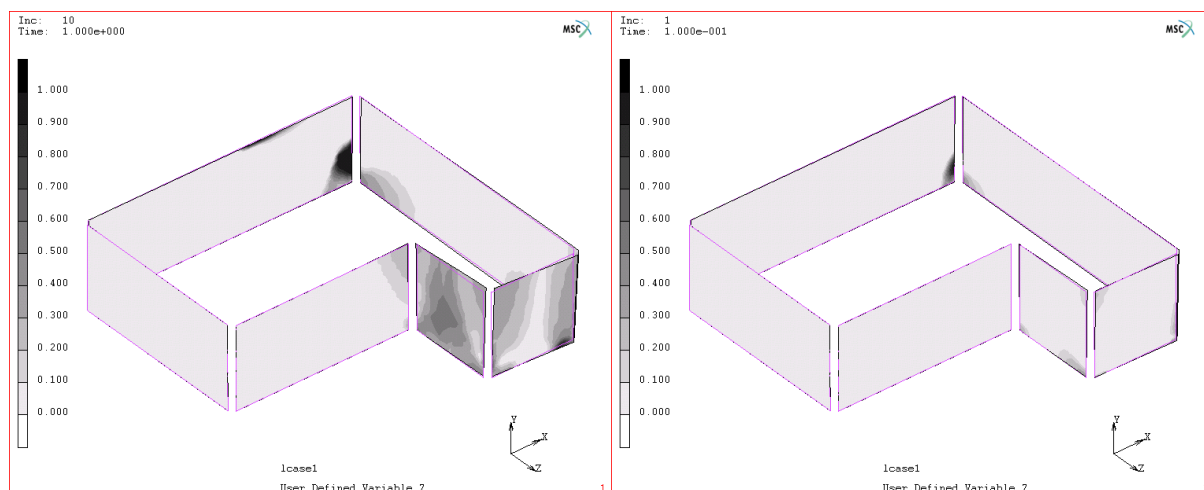


Figure 49 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie linéaire – zones d’atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 50 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 façade 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 la Figure 51 où l'on observe que la rupture est située à l'aplomb d'une zone en porte-à-faux comprise entre la façade Est portant sur le sol non tassé et la moitié de la façade Sud portant sur le sol tassé. En assimilant le mur de maçonnerie 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 la Figure 51 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 Est rigide se trouvant en console contre façade Ouest très souple du fait de la torsion lui permettant de suivre le tassement du sol).

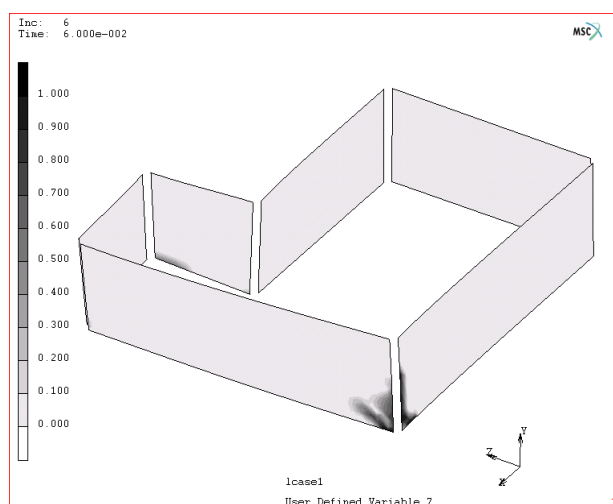


Figure 50 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en bord – amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie non linéaire – zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

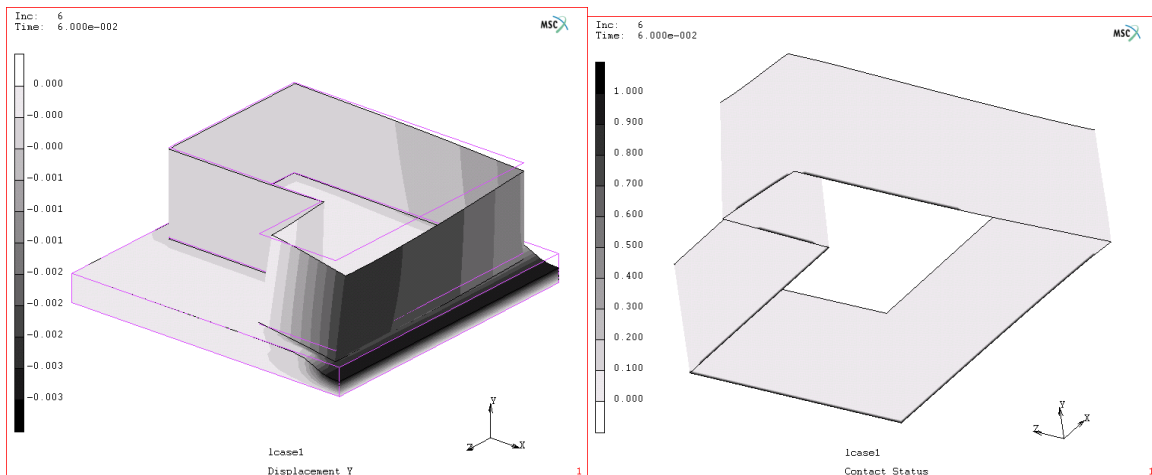


Figure 51 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie non linéaire – déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

La Figure 52 et la Figure 53 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.

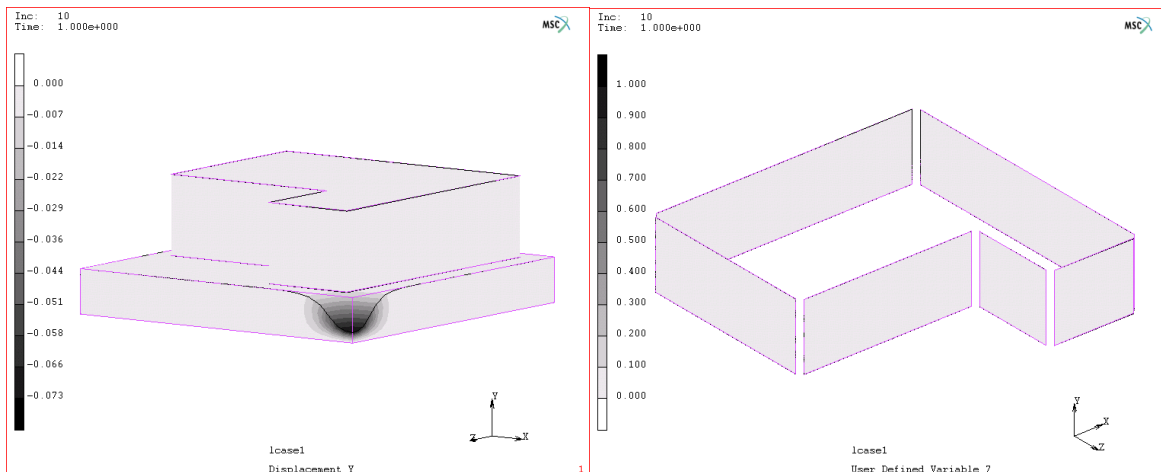


Figure 52 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie linéaire – champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

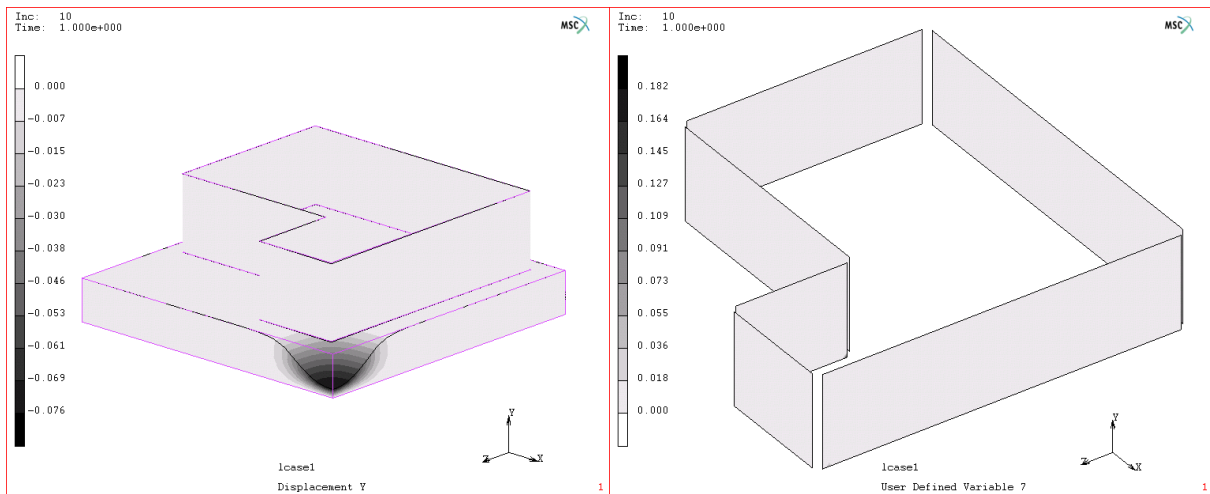


Figure 53 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 2 m – maçonnerie linéaire – champ de déplacements et zones d’atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 54 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.

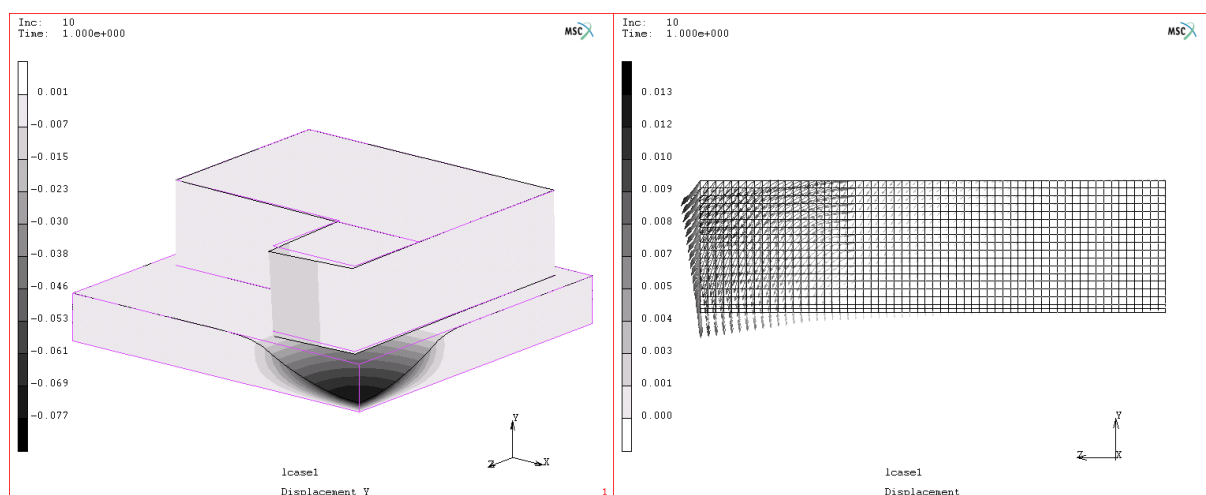


Figure 54 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin – amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie linéaire – champ de déplacements (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 55 montre les zones d'atteinte de la limite élastique (ou zones potentielles de rupture). L'image 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 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 sans calcul complémentaire.

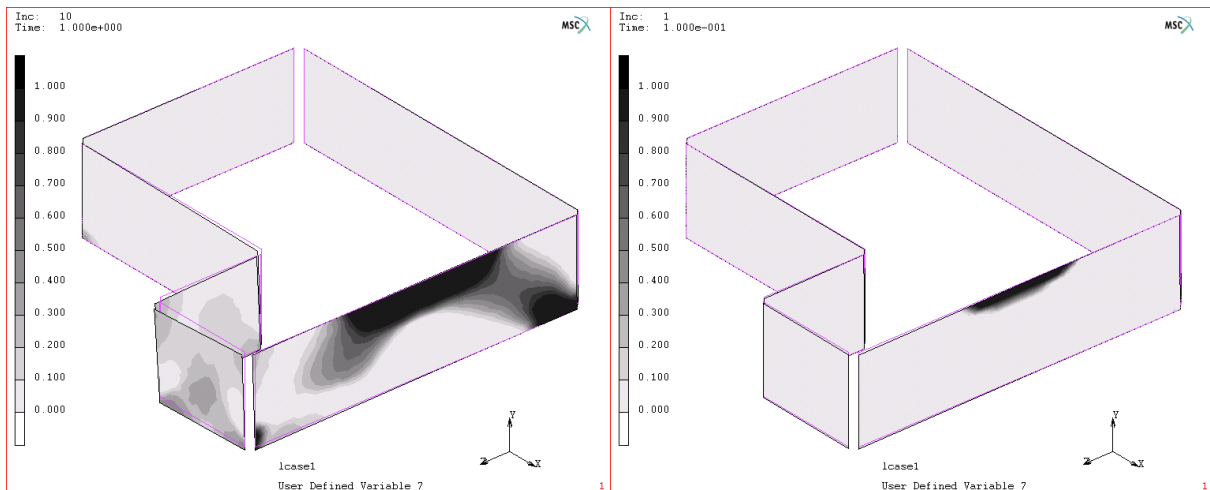


Figure 55 : Maison irrégulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin – amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie linéaire – zones d’atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 56 est l’analogue de la Figure 55 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.

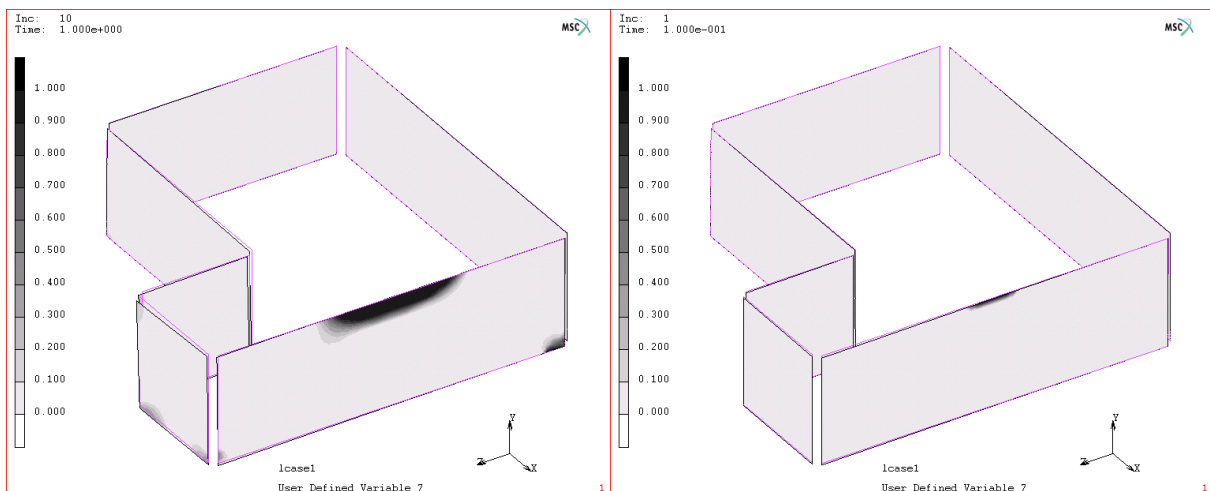


Figure 56 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin – amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie linéaire – zones d’atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 57 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 la Figure 58 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.

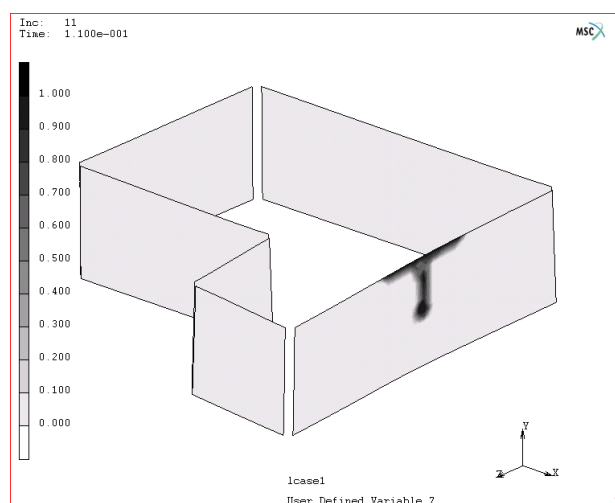


Figure 57 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

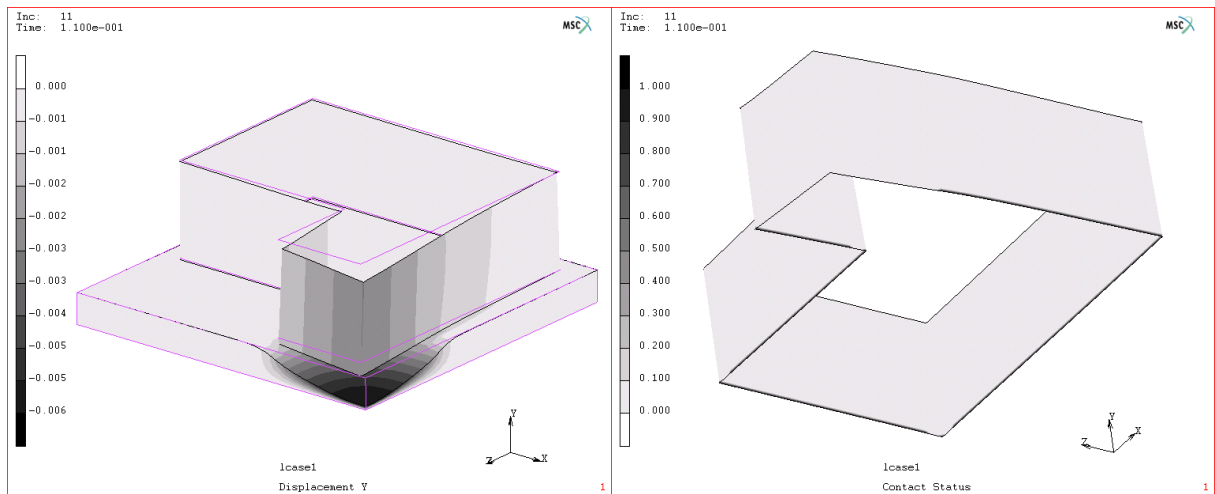


Figure 58 : Maison irrégulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

Considérons maintenant la maison régulière dans la même situation que précédemment. La Figure 59 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.

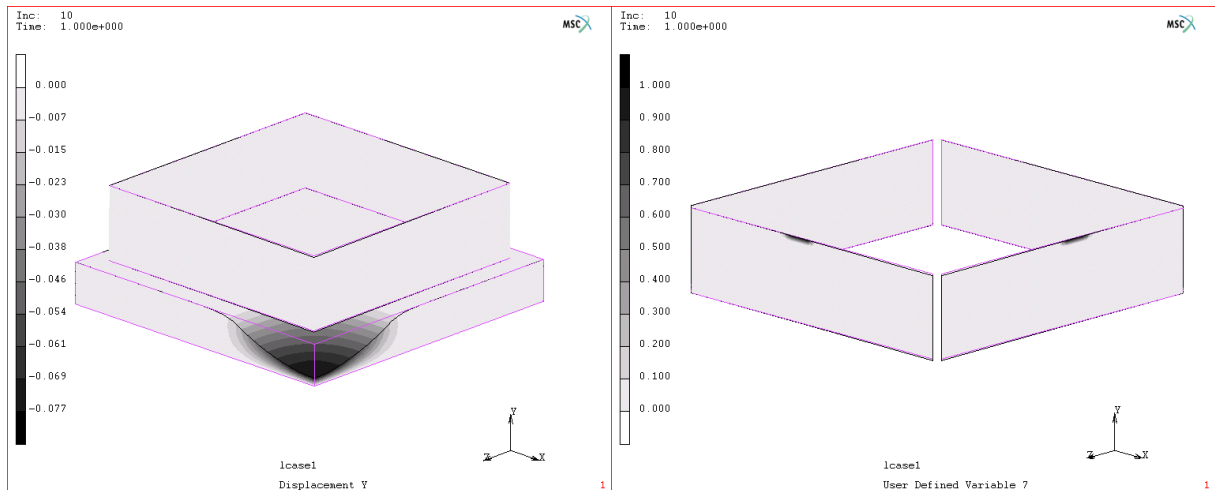


Figure 59 : Maison régulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie linéaire – champ de déplacements et zones d'atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

La Figure 60 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. La Figure 60 et la Figure 61 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.

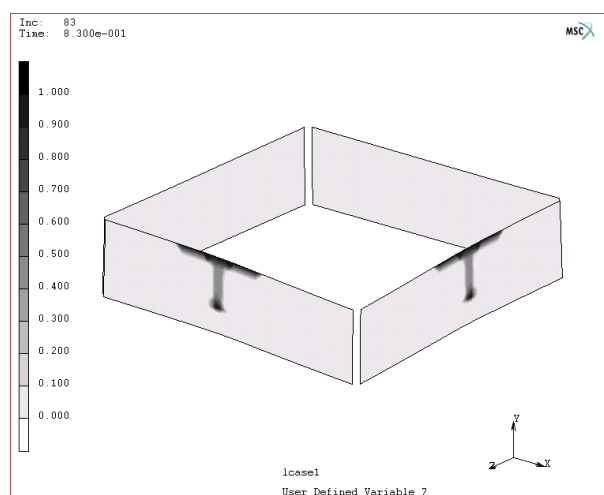


Figure 60 : Maison régulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

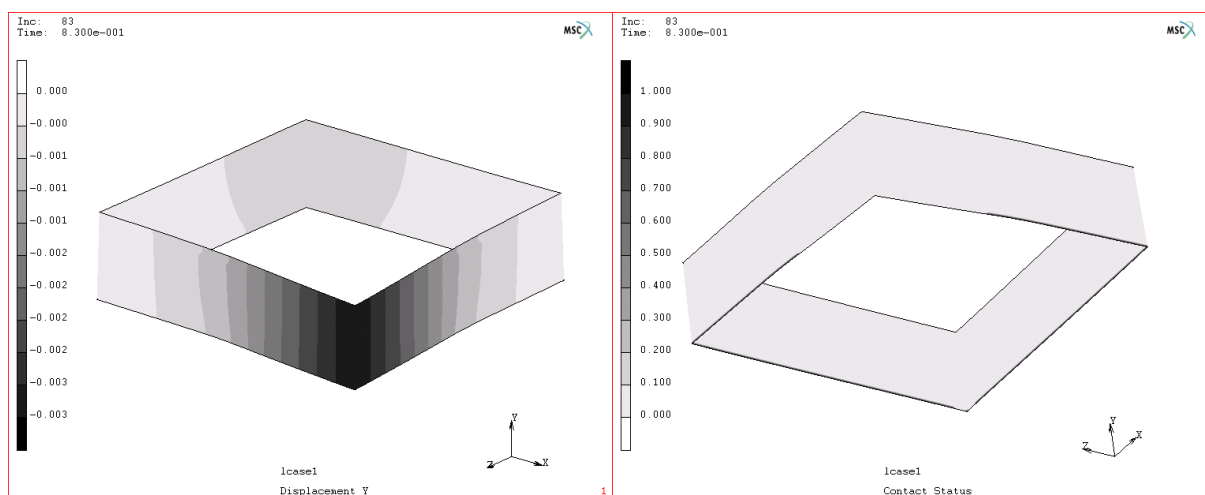


Figure 61 : Maison régulière – fondations à 0,6 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

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.

La Figure 62 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 siège 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 la Figure 63 confirment pleinement cette analyse.

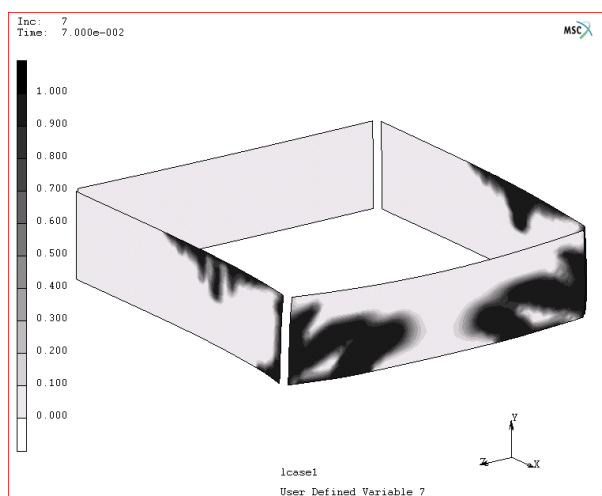


Figure 62 : Maison régulière – fondations à 0,6 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie non linéaire – zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

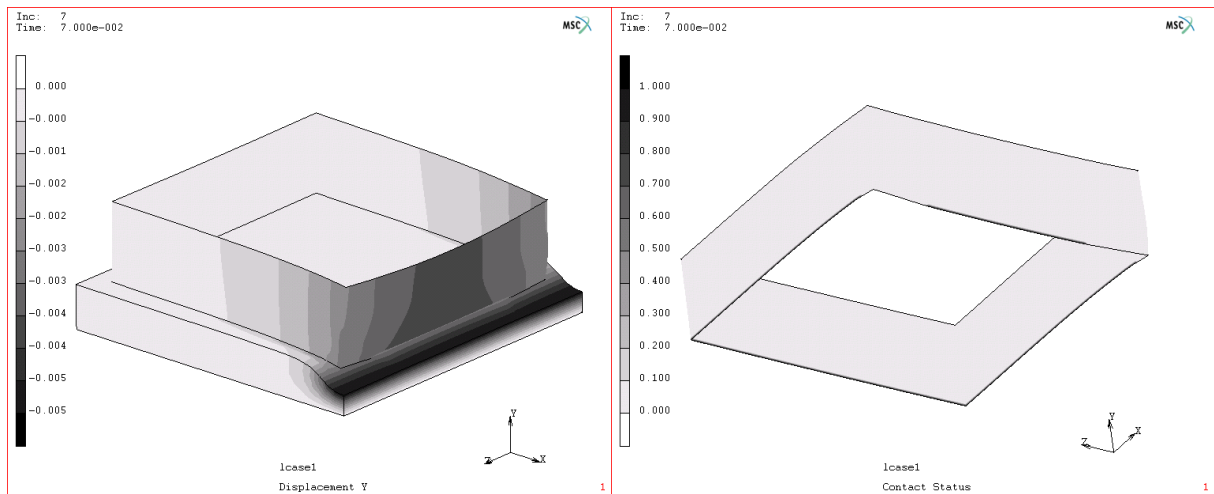


Figure 63 : Maison régulière – fondations à 0,6 m – tassement en bord - amplitude de la zone intermédiaire 1 m – maçonnerie non linéaire – déplacement vertical et zones de contact sol-structure (facteur 200 sur la déformée)

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.

Comportement de la structure en fonction de l'amplitude du tassement en surface		Type de maison			
		irrégulière		régulière	
		Profondeur des fondations			
		0,6 m	1,2 m	0,6 m	1,2 m
Forme du tassement	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
	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
	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

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 façades 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.

4.5 - 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. La Figure 64 présente les ouvertures aménagées dans la maison régulière et les deux modes d'encadrement étudiés.

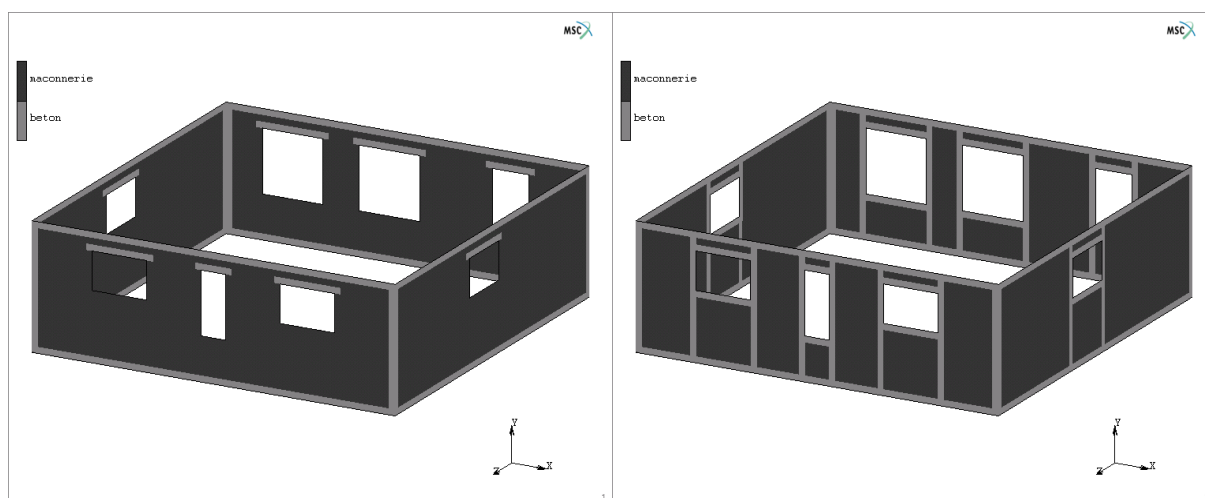


Figure 64 : Ouvertures dans la maison régulière fondée à 1,2 m – renforcements par simples linteaux ou par chaînages d'encadrement

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, la Figure 65 montre que, quel que soit le mode de renforcement des ouvertures (linteaux sur l'image de gauche, chaînage d'encadrement sur l'image 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.

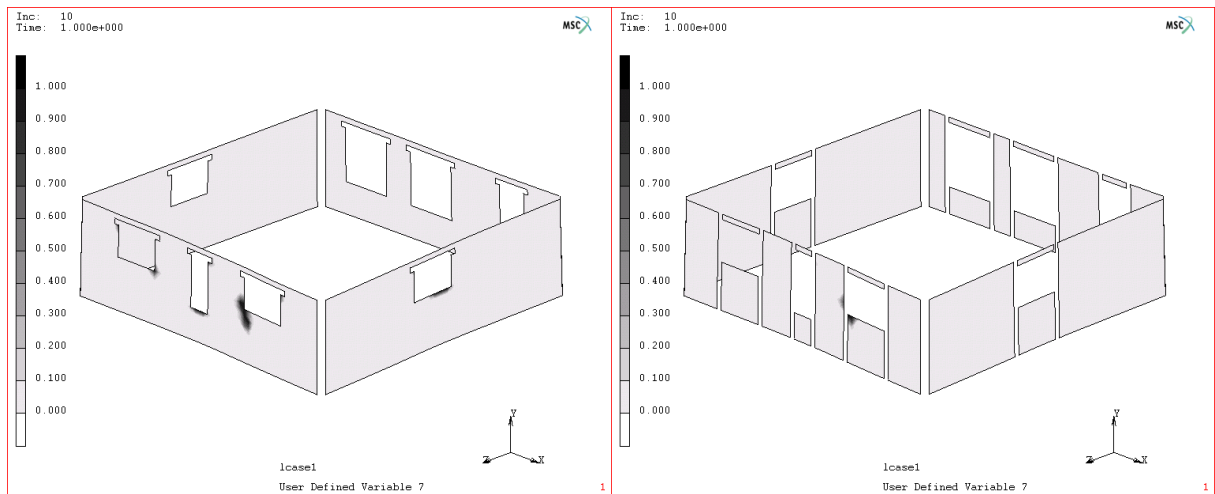


Figure 65 : Maison régulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie linéaire – zones d’atteinte de la limite élastique (facteur 20 sur la déformée)

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.

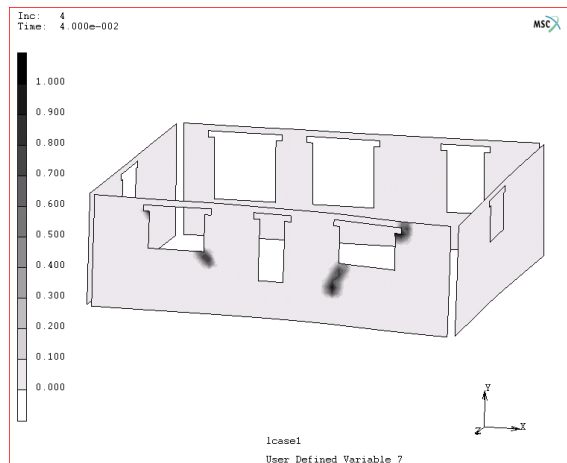


Figure 66 : Maison régulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – ouvertures renforcées par des linteaux - zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

La Figure 66 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 la Figure 67 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.

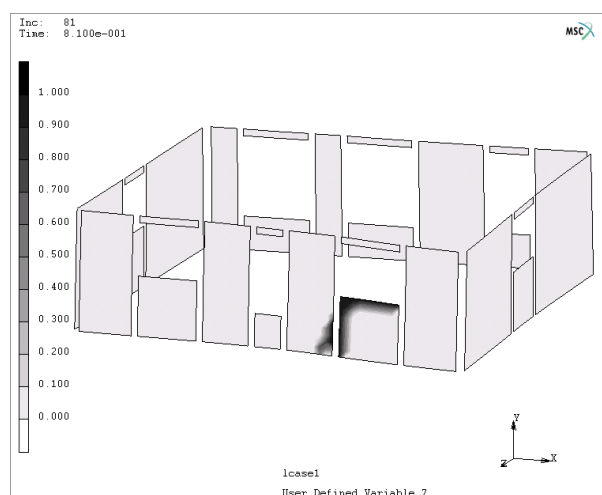


Figure 67 : Maison régulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – ouvertures renforcées par des chaînages - zones de fissuration de la maçonnerie (facteur 200 sur la déformée)

Ainsi, pour une fissure initiée dès 9 mm de tassement en surface, on constate sur la Figure 68 que celle-ci se propage en restant confiné dans un unique panneau de maçonnerie (non porteur) jusqu'à 60 mm de tassement en surface.

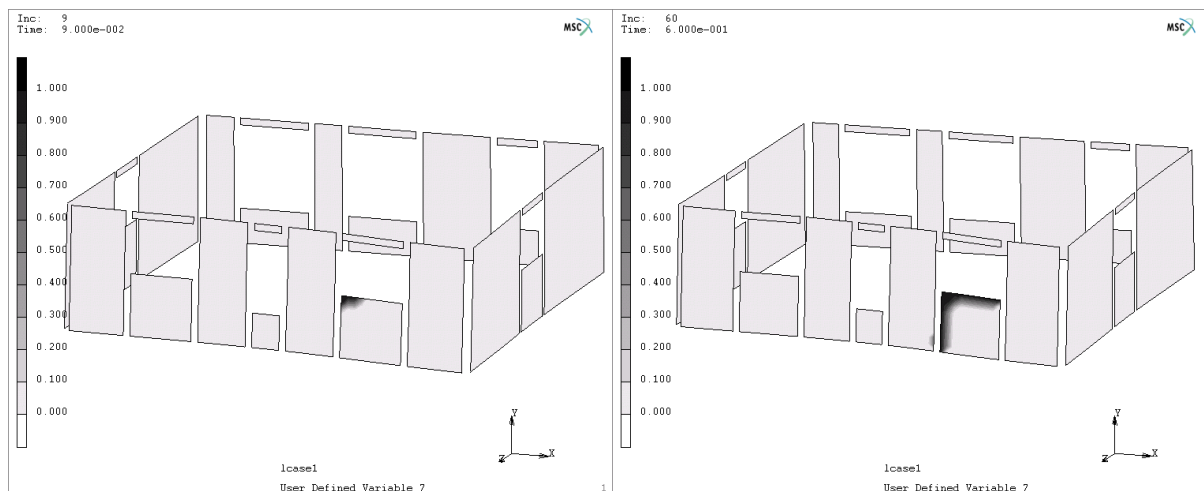


Figure 68 : Maison régulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – ouvertures renforcées par des chaînages – propagation de la fissuration (facteur 200 sur la déformée)

A 60 mm de tassement en surface, on constate sur la Figure 69, 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.

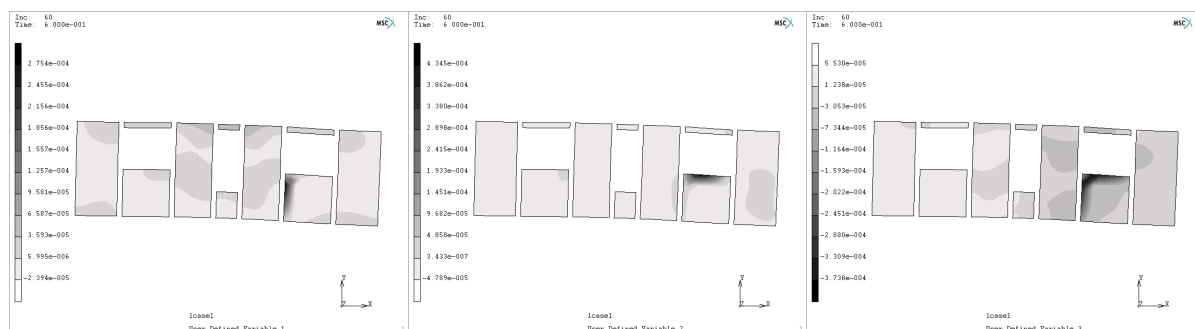


Figure 69 : Maison régulière – fondations à 1,2 m – tassement en coin de 60 mm en surface - amplitude de la zone intermédiaire 4 m – maçonnerie non linéaire – ouvertures renforcées par des chaînages – déformations généralisées horizontales, verticales et de cisaillement (facteur 200 sur la déformée)

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.

4.6 - Bilan des résultats de modélisation – perspectives envisagées

Nous avons présenté dans cette partie 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.

Également, 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 pourrait tirer profit des travaux réalisés par les partenaires du projet 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 certainement 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 bonne 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.

5 - MODELISATION DES INTERACTIONS SOL-FONDATION DANS UN CADRE PROBABILISTE

5.1 - Présentation de l'étude

Les modélisations entreprises avec le logiciel MARC ont montré que certaines parties pouvaient être optimisées en vue de réaliser des calculs suffisamment rapides pour être effectués en grand nombre. En parallèle de cela, l'étude bibliographique et les échanges avec les partenaires nous ont révélé la forte dispersion du comportement des sols et en conséquence l'intérêt de sortir d'un cadre d'étude déterministe au profit d'un cadre probabiliste. L'envie dans l'avenir de pouvoir étudier la vulnérabilité non plus d'un ouvrage mais d'un ensemble d'ouvrages à l'échelle d'un quartier ou d'une commune renforce encore cet intérêt. De ces différents points a germé l'idée de réaliser un outil complètement dédié à l'interaction sol-structures pour la problématique du retrait-gonflement des argiles.

Nous avons donc entrepris de développer un tel outil en nous imposant comme principale contrainte que les modèles mécaniques soient suffisamment simples et globaux pour permettre des calculs rapides.

Dans sa première version, présentée ci-après, le modèle ne retient de la structure que ses fondations et le sol est représenté, par un modèle de Winkler, sous la forme de ressorts verticaux ne présentant une raideur qu'en compression (non linéarité de l'interaction sol-structure). Cette version sera naturellement enrichie dans l'avenir en recherchant à chaque itération le meilleur compromis représentativité-rapidité des simulations.

Le premier type de fondation auquel nous nous sommes intéressés est celui le plus largement représenté dans notre analyse statistique, à savoir : les semelles filantes. Elles sont modélisées sous la forme de poutre sur appuis élastiques non linéaires.

Nous présentons dans la suite les 3 étapes consacrées à ces travaux :

- le modèle analytique développé, utilisable uniquement dans des cas très simples et dont l'intérêt est de valider sur le plan théorique le modèle numérique développé par la suite. Ce modèle permet également de bien saisir les hypothèses retenues dans cette approche ;
- le modèle numérique développé à caractère plus général qui permet de modéliser des fondations d'implantations quelconques ;
- une première analyse quantitative des risques dans un contexte probabiliste.

5.2 - Calcul analytique d'une semelle filante sur appui élastique

La semelle filante est modélisée ici par une poutre droite plane chargée dans son plan de type Bernoulli, qui néglige donc l'énergie de cisaillement. La forme de la section et la longueur des semelles filantes au regard des dimensions de la section autorisent cette approximation.

Le sol est représenté par le modèle de Winkler choisi à ce stade pour sa grande simplicité. Le modèle relie la réaction du sol au déplacement vertical de sa surface selon un unique paramètre.

$$r(x) = b.k.v(x)$$

k est le coefficient de réaction du sol (ou constante de proportionnalité de Winkler), b est la largeur de la semelle, $v(x)$ est le déplacement vertical provoqué par la charge de la superstructure sur le sol et $r(x)$ est la force par unité de longueur exercée par le sol sur la semelle de fondation en réaction à ce déplacement. Dans un tel modèle, les aspects non

linéaires du comportement peuvent être introduits simplement en adoptant des lois $k(t)$ ou $k(v)$ selon que l'on souhaite décrire une dégradation progressive des propriétés du sol ou une non linéarité matérielle.

Le module de réaction k n'est pas un simple paramètre de sol. Il dépend d'autres facteurs tels que la géométrie de la fondation et sa rigidité ; il est d'autant plus élevé que la fondation est souple et le sol est rigide. De nombreux auteurs en ont donné des expressions particulières, tels que Vlassov [1956], Vesic [1961], avec une synthèse dans Elachachi et al. [2004]. Nous avons retenu pour notre part une estimation du coefficient de réaction k à partir de résultats d'essais pressiométriques [Cassan 1978].

Nous avons retenu un modèle à un seul paramètre pour l'instant car cette simplicité nous semble cohérente avec la variabilité naturelle des sols et les incertitudes liées à la détermination des propriétés mécaniques des sols de fondation à faible profondeur. Cependant, s'il apparaît que la prise en compte de la continuité ou de la cohésion du sol est indispensable pour notre étude, nous abandonnerons le modèle de Winkler au profit de modèles intégrant des propriétés en cisaillement du sol (interaction entre ressorts adjacents) tels que les modèles de Pasternak, [1954] ou de Vlasov et Leontiev, [1966].

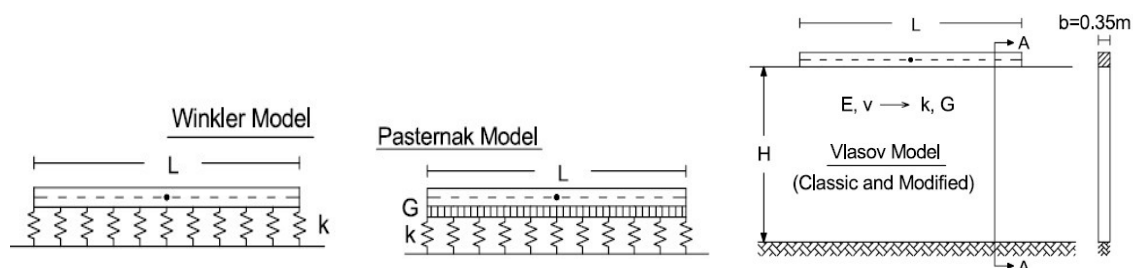


Figure 70 : Modèles de sol

La figure suivante présente l'équilibre d'un tronçon de semelle filante soumise à un chargement linéique $q(x)$ et à la réaction du sol $r(x)$:

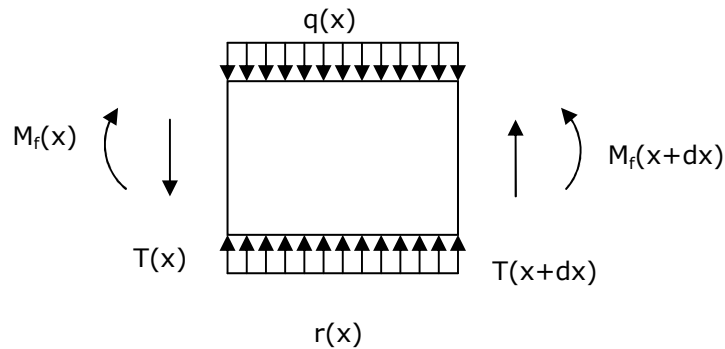


Figure 71 : Équilibre d'un tronçon de semelle filante

Les équations d'équilibre sont :

$$\begin{cases} \frac{dT}{dx} + r - q = 0. \\ \frac{dM_f}{dx} + T = 0. \end{cases}$$

Aux équations d'équilibre on associe la loi de comportement en flexion pour la semelle (poutre de Bernoulli) $\frac{d\theta_z}{dx} = \frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M_f}{EI_z}$ où v est le déplacement vertical de la semelle compté positivement vers le haut.

A cela il convient d'ajouter la loi de comportement du sol, ce qui revient à préciser la réaction du sol dans le cadre fixé par le modèle de Winkler. Pour cela, nous faisons la partition des déformations du sol : $\epsilon^{total} = \epsilon^{hydraulique} + \epsilon^{mécanique}$. Ne considérant que les déplacements verticaux à la surface du sol, nous pouvons transposer directement cette partition aux déplacements $v_{sol}^{total} = v_{sol}^{hydraulique} + v_{sol}^{mécanique}$.

Cette partition permet d'intégrer naturellement le retrait et le gonflement liés aux variations de taux d'humidité et le phénomène d'interaction sol-structure. Nous allons considérer en effet que le sol n'oppose une réaction que lorsqu'il est contracté mécaniquement, soit lorsque $v_{sol}^{mécanique} < 0$. Nous obtenons ainsi, avec la convention de signe choisie, l'expression de la réaction du sol : $r(x) = bk \langle -v_{sol}^{mécanique}(x) \rangle = bk \langle v_{sol}^{hydraulique}(x) - v_{sol}^{total}(x) \rangle$. Or, le sol n'est contracté mécaniquement que lorsque la semelle est en contact avec celui-ci. Dans cette situation : $v = v_{sol}^{total}$. On obtient finalement : $r(x) = bk \langle v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x) \rangle$.

Où $\langle . \rangle$ désigne la fonction positive : $\langle A \rangle = \begin{cases} A & \text{si } A \geq 0 \\ 0 & \text{si } A < 0 \end{cases}$

Des équations d'équilibre et des lois de comportement nous déduisons l'équation d'équilibre local de la semelle qui traite de façon unifiée les situations de contact et de décollement :

$$EI.v^{(4)} = bk\langle v_{sol}^{hydraulique} - v \rangle - q$$

où EI est la rigidité de flexion et $v^{(4)}$ est la dérivée 4^{ième} du déplacement vertical de la semelle. Le déplacement vertical hydrique du sol est une donnée. On le renseignera soit directement par la connaissance du déplacement vertical en champ libre de la surface du sol (il lui est égal), soit indirectement en le faisant dépendre de la variation du taux d'humidité dans les couches de sol.

Pour utiliser de manière simple le modèle précédent, nous traitons maintenant le cas d'une semelle filante de longueur L et de section constante, soumise à un chargement uniforme, reposant sur un sol de module de Winkler constant et dont le déplacement vertical hydrique suit la loi symétrique par rapport au milieu de la semelle $v_{sol}^{hydraulique}(x) = -ax^2$ (phénomène de retrait).

Le problème, présenté sur la figure suivante pour une demi-semelle du fait de la symétrie, a alors la forme évidente d'une zone en contact avec le sol dans la partie centrale de la semelle, les extrémités étant décollées. On note x_0 le seuil de décollement.

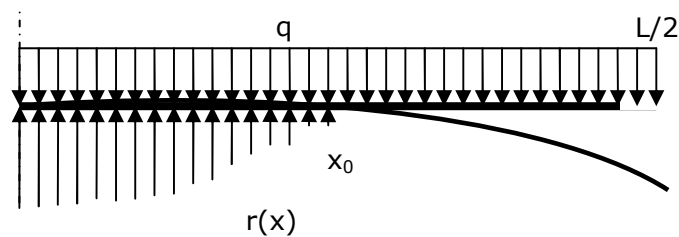


Figure 72 : Problème d'interaction sol-semelle traité analytiquement

Dans la zone décollée, la résolution est classique et nous ne la présentons pas. Dans la zone en contact, le déplacement vertical de la semelle revêt l'expression :

$$v(x) = AY_1(x) + BY_2(x) + CY_3(x) + DY_4(x) - ax^2 - \frac{q}{bk}$$

où A, B, C, D sont des coefficients qui seront déterminés par les conditions aux limites et les Y_i sont les fonctions de Krylov :

$$\begin{cases} Y_1(x) = ch\alpha x \cdot \cos \alpha x \\ Y_2(x) = \frac{1}{2}(ch\alpha x \cdot \sin \alpha x + sh\alpha x \cdot \cos \alpha x) \\ Y_3(x) = \frac{1}{2}(sh\alpha x \cdot \sin \alpha x) \\ Y_4(x) = \frac{1}{4}(ch\alpha x \cdot \sin \alpha x - sh\alpha x \cdot \cos \alpha x) \end{cases} \quad \text{avec } \alpha = \sqrt[4]{\frac{bk}{4EI}}.$$

Les conditions aux limites permettent alors de réduire le problème dans un premier temps à la recherche du seuil de décollement x_0 qui doit satisfaire à la relation :

$$\left[\frac{2a}{\alpha^2} - \frac{q}{2\alpha^2 EI} \left(\frac{L}{2} - x_0 \right)^2 \right] (Z_2 Z_3 - Z_4 Z_1) - \frac{q}{\alpha^3 EI} \left(\frac{L}{2} - x_0 \right) \left(Z_3^2 + \frac{Z_1^2}{4} \right) - \frac{q(Z_1 Z_2 + 4Z_3 Z_4)}{4\alpha^4 EI} = 0$$

où les Z_i sont les valeurs des fonctions de Krylov en $x=x_0$.

Cette équation étant transcendante, elle est résolue en pratique par une méthode numérique (avec Excel). De là, les coefficients A, B, C, D puis le déplacement vertical, le moment fléchissant, l'effort tranchant et la réaction du sol sont calculés.

En application de ces développements, nous résolvons le problème relatif aux paramètres suivants :

- Chargement : $q = 50 \text{ N/ml}$
- Module d'élasticité de la fondation : $E = 15000 \text{ MPa}$
- Dimensions de la semelle : $L \times b \times h = 10 \times 0,7 \times 0,4 \text{ m}$
- Retrait du sol en champ libre : $v_{sol}^{hydraulique}(x) = -0,004x^2$ (aux extrémités de la semelle, le tassement du sol atteint 10 cm)
- Coefficient de la réaction du sol : $k = 30 \text{ MPa/m}$

Les figures suivantes présentent les résultats obtenus sur la semelle en termes de déplacements verticaux, de moments fléchissants et d'efforts tranchants. Le seuil de décollement obtenu est : $x_0 = 2,37 \text{ m}$.

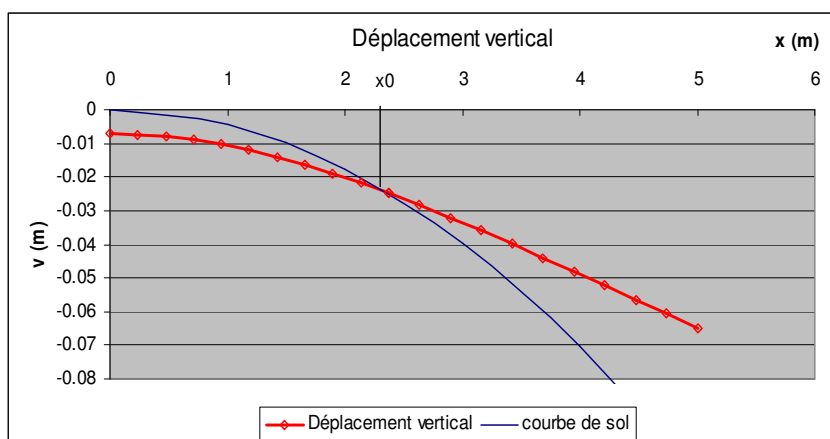


Figure 73 : Déplacement vertical de la moitié de la semelle (en rouge), la courbe bleue représente le retrait du sol en champ libre

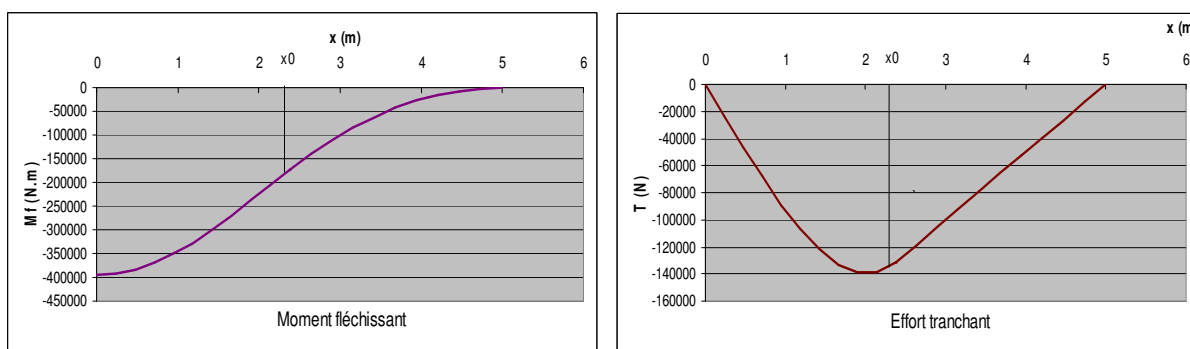


Figure 74 : Moment fléchissant et effort tranchant dans la moitié de la semelle

Les développements précédents montrent les limites d'un modèle analytique pour traiter les problèmes d'interaction sol-structure. Ces limites sont si fortes que ce modèle n'a naturellement d'autre intérêt que de présenter les hypothèses et la démarche retenues. Il aura néanmoins comme utilité complémentaire de permettre une validation sur le plan théorique du modèle développé dans sa version numérique (technique des éléments finis) présentée ci-dessous.

5.3 - Calcul numérique de l'interaction sol-semelle de fondation – étude paramétrique

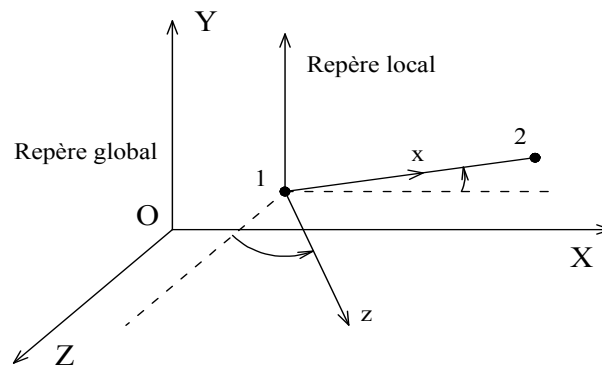
Selon les mêmes hypothèses que précédemment, nous avons développé un modèle numérique utilisant la méthode des éléments finis. Ce modèle repose sur les principes suivants :

- Seules les semelles sont modélisées explicitement par des éléments finis ;
- Ces éléments sont de type poutre de Bernoulli à 2 nœuds et 3 degrés de liberté (les mouvements dans le plan sont négligés à ce stade) :

v : déplacement vertical (axe Y),

θ : rotation de flexion autour de l'axe z du repère local ($\theta = \frac{dv}{dx}$),

β : rotation de torsion autour de l'axe x du repère local (ajoutée vis-à-vis du modèle analytique pour assurer la continuité des efforts dans les semelles contiguës)



- Toutes les quantités mécaniques mises en jeu dans la construction du modèle sont des champs (variations spatiales permises pour les propriétés des semelles, le module de Winkler, le tassement hydrique, le chargement...)

Le maillage de la fondation est réalisé automatiquement en renseignant les extrémités des semelles et en divisant celles-ci en éléments de poutre de façon telle que chaque élément mesure au plus 1 m de longueur et que chaque semelle soit divisée en au moins 5 éléments.

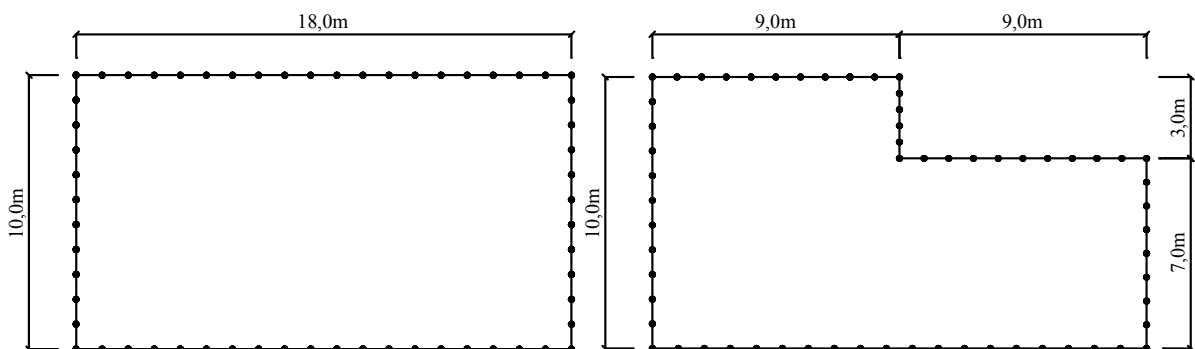


Figure 75 : Maillages des fondations pour deux types de maisons individuelles

On utilise de façon classique le principe des travaux virtuels pour construire les matrices de rigidité et les vecteurs des efforts appliqués.

Pour un élément de type poutre de Bernoulli élastique linéaire, le travail virtuel des efforts intérieurs, associé aux déformations virtuelles, s'écrit :

$$\hat{W}_i = \int_V \hat{\sigma} : \hat{\varepsilon} dV = \int_0^l \left(EI v'' \hat{v}'' + GJ \beta' \hat{\beta}' \right) dx$$

Avec GJ la rigidité de torsion.

De même, le travail virtuel des efforts extérieurs s'écrit : $\hat{W}_e = \int_0^l (r - q) \hat{v} dx$

On réécrit la loi de comportement du sol $r(x) = bk \langle v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x) \rangle$ en abandonnant la fonction positive au profit de la fonction indicatrice $1_{v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x)}$ égale à 1 quand $v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x) > 0$ et nulle sinon. On obtient ainsi : $r(x) = bk 1_{v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x)} (v_{sol}^{hydraulique}(x) - v(x))$

L'égalité des travaux virtuels engendre la relation suivante, arrangée pour que les termes à droite du symbole égalité soient tous connus (à la valeur de la fonction indicatrice près) :

$$\int_0^l \left(bk 1_{v_{sol}^{hydraulique} - v} v \hat{v} + EI v'' \hat{v}'' + GJ \beta' \hat{\beta}' \right) dx = \int_0^l \left(bk 1_{v_{sol}^{hydraulique} - v} v_{sol}^{hydraulique} - q \right) \hat{v} dx$$

Delà, le choix des fonctions de forme, polynômes cubiques d'Hermite pour v et interpolation linéaire pour β, permet d'écrire le problème sous sa forme algébrique.

La présence de la fonction indicatrice, qui traduit l'interaction sol-structure, rend non linéaire le problème à résoudre. Ainsi, nous avons développé une procédure de résolution itérative qui, moyennant l'application du retrait ou du gonflement de manière progressive (incrémentale), assure la convergence de la solution en quelques itérations (<10).

Afin de pouvoir rendre compte automatiquement de la profondeur p à laquelle la semelle de fondation est implantée, nous avons fait dépendre le déplacement vertical hydraulique de la variation du taux d'humidité dans le sol sous la forme suivante :

$$v_{sol}^{hydraulique}(x, p, z) = \int_{-\infty}^p \varepsilon^{hydraulique}(x, y, z) dy = \int_{-\infty}^p C^h \Delta H \%(x, y, z) dy$$

où C^h est le coefficient de retrait-gonflement hydrique et $\Delta H\%$ est la variation du taux d'humidité décrite selon un champ dans le volume de sol sous les fondations.

Les développements réalisés, nous nous sommes livrés à une étude paramétrique. Les paramètres du modèle sont :

- Pour chaque semelle : les dimensions L , b , h et la cote y_p de la sous-face vis-à-vis de la surface naturelle du sol, le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν des poutres distinctes ;
- Le chargement $q(s)$, affine de l'abscisse curviligne sur les semelles ;
- La variation du taux d'humidité dans le sol $\Delta H\%(x, y, z)$;
- Le coefficient de retrait-gonflement hydrique C^h ;
- Le module de Winkler du sol $k(x, y, z)$ (dédié du module pressiométrique E_M).

Afin d'alléger la présentation, nous ne montrons dans la suite que l'influence du chargement et de la variation du taux d'humidité. Le système de fondation étudié correspond à l'implantation régulière de la Figure 75, le module d'élasticité des semelles est choisi égal à 15000 Mpa et le coefficient de Poisson ν égal à 0,2, le niveau bas des fondations correspond à la cote $y_p = -0,5m$ et la section des semelles est $b \times h = 0,7 \times 0,4m^2$. Le module de Winkler est constant $k = 13,2Mpa/m$ et la forme du retrait hydrique est donnée sur la figure suivante :

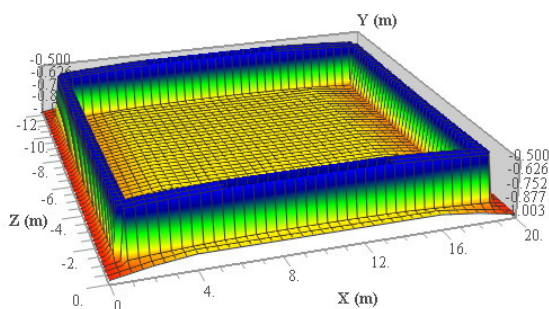


Figure 76 : Profil du retrait hydrique

La figure suivante montre l'effet du chargement dans la situation où le tassement en bords d'ouvrage atteint 10 cm :

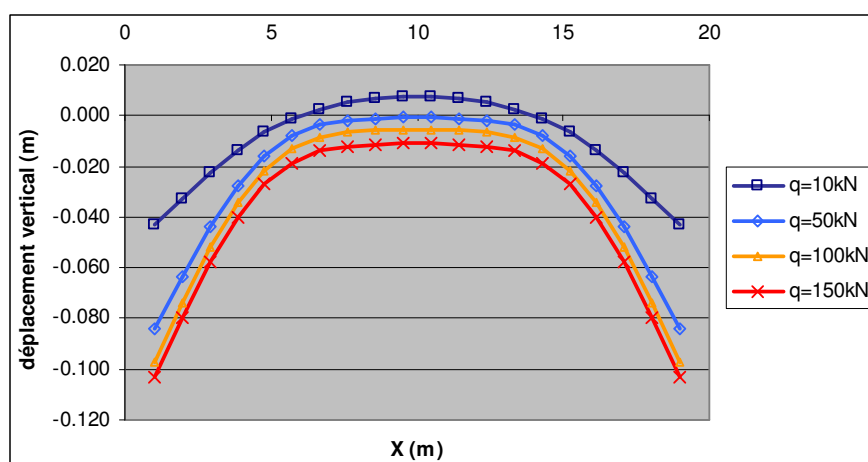


Figure 77 : Déformation de la semelle le long de l'axe x de la Figure 76 en fonction du niveau de chargement

On constate que pour un chargement léger $q = 10 \text{ kN/ml}$, la semelle est décollée du sol aux extrémités et en son centre, faisant apparaître deux zones de contact disjointes. Puis, le chargement augmentant à $q = 50 \text{ kN/ml}$, la semelle revient au contact du sol dans sa partie centrale. Enfin, lorsque le chargement atteint $q = 150 \text{ kN/ml}$, toute la semelle revient au contact du sol. Naturellement, il y a tout lieu de penser que la semelle serait rompue si nous ne la considérons pas perpétuellement élastique. Néanmoins, la Figure 77 trouve son intérêt dans le fait qu'elle illustre clairement la forte non-linéarité du comportement et qu'elle donne une information quantitative sur la cinématique des fondations en cas de retrait dont on déduira les sollicitations nécessaires à un meilleur dimensionnement.

De même l'influence de la variation du taux d'humidité est présentée sur la Figure 78 pour un chargement $q = 40 \text{ kN/ml}$. Les variations sont choisies de façon à atteindre en bords d'ouvrage des tassements respectivement égaux à 4, 7 et 10 cm. La non-linéarité du comportement apparaît encore ici clairement.

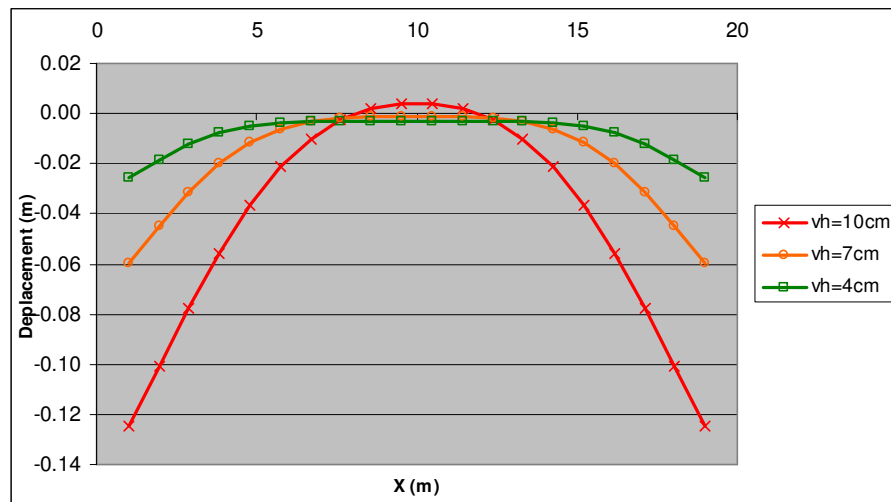


Figure 78 : Déformation de la semelle le long de l'axe x de la Figure 76 en fonction du tassement aux extrémités

Les quelques résultats présentés ici font prendre conscience de la grande variété des comportements du système sol-fondation en fonction des paramètres. Deux choses apparaissent ainsi : d'une part, la grande difficulté d'appréhender ces comportements sans s'appuyer sur un modèle d'interaction, aussi simple soit-il, d'autre part les bifurcations de comportement selon les valeurs des paramètres qui incitent fortement à prendre en compte l'aléa existant sur les données pour compenser le manque de robustesse du problème physique, manque de robustesse dans le sens que de petites causes peuvent avoir ici de grands effets.

5.4 - Analyse des risques en approche probabiliste

Le modèle présenté précédemment ne tient explicitement compte que des fondations. Il est donc a priori sévère car les éléments de superstructure contribuent au problème par les charges qu'ils engendrent mais ne participent pas à la tenue de l'ouvrage. La suite de ces travaux consistera donc à enrichir le modèle par la prise en compte complète, mais sous une forme simple, des éléments de superstructure. Néanmoins, dans l'état actuel du modèle, nous avons voulu réaliser, en guise de test, une première étude probabiliste de la sécurité d'un ouvrage. Pour cela, nous avons fait le choix d'un état limite simple pour la superstructure.

Skemton A.W. et Mc Donald D.H. [1956] ont établi un tableau de correspondance pour les ouvrages fondés superficiellement entre les distorsions atteintes dans les éléments de structure et le niveau des désordres pouvant apparaître.

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

Dans cette étude, nous choisissons un seuil de 1/500 pour l'état limite G du déplacement vertical différentiel des semelles de fondation, c'est aussi la condition à l'état limite de service proposée par les règles DTU 13.12 [1988] et les règles BAEL 91 [1991] :

$$G = \Delta v - \frac{l}{500} = 0$$

où Δv est le déplacement vertical différentiel et l est la portée de la semelle de fondation.

Pour l'état limite choisi, un ouvrage sera en sécurité si la condition $G > 0$ est satisfaite partout dans les semelles de fondation.

Nous avons retenu pour variables aléatoires dans le modèle mécanique le module d'élasticité du béton des fondations E , le coefficient de réaction du sol k , le chargement q et la variation du taux d'humidité à la surface $\Delta H\%_s$.

Parmi les distributions adoptées usuellement dans les calculs de fiabilité des structures [A.Mébariki 2006], on distingue :

- Pour les matériaux (résistance, densité) : les lois normale ou log - normale ;
- Pour les charges permanentes (poids propre) : la loi normale ;
- Pour les charges variables (exploitation, vent, neige, etc...) : la loi extrême.

Dans notre étude, la loi log - normale est adoptée pour les variables aléatoires : E , k et $\Delta H\%_s$, la loi extrême de type I (loi Gumbel) est utilisée pour la variable aléatoire q .

Le tableau suivant recense les paramètres retenus pour les variables aléatoires en termes de moyenne, coefficient de variation, écarts types et bornes (les lois log-normales sont tronquées de leurs queues de distribution dans notre approche, c'est critiquable en théorie, sans conséquence ou presque en pratique).

VA	μ	C_v	σ	Borne inférieure	Borne supérieure
E	20000 MPa	15%	2250 MPa	11000 MPa	29000 MPa
k	28,86 MPa/m	35%	10,1 Mpa/m	14,43 MPa/m	59,16 MPa/m
q	16000 N/m	35%	5600 N/m	8000 N/m	32800 N/m
$\Delta H\%_s$	0,5	100%	0,5	0,25	2,0

Nous cherchons à calculer la « probabilité de crise » P_f pour laquelle le critère d'état limite n'est pas respecté. Elle est définie par $P_f = \int_{D_f} f_{\underline{x}}(\underline{x})d\underline{x}$.

où $f_{\underline{x}}(\cdot)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire contenant l'ensemble des variables aléatoires et D_f est le domaine de crise ($G(\underline{X}) \leq 0$).

Nous utilisons la méthode de Monte-Carlo pour évaluer la probabilité de crise en effectuant 100000 tirages du vecteur aléatoire et en calculant, pour chaque tirage, la valeur de

l'indicateur de ruine $1_{\hat{g} \leq 0}^{(k)} = \begin{cases} 1: & \hat{g}^{(k)} \leq 0 \\ 0: & \hat{g}^{(k)} > 0 \end{cases}$ où $\hat{g} = G(\hat{x})$ avec \hat{x} valeur du vecteur \underline{X} au

tirage k. La probabilité de crise est calculée à la fin des tirages par : $P_f = \frac{1}{N_{sim}} \sum_{k=1}^{N_{sim}} 1_{\hat{g} \leq 0}^{(k)}$,

c'est-à-dire le rapport du nombre des simulations ayant conduit à un dépassement de l'état limite par le nombre total de simulations.

100000 tirages ont été effectués faute de savoir a priori à partir de combien de tirages la convergence statistique de la probabilité de crise P_f serait atteinte. En réalité, pour le vecteur aléatoire choisi, la convergence statistique de P_f est atteinte (intervalle de confiance 95%) après environ 10000 tirages (moins de dix minutes de calcul sur un portable équipé d'un processeur Intel Core 2 et d'un Go de RAM).

Le calcul de la probabilité de crise a été réalisé pour différentes profondeurs d'encastrement des semelles de fondation : $y_p = 0,5m ; 0,6m ; 0,7m ; 0,8m ; 0,9m ; 1,0m$. Le graphe suivant montre les probabilités de crise obtenues :

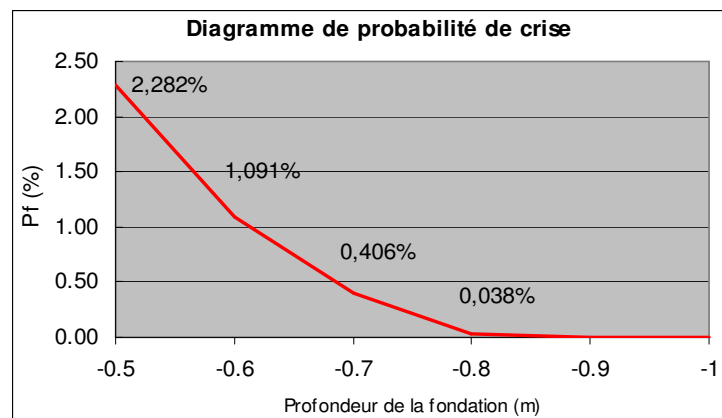


Figure 79 : Probabilité de crise de l'ouvrage en fonction de la profondeur d'encastrement des fondations

5.5 - Conclusion sur le modèle probabiliste

A ce stade, la conclusion sur le modèle porte plus sur l'atteinte de l'efficacité de calcul recherchée que sur les résultats obtenus. Nous avons la satisfaction de disposer maintenant d'un outil évolutif qui permettra à moindre coût de donner des informations sur la vulnérabilité d'un ouvrage ou d'un ensemble d'ouvrages à l'échelle d'une commune.

Les enrichissements nécessaires sont encore nombreux. Présentés globalement, ils consisteront à « monter les murs » au dessus des fondations, à améliorer la modélisation du comportement du sol et à définir des critères d'états limites adaptés au problème.

6 - REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR XP P94-091 (1995) – Essai de gonflement à l'oedomètre. Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes. 13 p.

AQC - "Sycodés 2007 " – www.qualiteconstruction.fr - 2008

AQC - "Sécheresse et construction sur sols argileux : Réduire les dommages " – *Plaquette publique* - Novembre 2004

AQC (2007) – Les indicateurs d'évolution de la qualité des constructions, Agence Qualité Construction.

BAEL (1991) – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, cf. B.5.2.

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.

BRGM (2006) – Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec bâti, Rapport final.

BRGM - "Aléa retrait gonflement des argiles " – www.argiles.fr - 2008

Caillerie D. (1984) – Thin elastic and periodic plates. *Math. Methods Appl. Sci.* 6, pp. 159-191

CEBTP (1991) - Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse, Guide pratique, 3 fascicules.

CEBTP-Solen (2006) – Analyse des études géotechniques sécheresse – Projet RGCU

Chassagnou A. (1996) – L'architecture voutée iranienne : modélisation et simulation par éléments finis. Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Nantes.

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.

CSTB (2003) – Étude sur le renforcement préventif des bâtiments soumis aux risques d'affaissement minier, Rapport final, CSTB.

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.

Deck O. (2002) – Étude des conséquences des affaissements miniers sur bâti, Mémoire de thèse, LAEGO-INERIS.

Dumas P., Chavarot A., Queffelec C. et Legrand H.- "Rapport particulier sur les risques liées à la subsidence dus à la sécheresse " – *Mission d'enquête sur l'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles* - Septembre 2005

DTU 13.12 (1988) – Règles pour le calcul des fondations superficielles

Elachachi S.M., Breyse D., Houy L. (2004) – Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. *Computers and Geotechnics*, n°31, pp. 365-641.

Filonenko-Borodich (1940) – Some approximate theories of elastic foundation. *Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta, Mekhanika* 46, 3-18 [in Russian].

Gay D. et Gambelin J. (1999) – Dimensionnement des structures, *Germes*.

Hentenyi M. (1946) - Beams on elastic foundation. *Scientific Series*, vol. XVI. Ann Arbor: The University of Michigan Press, *University of Michigan Studies*.

Horvath J.S. (1993) – Beam-Column-Analogy Model for soil-structure interaction analysis. *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (2), 358-364.

INSEE - "Part des maisons individuelles dans les résidences principales en 2005 " - *INSEE* - 2008

Kerr, A.D. (1965) – A study of a new foundation model. *Acta Mechanica* 1/2, 135-147.

LCPC (1996) – Manuel théorique de logiciel César-LCPC 3.2. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Legendre P. (1984) – Intervalles de confiance, Université de Montréal.

Lemaitre J. et Chaboche J.L. (1988) – Mécanique des matériaux solides. Ed. Dunod

Le Moniteur - " Zoom sur la maison individuelle" – *Le moniteur* – 17 Mars 2006

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

MARC Analysis Research Corporation USA, Code de calcul aux éléments finis

Mébariki A. (2006) – Cours de fiabilité des systèmes mécaniques, UMLV-ENPC.

MEEDDAT⁽¹⁾ - "SITADEL Annuel – statistiques communales sur la construction neuve" - <http://sitadel.application.equipement.gouv.fr>- date

- MEEDDAT⁽²⁾ - "Le retrait gonflement des argiles : comment prévenir les désordres dans les l'habitat individuel " – *Face aux risques* - Août 2007
- Mouroux P., Margron P., Pinte J.C. (1988) – La construction économique sur sols gonflants, Manuels et Méthodes 14, BRGM.
- Najid A. - " Analyse de la vulnérabilité des bâtiments face au changement climatique - Étude du phénomène retrait-gonflement des argiles" - *Rapport de stage, ENPC* - Septembre 2008
- Pasternak P.L. (1954) – On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two-constants. Moscow, USSR: Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu I Arkhitekture [in Russian].
- Philipponat 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.
- Philipponat G. (1990) – Retrait-gonflement des argiles, Renforcement des fondations des bâtiments et ouvrages, ENPC, Paris.
- Philipponat G. (1991) – Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie, Revue Française de Géotechnique, n° 57, pp.5-22.
- Plateau C. et Rakotomalala J. - "Construction neuve L'attrait des maisons neuves en milieu rural mais proche des villes" – *SESP en bref* – juillet 2005
- RGCU - "Étude des mécanismes du phénomène de retrait gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti " – *Rapport final* - Octobre 2006
- Rots J.G. et Blaauwendraad J. (1989) – Crack models for concrete : discrete or smeared ? Fixed, multi-directional or rotating ? HERON Vol. 34 N°1.
- 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.
- Salençon J. (1983) – Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC
- Salençon J. (2002) – Mécanique des milieux continus, tomes 1 et 2. Presses de l'École Polytechnique.
- 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.

Selvadurai, A.P.S. (1979) - Elastic Analysis of Soil-foundation Interaction. Elsevier, Amsterdam.

Skempton A.W., Mc Donald D.H. (1956) - The allowable settlements of building. Institution of Civil Engineers, pp. 54-75.

Suquet P. (1983) - Analyse limite et homogénéisation. C.R. Acad. Sci., Paris 296 (série IIb), pp.1355-1358

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.

Tourneret JY. (2006) - Méthodes de simulation, Institut de recherche en informatique de Toulouse (IRIT)

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 Der Pluijm R. (1999) - Out-of-plane bending of masonry - Behaviour and strength. Ouvrage publié à compte d'auteur.

Vesic A.S. (1963) - Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis. In Proceedings of the 5th int. conf. soil mech. Found. Engng, Paris, vol. 1, pp. 845-850.

Vlasov, V.Z., Leontiev, U.N. (1966) - Beams, plates, and shells on elastic foundation. Jerusalem: Israel Program for Scientific Translations [translated from Russian].

Winkler E. (1867) - Die Lehre von der Elasticitae und Festigkeit . Prag, Dominicus.

Zienkiewicz O.C. et Taylor R.L. (2000) - The Finite Element Method, volumes 1, 2 et 3. Ed. Butterworth