PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires
Service risques énergie construction circulation

ARRÊTÉ
N° 2021-DDT-SRECC-UPR – N° 9
du 17 août 2021

approuvant la révision du plan de prévention des risques naturels prévisibles « mouvement de terrain » de la commune de HILSPRICH.

Le préfet de la Moselle,
Officier de la légion d'honneur,
Officier de l'ordre national du Mérite

Vu le code de l'environnement, notamment ses articles L.562-1 à L.562-9, R.123-1 à R.123-32, R.125-9 à R.125-14 et R.562-1 à R.562-11-9 ;

Vu le code de l'urbanisme, notamment ses articles L.151-43 et R.151-51 à R.151-53 ;

Vu le code de la construction et de l'habitation, notamment son article R.126-1 ;

Vu le décret n° 95-1089 du 5 octobre 1995 modifié, relatif aux plans de prévention des risques naturels prévisibles ;

Vu le décret n° 2004-374 du 29 avril 2004 modifié relatif aux pouvoirs des préfets, à l'organisation des services de l'État dans les régions et les départements ;

Vu le décret n° 2011-765 du 28 juin 2011 relatif à la procédure d'élaboration, de révision et de modification des plans de prévention naturels prévisibles ;

Vu le décret n° 2012-616 du 2 mai 2012 relatif à l'évaluation de certains plans et documents ayant une incidence sur l'environnement ;

Vu l'arrêté préfectoral AP n° 2018-DDT/SRECC/UPR-06 du 15 juin 2018, portant approbation du plan de prévention des risques naturels « mouvement de terrain » de la commune de Hilsprich ;

Vu la décision de l'Autorité environnementale n° F-027-19-P-0031 du 27 juin 2019 exemptant le projet de révision du plan de prévention des risques naturels « mouvement de terrain » de la commune de Hilsprich de l'évaluation environnementale ;

Vu l'arrêté préfectoral 2019-DDT-SRECC-UPR N° 54 du 11 juillet 2019 prescrivant la révision du plan de prévention des risques naturels prévisibles « mouvement de terrain » de la commune de Hilsprich ;

Vu le décret du 29 juillet 2020 portant nomination de Monsieur Laurent Touvet, préfet de la Moselle ;

Vu l'arrêté DCL n° 2020-A-93 du 31 décembre 2020 portant délégation de signature en faveur de Monsieur Olivier Delcayrou, secrétaire général de la préfecture de la Moselle ;

Vu l'arrêté SGAR n° 2015-328 en date du 30 novembre 2015 approuvant le plan de gestion des risques inondation (PGRI) des parties françaises des districts hydrographiques du Rhin et de la Meuse ;

Vu le bilan de la concertation avec la population de la commune de Hilsprich établi par le directeur départemental des territoires de la Moselle ;

Vu l'avis favorable avec réserve émis, le 12 janvier 2021 par le conseil municipal de Hilsprich, dans le cadre de la consultation préalable sur le projet de révision du PRNmt ;

Vu la réponse du 18 novembre 2020, ne faisant part d'aucune observation, de Monsieur le président de la chambre d'agriculture de la Moselle, dans le cadre de la consultation préalable sur le projet de révision du PPRNmt ;

Vu la réponse du 18 janvier 2021 de Madame la présidente de la chambre des métiers et de l'artisanat, faisant part de quelques observations, dans le cadre de la consultation préalable sur le projet de révision du PPRNmt ;

Vu l'avis réputé favorable, en l'absence de réponse dans un délai de 2 mois, de Monsieur le directeur du centre régional de la propriété forestière de Lorraine Alsace, dans le cadre de la consultation préalable sur le projet de révision du PPRNmt ;

Vu l'avis réputé favorable, en l'absence de réponse dans un délai de 2 mois, de Monsieur le président de la chambre de commerce, d'industrie et de services de la Moselle, dans le cadre de la consultation préalable sur le projet de révision du PPRNmt ;

Vu la proposition de présentation à l'enquête publique du directeur départemental des territoires de la Moselle du 15 février 2021 ;

Vu l'arrêté préfectoral DCAT/BEPE/N° 2021-92 du 7 mai 2021 portant ouverture d'une enquête publique préalable à l'approbation de la révision du plan de prévention des risques naturels prévisibles « mouvement de terrain » de la commune de Hilsprich ;

Vu les observations formulées lors de l'enquête publique qui s'est déroulée du 31 mai au 2 juillet 2021 ;

Vu le rapport du 27 juillet 2021 par lequel le commissaire enquêteur émet un avis favorable motivé sur le projet de révision du PPRNmt ;

Sur proposition du directeur départemental des territoires de la Moselle,

ARRÊTE

Article 1er : La révision du plan de prévention des risques naturels prévisibles « mouvement de terrain » est approuvée sur le territoire de la commune de Hilsprich ;

Article 2 : Le plan de prévention des risques naturels prévisibles « mouvement de terrain » prévient le risque aux personnes et aux biens, en réglementant l'occupation et l'utilisation du sol.

Le plan de prévention comporte :

- un rapport de présentation, indiquant le secteur géographique concerné, la nature des

phénomènes pris en compte et leurs conséquences possibles ;

- un règlement, précisant, en tant que de besoin, les mesures de prévention, de protection, de sauvegarde ou d'interdiction relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions, des ouvrages ou des espaces mis en culture ou plantés ;
- un plan de zonage qui définit les emprises des différentes zones de risques.

Article 3 : Le présent arrêté fera l'objet d'une publication au recueil des actes administratifs de l'État dans le département. L'arrêté sera affiché en mairie et au siège de la communauté d'agglomération de Sarreguemines-confluences, durant un mois. La mention de l'affichage de l'arrêté sera insérée dans le journal « Le Républicain Lorrain » ;

Article 4 : Une copie du présent arrêté sera adressée, au maire de Hilsprich pour affichage, au président de la communauté d'agglomération de Sarreguemines-confluences pour affichage, au directeur départemental des territoires de la Moselle, au directeur régional de l'environnement, de l'aménagement et du logement du Grand Est et au directeur du service interministériel de défense et de protection civile de la Moselle ;

Article 5 : Le plan approuvé sera tenu à la disposition du public, à la mairie de Hilsprich, au siège de la communauté d'agglomération de Sarreguemines-confluences et à la direction départementale des territoires de la Moselle (SRECC-UPR 17 Quai Paul Wiltzer 57036 METZ CEDEX 1) ;

Article 6 : Le secrétaire général de la préfecture de la Moselle, le maire de Hilsprich, le président de la communauté d'agglomération de Sarreguemines-confluences, le directeur départemental des territoires de la Moselle sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté.

A Metz, le 17 août 2021

Pour le préfet et par délégation,
le secrétaire général,

Olivier Delcayrou

Délais et voies de recours

Le présent arrêté peut faire l'objet d'un recours gracieux auprès du préfet de la Moselle.
Conformément aux dispositions des articles R.421-1 à R.421-5 du code de justice administrative, le présent arrêté peut faire l'objet d'un recours contentieux auprès du tribunal administratif de Strasbourg dans un délai de 2 mois à compter de sa publication.
Le tribunal peut être saisi par l'application informatique "Télérecours citoyen" par le site Internet **https://citoyens.telerecours.fr**.

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

Service Risques Énergie Construction Circulation
Urbanisme et Prévention des Risques

PLAN DE PRÉVENTION DES RISQUES NATURELS de « mouvements de terrain »

Commune de HILSPRICH

(1 / 3) – NOTE DE PRÉSENTATION

- Élaboration

PRESCRIPTION	:	**Arrêté préfectoral du 29 février 2012**
ENQUÊTE PUBLIQUE	:	**Du 19 mars au 19 avril 2018**
APPROBATION	:	**Arrêté préfectoral du 15 juin 2018**

- Révision

PRESCRIPTION	:	**Arrêté préfectoral du 11 juillet 2019**
ENQUÊTE PUBLIQUE	:	**Du 31 mai au 2 juillet 2021**
APPROBATION	:	**AP n°2021-DDT-SRECC-UPR-9 en date du**

(1/3) Vu pour être annexé à l'arrêté N°2021-DDT-SRECC-UPR-9 en date du 17 août 2021

Le Préfet,
Pour le Préfet,
Le Secrétaire Général

Olivier DELCAYROU

Table des matières

A- INTRODUCTION 4
B - CADRE LÉGISLATIF ET RÉGLEMENTAIRE DU PLAN DE PRÉVENTION DES RISQUES NATURELS PRÉVISIBLES 5
1 - OBJET 5
2 - CONTENU 5
3 - PROCÉDURE 6
4 - CONSÉQUENCES 7
4.1 — Intégration au document d'urbanisme 7
4.2 — Information des citoyens 7
4.3 — En matière d'assurance 8
4.4 — Financement par le fonds de prévention des risques naturels majeurs de certaines mesures de prévention (note technique du 11 février 2019) 9
4.5 — Recours des tiers 9
C - CONTEXTES ORGANISATIONNEL ET GÉOLOGIQUE DU VILLAGE 10
1 - SITUATION COMMUNALE SPATIALE 10
a – Localisation de HILSPRICH 10
b – Morphologie du village 11
2 - CONTEXTE GÉOLOGIQUE 16
D - MOUVEMENTS DE TERRAIN A HILSPRICH ET INVESTIGATIONS 17
1 - APPARITIONS ET MANIFESTATIONS DES DÉSORDRES 17
2 - INVESTIGATIONS ET ÉTUDES MENÉES 19
3 - RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION DES INVESTIGATIONS SCIENTIFIQUES 20
A– Investigations géologiques 20
B – Investigations géophysiques 27
C – Investigations topographiques 32
E - CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA 39
1 - ESTIMATION DE L'INTENSITÉ DE L'AFFAISSEMENT 39
2 - ESTIMATION DE LA PROBABILITÉ D'APPARITION DE NOUVEAUX AFFAISSEMENTS 39
2.1 – Épaisseur de la couverture 39
2.2 – Volume de vide 40
2.3 – Evolution du front de dissolution 40
2.4 – Influence des failles / fractures 42
3 - CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA 43
3.1 – Évaluation de l'aléa 43
3.2 – Facteurs aggravants 44
3.3 – Limite de la carte et échelle de restitution 45
3.4 – Cartographie mise à jour de l'aléa 46
F – ÉTUDE DE DÉFINITION DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES PROJETS NEUFS ET LES CONSTRUCTIONS EXISTANTES 47
1 - PROBLÉMATIQUE DES BÂTIMENTS EN CAS D'AFFAISSEMENT DE TERRAIN 47
1.1 – Un modèle simplifié 47
1.2 – Sollicitations induites par le mouvement de translation du terrain 49
1.3 – Sollicitations induites par le mouvement de rotation du terrain 49
1.4 – Sollicitations induites par la courbure du terrain 51
1.5 – Sollicitations induites par la déformation horizontale du terrain 52
1.6 – Comportement des murs de remplissage 53

1.7 – Un modèle plus réaliste 55
1.8 – Collision entre les bâtiments 63
G - QUALIFICATION ET GESTION DU RISQUE, DANS LE CADRE DU PPRN 65
1 - DÉFINITION DE LA NOTION DE RISQUE 65
2 - ANALYSE DES ENJEUX 65
a – Dynamiques démographique et immobilière à HILSPRICH 65
b – Vulnérabilités matérielle et morale 68
3 - JUSTIFICATION DU PPRN PAR LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE 70
4 - TRADUCTION CARTOGRAPHIQUE ET RÉGLEMENTAIRE 70
a – Plan de zonage 70
b – Principe de réglementation 70

A - INTRODUCTION

La loi du 2 février 1995 relative au renforcement de la protection de l'environnement dite loi « BARNIER » et son décret d'application du 5 octobre 1995 ont créé, à travers les Plans de Prévention des Risques Naturels (PPRN), documents élaborés sous la responsabilité de l'État, le dispositif juridique pour permettre la prise en compte des risques naturels dans l'urbanisme, en les qualifiant de Risques Naturels Majeurs. Cette législation a été complétée par la loi du 30 juillet 2003 relative à la prévention des risques technologiques et naturels et à la réparation des dommages.

Ces textes ont été codifiés dans le Code de l'Environnement **aux articles L 562-1 et suivants et R 562-1 et suivants**.

En ce qui concerne l'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles, le texte de référence reste la loi 82.600 du 13 juillet 1982. La circulaire du 23 avril 2007 relative au financement par le fonds de prévention des risques naturels majeurs (FPRNM) de certaines mesures de prévention présente les modalités de gestion du fonds et les mesures de prévention susceptibles d'être financées par le fonds.

Les modalités de mise en œuvre du PPRN s'appuient sur la circulaire du 28 novembre 2011 relative au décret n° 2011-765 du 28 juin 2011 relatif à la procédure d'élaboration, de révision et de modification des plans de prévention des risques naturels prévisibles. Le PPRN de HILSPRICH est instruit dans les conditions fixées par l'arrêté préfectoral de prescription en date du 29 février 2012.

La présente note de présentation a pour but d'énoncer les caractéristiques des risques prévisibles, d'en préciser la localisation et de justifier les dispositions du PPRN, outil adapté pour la problématique spécifique de la commune de HILSPRICH.

Ainsi, la commune de HILSPRICH est confrontée à des mouvements de terrain de type « affaissement » consécutifs à la dissolution d'une couche de sel, impactant les zones urbanisées comme les zones naturelles, selon une propagation évolutive depuis 2006.

Les diverses démarches entreprises sur le territoire communal détaillées dans cette note justifient l'élaboration du PPRN pour une prise en compte raisonnée et responsable du risque.

B - CADRE LÉGISLATIF ET RÉGLEMENTAIRE DU PLAN DE PRÉVENTION DES RISQUES NATURELS PRÉVISIBLES

- Articles L 562-1 à L 562-9 du Code de l'Environnement

1 - OBJET

Conformément aux termes de l'article L 562-1 du Code de l'Environnement, l'État élabore et met en application des plans de prévention des risques naturels prévisibles tels que les inondations, les mouvements de terrain, les avalanches, les incendies de forêt, les séismes, les éruptions volcaniques, les tempêtes ou les cyclones.

Ces plans délimitent les zones exposées, prescrivent les règles applicables dans chacune des zones délimitées qui peuvent aller jusqu'à l'interdiction totale de l'occupation du sol et définissent les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde à prendre par les collectivités ou les particuliers.

Les dispositions prévues par le PPRN visant la réduction de la vulnérabilité des biens et des personnes peuvent s'appliquer aux projets nouveaux et aux constructions existantes et être rendues obligatoires dans un délai de réalisation de 5 ans éventuellement réduit en cas d'urgence, pour ce qui concerne l'existant. Les travaux de protection imposés à des biens construits avant l'approbation du PPRN ne peuvent dépasser 10 % de la valeur vénale ou estimée du bien à la date d'approbation du PPRN. À défaut de mise en conformité, le Préfet peut imposer la réalisation d'office des mesures rendues applicables par le PPRN.

2 - CONTENU

Conformément à l'article R 562-3 du Code de l'Environnement, le dossier de projet de plan comprend :

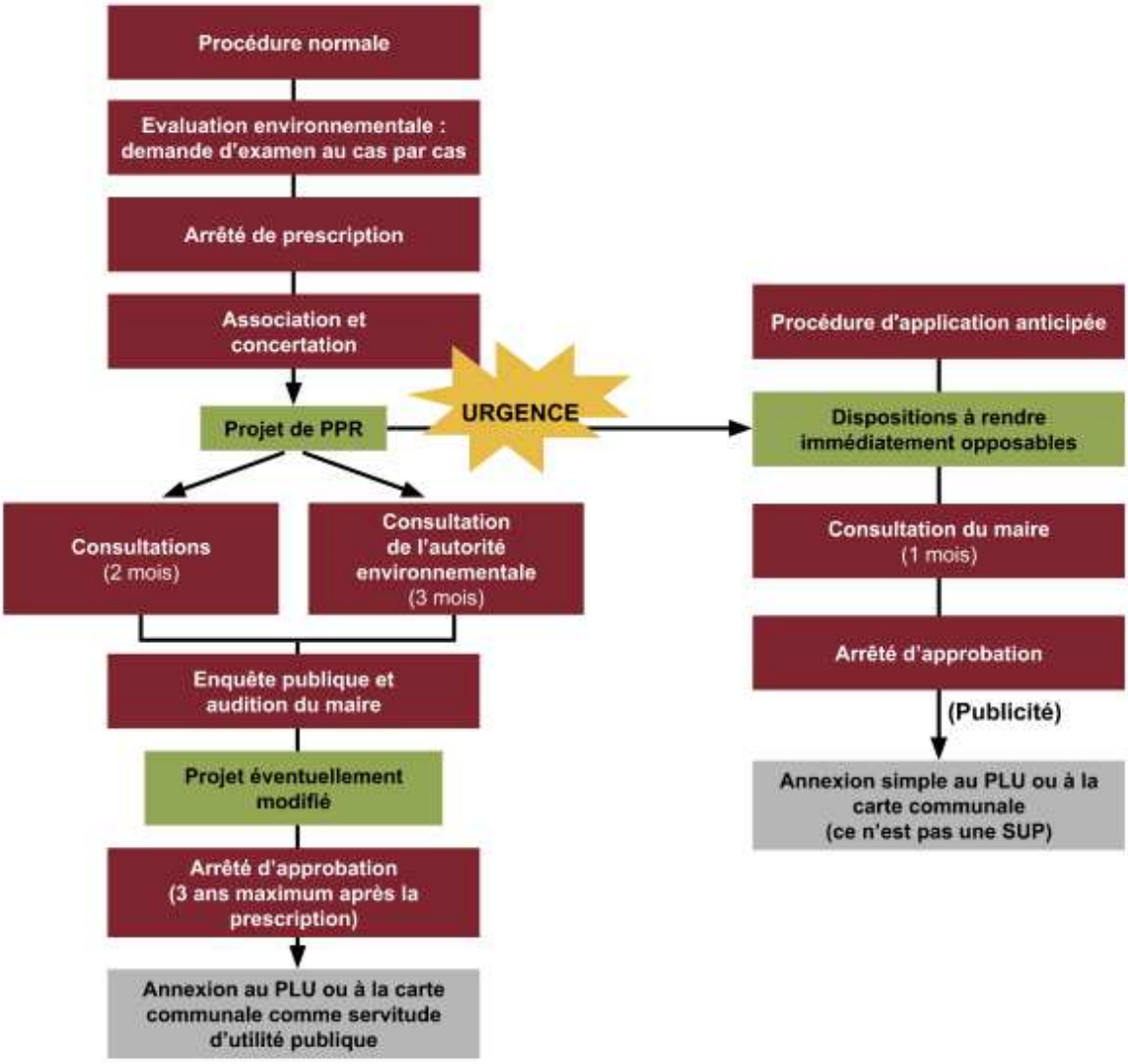
- une **note de présentation** qui justifie la prescription du PPR et expose le secteur géographique concerné, la nature des phénomènes naturels pris en compte, leurs intensités et conséquences possibles, compte tenu de l'état des connaissances, des enjeux rencontrés, des objectifs recherchés par la prévention des risques… ;
- un **document graphique** délimitant les types de zones dont la loi permet de réglementer les usages ;
- un **règlement** qui définit les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde et les mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions, des ouvrages, des espaces mis en culture ou plantés existants à la date de l'approbation du plan. Le règlement mentionne, le cas échéant, celles de ces mesures dont la mise en œuvre est obligatoire et le délai fixé pour leur réalisation ;
- quatre **annexes** intitulées :
    - annexe 1 « *Définition des Typologies pour les projets neufs* » ;
    - annexe 2 « *cahier des charges pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie* » ;
    - annexe 3 « *modèle d'attestation pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie* » ;
    - annexe 4 « *Définition des Typologies pour les bâtiments existants* ».

3 - PROCÉDURE

Elle est identique pour l'élaboration du document ou sa révision

Elle est définie aux articles R562-1 à 10 du code de l'environnement. Elle est caractérisée par différentes phases, dont les délais et les conditions de réalisation doivent être respectés sous peine de s'exposer à des recours contentieux.

Elle se déroule en plusieurs étapes dans un cadre de concertation et d'association tout au long de la procédure.



4 - CONSÉQUENCES

4.1 — Intégration au document d'urbanisme

Conformément à l'article L. 562-4 du code de l'environnement, le plan de prévention des risques naturels « mouvement de terrain » (PPRNmt) est annexé aux documents d'urbanisme en tant que **servitude d'utilité publique**

Le PPRNmt est approuvé par arrêté préfectoral (art. R. 562-1 du code de l'Environnement), après enquête publique. Il fait l'objet d'une mesure de publicité destinée à informer les populations concernées. À compter de son approbation, les collectivités territoriales possédant un Plan Local d'Urbanisme (PLU) sont tenues, dans un délai de trois mois, à l'annexer à celui-ci (art. L. 153-60 du code de l'urbanisme). À la fin du délai, l'autorité administrative compétente de l'État y procède d'office. Les maires sont responsables de la prise en considération du risque « mouvements de terrain » sur leurs communes en général et de l'application du PPRNmt sur leur commune en particulier, notamment lors de l'élaboration, de la modification ou de la révision du document d'urbanisme. Par ailleurs, en présence d'un document d'urbanisme, ce sont les dispositions les plus restrictives entre ce document et le PPRNmt qui s'appliquent.

4.2 — Information des citoyens

La majorité des informations sont également consultables sur le site ***www.georisques.gouv.fr*** afin de garantir leur accessibilité.

Les citoyens ont droit à l'information sur les risques naturels auxquels ils sont soumis sur leur territoire et sur les mesures prescriptives prises. Ce droit est codifié dans le code de l'environnement aux articles L. 125-2, L. 125-5, L. 563-3 et R. 125-9 et R. 125-27. Cette information répond à plusieurs objectifs :

- Avertir des dangers auxquels est exposé le citoyen;
- Prendre des mesures préventives pour réduire sa vulnérabilité ;
- S'assurer des moyens de protection et de secours mis en œuvre par l'autorité publique ;
- Adopter un comportement responsable face aux risques et surpasser le sentiment d'insécurité ;
- Participer à la mémoire collective.

Dans le cadre d'un PPRNmt, cette information est une obligation pour les communes concernées. Par ailleurs, conformément à l'article R. 125-9 et suivants du code de l'environnement, la commune est inscrite dans un dossier départemental sur les risques majeurs (DDRM) établi par le préfet ; et le maire doit établir son document d'information communal sur les risques majeurs (DICRIM) dès l'approbation du PPRN. Ces documents seront transmis dans le cadre de l'information acquéreurs-locataires (IAL) lors de la location ou de la vente d'un bien.

Le maire organise les modalités de l'affichage dans la commune mais celui-ci peut être rendu obligatoire dans les cas suivants (art. R. 125-14 du code de l'environnement) :

- Établissements recevant du public au sens de l'article R. 123-2 du code de la construction de l'habitat dès lors que la capacité dépasse cinquante personnes ;
- Immeubles destinés à l'exercice d'une activité industrielle, commerciale, agricole ou de service dès lors que la capacité dépasse cinquante personnes ;
- Terrains aménagés pour les campings et les campings-cars ;
- Locaux à usage d'habitation regroupant plus de quinze logements.

Il doit obligatoirement organiser la consultation des documents de référence en mairie et informer par des moyens appropriés (réunions publiques, affichages, mesures de publicité) ses administrés au moins une fois tous les deux ans.

L'ensemble de ces informations sont disponibles sur le site de la Préfecture de la Moselle (www.moselle.pref.gouv.fr).

La loi n°2004-811 du 13 août 2004 relative à la modernisation de la sécurité civile impose au maire dans les communes dotées d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles approuvé (PPRN) l'élaboration d'un Plan communal de Sauvegarde (PCS). Ce plan est un outil opérationnel servant à l'évaluation et au diagnostic des risques, prévoyant l'organisation pour une gestion globale de la crise, la formation du personnel et des acteurs locaux impliqués dans la crise et responsables aux différents niveaux.

Il doit également être porté à l'information des populations concernées de façon à prévenir, alerter et anticiper toute panique ou réactions incontrôlées.

4.3 — En matière d'assurance

L'indemnisation des catastrophes naturelles est régie par la loi du 13 juillet 1982 qui impose aux assureurs, pour tout contrat d'assurance dommages aux biens et aux véhicules, d'étendre leur garantie aux effets de catastrophes naturelles.

Dès qu'un assureur accepte d'assurer des biens (habitation, voiture, mobilier…), il est obligé de les garantir contre les dommages résultant d'une catastrophe naturelle (loi du 13 juillet 1982), sauf pour certaines constructions trop vulnérables. Le législateur a voulu protéger l'assuré en instituant une obligation d'assurance des risques naturels. En contrepartie, il incite fortement l'assuré à prendre les précautions nécessaires à sa protection.

Ainsi, l'obligation d'assurance et l'indemnisation en cas de sinistre seront fonctions notamment de :

- l'existence d'une réglementation tendant à prévenir les dommages causés par une catastrophe naturelle. C'est le cas du plan de prévention des risques (PPR)
- la mise en œuvre des moyens de protection dans les zones exposées aux risques naturels.

Le PPR indique quelles sont les zones où toutes constructions sont interdites et celles où elles sont autorisées, à condition de mettre en œuvre diverses mesures permettant de réduire leur vulnérabilité aux risques naturels. La réglementation établie par le PPR s'impose aux constructions futures mais aussi aux constructions existantes.

L'assureur n'a pas l'obligation d'assurer les nouvelles constructions bâties sur une zone déclarée inconstructible par un PPR. Lorsque que la construction est réalisée dans une zone réglementée, les mesures de prévention prévues par le PPR doivent être prises en compte pour bénéficier de l'obligation d'assurance.

L'obligation d'assurance s'applique aux constructions existantes quelle que soit la zone réglementée. Le PPR peut prescrire des travaux à réaliser dans un délai de 5 ans ; ce délai peut être plus court en cas d'urgence.

Selon le guide pratique sur les catastrophes naturelles de la Mission Risques Naturels, en cas de non-respect des prescriptions du PPR passé le délai de cinq ans après l'approbation de ce dernier, l'assureur pourra demander au Bureau Central de Tarification (BCT) de fixer les conditions d'assurance : le montant de la franchise de base pourra être majoré jusqu'à 25 fois, et selon le risque assuré, un bien mentionné au contrat pourra éventuellement être exclu. Le préfet et le président de la Caisse Centrale de Réassurance (CCR) pourront également saisir le BCT s'ils estiment que les conditions dans lesquelles le bien est assuré sont injustifiées eu égard au comportement de l'assuré ou à l'absence de toute mesure de précaution.

4.4 — Financement par le fonds de prévention des risques naturels majeurs de certaines mesures de prévention (note technique du 11 février 2019)

L'objectif d'un PPRNmt est de mettre en sécurité les biens et les personnes concernées par le risque mis en évidence sur le territoire communal. Le PPRNmt peut prescrire des mesures relatives aux biens et activités existants afin d'en réduire leur vulnérabilité.

Les travaux de prévention imposés à des biens construits ou aménagés avant l'approbation du plan et mis à la charge des propriétaires, exploitants, ne peuvent porter que sur des aménagements limités dont le coût est inférieur à 10 % de la valeur vénale ou estimée du bien à la date d'approbation du plan. Dans le cas où le coût serait supérieur à 10 %, le propriétaire pourra ne mettre en œuvre que certaines de ces mesures de façon à rester dans la limite des 10 % définie ci-avant. Elles seront choisies sous sa responsabilité, selon un ordre de priorité visant en premier lieu à assurer la sécurité des personnes et en second lieu à minimiser le montant des dommages potentiellement entraînés par le risque « mouvement de terrain », objet du PPRNmt. Passé le délai imposé par l'article R.562-5 du code de l'Environnement, le préfet peut procéder à une mise en demeure, voire ordonner la réalisation de ces mesures aux frais du propriétaire.

Conformément à la fiche II-2-(6) de la circulaire, ces financements sont envisageables pour les biens à usage d'habitation ou utilisés dans le cadre d'activités professionnelles couverts par un contrat d'assurance incluant la garantie CatNat. Le PPRNmt rend obligatoire des mesures d'aménagement, d'utilisation et d'exploitation sur les biens immobiliers existants à la date d'approbation du plan. Les personnes concernées par ces financements sont les personnes physiques ou morales propriétaires, exploitants ou utilisateurs des biens, sous réserve, lorsqu'il s'agit de biens à usage professionnel, d'employer moins de vingt salariés. Les dépenses éligibles sont les coûts des mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des biens concernés définies et rendues obligatoires dans un certain délai par un PPRNmt approuvé, déduction faite des indemnités d'assurance versées au titre de la garantie CatNat pour la réalisation d'études et de travaux de réparation susceptibles de contribuer à la réalisation des mesures de prévention éligibles.

Les études et travaux de prévention éligibles à ce financement doivent avoir été définis en application du 4° du II de l'article L. 562-1 du code de l'environnement et leur réalisation rendue obligatoire dans un délai de 5 ans au plus, conformément au III de ce même article, par un PPRN approuvé.

L'article L. 561-3 du code de l'Environnement fixe la nature des dépenses du FPRNM qui peuvent être engagées pour réduire le risque et les conditions auxquelles ces dépenses sont subordonnées. L'article 136 de la loi de finances n°2005-1719 du 30 décembre 2005 modifiée par l'article 125 de la loi de finances n°2016-1917 du 29 décembre 2016 fixe les limites maximales à hauteur duquel le fonds peut être engagée. *A titre d'exemple, le taux maximum de financement pour un PPRN approuvé est de 50 % pour les études, 40 % pour les travaux, ouvrages ou équipements de prévention, de 40 % pour les travaux, ouvrages ou équipements de protection, 40 % pour les biens à usage d'habitation et 20% pour les biens à usage professionnel.*

4.5 — Recours des tiers

À compter de l'approbation du PPRNmt, les tiers concernés par la mise en œuvre du PPRNmt peuvent engager un recours gracieux devant le Préfet de département de la Moselle ou devant le Tribunal administratif de Strasbourg dans un délai de 2 mois à compter de la publication de l'arrêté d'approbation du présent PPRNmt.

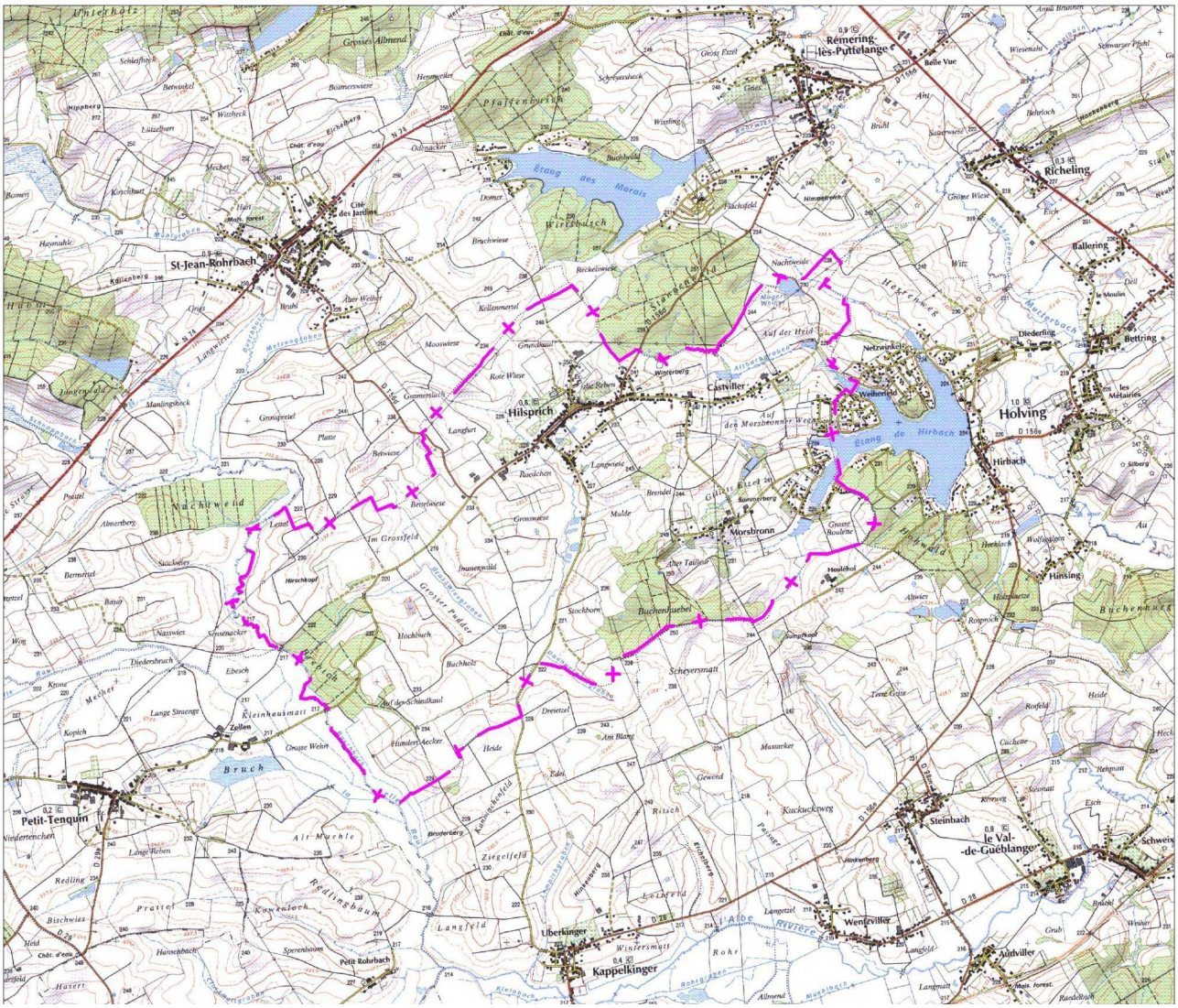
C - CONTEXTES ORGANISATIONNEL ET GÉOLOGIQUE DU VILLAGE

1 - SITUATION COMMUNALE SPATIALE

a – Localisation de HILSPRICH

La commune rurale et agricole de HILSPRICH, qui compte une population totale de 907 habitants au recensement de 2011, est située dans la partie est du département de la Moselle, à 12 kms de SARRALBE, 25 kms de FORBACH et 70 kms de METZ.

Dans un environnement très peu boisé, le territoire communal s'étend sur 1 034 hectares. De grands espaces de plaine, avec une topographie oscillant entre 215 m et 235 m, entourent le village. Seuls la rue de l'Eglise, au nord, gravite à 252 m d'altitude et le château d'eau, à l'opposé, à 254 m.



b – Morphologie du village

Les différents secteurs urbanisés se sont organisés chronologiquement :

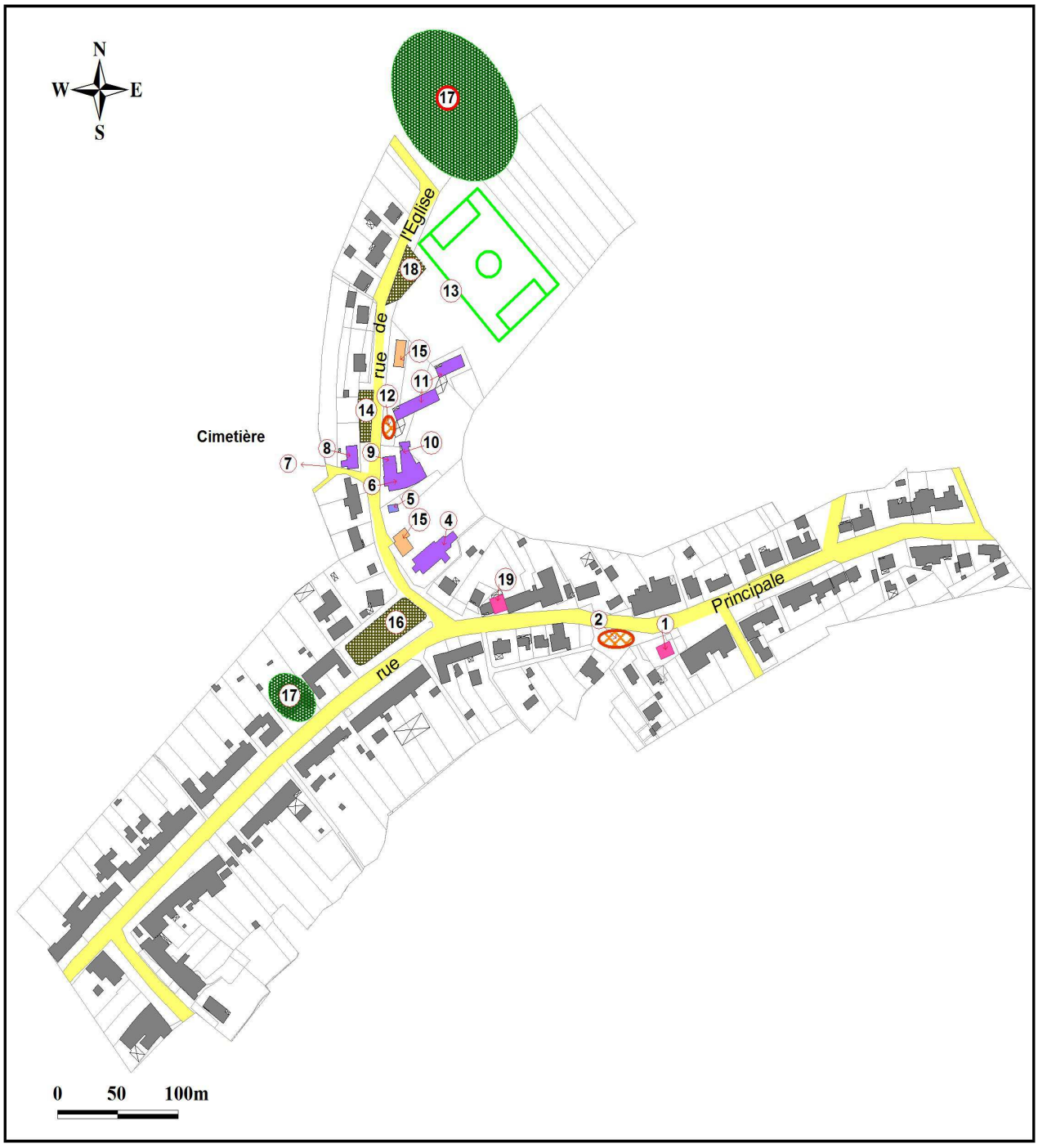
– en linéaire, le long de la rue principale (RD 156d) qui traverse la commune (la reliant aux communes de ST-JEAN-ROHRBACH et RÉMERING-LES-PUTTELANGE). Il s'agit, pour **cette portion du bourg, de la partie la plus ancienne** (rue principale, rue de l'Église), avec ses habitations accolées et ses traditionnels usoirs, qui témoignent de la présence de nombreuses fermes ;





Outre l'habitat, cette portion du village est animée par la présence :

- d'exploitations agricoles actives (n°17) ;
- de services publics, tels que la mairie (n°6) et en vis-à-vis les locaux des services techniques (n°8), le foyer rural (n°9), la salle socio-culturelle (n°10), l'école primaire et maternelle (n°11) et son parking (n°14), les sapeurs pompiers (n°5), les stade et terrain de sport (n°13) et parking (n°18), de petits espaces jeux (n°12 et 2) ;
- de l'église (n°4), le parking (n°16) et le presbytère réhabilité en logements communaux (n°15) (un second bâtiment offre d'autres logements) et le cimetière (n°7) ;
- d'activités (menuiserie, dépôt de gaz – n°19, banque – n°1).



– à partir de l'axe principal (RD 156d), **un réseau de voies communales dessert les quartiers plus récents**, où l'implantation des constructions, de type pavillonnaire, est espacée et les abords des propriétés aménagés et clôturés. Il s'agit des rues du Jardin, de Rémering, de la Forêt et de Castviller, rues St-Jean et de Kappelkinger, rues de Morsbronn et de la Chapelle.



Dans ces secteurs, essentiellement occupés par de l'habitat, sont également implantées plusieurs exploitations agricoles ou activités connexes (bergerie).



– au sud du bourg, l'entrée nord du **hameau de Morsbronn** est marquée par l'implantation de plusieurs bâtiments agricoles plus ou moins récents. L'habitat se développe dans la rue de Lorraine, le Chemin de la Fontaine et la rue de Château d'eau, où se trouve une modeste chapelle.

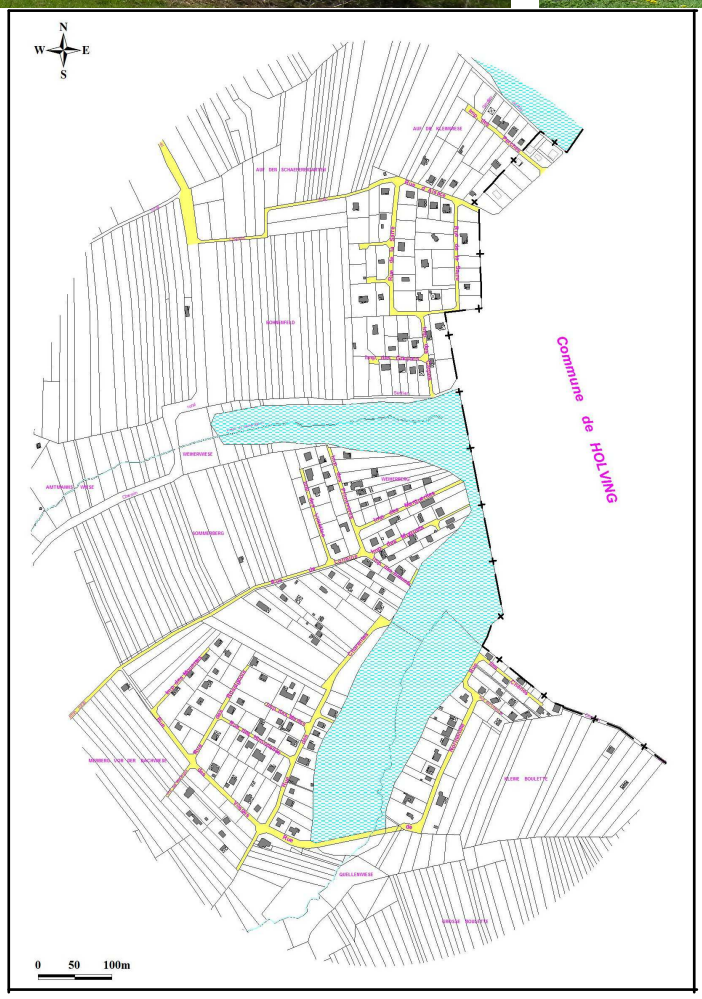




– **autour de l'étang de Hirbach**qui s'étend sur une faible emprise du territoire communal de HILSPRICH. D'une vocation saisonnière initiale, avec des résidences secondaires de type chalet et de petit volume, ce secteur a fortement évolué par l'installation de résidences à usage d'habitat principal. Ainsi se côtoient une multitude de constructions particulièrement hétéroclites sur le plan architectural. L'aménagement des rues se rapproche de l'agencement du lotissement, par les voies nommées :
rue des Vosges, impasse des Mouettes, impasse des Mésanges, rue des Rossignols, rue des Hirondelles, impasse des Merles, rue des Charentes, rue de Normandie, rue des Chênes, Impasse des Charmes
rue de Lorraine, impasse des Bleuets, impasse des Muguets, impasse des Primevères, impasse des Marguerites, impasse des Violettes
rue d'Alsace, rue de la Sarre, impasse des Carpes, impasse des Goujons, impasse des Perches

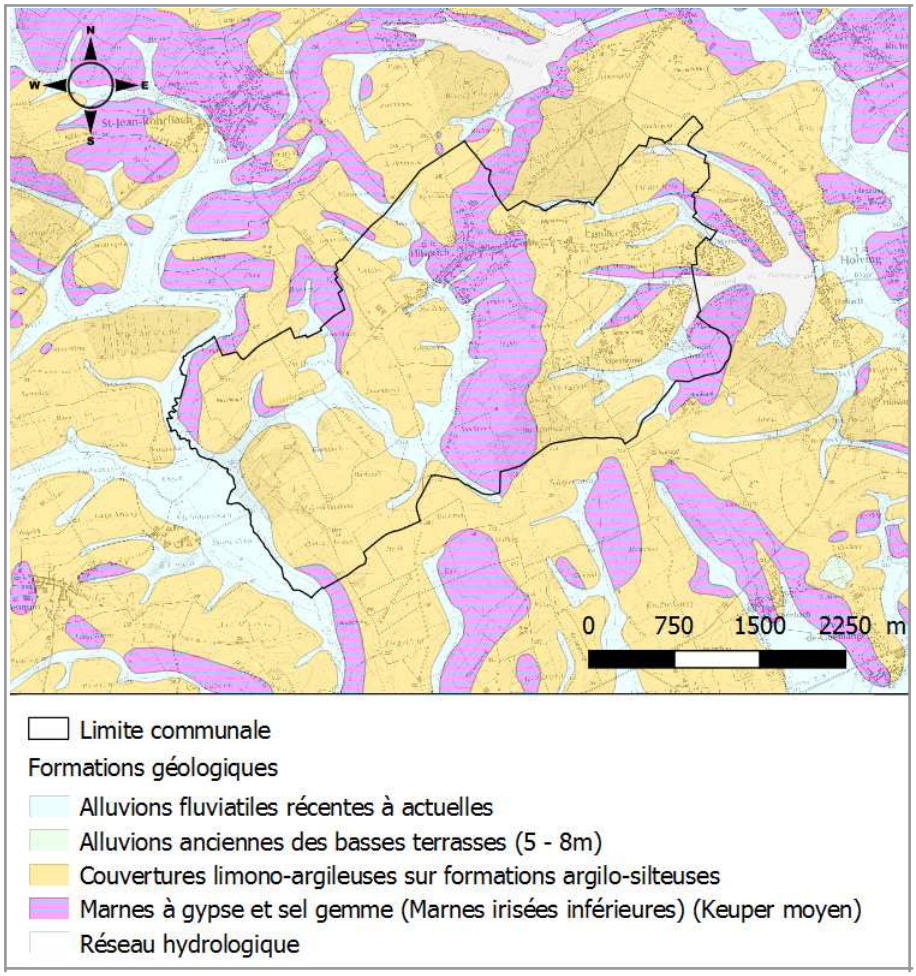






2 - CONTEXTE GÉOLOGIQUE

La commune de HILSPRICH se situe sur les formations des marnes irisées inférieures du Keuper inférieur (Illustration ci-dessous). Elle est constituée par des marnes et argiles aux teintes variées comprenant de nombreuses intercalations de gypse et d'anhydrite et amas lenticulaires souvent importants et renferment de puissantes masses de sel gemme (Cartannaz, 2013).



Carte géologique à l'affleurement de la commune de Hilsprich sur fond scan 25
(Issu de la carte géologique au 1/50 000ème du BRGM)

D - MOUVEMENTS DE TERRAIN A HILSPRICH ET INVESTIGATIONS

1 - APPARITIONS ET MANIFESTATIONS DES DÉSORDRES

En dehors d'un aléa moyen de « retrait-gonflement des sols argileux », et d'un aléa faible de sismicité » aucun autre type d'événement lié au sol et en sous-sol n'était recensé jusqu'alors à HILSPRICH.

C'est à partir de l'année 2006 que des phénomènes surviennent sur la commune, constatés tout d'abord par la formation d'un bourrelet sur la route, dans la rue de Kappelkinger, puis par l'apparition de fissures sur une maison. Après une courte période d'accalmie, de nouveaux mouvements sur des constructions (tels que fissures, ouvertures de portes et fenêtres difficiles, maison inclinée de 13...), des murs (déplacé des fondations sur 8cm) et au sol (revêtements d'accès pavés disjoints...) alertent la population.

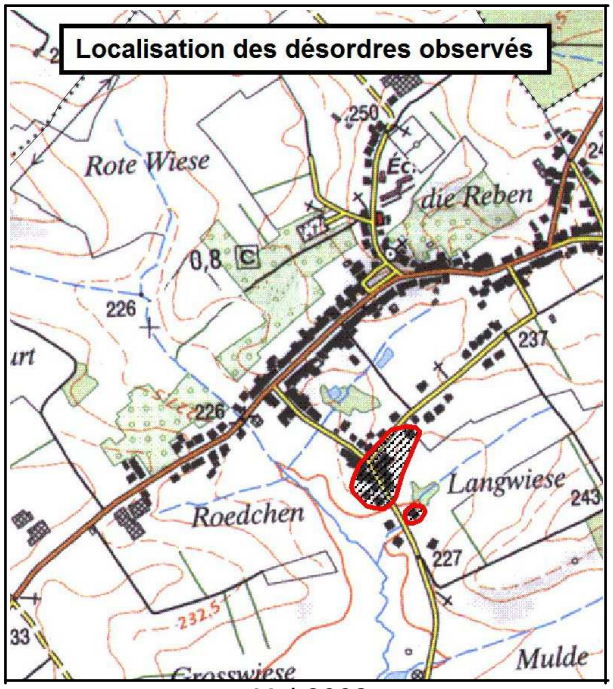

Maison n°26


Maison n°24


Maison n°22


Maison n°24

Concernant les constructions, les dégâts constatés impactent une quinzaine de maisons du village d'HILSPRICH situées dans la rue de Kappeklinger et une partie de la rue des Jardins.



Mai 2008

La propagation des dégâts conséquents endommageant gravement les constructions et la vitesse d'évolution des mouvements recensés par les habitants du village ont justifié des interventions de différentes compétences pour identifier ces désordres d'origine géologiques.

2 - INVESTIGATIONS ET ÉTUDES MENÉES

Les premiers désordres, apparus en 2006, au niveau de plusieurs maisons et sur le réseau routier communal ont continué à s'aggraver avec le temps, ce qui a conduit la Mairie de HILSPRICH à alerter les services de l'État.
Après avoir pris connaissance de ces sinistres, les services de l'État ont entrepris à partir de 2008, diverses démarches techniques, scientifiques et administratives, pour déterminer la cause des mouvements de terrain, accompagner collectivement et individuellement les habitants de la commune en situation sinistrée et enfin définir les moyens pour prévenir, réduire et/ou stopper ces phénomènes.

Des missions d'expertise et investigations ont été conduites :

→ par le Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA) de l'Est – ex Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) de l'Est :

- Diagnostic géotechnique – Mars 2009. dossier n° 2008-D65-105 ;
- Suivi des affaissements – mars 2011. dossier n° 2009-65-057.

→ par le Bureau des Recherches Géologiques et Minières (BRGM) ,

La mise en œuvre d'investigations par interférométrie radar satellitaire, géophysique électrique, sondages, etc., a permis au BRGM d'élaborer, début 2014, une carte de l'aléa affaissement lié à la dissolution d'évaporites (sel) sur une grande partie du ban communal d'HILSPRICH. L'étude du BRGM a fait l'objet du rapport BRGM/RP-62744 d'octobre 2013, consultable sur le site internet du BRGM, en mairie de HILSPRICH et à la DDT de la Moselle.

Un piézomètre dans la nappe salée a été également mis en place (sondage HIL2) dont les diagraphies électriques ont montré une imprégnation en saumure au toit de la couche de sel sain s'étendant sur près de 20 m d'épaisseur. Cette nappe salée se présenterait sous forme de plusieurs horizons aquifères séparés par des argilites plus ou moins aquifères et de dispersion spatiale hétérogène.

Compte tenu du caractère évolutif du phénomène et de la nécessité de comprendre son mécanisme, le BRGM a été missionné pour poursuivre les investigations. Dans ce cadre, l'acquisition de nouvelles données (géologique, géophysique et topographique) a permis au BRGM d'élaborer en 2017 une nouvelle cartographie de l'aléa affaissement.

Parallèlement à ces démarches techniques et scientifiques :

- le 10 novembre 2009, la commune d'HILSPRICH est déclarée en état de catastrophe naturelle « mouvements de terrain », pour les affaissements intervenus du 01.09.2007 au 25.02.2009. Cette reconnaissance CAT.NAT est renouvelée par arrêté interministériel le 28 juillet 2014, au titre des mouvements de terrain (hors tassement différentiel) apparus du 08.09.2012 au 31.12.2013 ;
- le Préfet de la Moselle porte à la connaissance du maire, le 13.08.2010, des mesures de maîtrises de l'urbanisation relatives aux mouvements de terrain de type affaissement sur le territoire communal à mettre en place sur chacun des projets de construction, dans le cadre de la délivrance des permis de construire relevant de sa compétence. Cette disposition est reprise le 28.02.2014, sur la base de l'avancement des connaissances et dans l'attente de l'approbation du présent PPRN.

Enfin, dans un souci de transparence et d'information, la population a été invitée à assister à quatre réunions publiques, les 28 avril 2009, 06 mars 2012, 09 janvier 2014, et 10 octobre 2017 animées par M. le Maire d'HILSPRICH et les sous-préfets de Sarreguemines, avec la participation du BRGM et des services de l'État (sous-préfecture, direction départementale des territoires de Metz-service prévention des risques naturels, délégation territoriale de Sarreguemines).

3 - RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION DES INVESTIGATIONS SCIENTIFIQUES

Le BRGM a mené et exploité des données géologiques, géophysiques et de suivis topographiques développées ci-après.

A – Investigations géologiques

La réalisation des études entre 2010 et 2013 s'est appuiyée sur 3 forages carottés (Illustration 1) ; HIL 1 réalisé jusque 99,6 m de profondeur, HIL 2 jusque 77,15 m de profondeur et HIL 3 jusque 75,45 m de profondeur (Cartannaz, 2013 ; Cartannaz and Midot, 2012) . Les variations lithologiques sont rares dans ces forages (alternance d'évaporites et d'argilite) et comme aucune dolomie n'a été décrite dans les terrains traversés par les forages, seules les évaporites peuvent être utilisées pour les corrélations entre forages.

Ces premières investigations ont permis de montrer que les différents niveaux riches en gypse traversés par les sondages sont difficilement corrélables d'un sondage à l'autre. Le seul marqueur repère qui puisse être utilisé de façon sûre est la polyhalite qui s'organise en deux niveaux, le niveau inférieur étant plus riche que le niveau supérieur. Les corrélations réalisées entre HIL 1 et HIL 2 (Illustration 2) permettent de terminer un rejet vertical de la principale structure faillée NW-SE d'au moins 30 m (Cartannaz, 2013).

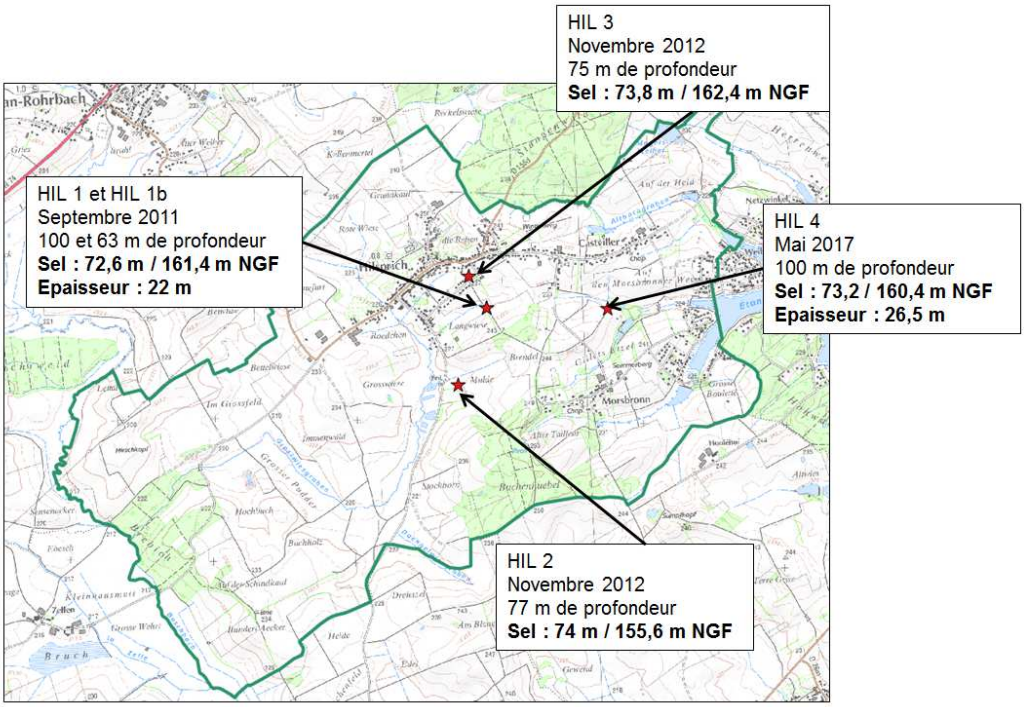


Illustration1 : Localisation des forages réalisés sur la commune de Hilsprich (fond IGN scan 25) – indication du toit du sel

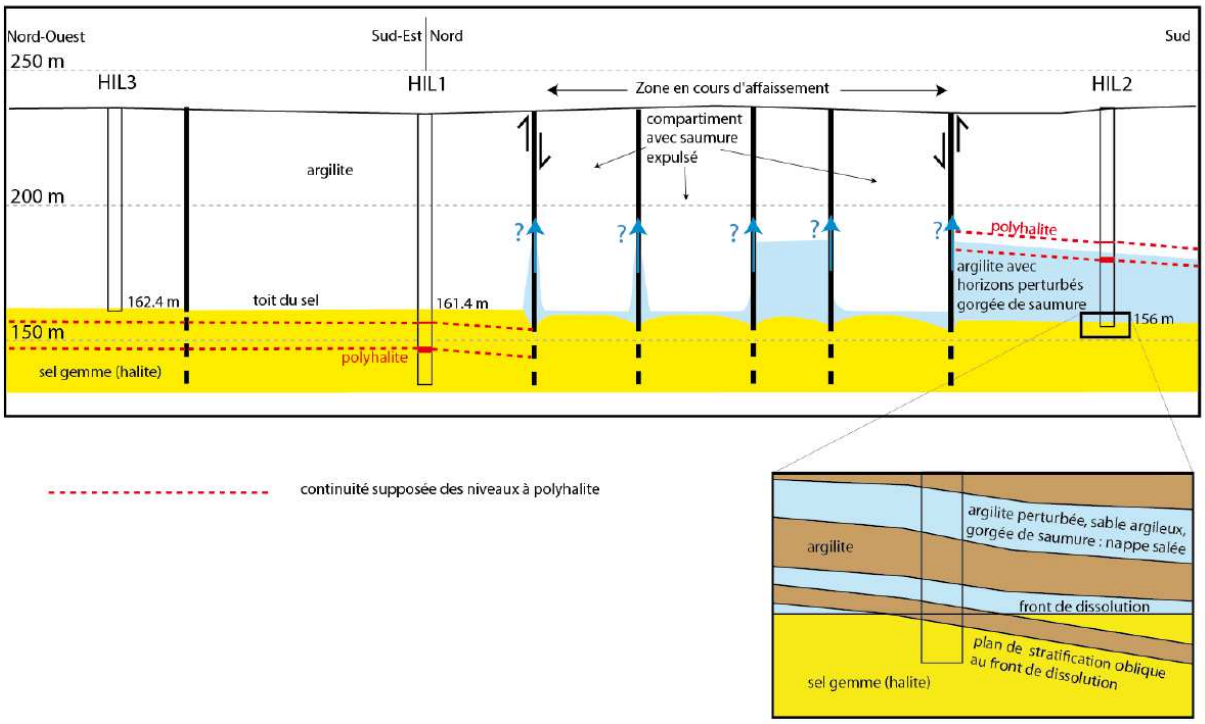


Illustration2 : Coupe schématique avec tentative de corrélation entre les trois forages et interprétation de l'organisation de la nappe salée (symbolisée en bleu) (Cartannaz, 2013)

Nouvelle investigation: forage carotté HIL 4

L'objectif du forage HIL 4 réalisé en 2017 était de valider le modèle géologique proposé sur le secteur. Le forage carotté permet de déterminer les évaporites présentes, leur proportion et leur extension. Le forage a fait l'objet de mesures diagraphiques (Lim Logging, 2017) afin de vérifier la présence ou non d'une nappe salée.

Les mesures de diagraphies ont permis de mettre en évidence des unités distinctes jusqu'au toit du sel (repéré à 72,4 m de profondeur [1]) et 4 faisceaux de sel au sein des couches de sel entre 72,4 et 100 m de profondeur.

Le forage a traversé des terrains composés principalement d'argilite plus ou moins indurée entre la surface et 73,17 m de profondeur. Des intercalations de gypse et d'anhydrite sont également présentes sur cet intervalle (Lim Logging, 2017) .

À partir de 73,17 m de profondeur, la présence de sel devient majoritaire et s'intercale avec des couches d'argilite plus ou moins épaisses. On peut distinguer 4 niveaux de sel (avec plus de 50 % de sel dans la roche) dans le forage :

1 Du sel a été repéré en forage à partir de 72,2 m de profondeur. Le sel devient majoritaire à partir de 73,17m de profondeur.

profondeur min	profondeur max	Epaisseur	Description	
72.2	73.2	1	nodules millimétriques de sel gris	
73.2	75.2	2	sel translucide gris-rose (70 % à 85 %) avec polyhalite et argilite	Niveau de sel 1
75.2	75.6	0.4	sel gris (90 %) avec polyhalite et argilite	Niveau de sel 1
75.6	75.9	0.3	sel gris/brun (95 %) avec argilite	Niveau de sel 1
75.9	76.2	0.3	sel orangé à gris (80 %) avec argilite	Niveau de sel 1
76.2	77.6	1.4	rares fragments de sel (1 % à 10 %)	
77.6	80	2.4	sel gris (95 %) avec argilite	Niveau de sel 2
80	80.2	0.2	sel brun translucide (60 %) avec argilite	Niveau de sel 2
80.2	81.3	1.1	sel gris (90 % à 95 %) avec argilite	Niveau de sel 2
81.3	82.3	1	sel (20 à 30 %) avec polyhalite et argilite	
82.3	84.2	1.9	sel gris (100 à 95 %) avec argilite	Niveau de sel 3
84.2	84.4	0.2	sel (5 %) avec argilite	Niveau de sel 3
84.4	86.7	2.3	sel gris (95 %) avec argilite	Niveau de sel 3
86.7	87.1	0.4	sel (20 à 30 %) avec polyhalite et argilite	
87.1	87.3	0.2	sel gris translucide 100 %	
87.3	87.5	0.2	sel (20 %) avec argilite	
87.5	91.9	4.4	Sel gris-blanc (95 %)	Niveau de sel 4
91.9	92.2	0.3	sel gris (95 %) présence de polyhalite	Niveau de sel 4
92.2	93.3	1.1	sel gris (70 %) avec polyhalite et argilite	Niveau de sel 4
93.3	94.3	1	sel gris rose (95 %) avec polyhalite et argilite	Niveau de sel 4
94.3	94.6	0.3	sel (10 %) avec polyhalite et argilite	
94.6	99.6	5	sel gris-rose translucide (95 %) avec polyhalite et argilite	Niveau de sel 4
Fin du forage sans sel				

Illustration3 : Description du sel dans le forage HIL 4



Illustration4 : Apparition du sel dans le forage (caisse carotte 72.5m – 74.5 m)

Présence de polyhalite

La polyhalite est présente sous forme de nodule et lentilles dans la roche de taille variable. Trois niveaux repères contenant plus de 60 % de polyhalite ont été observés (Illustration 5) :

- niveau de polyhalite à 70 % entre 72,18 m et 72,55 m de profondeur : polyhalite rougeâtre avec intercalation d'argilite grisâtre et de sel rose ;
- niveau de polyhalite massif en lentille (100 %) de 2 cm entre 91,88 m et 91,9 m de profondeur ;
- niveau de polyhalite rouge vif à 60 % entre 99,6 m et 99,7 m de profondeur en inclusion dans des argilites grises.



Illustration5 : Présence de polyhalite dans le forage

Synthèse

1 – Présence de sel

Les observations géologiques et les diagraphies réalisées sur le sondage HIL 4 confirment la présence d'une formation de sel au nord de la commune de Hilsprich.
Les forages réalisés sur la commune de Hilsprich montrent une couche de sel dont le toit se situe entre 155,6 et 162,4 m NGF (respectivement HIL 2 et HIL 3). Bien que la formation salifère n'a jamais été totalement traversé par les forages réalisés sur la commune de Hilsprich, cette formation a été reconnue sur une puissance minimale de 26,5 m dans le forage HIL 4.

Nom forage	Z (m)	Sel		
		Profondeur (m)	Cote (m NGF)	Épaisseur minimum (m)
HIL 1	234	72,6	161,4	22
HIL 2	229,6	74	155,6	3
HIL 3	236,2	73,8	162,4	2
HIL 4	233,6	73,2	160,4	26,5

Illustration6 : Toit du sel dans les forages de la commune de Hilsprich

Les caractéristiques du sel rencontré dans les forages sont les suivantes :

- les forages HIL 2 et HIL 3 n'ont rencontré qu'une seule passe de sel (à partir de 155,6 m NGF dans le forage HIL 2 et à partir de 162,4 m NGF dans le forage HIL 3). Le forage s'est arrêté dans le sel. Dans les deux forages, le contact avec le sel est franc.

- les forages HIL 1 et HIL 4, plus profonds, ont rencontré plusieurs passes de sel. Le contact avec le sel est plus diffus :
    - o dans le forage HIL 1, au toit du sel, la formation comprend de rares nodules millimétriques de sel gris entre 69,4 et 72,6 m de profondeur. 4 niveaux de sel peuvent être distingués avec des intercalations d'argilite majoritaire (moins de 5 % de sel) de 1,2 à 1,8 m de puissance (Illustration 7) ;
    - o dans le forage HIL 4, au toit du sel, la roche comprend également de rares nodules millimétriques de sel entre 72,18 et 73,17 m. Le forage HIL 4 comprend également 4 niveaux de sel avec des intercalations d'argilite majoritaire (plus de 50 %).

Forage HIL 1 (Z= 234 m NGF)				
Profondeur min (m)	**Profondeur max (m)**	**Epaisseur**	**description**	
69.4	72.6	3.2	Rares nodules millimétriques de sel gris	-
72.6	73.4	0.8	Sel gris-beige	Niveau de sel 1
73.4	75.2	1.8	Nodules centimétriques de sel orange (5 %)	-
75.2	77	1.8	Sel gris avec 1 à 5% d'argilite	Niveau de sel 2
77	77.5	0.5	Sel gris avec polyhalite	Niveau de sel 2
77.5	78.8	1.3	Sel gris avec 1 à 5 % d'argilite	Niveau de sel 2
78.8	79.8	1	Rare passée millimétrique de sel	-
Intercalation sans sel: 0.65 m				-
80.45	81.4	0.95	Sel gris à orangé	Niveau de sel 3
Intercalation sans sel: 0.1 m				
81.5	81.95	0.45	Sel gris	Niveau de sel 3
Intercalation sans sel: 0.05 m				
82	84.4	2.4	Sel gris	Niveau de sel 3
84.4	86.15	1.75	Sel translucide blanc	Niveau de sel 3
86.15	87.7	1.55	Sel gris avec polyhalite	Niveau de sel 3
87.7	90	2.3	Sel gris	Niveau de sel 3
90	90.4	0.4	Sel orangé (20 %) avec argilite	Niveau de sel 3
90.4	93.7	3.3	Sel gris (90%) avec argilite	Niveau de sel 3
93.7	96	2.3	Sel avec polyhalite	Niveau de sel 3
96	97.5	1.5	Sel gris orangé (95%) avec argilite	Niveau de sel 3
97.5	97.8	0.3	Sel gris avec polyhalite	Niveau de sel 3
Intercalation sans sel: 1.2 m				-
99	99.6	0.6	Sel gris à orangé	Niveau de sel 4

Illustration7 : Caractéristique du sel dans le forage HIL 1 sur la commune d'Hilsprich

2 – Présence de polyhalite

Le forage HIL 3 est le seul forage n'ayant pas recoupé de polyhalite. Dans les autres forages, la polyhalite est présente en pourcentage variable, mélangée à du gypse et des argilites (illustration 8). Sur ces forages la polyhalite a été rencontrée entre 134 m NGF et 184,5 m NGF :

- les forages HIL 1 et HIL 4 montrent de nombreuses corrélations et des niveaux repères équivalents. Les niveaux de polyhalite se situent entre 157 et 136,5 m NGF dans le forage HIL 1 et entre 161,4 et 134 m NGF dans le forage HIL 4. Ces niveaux sont associés à de l'argilite et du sel en proportion variable. L'épaisseur cumulée des formations comprenant de la polyhalite est de 4,65 m pour HIL 1 et 9,88 m pour HIL 4 ;
- le forage HIL 2 montre des niveaux de polyhalite beaucoup plus élevés en altitude, entre 185,7 et 179,75 m NGF. Ces niveaux ne sont pas associés à du sel mais à des argilites et du gypse. L'épaisseur cumulée des formations avec de la polyhalite est de 1,9 m.

Nom forage	Z (m)	Polyhalite					Sel
		profondeur min (m)	profondeur max (m)	épaisseur (m)	pourcentage %	côte min (m NGF)	sel associé
HIL 1	234	77	77,5	0,5		157	présence de sel
		86,15	87,7	1,55		147,85	présence de sel
		93,7	96	2,3		140,3	présence de sel
		97,5	97,8	0,3		136,5	présence de sel
HIL 2	229,6	43,9	44,1	0,2		185,7	non
		45,1	45,35	0,25	30 à 40	184,5	non
		49,85	51,3	1,45	30 à 60	179,75	non
HIL 4	233,6	72,18	72,55	0,37	70	161,42	sel 10%
		73,17	75,64	2,47	5 à 10	160,43	sel 70 à 90%
		91,88	91,9	0,02	100	141,72	non
		92,15	94,3	2,15	5 à 10	141,45	sel 80 à 95%
		94,3	94,6	0,3	40	136,3	sel 20%
		94,6	94,7	0,1	5	139	sel 95%
		94,7	94,9	0,2	20	138,9	sel 70%
		95,43	99,6	4,17	10	138,17	sel 90%
		99,6	99,7	0,1	60	134	sel 10%

Illustration8 : Caractéristiques de la polyhalite dans les forages – comparaison dans les forages réalisés sur la commune de Hilsprich

L'interprétation réalisée par le BRGM en 2013 indique que l'absence de polyhalite associée au sel dans le forage HIL 2 résulte probablement d'une dissolution du sel (Cartannaz, 2013). Seule reste la polyhalite qui se dissout moins bien que le sel gemme. Cette hypothèse est étayée par la présence dans le forage HIL 2 :

- d'une nappe salée au toit du sel ;
- de traces de dissolution dès 45 m de profondeur ;
- de niveaux d'argilite complètement disloqués localisés à partir de 66 m de profondeur.

3 – Présence de gypse/anhydrite

L'ensemble des forages présente des évaporites de gypse et anhydrite dans des proportions variables. Le toit des formations comprenant ces évaporites est compris entre 236,2 m NGF et 229,6 m NGF (illustration 9) .

Nom forage	Z (m)	Apparition du gypse et/ou de l'anhydrite		Présence de plus de 50% de gypse et/ou d'anhydrite (non continu)					Toit du sel
		Profondeur (m)	Cote (m NGF)	Epaisseur cumulée (m)	Profondeur minimum (m)	Profondeur maximum (m)	Cote min (m NGF)	Cote max (m NGF)	Profondeur (m)
HIL 1	234	15	219	3,85	19,1	69,4	214,9	164,6	72,6
HIL 2	229,6	13,6	216	5,15	23,1	49,65	206,5	180	74
HIL 3	236,2	5,5	230,7	12,58	16,1	68,85	220,1	167,35	73,8
HIL 4	233,6	12,8	220,8	5	26,4	73,2	207,2	160,4	73,2

Illustration9 : Caractéristiques du gypse et de l'anhydrite dans les forages de la commune de Hilsprich

Les épaisseurs cumulées sont relativement faibles par rapport aux niveaux de sel pour les forages HIL1, HIL2 et HIL4 (entre 3 et 5 m) :

Seul le forage HIL 3 présente une épaisseur cumulée comprenant plus de 50 % de gypse ou d'anhydrite de 12,58 m entre 16,1 m et 68,85 m.
Aucune corrélation entre les forages n'a pu être mise en évidence. Il est donc probable que les niveaux de gypse et/ou d'anhydrite ne constituent pas des couches homogènes mais plutôt des amas/lentilles hétérogènes.

Ces résultats montrent que les horizons, où le gypse et l'anhydrite sont majoritaires, sont hétérogènes et significatifs (surtout pour le forage HIL3). Cependant, compte tenu qu'aucun indice de dissolution n'a pu être observé sur les carottes et que la présence d'anhydrite (sulfate de calcium non hydraté) a été identifiée, il semble que ces horizons, intercalés dans des niveaux d'argilite peu perméables, soient actuellement préservés des circulations d'eau souterraine et donc de phénomène de dissolution. L'impact en surface d'une dissolution possible du gypse/anhydrite semble donc peu probable actuellement. Les forages ayant été réalisés en dehors de la zone en affaissement, ces observations et interprétations sont valides uniquement pour ce domaine.
En effet, dans la zone en affaissement, la dissolution de la formation de sel en profondeur peut modifier les circulations des eaux souterraines dans la couche d'argilite (infiltration d'eau superficielle par la création de fractures par exemple) et provoquer alors la dissolution de ces formations. Dans ce cas, l'affaissement en surface peut être la conséquence de la dissolution couplée des formations de gypse/anhydrite et de sel. Les moyens mis en œuvre actuellement ne permettent pas de discriminer et de quantifier l'impact de la dissolution de ces différentes formations sur l'intensité de l'affaissement en surface.
Cependant, bien qu'une incertitude demeure sur la discrimination des processus de dissolution responsable du phénomène d'affaissement, l'épaisseur de la couche de sel (supérieur à 25 m), la présence d'une nappe salée et mixte, et sa solubilité plus importante confère vraisemblablement à la dissolution de cette formation le rôle moteur dominant de l'affaissement en surface. Par conséquent, la dissolution potentielle des horizons de gypse/anhydrite peut être considérée comme un épiphénomène : phénomène mineur qui se surajoute à l'affaissement majeur dû à la dissolution du sel.
Enfin, il est important de noter que la réalisation de forages, même de faible profondeur n'atteignant pas la couche de sel, peut activer la dissolution des couches de gypse/anhydrite et provoquer un affaissement en surface indépendamment du phénomène de dissolution du sel, si celui-ci n'est pas réalisé dans les règles de l'art (notamment la cimentation).

B – Investigations géophysiques

Les investigations géophysiques sur la commune d'Hilsprich par la méthode de la tomographie de résistivité (panneau électrique) ont débuté en novembre 2010 (Mathieu, 2011 ; Mathieu and Cartannaz, 2013) . Au total ce sont 23 tomographies de résistivité qui ont été réalisées (P1 à P22 et RTE3). L'historique de ces investigations est le suivant (illustration 1) :

- 5 tomographies de résistivité notées P1 à P5, implantées perpendiculairement à l'axe d'affaissement mis en évidence par interférométrie radar ont été réalisées en novembre 2010 ;
- 6 tomographies de résistivité notées P6 à P11 destinées à circonscrire l'extension des phénomènes de dissolution du sel ont été réalisées en février 2011. Ces deux premières campagnes ont fait l'objet du rapport BRGM (Mathieu, 2011) . Les conclusions de ce rapport, outre la caractérisation du phénomène d'affaissement, préconisaient un complément d'investigation destiné à suivre les extensions de la nappe salée dans plusieurs directions ;
- 11 tomographies de résistivité, notées P12 à P22 ont été réalisées en mars 2012 lors d'une troisième campagne de reconnaissance avec pour objectif de cartographier les extensions liées aux phénomènes de dissolution. La synthèse de l'ensemble des résultats géophysiques de ces 3 campagnes est consignée dans le rapport BRGM de 2013 (Mathieu and Cartannaz, 2013) ;
- en février 2012, des investigations par la méthode de la tomographie de résistivité ont été réalisées pour le compte de RTE (Réseau de Transport Electrique) sur l'emprise d'un futur poste électrique de 400 kV située à environ 2 km au sud-est de la subsidence d'Hilsprich (Cartannaz and Mathieu, 2012) . Les résultats du profil RTE3 (le plus septentrional) ont été intégrés à la synthèse de l'étude géophysique sur Hilsprich.

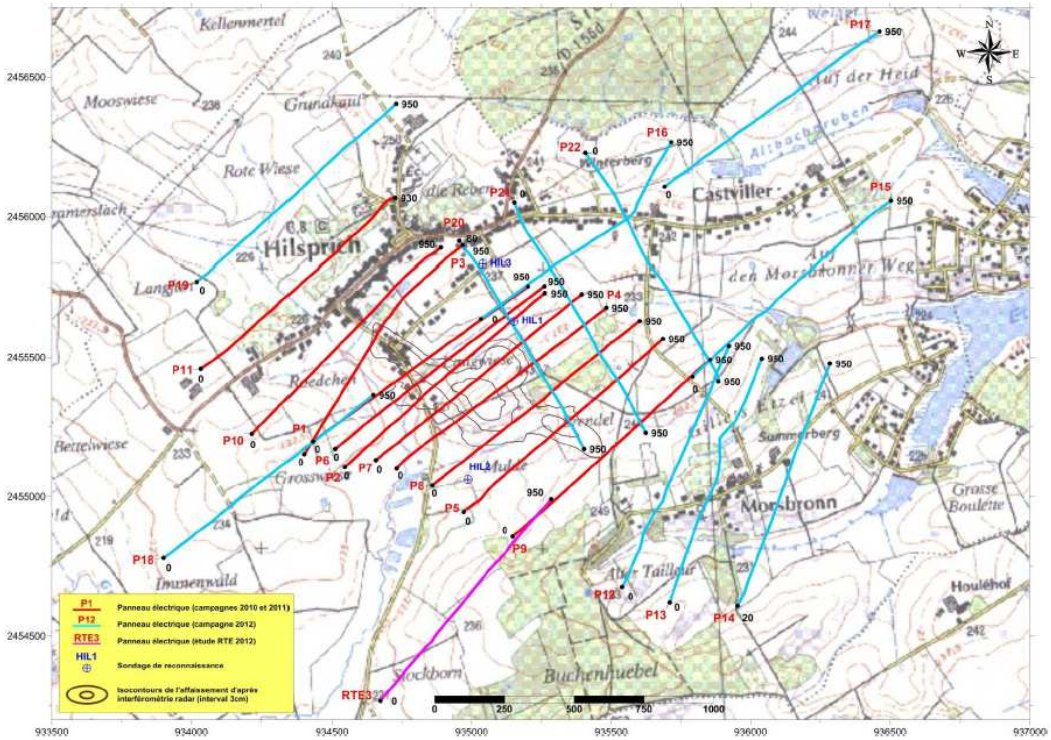


Illustration 1: Localisation des tomographies de résistivité (P1 à P22) sur fond IGN à 1/25 000.

Trois nouveaux profils de tomographie de résistivité (P23, P24 et P25) ont été réalisés en 2017 sur le secteur d'Hilsprich (illustration 2) dans le but de préciser l'extension des phénomènes de dissolution du sel et la cartographie de la profondeur du toit du sel.

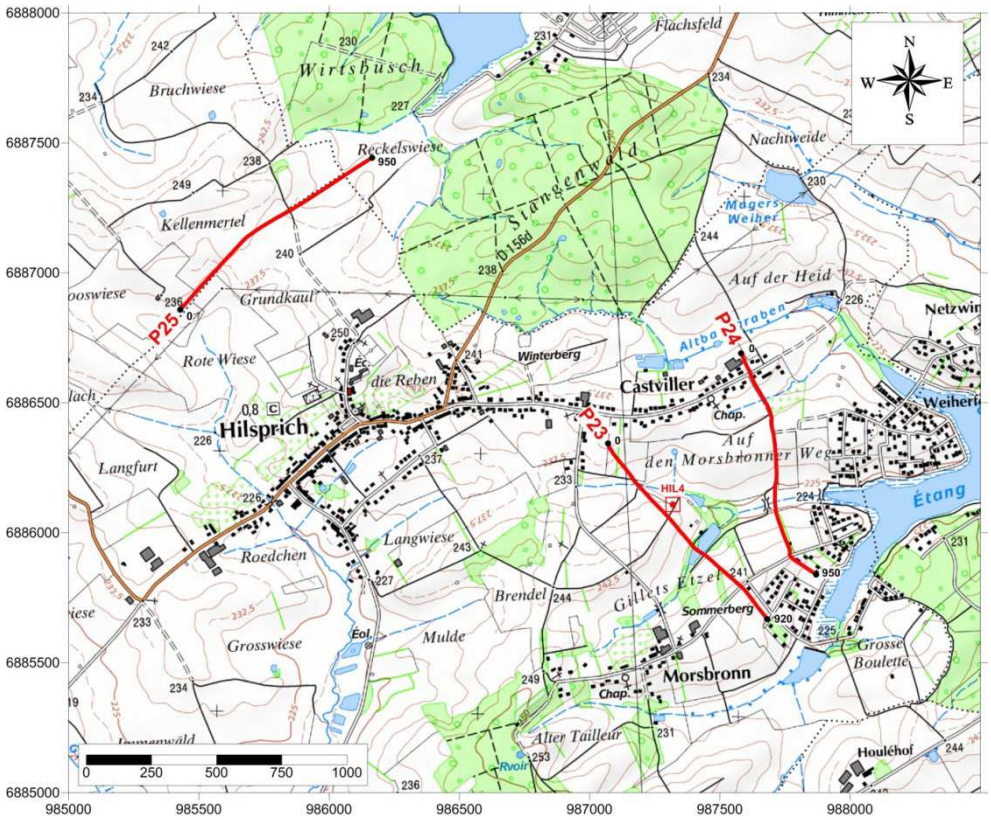


Illustration 2: Localisation des trois tomographies de résistivité (P23, P24 et P25) sur fond IGN à 1/25 000.

L'objectif des tomographies de résistivité P23 et P24 était de préciser, dans le secteur NE de la zone d'étude, la cartographie du toit du sel en prenant en compte les résultats du sondage HIL4.

Dans le détail, les résultats de l'interprétation de ces deux coupes géo-électriques sont les suivants :

- l'absence d'une nappe salée au toit du sel est confirmée dans ce secteur NE. La faible résistivité (25 ohm.m) de la formation salifère dans la partie centrale de la coupe P24 est probablement en relation avec de la fracturation (intersection de plusieurs failles dans ce secteur) ;
- la profondeur du toit du sel au niveau de la coupe P23 fluctue entre 72 m au NW et 95 m au SE ;
- au niveau de la tomographie P24, la profondeur du toit du sel est comprise entre un minimum de 70 m et un maximum de 85 m.

L'objectif de la tomographie P25 était de contrôler l'extension vers le NW des phénomènes de dissolution du sel et par voie de conséquence des possibles affaissements, au sein de la structure faillée F1-F5.

Les résultats de cette tomographie montrent :

- l'absence de nappe salée au toit du sel sur l'ensemble de la coupe géo-électrique. Les horizons géoélectriques directement sus-jacents à la formation salifère ont une résistivité supérieure à 50 ohm.m dans le compartiment situé au NE du couloir de failles F1-F5 et de l'ordre de 20 à 30 ohm.m au sein de la structure faillée. Par comparaison, au niveau de la tomographie P19 (Erreur : source de la référence non trouvée) située à environ 400 m au SE, l'horizon géoélectrique reposant directement sur la formation salifère possède une résistivité comprise entre 3 et 8 ohm.m caractérisant ainsi la présence d'eau saumâtre au sein de cet horizon ;
- la relative bonne précision de l'estimation de la profondeur du toit du sel d'après les calages sur les sondages HIL2 et HIL3. Cette profondeur fluctue entre 70 m au NE et 75 m au SW.

En conclusion le front d'extension de la nappe salée au sein du couloir de fracturation F1-F5 se situerait entre les profils P19 et P25.

SYNTHÈSE DE L'INTERPRÉTATION GÉOPHYSIQUE : CARTE DE LA PROFONDEUR DU TOIT DU SEL

En 2013, la détermination de l'altitude du toit de la formation salifère (Mathieu and Cartannaz, 2013) était basée sur les hypothèses suivantes :

- dans les compartiments affectés par la nappe salée ou par des phénomènes de dissolution du sel, la position du toit du sel était extrapolée à partir du toit de l'horizon conducteur C1 sus-jacent à la formation salifère et en partant de l'hypothèse que l'épaisseur de cet horizon était relativement constante. Cette hypothèse a été confortée par les résultats du sondage HIL2 ;
- dans les autres secteurs, l'altitude du toit du sel était déterminée en partant de l'hypothèse que l'horizon résistant profond correspondait à la formation salifère.

D'après cette carte du toit du sel, la profondeur prévisionnelle de cette interface au niveau du sondage HIL4 était de 86 m alors que le premier faisceau de sel a été rencontré dans le sondage à 72,2 m ce qui fait une différence de l'ordre de 12 m.

À la lumière de ces nouveaux résultats, la procédure d'interprétation des coupes de résistivité en termes de litho-stratigraphie a été actualisée et cette nouvelle procédure est la suivante :

- dans la zone de la subsidence où la densité des coupes géo-électriques est importante et où il existe deux sondages de calage, HIL1 et HIL2, relativement proches des profils géophysiques, l'estimation de la profondeur du toit du sel n'a pas été modifiée. L'Illustration 3 montre qu'au niveau de la tomographie P5, la profondeur du toit du sel déterminée avec la procédure de 2013 est très peu différente de celle déterminée avec la procédure de 2017. Les profils P1 à P10 sont dans ce cas.

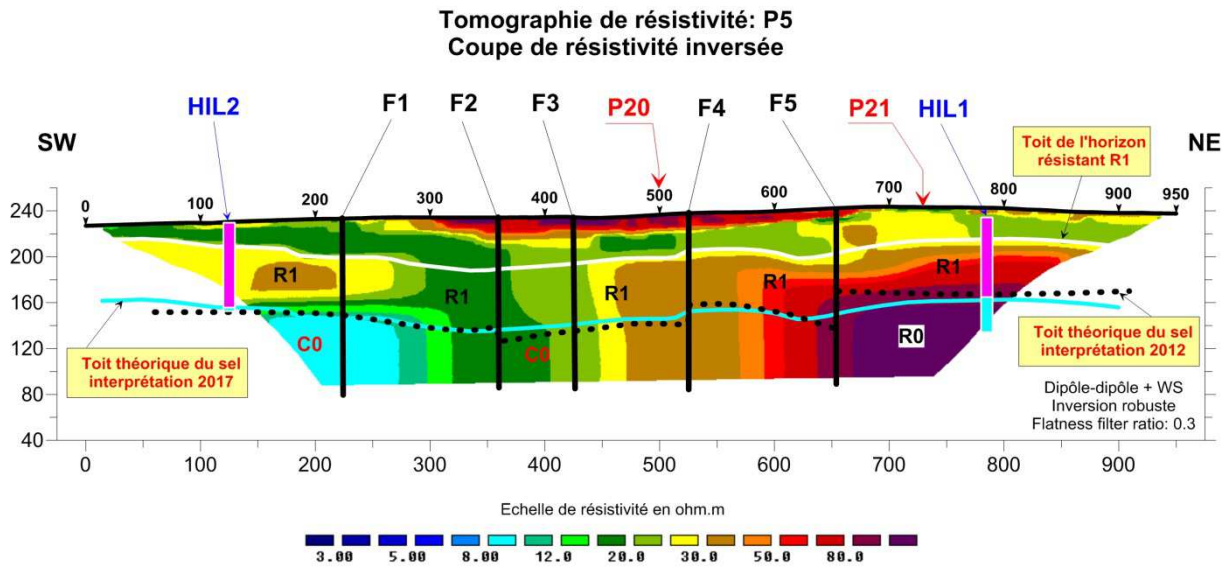


Illustration 3: Tomographie de résistivité P5 – comparaison entre les procédures 2012 et 2017 de détermination de la profondeur du toit du sel.

- dans les autres secteurs de la zone d'étude, la projection des sondages HIL1 à HIL4 sur les différentes coupes géo-électriques montrent que le toit de l'horizon résistant R1 constitue une base relativement précise pour l'estimation de la profondeur du toit du sel.

Par contre le toit de l'horizon R1 qui correspond au sommet du Keuper inférieur et qui est composé d'argilites avec un fort pourcentage d'anhydrite et de gypse d'où son caractère relativement résistant, est déterminé avec une relativement bonne précision. Ceci est dû à un contraste de résistivité suffisant entre l'horizon résistant R1 et les argilites sus-jacentes. De plus, cette interface se situe dans une tranche de terrain (10 à 25 m de profondeur) où la résolution de la méthode électrique est relativement bonne (environ 10 % de la profondeur).
Comme le montre l' Illustration , sur les 17 coupes géoélectriques ayant bénéficiées d'un calage sur un ou plusieurs sondages, la différence de côte entre le toit de l'horizon résistant R1 (horizon composé d'un fort pourcentage de gypse/anhydrite) et le toit du sel s'établit à 53 m en moyenne avec une précision de + ou – 10 m.

Tomographie de résistivité	Sondages			
	HIL1	HIL2	HIL3	HIL4
P5	50	53		
P11		52	62	
P12	46	68		
P13		55		43
P14		50		42
P15				47
P16	56			56
P17				50
P18		47		
P19		52	63	
P20	54		57	
P21	61		61	
P22	46		53	46
RTE3		55		

Tomographie de résistivité	Sondages			
	HIL1	HIL2	HIL3	HIL4
P23				54
P24				49
P25		58	53	
Moyenne: 53 m +/- 10m				

Illustration 4: Détermination de la profondeur du toit du sel à partir des sondages et du toit de l'horizon résistant R1

La comparaison des procédures (2013-2017) de détermination de la profondeur du toit du sel, illustrée par l'exemple de la tomographie P15 montre des différences notables dans l'estimation de cette interface. Par exemple, dans la partie NE de la coupe P15, la profondeur du toit du sel est passée de 120 m en 2013 à 82 m en 2017.

Une cartographie de l'altitude du toit du sel a été estimée par interpolation du toit théorique du sel à partir des données de tomographies de résistivités (illustration 5).

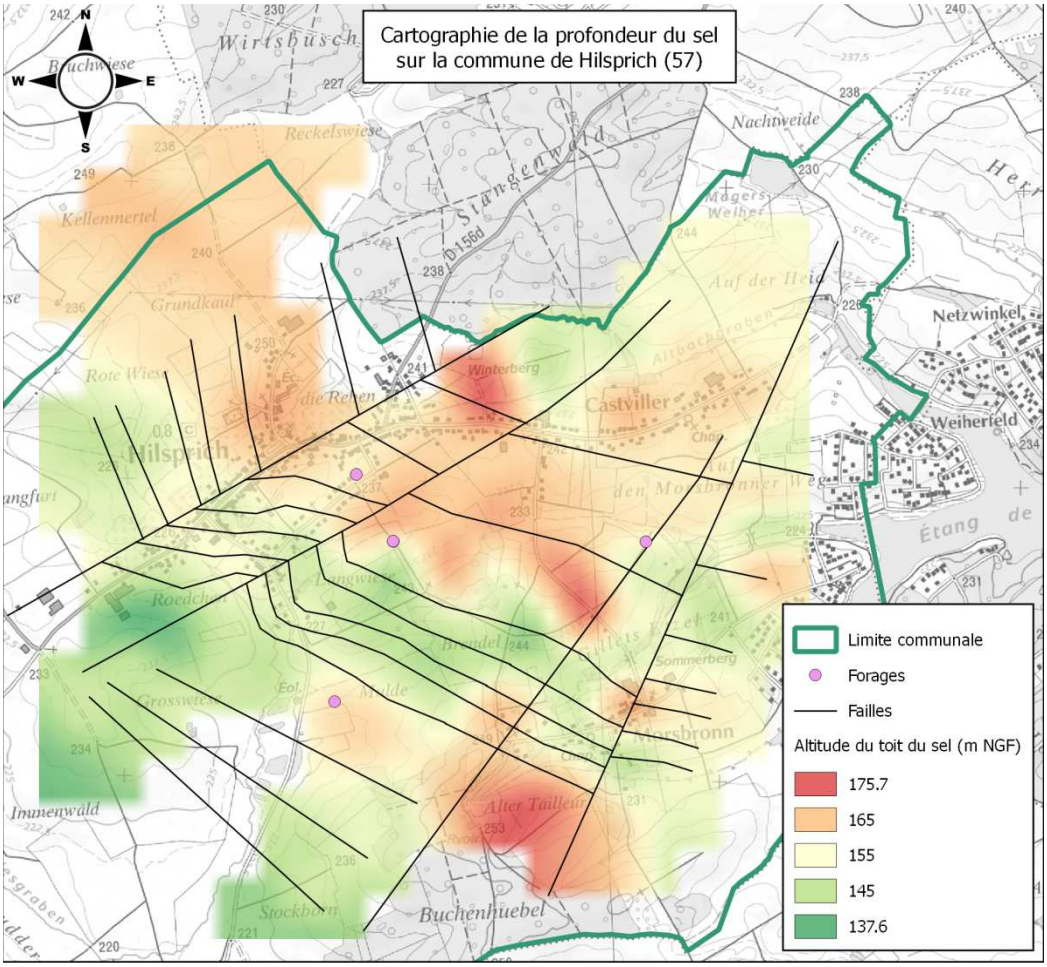


Illustration 5: Carte d'altitude du toit du sel construite à partir de l'interprétation des 26 tomographies de résistivité réalisée sur le secteur d'Hilsprich

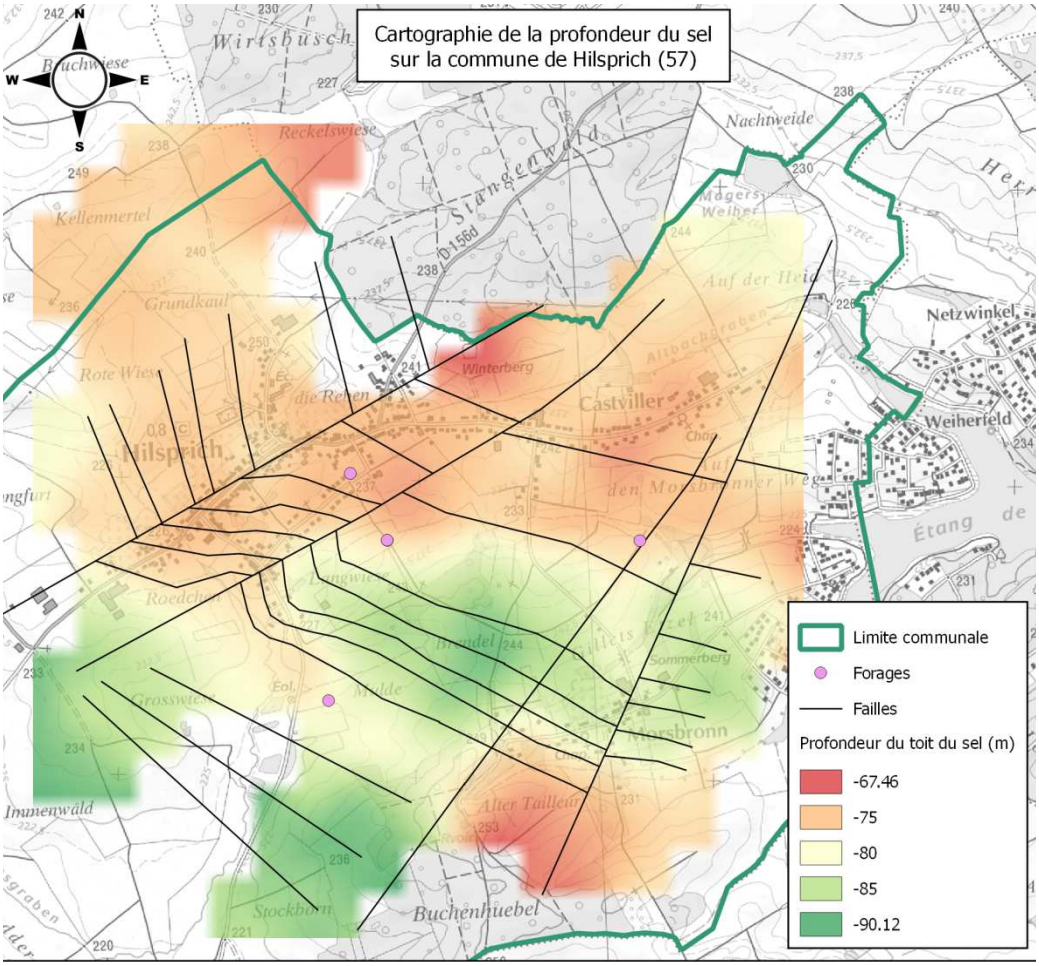


Illustration 6: Carte de la profondeur du toit du sel construite à partir de la différence entre le MNT et la carte d'altitude du toit du sel

C – Investigations topographiques

Réseau de surveillance

Un réseau de nivellement topographique (cheminement court) a été mis en place à partir de l'année 2008 sur environ une centaine de repères, situés sur les coins de mur des maisons, poteaux EDF ou les grille-avaloirs (cheminement court). Quatorze campagnes de nivellement ont été réalisées entre 2008 et 2017. Ce réseau a été étendu en 2011 à l'ensemble de la commune (cheminement long, 145 nouveaux points) afin de couvrir les cuvettes d'affaissement reconnues ou supposées par la méthode d'interférométrie radar satellitaire (Illustration 1). Sept campagnes de nivellement ont été réalisées entre 2011 et 2017 sur le cheminement long. Les mesures annuelles sont réalisées à l'automne.

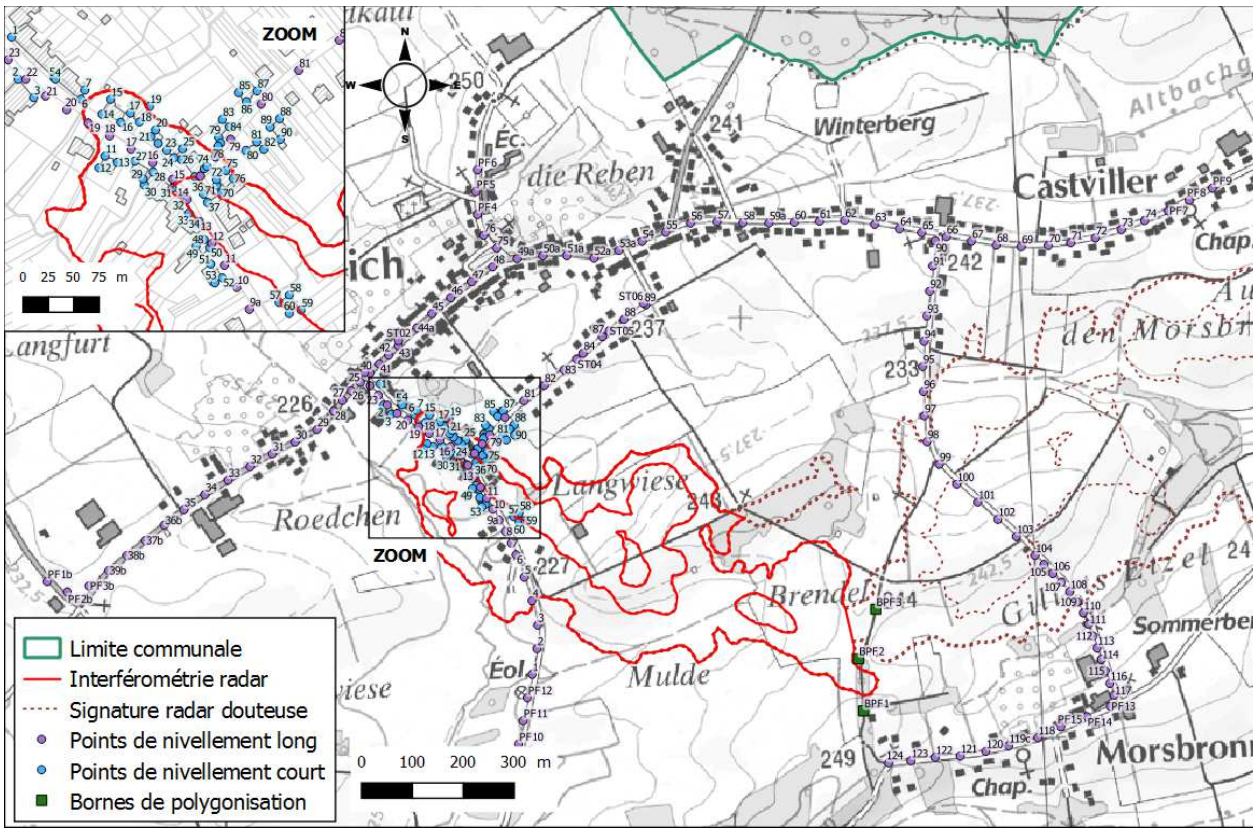


Illustration 1: Cheminement long des rues avec en bleu une station tous les 50 m, en violet une station tous les 25 m. Les carrés verts sont les bornes de polygonation. En rouge, les cuvettes déterminées par interférométrie radar (distance entre les courbes 2 cm/an en ligne de visée).

L'analyse des points du réseau du cheminement long, localisés à même le sol, permettent de caractériser l'évolution spatiale et temporelle de la cuvette d'affaissement. En effet, sur les points du cheminement court, la transmission de la déformation du phénomène d'affaissement est influencée par les caractéristiques des infrastructures porteuses.

Les données dont l'amplitude de déplacement est inférieure à 10 mm, c'est-à-dire comprises entre -10 et 0 mm et entre 0 et 10 mm, sont considérées comme étant non significatives, car elles peuvent être la conséquence de la précision d'acquisition du nivellement et/ou la conséquence de mouvements de sol superficiels indépendant du phénomène d'affaissement. Ces points sont alors considérés comme stables.

Étude topographique par interférométrie radar

Une étude d'interférométrie radar conventionnelle et sur réflecteur persistant a été réalisée respectivement sur les périodes 2004 -2009 et 2007-2010 (Raucoules, 2010).
Les études d'interférométrie radar ont permis de confirmer une initiation de l'affaissement au printemps 2006 et d'évaluer une vitesse de déformation, présentant une tendance au ralentissement, de 90 mm/an au maximum de la cuvette sur la période 2008-2010. La cuvette déterminée en 2010 fait environ 1,1 km de longueur sur 0,3 km de largeur (illustration 2).
La zone nord-est évaluée comme instable par l'interférométrie radar présente un signal douteux notamment dû à une corrélation avec l'occupation du sol. En conséquent, le phénomène d'affaissement sur cette zone nécessite d'être confirmé par des campagnes de nivellement ultérieur (Raucoules, 2010).

Mesures du nivellement 2017 – Déplacement vertical

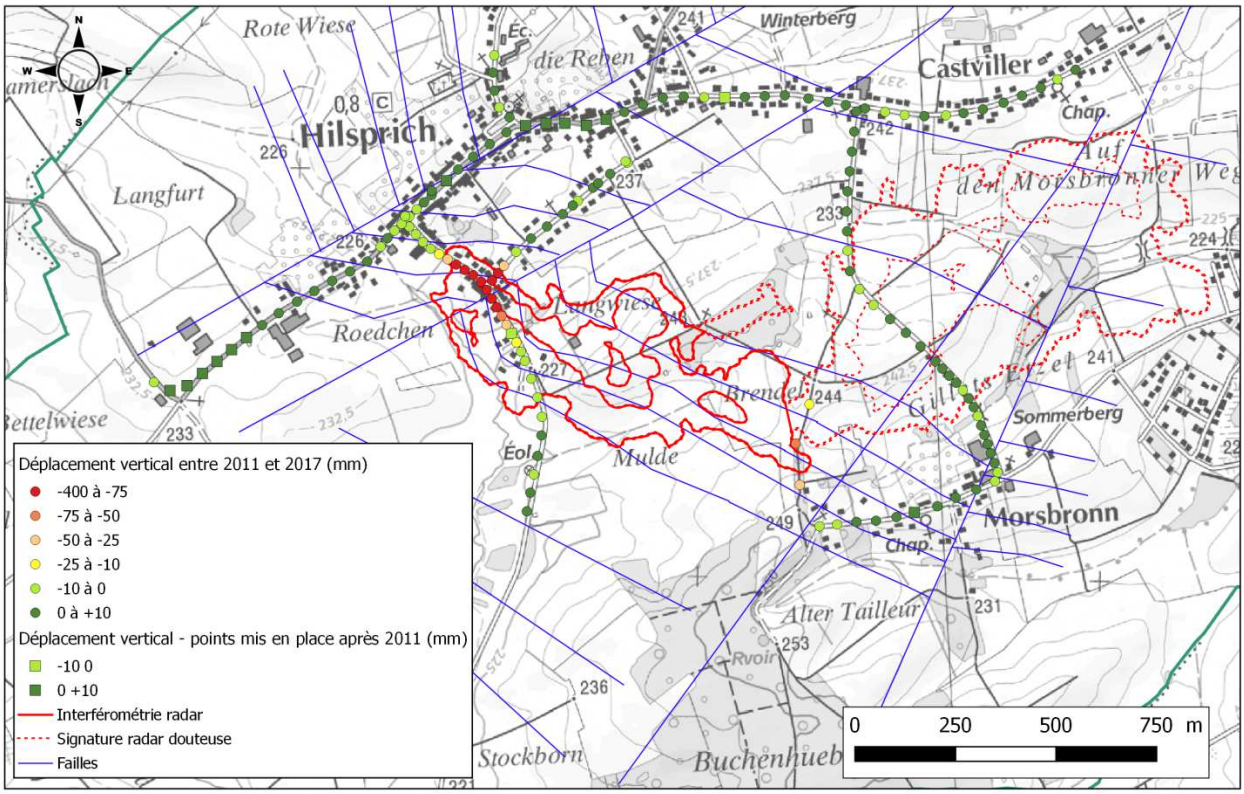


Illustration 2: Déplacements verticaux entre 2011 et 2017 et délimitation de la cuvette d'affaissement selon l'étude d'interférométrie radar en 2010

Général

L'analyse des déplacements calculés d'après les campagnes de nivellements de 2011 et 2017 montre :

- une intensité de déplacement la plus intense centrée sur le carrefour de la rue Kappelkinger et de la rue des Jardins et des déplacements significatifs dans le prolongement sud-est de la cuvette (direction Morsbronn) ;
- une évolution spatiale de la cuvette qui s'agrandit au nord-ouest et au sud-est parallèlement au couloir de failles par rapport à la délimitation réalisée par interférométrie radar en 2010 ;
- une évolution temporelle des déplacements variable selon les secteurs avec une légère tendance à la diminution au Nord-Est de la cuvette et une augmentation récente au sud-est ;
- le reste du secteur peut être considéré comme stable (points verts, déplacements inférieurs au seuil d'incertitude de 10 mm), notamment le secteur identifié comme instable par un signal incertain d'interférométrie radar. Ce signal peut désormais être considéré comme non représentatif du phénomène d'affaissement et n'est plus pris en compte pour la définition de l'aléa.

Secteur nord-ouest

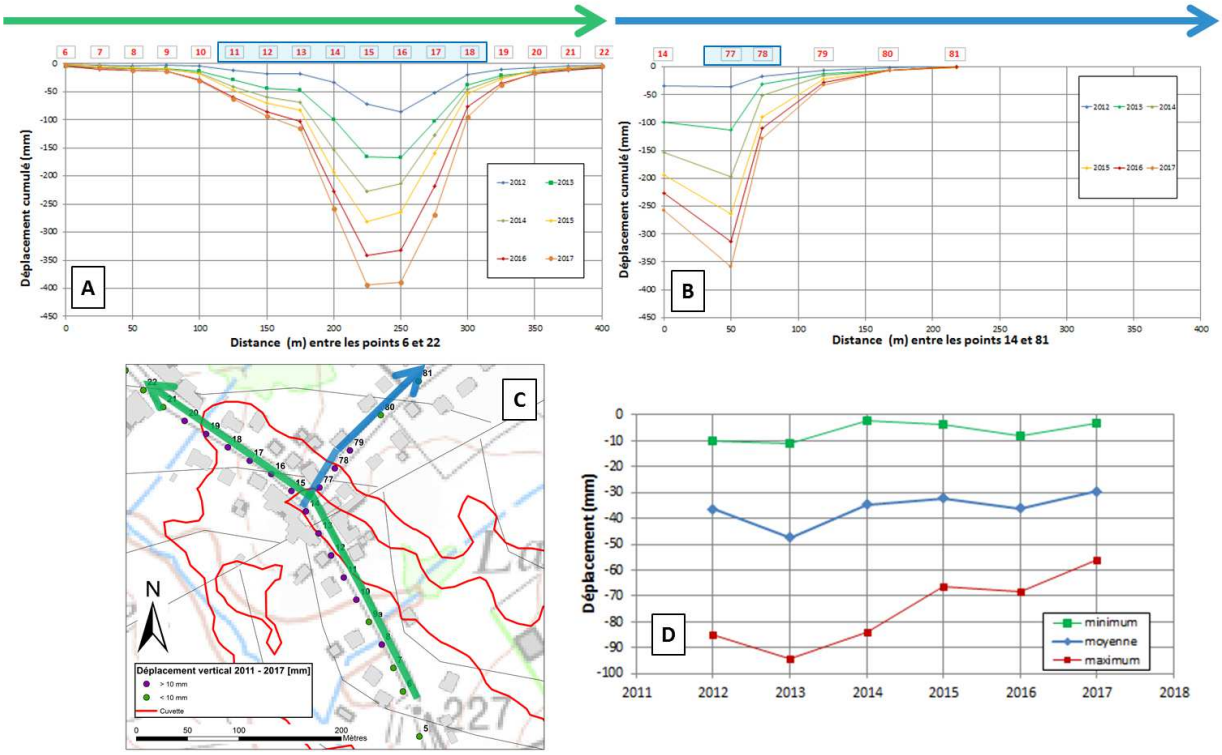


Illustration 3: Analyse des déplacements sur le secteur nord-ouest de la cuvette (intersection des rues de Kappelkinger et des Jardins). A : Déplacement cumulé rue de Kappelkinger. B : Déplacement cumulé rue des Jardins. C : Carte de localisation des cibles. D : Minimum, moyenne et maximum des déplacements annuels sur les points 11 à 18 (rue Kappelkinger) et 77 à 76 (rue des Jardins). L'ensemble des déplacements cumulés sont estimés à partir de la campagne initiale de 2011.

Les affaissements les plus importants affectent le secteur nord-ouest entre les points de nivellement 10 à 20 le long de la rue Kappelkinger (Illustration A) et 14 à 79 le long de la rue des Jardins (Illustration B). L'affaissement maximal entre 2011 et 2017 est mesuré pour les points 15 et 16 avec près de 400 mm d'affaissement cumulé (Illustration A). Une légère tendance au ralentissement de la déformation est observée et nécessite d'être confirmée par les prochaines campagnes de nivellement (Illustration D). Cette tendance est beaucoup plus marquée sur les valeurs maximales que sur les valeurs moyennes ou minimales. Une extension spatiale d'environ 25 m de la cuvette est également observée par rapport à la délimitation par interférométrie radar de 2010 (Raucoules, 2010). En effet, les points 20 au nord-ouest de la rue Kappeljinger et 79 au nord-est de la rue des Jardins sont dorénavant affectés par le phénomène d'affaissement (Illustration C).

Secteur sud-est

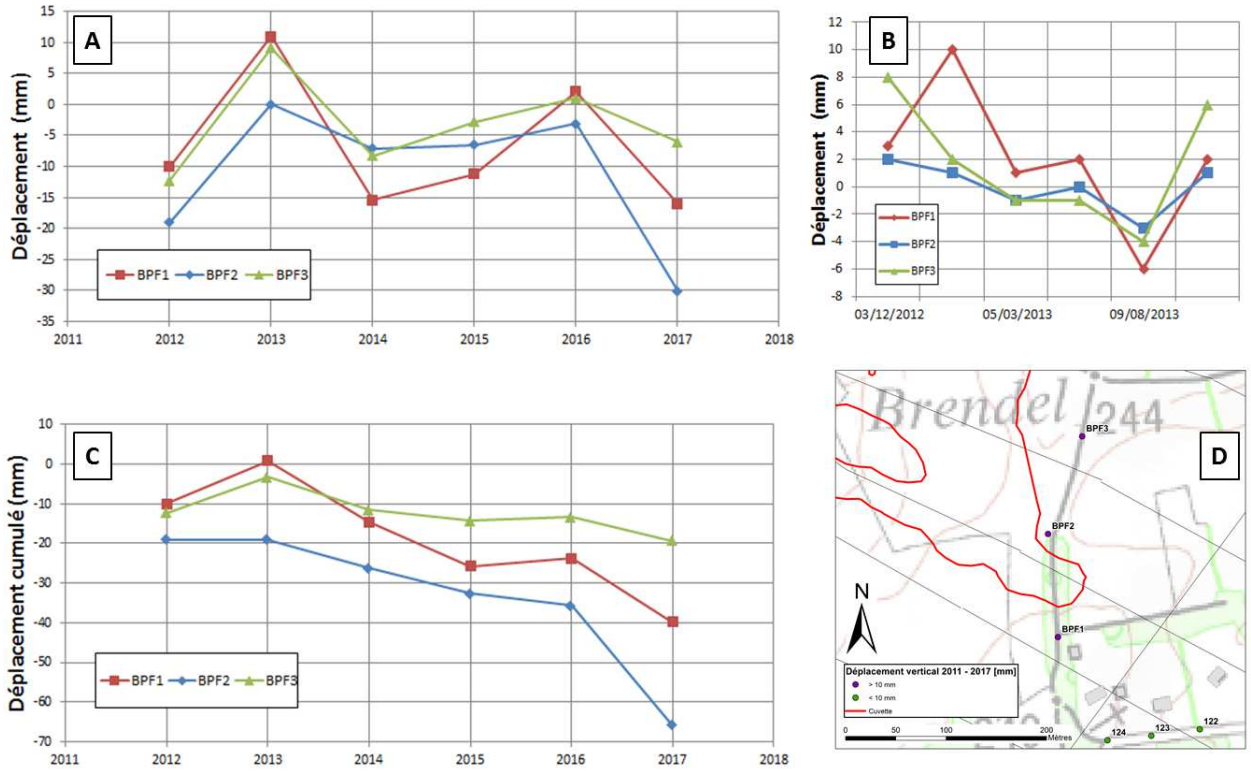


Illustration 4: Analyse des déplacements sur le secteur sud-est de la cuvette (direction Morsbronn).
A : Déplacement annuel en mm. B Déplacement saisonnier en mm entre entre sept. 2012 et oct. 2013.
C : Déplacement cumulé en mm. D: Carte de localisation des cibles.
L'ensemble des déplacements cumulés sont estimés à partir de la campagne initiale de 2011.

Les trois points de ce secteur, à la différence du réseau de surveillance constitué de clous de nivellement, consistent en des bornes de polygonation (Illustration D). Ces bornes, posées à même le sol, peuvent être influencées par le retrait gonflement des argiles (RGA). C'est pourquoi un suivi saisonnier a été effectué entre septembre 2012 et octobre 2013 afin d'évaluer les variations interannuelles pouvant être influencées/expliquées par du RGA et non par le phénomène d'affaissement (Illustration B). Des variations saisonnières d'environ +10 mm à -10 mm ont été enregistrées, dans la gamme d'incertitude des mesures de nivellement. Seulement les déplacements supérieurs à cette limite sont considérés comme représentatifs du phénomène d'affaissement. Depuis 2011, l'ensemble des campagnes de nivellement montraient des déplacements dans cette gamme d'incertitude et n'était donc pas considéré comme représentatifs (Illustration A). Cependant la déformation entre les années 2016 et 2017 montre des déplacements au-delà de ce seuil pour deux stations avec un déplacement maximal de -30mm. De plus, l'analyse du déplacement cumulé montre une tendance à l'affaissement depuis le début de la mise en place du cheminement long, excluant de fait un phénomène de RGA oscillatoire, avec un affaissement cumulé d'environ -60 mm pour la borne BPF2 (Illustration C). Une extension spatiale d'environ 50 m de la cuvette est observée par rapport à la délimitation par interférométrie radar de 2010. En effet, les points BPF1 et BPF3 sont dorénavant affectés par le phénomène d'affaissement.

Mise en pente

Les pentes sont calculées entre deux points de la même année sur les mesures du cheminement long. Les pentes les plus fortes sont constatées à l'est de la cuvette (entre les points 77 et 78 et entre les points 12 et 13).

Rue	Disposition par rapport à la cuvette	Point	pente 2011	pente 2012	pente 2013	pente 2014	pente 2015	pente 2016	pente 2017	Tendance observée
Rue des Jardins	Bord nord-est	77 à 78	3.72 %	3.78 %	4.07 %	4.28 %	4.40 %	4.52 %	4.62 %	Augmentation entre 2011 et 2017
		78 à 79	1.50 %	1.54 %	1.57 %	1.63 %	1.76 %	1.82 %	1.87 %	
Rue Kappelkinger	Bord sud-est	9 à 10	0.37 %	0.36 %	0.35 %	0.34 %	0.33 %	0.31 %	0.30 %	
		10 à 11	1.52 %	1.49 %	1.46 %	1.43 %	1.41 %	1.40 %	1.39 %	
		11 à 12	3.08 %	3.06 %	3.02 %	3.00 %	2.99 %	2.97 %	2.96 %	Diminution entre 2011 et 2017
		12 à 13	4.69 %	4.69 %	4.68 %	4.66 %	4.64 %	4.63 %	4.60 %	
		13 à 14	4.30 %	4.24 %	4.08 %	3.97 %	3.86 %	3.81 %	3.74 %	
		14 à 15	0.46 %	0.59 %	0.72 %	0.74 %	0.80 %	0.91 %	0.99 %	Augmentation entre 2011 et 2017
	Centre	15 à 16	3.30 %	3.35 %	3.30 %	3.24 %	3.23 %	3.26 %	3.28 %	Variation
	Bord nord-ouest	16 à 17	2.49 %	2.37 %	2.23 %	2.16 %	2.08 %	2.04 %	2.02 %	Diminution entre 2011 et 2017
		17 à 18	0.94 %	0.83 %	0.69 %	0.63 %	0.52 %	0.38 %	0.26 %	

Illustration 5: Mesures des pentes sur le cheminement long (en rouge: pente supérieure à 4%, en orange: pente entre 3 et 4%, en jaune: pente entre 2 et 3%, en vert: pente entre 1 et 2%)

La pente maximum mesurée en 2017 est de 4,62 % entre les points 77 et 78 de la rue des Jardins. Au niveau de la rue Kappelkinger, la pente maximum en 2017 est de 4,6 % entre les points 12 et 13. Les mesures semblent montrer, entre 2011 et 2017, une augmentation de la pente sur le bord nord-est, une diminution sur le bord nord-ouest et très peu de variations au centre et sur le bord sud-est (excepté entre les points 14 et 15) (illustration 6).

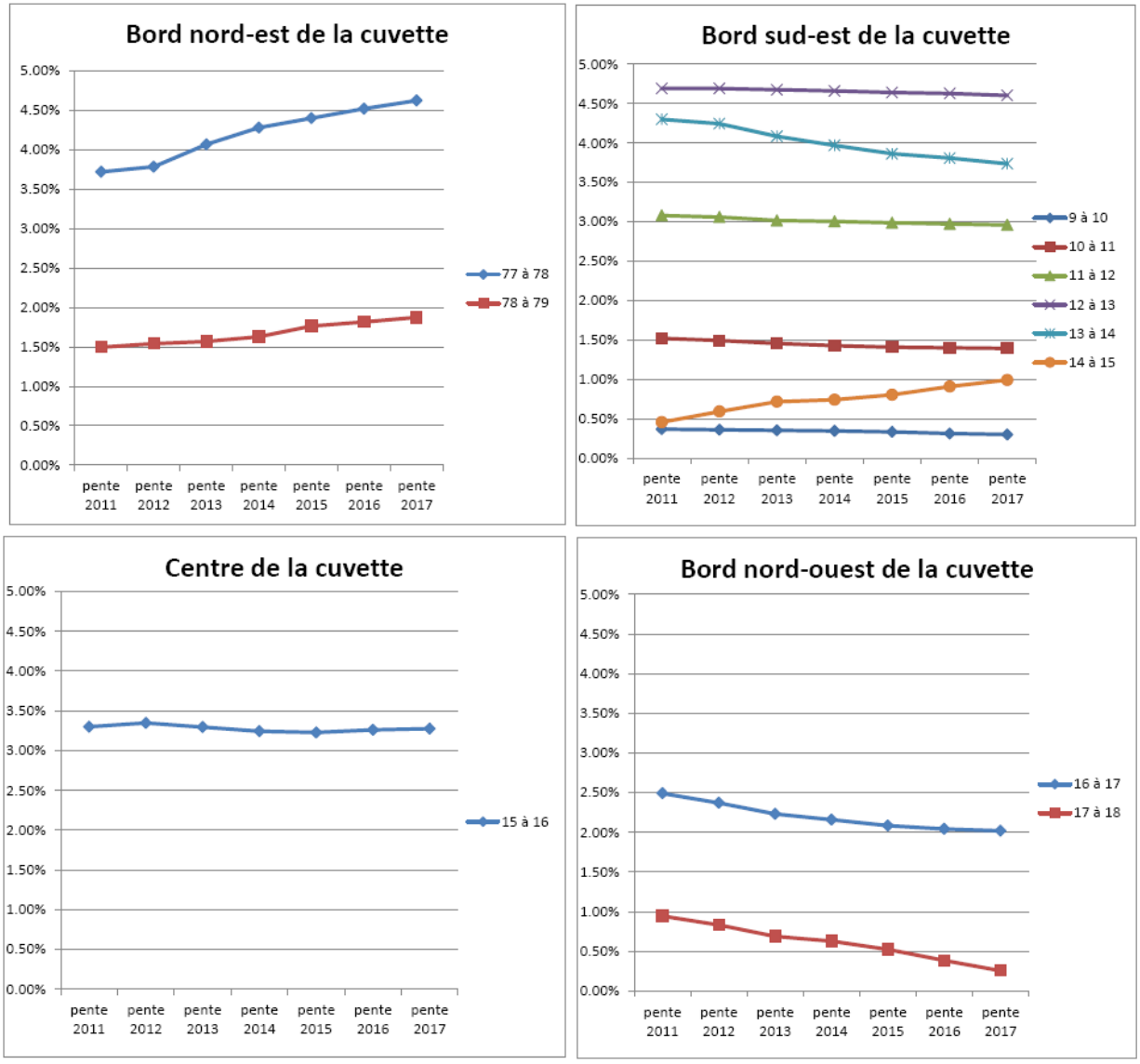


Illustration 6: Evolution des pentes sur la commune d'Hilsprich

E - CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA

1 - ESTIMATION DE L'INTENSITÉ DE L'AFFAISSEMENT

Le guide méthodologique « Plan de prévention des risques naturels : cavités souterraines abandonnées » édité en 2012 par le ministère de l'environnement (Didier and Watelet, 2012) définit les intensités des aléas dans le cas des affaissements en fonction du pourcentage de mise en pente. Selon cette classification, l'estimation de mise en pente sur les points de nivellement du cheminement long localisés dans la cuvette de déformation attribue une intensité modérée.

Classe d'intensité	Mise en pente (%)
Très limitée	pente < 1
Limitée	1 < pente < 3
Modérée	3 < pente < 6
Élevée	pente > 6

Illustration 1: Classification de l'intensité en fonction de la mise en pente (en °)

Cette estimation de l'intensité est valide lorsque les dimensions des vides en profondeur (exploitation souterraine par exemple) sont connues et que l'amplitude des mises en pente en surface dues à l'affaissement peut être modélisée. Néanmoins, l'état de connaissance actuel parcellaire du phénomène d'affaissement, plus particulièrement du fonctionnement hydrogéologique, ne permet pas d'engager une quantification de l'évolution du phénomène de dissolution et donc du volume de vide futur en profondeur.
C'est pourquoi, l'intensité, qualifiée de modérée en fonction des données de mise en pente actuelles, est réévaluée à une intensité élevée afin de prendre en compte l'incertitude sur une évolution potentielle future des mises en pente au-delà du seuil de 6 %. Par exemple, la mise en pente entre les points 77 à 78 a augmenté de 0.9 % entre 2011 et 2017, avec une valeur actuelle à 4.62 %. Si cette augmentation progresse au même rythme dans les années futures, le seuil de 6 % pourrait être dépassé dans les années 2025-2030.
En conclusion, dans le cadre de l'étude d'Hilsprich, c'est une cartographie de la susceptibilité d'apparition d'un affaissement qui va conditionner les classes de l'aléa car l'intensité du phénomène sera toujours considérée élevée.

2 - ESTIMATION DE LA PROBABILITÉ D'APPARITION DE NOUVEAUX AFFAISSEMENTS

Concernant, la probabilité de l'évolution de l'affaissement, cet aspect dépend essentiellement des facteurs de prédisposition suivants : l'épaisseur de la couverture, le volume de vide disponible, l'évolution du front de dissolution et le réseau de failles / fractures.

2.1 – Épaisseur de la couverture

L'apparition de désordres en surface dépend de l'épaisseur de la couverture géologique au-dessus de la couche d'évaporite. La présence entre la surface et la cavité de formations capables de conserver une relative continuité géométrique malgré la mise en flexion peut suffire à interrompre la propagation. En effet, les terrains de la couverture vont en partie atténuer la déformation engendrée par un affaissement en profondeur. Par conséquent, plus l'épaisseur de la couverture est importante, moins les déformations en surface sont élevées.

De plus, dans le cas de la dissolution d'évaporite en profondeur, la couverture, si celle-ci est peu perméable, joue un rôle protecteur de l'infiltration en profondeur d'eaux peu minéralisées (eau météoritique ou d'une nappe superficielle). Sur le secteur d'Hilsprich la couverture d'argilite présente une très faible perméabilité et peut jouer ce rôle protecteur en dehors des secteurs fracturés/faillés. Par conséquent, plus l'épaisseur de la couverture est importante, moins les infiltrations d'eau peu minéralisée sont facilitées et moins la dissolution du sel en profondeur est favorisée.

Trois classes ont été établies sur le secteur d'Hilsprich afin d'appréhender la profondeur du toit sel qui varie de 67 m à 90 m de profondeur d'après les résultats des sondages et investigations géophysiques :

- épaisseur supérieure à 100 m : prédisposition faible ;
- épaisseur entre 80 et 100 m : prédisposition modérée ;
- épaisseur entre 60 et 80 m : prédisposition forte.

Pour des profondeurs inférieures à 60 m, aucune couche de sel n'a été observée sur les carottes des 4 sondages réalisés sur la commune. En effet, en Lorraine, où le pendage des couches devrait mettre des formations salifères à l'affleurement, il est totalement absent des cinquante premiers mètres de terrain conséquence de la dissolution naturelle passée (Feuga, 2009).

2.2 – Volume de vide.

L'apparition de désordre en surface dépend également du volume des vides créés en profondeur. En effet, plus le volume de vide disponible est important, plus le déplacement vertical de la déformation est important. Le volume potentiel de vide pouvant être créé par dissolution est lié à l'épaisseur des formations évaporitiques.

Sur Hilsprich, les forages réalisés n'ont jamais totalement traversé la couche de sel dont une épaisseur minimum d'environ 25 m a été caractérisée dans les forages HIL1 et HIL4. Dans le cadre d'une dissolution complète de la couche de sel, soit 25 m de « vide franc », les affaissements en surface seraient conséquents. Cependant, sur la commune d'Hilsprich :

- la puissance de 25 m ne correspond pas à 25 m de sel massif. De nombreuses intercalations de formations argileuses sont présentes ;
- la nappe salée semble être confinée au toit du sel d'après les investigations de géophysique et géologiques. Le sel étant imperméable, les circulations d'eau et la dissolution sont généralement confinées au toit du sel sans y creuser de cavités de grande taille (Feuga, 2009).

En conséquent, dans cette configuration la dissolution impacte alors non pas l'ensemble de la couche de sel mais seulement une partie du sommet. Une relation théorique directe entre épaisseur de la couche et affaissement en surface n'est donc pas appropriée. L'épaisseur de la couche de sel ne constitue donc pas, sur la commune d'Hilsprich, un facteur de prédisposition suffisamment discriminant et pertinent pour être pris en compte.

2.3 – Evolution du front de dissolution

Alors que l'évolution spatiale et temporelle de l'affaissement est comparativement simple à surveiller, la compréhension des processus et mécanismes contrôlant la dissolution des formations en profondeur est complexe en raison des nombreuses difficultés à caractériser le fonctionnement hydrochimique et hydrodynamique des eaux souterraines (Zechner et al., 2011).

Des venues d'eau superficielle qui atteignent le sommet d'une couche de sel peu profonde se contentent d'y circuler puisque le sel est imperméable. L'eau y dissout du sel (à condition que l'eau soit sous-saturée en sel) et sa concentration s'accroît jusqu'à ce qu'elle atteigne la saturation et qu'elle perde toute capacité de dissolution. Le sel est alors protégé de la dissolution par une couche de saumure saturée sur laquelle surnage l'eau douce puisque la saumure est beaucoup plus dense que l'eau douce (densité de 1,2 au lieu de 1) et qu'eau douce et saumure ne se mélangent pas. Pour qu'une dissolution se produise, il faut que la saumure, ainsi formée, soit retirée du dépôt de sel; sinon la saumure devient saturée et le processus de dissolution s'arrête (Feuga, 2009).

En général, 4 conditions doivent être réunies pour engendrer une dissolution rapide du sel (Johnson, 1981) :

- un dépôt de sel contre lequel, à travers lequel, l'eau peut circuler ;
- un apport d'eau sous-saturé en sel ;
- un exutoire permettant à la saumure de s'échapper et d'être renouvelée par de l'eau sous-saturé ;
- une énergie fournie par le gradient hydraulique et/ou de densité qui induit un écoulement de l'eau souterraine.

La caractérisation de ces 4 conditions permet d'évaluer, voire de quantifier, l'évolution du front de dissolution et donc in fine d'estimer l'évolution temporelle et spatiale de l'affaissement en surface.

Sur la commune d'Hilsprich seule la présence d'un dépôt de sel est avérée et relativement bien quantifié (géophysique et forages). Bien que l'infiltration d'eau douce en profondeur soit fortement suspectée comme le moteur de la dissolution, aucune analyse n'a encore permis de déterminer son rôle. Enfin à l'heure actuelle aucun exutoire à la nappe salée n'a été identifié et le gradient hydraulique/densité n'est pas connu.

Par conséquent, actuellement le fonctionnement hydrogéologique est peu contraint et présente de nombreuses incertitudes (gradient hydraulique/densité, échange avec la nappe superficielle, quantification de l'infiltration, connexion entre les structures faillées, perméabilité des failles, exutoire, etc…). Les données actuelles ne permettent pas de quantifier l'évolution future de l'affaissement sur la commune d'Hilsprich. Cependant un certain nombre d'éléments permet d'appréhender qualitativement cette évolution.

Tout d'abord, les campagnes de géophysique (Mathieu, 2011; Mathieu and Cartannaz, 2013) ont permis de cartographier des zones avec présence de nappe salée, avec présence d'une nappe intermédiaire (douce/saumure) et sans présence de nappe (sel sain) qui présentent des susceptibilités différentes à la dissolution :

- les zones situées à l'aplomb d'une nappe salée contaminée par de l'eau douce correspondent aux secteurs en surfaces impactés par l'affaissement. Ces zones sont le siège d'une dissolution active et actuelle des couches de sel (stade 3, illustration 2) ;
- les zones de sel sain : plus elles sont situées à proximité d'un front de dissolution actif, plus elles sont susceptibles de subir à terme une dissolution (stade 1, Illustration 2) ;
- les zones situées à l'aplomb d'une nappe salée non contaminée par de l'eau douce sont *a priori* stables, car le sel y est protégé de la dissolution. Cependant, des dissolutions peuvent être activées par un apport d'eau douce (stade 2, Illustration 2).

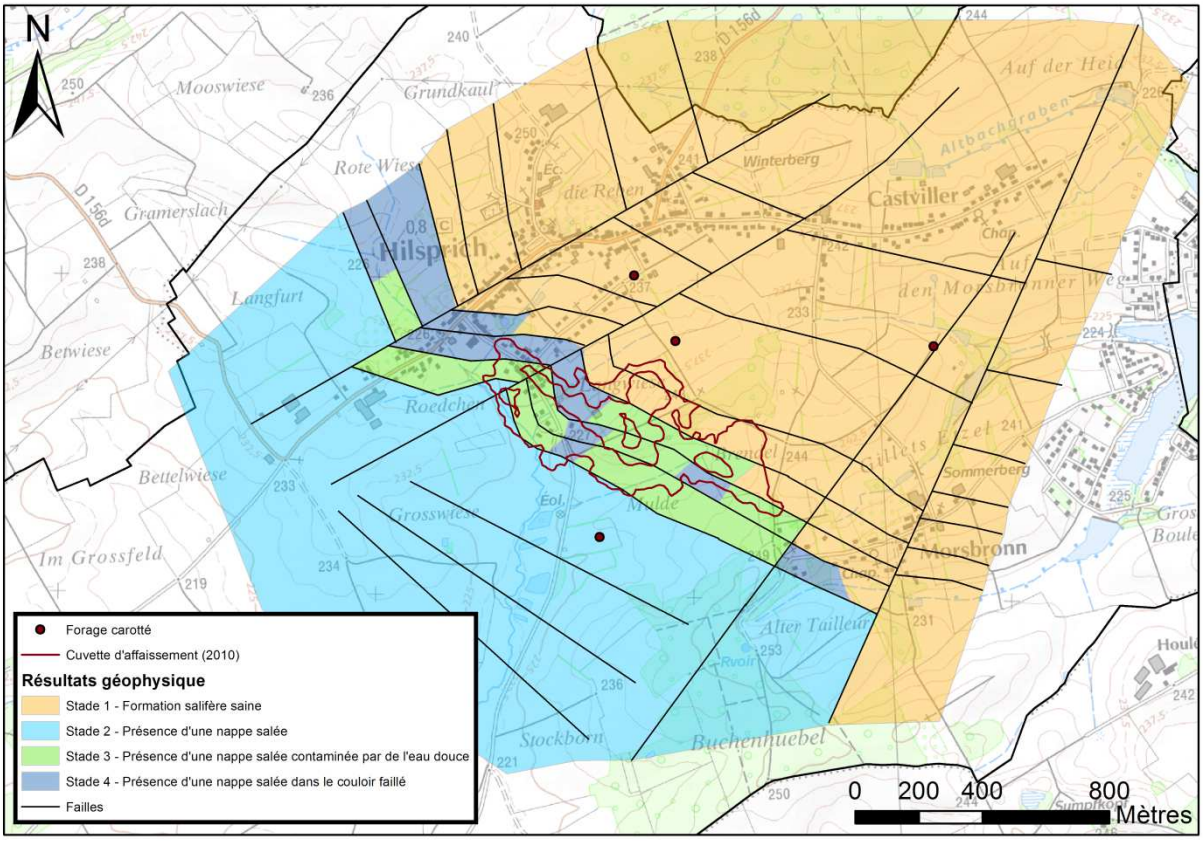


Illustration 2: Carte de la nappe salée d'après les investigations de géophysiques

En l'absence d'éléments tangibles pour quantifier l'évolution du front de dissolution et donc de l'affaissement, la cartographie de l'aléa sur Hilsprich prendra donc en compte par défaut la susceptibilité à la dissolution des secteurs identifiés par géophysiques. Des zones tampons ont été définies afin de qualifier cette susceptibilité :

- susceptibilité « forte » : zone correspondante au stade 3 et au stade 4 dans le couloir de failles à laquelle a été ajouté une zone tampon d'incertitude/influence de 50 m (stade 2, direction SW) à 100 m (stade 1, direction NE) ;
- susceptibilité « moyenne » : Zone à moins de 100 m (stade 2, direction SW) / 200 m (stade 1, direction NE) de la zone de susceptibilité « forte » ;
- susceptibilité « faible » : Zone à moins de 200 m (stade 2, direction SW) / 400 m (stade 1, direction NE) de la zone de susceptibilité forte ;
- susceptibilité « très Faible » : Zone à plus de 200 m (stade 2, direction SW) / 400 m (stade 1, direction NE) de la zone de susceptibilité forte.

2.4 – Influence des failles / fractures

La forme de la cuvette et son évolution semble être guidée par les discontinuités géologiques de type fractures/failles identifiées par les campagnes de géophysique. En effet la cuvette d'affaissement est centrée et semble évoluer spatialement le long d'un couloir de failles d'orientation sud-est.

Dans les milieux fracturés, les failles/fractures peuvent jouer un rôle de circulation préférentielle des eaux souterraines et donc favoriser la dissolution. A contrario, selon le contexte, les discontinuités peuvent également jouer un rôle de barrières hydrauliques.
Sur le secteur d'Hilsprich, les circulations préférentielles semblent être privilégiées le long des plans de discontinués. Par contre, il est probable que ces plans de discontinuité puissent jouer également un rôle de barrière hydraulique aux écoulements orthogonaux. La cartographie de l'aléa sur Hilsprich sera par conséquent localement influencée par la répartition spatiale des discontinuités identifiées par les campagnes de géophysique.

3 - CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA

3.1 – Évaluation de l'aléa

L'aléa est la probabilité qu'un mouvement de terrain, d'une intensité donnée, se produise au cours d'une période donnée. Par conséquent, l'évaluation de l'aléa résulte du croisement entre une intensité et une probabilité d'occurrence d'un phénomène.
Dans le cadre de l'affaissement d'Hilsprich, l'intensité est qualifiée de niveau élevée sur l'ensemble de la commune.
En conclusion, dans le cadre de l'étude d'Hilsprich, c'est une cartographie de la susceptibilité d'apparition d'un affaissement qui va conditionner les classes de l'aléa car l'intensité du phénomène sera toujours élevée.
Les deux facteurs de prédisposition principaux sont la profondeur du sel et la susceptibilité à la dissolution, ce qui conduit à la matrice suivante (Illustration 3) :

		PROFONDEUR DU TOIT DU SEL			
		Sup, à 100 m	80 m à 100 m	80 m à 60 m	Inf. à 60 m
SUSCEPTIBILITÉ À LA DISSOLUTION	**Très faible** Zone à plus de 200 m (stade 2) / 400 m (stade 1) de la zone de susceptibilité forte	faible	faible	faible	Pas de sel (HILSPRICH)
	Faible Zone à moins de 200 m (stade 2) / 400 m (stade 1) de la zone de susceptibilité forte	faible	moyen	moyen	
	Moyenne Zone à moins de 100 m (stade 2) / 200 m (stade 1) de la zone de susceptibilité forte	moyen	moyen	fort	
	Forte Stade 4 (couloir de failles) ou stade 3 + marge d'incertitudes/influence de 50 m (stade 2) à 100 m (stade 1)	moyen	fort	fort	

Illustration 3: Matrice d'évaluation de l'aléa affaissement sur la commune de Hilsprich

La cartographie de l'aléa ne se réduit donc pas aux croisements des facteurs de prédispositions identifiés dans la matrice et une approche de type expert est également mise en œuvre en parallèle pour prendre en compte le contexte géologique structural (notamment la présence de failles).

3.2 – Facteurs aggravants

L'évaluation de l'aléa est également conditionnée par l'évolution de l'affaissement en surface (interférométrie radar et campagnes de nivellement), témoin par défaut de l'évolution de la dissolution en profondeur.

Evolution actuelle

Un niveau d'aléa très fort est appliquée sur le secteur déterminé par la cuvette d'affaissement en surface déterminée par interférométrie radar en 2010 à laquelle une zone tampon de 50 m a été appliquée pour tenir compte de l'évolution de la déformation observée depuis cette date d'après l'analyse des campagnes de nivellement.

Evolution future

De nombreuses incertitudes demeurent sur l'évolution future du phénomène d'affaissement, notamment concernant l'évolution du front de dissolution en profondeur. Ces incertitudes ont été prises en compte à proximité de la cuvette d'affaissement dans la cartographie de l'aléa en définissant des zones tampons (par rapport à la cuvette d'affaissement définie par interférométrie radar en 2010) ayant un niveau d'aléa minimum :

- zone tampon de 150 m : niveau d'aléa minimum fort ;
- zone tampon de 250 m : niveau d'aléa minimum moyen.

3.3 – Limite de la carte et échelle de restitution

Le territoire de la commune de Hilsprich a été investigué sur 4,8 km² soit 46 % de la surface communale.
Sur le secteur investigué, l'aléa a été cartographié d'après la méthodologie décrite dans la section, sur la base de facteurs de prédisposition d'épaisseur de la couverture, de la susceptibilité à la dissolution et de la présence de discontinuités (failles/fractures). L'état de connaissance parcellaire, particulièrement du fonctionnement hydrogéologique, n'a pas permis d'engager une quantification de l'évolution du phénomène de dissolution et donc de l'affaissement en surface. La cartographie de l'aléa sur la commune d'Hilsprich est par conséquent cantonnée à une démarche qualitative de type expert.
Cependant, sur le secteur non investigué, en raison de la présence probable de sel dans le sous-sol de l'intégralité de la commune, il n'est pas concevable que ce secteur ne présente pas d'aléa ou qu'un aléa nul soit défini par défaut.

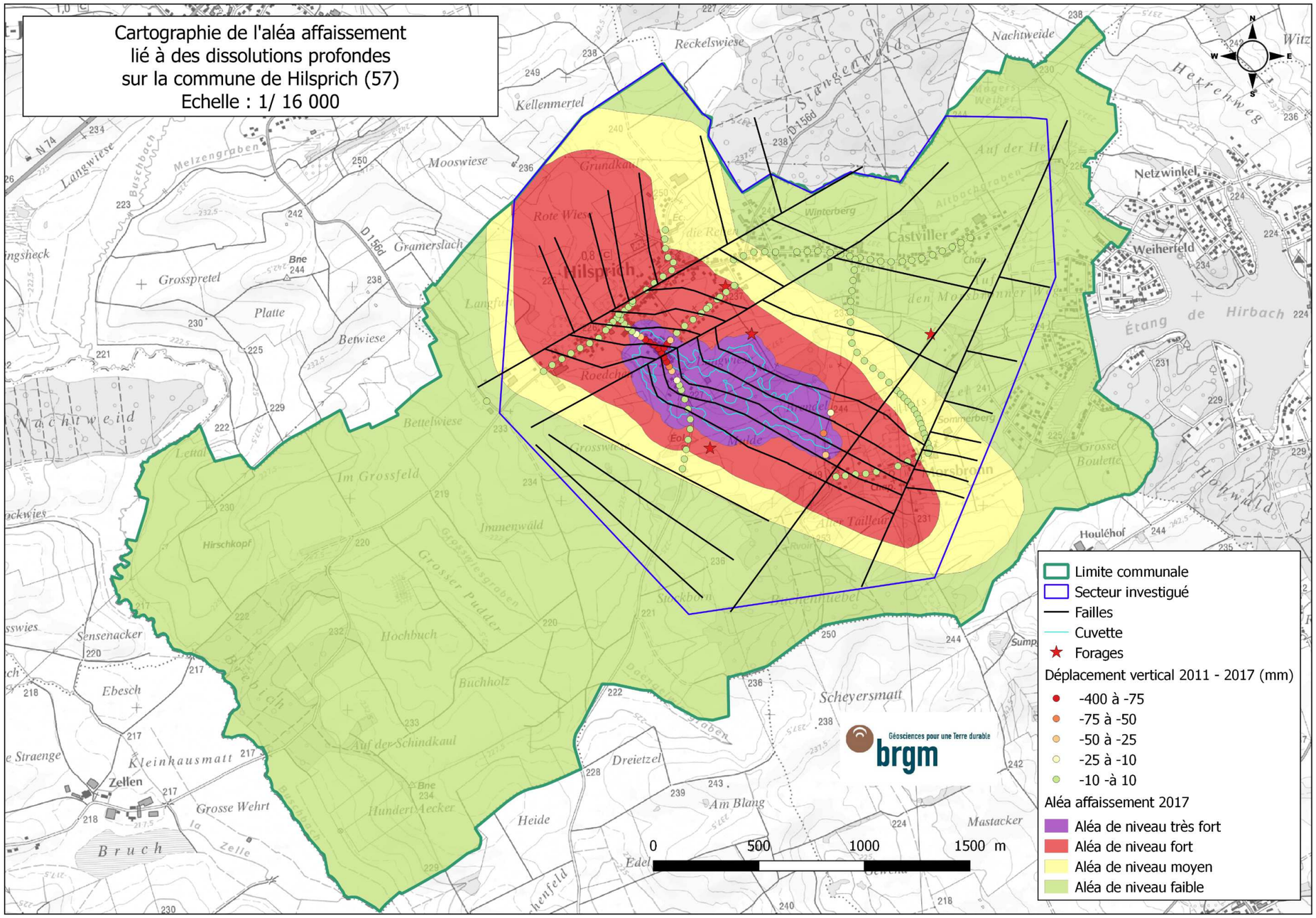
Par conséquent, sur le secteur non investigué :

- les zones d'aléa moyen à fort caractérisées sur le secteur investigué ont été prolongés et fermés à dire d'expert ;
- l'aléa a été qualifié par défaut et à minima de niveau faible sur l'ensemble des secteurs restants de la commune.

La cartographie de l'aléa est basée sur l'analyse des sources documentaires disponibles (méthodologies, connaissances des mécanismes…) à la date de sa réalisation et sur l'exploitation des évènements historiques connus. L'étude est donc le reflet de la connaissance au moment de sa réalisation. La prise en compte ultérieure de données non connues ou non disponibles pendant cette période (outils et méthodologies, investigations, évolution du phénomène d'affaissement (désordres/déformations), données hydrogéologiques, témoignages, etc…) peut conduire à une révision des critères d'analyse de l'aléa et donc de son expression cartographique. Ceci est d'autant plus vrai pour la cartographie de l'aléa en dehors de la zone investiguée où la profondeur du sel, la présence d'une nappe salée et de failles n'ont pas été caractérisées.

Les cartes d'aléa sont restituées sur les fonds cadastraux à l'échelle du 1/5 000ème. Toute opération de zoom sur une carte au 1/5 000ème pour en agrandir l'échelle est en dehors du domaine de validité de la cartographie est donc à proscrire.

3.4 – Cartographie mise à jour de l'aléa



F – ÉTUDE DE DÉFINITION DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES PROJETS NEUFS ET LES CONSTRUCTIONS EXISTANTES

Sur la commune de Hilsprich, le CSTB a été missionné pour définir les dispositions constructives permettant d'édifier des constructions neuves, et pour définir les dispositions constructives pour les constructions existantes. L'étude s'est articulé autour des deux éléments essentiels suivants :

- analyse des impacts prévisibles sur le bâti en fonction des aléas d'affaissement retenus et choix d'une typologie de bâtiments. L'étude a défini ensuite des mesures constructives simples à mettre en œuvre pour se prémunir d'endommagements prévisibles si les dispositions standards ne suffisent pas ;
- exploration d'autres systèmes constructifs, dits *alternatifs*. Il s'agit d'examiner deux procédés constructifs particulièrement adaptés pour résister à des affaissements de terrain (procédé à comportement ductile notamment) : les constructions à ossature bois visées au NF DTU 31.2, et les constructions à ossature métallique.

L'étude repose sur l'analyse des bâtiments types. Pour les projets de constructions neuves hors typologies sur la commune, un modèle de cahier des charges permettra aux pétitionnaires de solliciter des bureaux d'études experts en conception de structures des bâtiments.

L'étude des dispositions constructives pour les constructions neuves a fait l'objet du rapport référencé 20654802 du 07/11/2017, consultable en mairie et à la DDT de la Moselle.

L'étude des dispositions constructives pour les constructions existantes a fait l'objet du rapport référencé 26058856 du 07/11/2017, consultable en mairie et à la DDT de la Moselle.

1 - PROBLÉMATIQUE DES BÂTIMENTS EN CAS D'AFFAISSEMENT DE TERRAIN

1.1 – Un modèle simplifié

Le problème de stabilité d'un bâtiment, en cas d'affaissement de terrain, repose en tout premier lieu sur la connaissance de la géométrie du système.

L'étude s'est limitée dans un premier temps à la présentation d'un modèle simplifié, c'est-à-dire, au cas où l'effet favorable des murs de remplissage peut être négligé, le rez-de-chaussée du bâtiment peut être schématisé par un portique de hauteur H_o et de longueur L_o (figure 2.1.1).
Les données relatives au chargement sont de type force gravitaire verticale F, les forces du vent pouvant être négligées, du fait du caractère accidentel de l'affaissement.

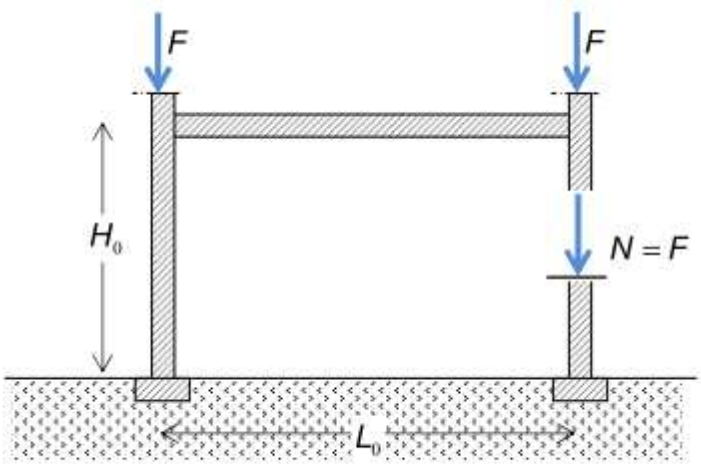


Figure 2.1.1 : Géométrie simplifiée du bâti

L'étude s'est intéressée dans cette section au problème de l'instabilité potentielle du rez-de-chaussée soumis à la charge gravitaire venant des étages supérieurs d'une part et à un affaissement du sol au niveau des fondations d'autre part.

Partant d'un état initial, c'est-à-dire avant l'apparition de l'affaissement de terrain, chaque poteau du bâti est soumis à une force axiale de compression N = F sur toute la hauteur du poteau. Cet effort est dû aux chargements gravitaires des étages supérieurs, classiquement de deux types : charges permanentes et charges d'exploitation. En général, le poteau est conçu de manière à éviter tout phénomène de flambage, tandis que la force de compression maximale en pied reste très inférieure à la résistance à la compression de la section.

En cas d'affaissement de terrain, différents effets plus ou moins prévisibles peuvent se produire. Du point de vue des mouvements en surface au voisinage d'une structure lors d'un affaissement progressif, le mouvement d'un bâti peut être décomposé selon deux mouvements de corps rigides de translation et de rotation, et deux déformations, une engendrée par la déformation horizontale du sol et l'autre due à la courbure du terrain (voir figure 2.1.2 présentée par Geddes, 1984 [1], citée par Deck et al., 2002 [2]).

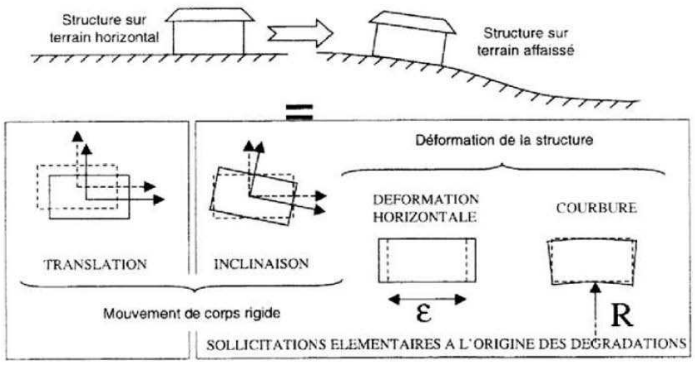


Figure 2.1.2 : Décomposition des sollicitations sur le bâti [1]

1.2 – Sollicitations induites par le mouvement de translation du terrain

Dans l'hypothèse où les affaissements sont progressifs, c'est-à-dire sans effet dynamique notable, les changements de la géométrie de la structure du bâti peuvent être négligés. La géométrie initiale du bâti représente à la fois la configuration initiale et la configuration finale (c'est-à-dire après l'affaissement) du système.

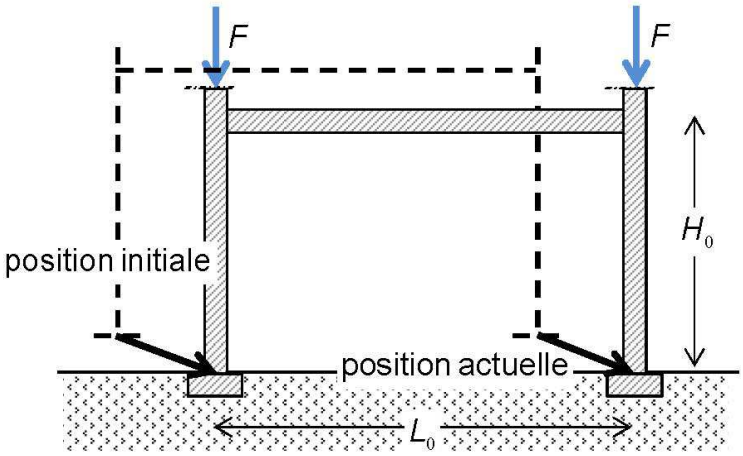


Figure 2.1.3 : Bâti soumis à un mouvement de translation du terrain

La figure 2.1.3 représente un bâti dans sa position initiale et dans sa position actuelle obtenue par une simple translation dans le plan. Il en résulte que les conditions de chargement restent inchangées. En conséquence, la stabilité globale du bâti n'est pas menacée.

1.3 – Sollicitations induites par le mouvement de rotation du terrain

Le mouvement de rotation du terrain a pour conséquence une inclinaison généralisée du bâti. Cette inclinaison du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan vertical initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants (figure 2.1.4). À mesure que la pente du terrain augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

L'analyse de cette structure conduit à calculer, dans le cas le plus défavorable, les efforts de compression et de flexion en pied du poteau à droite, en tenant compte du fait que p (exprimé en radians) ~ sin (p), du fait de la valeur de p.

$$N_p = F \quad ; \quad M_p = FH_0p$$

où p est la pente de l'affaissement (exprimée en radians) tandis que N_p et M_p sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par cette pente.

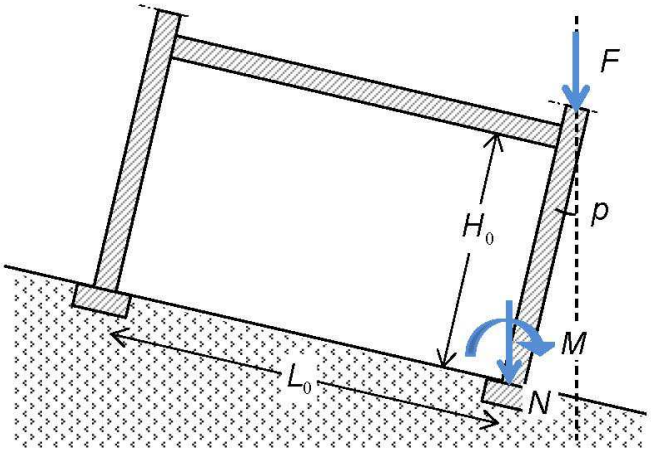


Figure 2.1.4 : Bâti soumis à une inclinaison du terrain

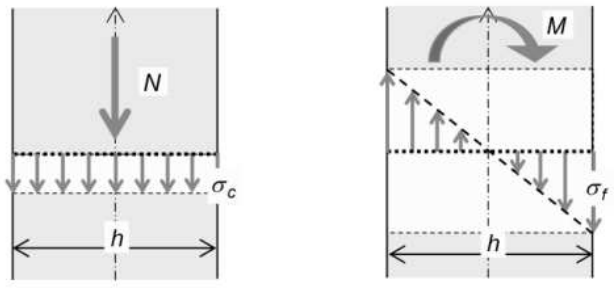
Dans l'hypothèse classiquement admisse où les sections planes restent planes après déformation, la déformation est affine dans l'épaisseur du poteau.

En supposant que le matériau qui constitue le poteau obéit à un comportement élastique linéaire, les contraintes maximales en équilibre avec l'effort normal de compression (figure 2.5(a)) et le moment de flexion (figure 2.5(b)) engendré par l'excentricité du poteau, sont respectivement :

$$\sigma_{c,p} = \frac{F}{hb} \quad \text{et} \quad \sigma_{f,p} = \frac{6FH_0p}{h^2b}$$

où *h* et *b* sont respectivement l'épaisseur et la largeur du poteau. Il en résulte que l'augmentation de la contrainte maximale initiale du poteau en cas d'affaissement du terrain peut s'écrire :

$$f_{\sigma,p} = \frac{\sigma_{c,p} + \sigma_{f,p}}{\sigma_{c,p}} = 1 + \frac{6H_0p}{h}$$



(a) (b)

Figure 2.5 : distribution des contraintes dans l'épaisseur du poteau sous sollicitations (a) d'un effort normal et (b) d'un moment fléchissant

À titre d'illustration, un calcul mené sur un poteau, de l'épaisseur h = 20 cm et de hauteur H_0=3 m, montre une augmentation d'environ 2 fois la contrainte initiale pour une pente de 1 %, d'environ 3 fois pour une pente de 2 % (voir figure 2.1.6), ce qui explique pourquoi la pente est aussi importante.

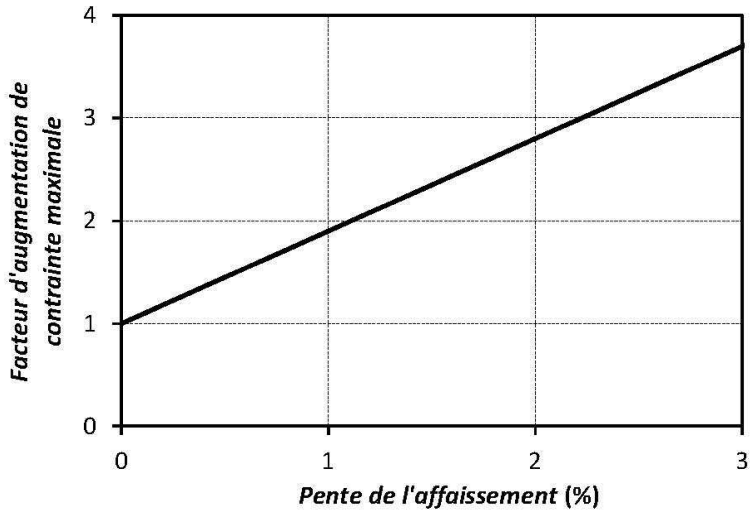


Figure 2.1.6 : Évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la pente

On note que le calcul simplifié exposé ci-dessus, néglige tous les effets favorables des conditions aux limites telles que les hyperstaticités qui existent entre les poteaux, les poutres et les planchers ainsi que la plasticité des matériaux constitutifs.

1.4 – Sollicitations induites par la courbure du terrain

La figure 2.1.7 représente un bâti sur un terrain courbe, concave ou convexe. En général, la couche de sel est localisée à une profondeur importante du sol, ce qui induit donc une faible courbure du terrain.

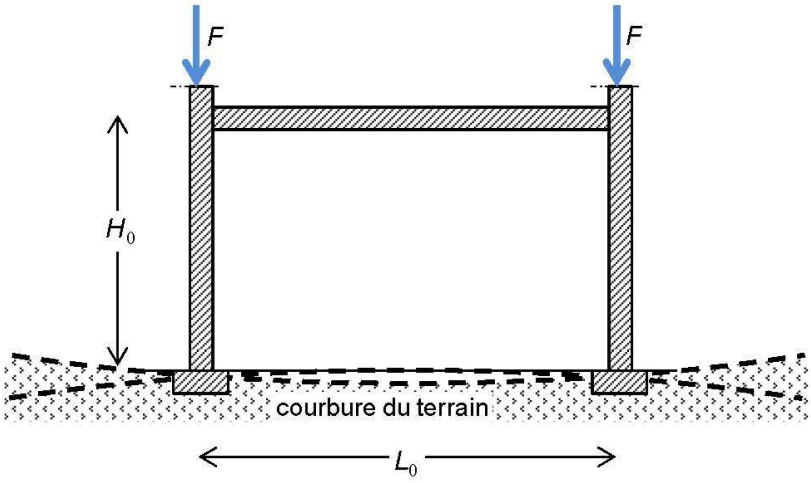


Figure 2.1.7 : Bâti soumis à une courbure du terrain

Dans les conditions où les courbures du terrain sont très faibles, c'est-à-dire les rayons de courbure sont très grands par rapport aux dimensions du bâti, les modifications des conditions de chargement sont négligeables. En conséquence, la stabilité globale du bâti n'est pas menacée.

1.5 – Sollicitations induites par la déformation horizontale du terrain

Les translations et rotations du terrain se transmettent intégralement au bâti alors que les déformations horizontales et les courbures du terrain peuvent être gênées par la présence de l'ouvrage. La proportion des déformations se transmettant à la structure dépend donc de la rigidité relative du bâti par rapport à celle du terrain. Ce phénomène est connu sous le nom « d'interaction sol-structure ». Le taux de transmission pour des ouvrages rigides en béton ou maçonnerie renforcée est de l'ordre de 10 à 30 %, et de 30 à 100 % pour les bâtiments plus souples tels que ceux en métal (Boscardin and Cording, 1989 [3 ; Saeidi, 2010 [4]). En conséquence, la déformation horizontale et la courbure de la structure engendrées par l'affaissement sont en général plus petites que celles du terrain.

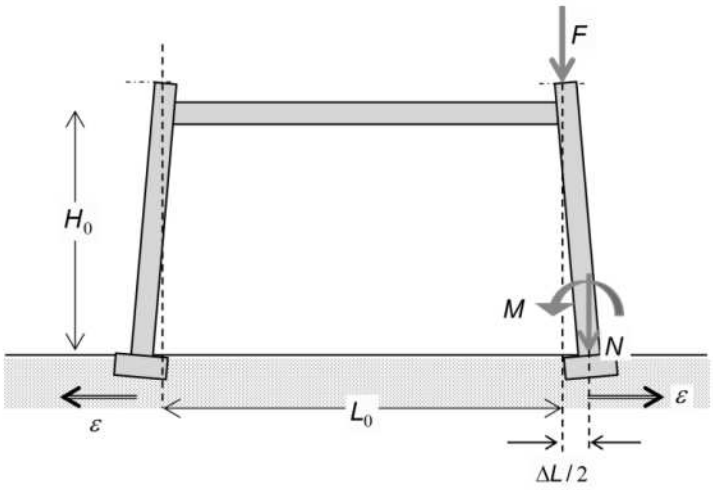


Figure 2.7 : bâti soumis à une déformation horizontale du terrain

Tenant compte du fait que la déformation horizontale du sol ne peut se transmettre entièrement à la structure, et que la structure est symétrique par rapport à son plan médian, le déplacement horizontal du pied de chaque poteau par rapport à son plan initial vertical (voir figure 2.7) s'écrit :

$$\Delta L = c_\varepsilon L_0 \varepsilon / 2$$

où ε est la déformation horizontale du sol et $c_\varepsilon \leq 1$, est le coefficient de transmission de la déformation horizontale du sol au bâti.

Le déplacement horizontal des fondations du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants. À mesure que la déformation horizontale du sol augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

L'analyse de cette structure conduit à calculer les efforts de compression et de flexion en pied de chaque poteau :

$$N_\varepsilon = F \;\; ; \;\; M_\varepsilon = F\varepsilon = c_\varepsilon F L_0 \varepsilon / 2$$

où N_ε et M_ε sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par la déformation horizontale du sol.

Dans le cadre du comportement élastique linéaire du matériau constitutif, les contraintes maximales en équilibre avec l'effort normal de compression et le moment de flexion engendré par l'excentricité de ce dernier s'écrivent :

$$\sigma_{c,\varepsilon} = \frac{F}{hb} \quad \text{et} \quad \sigma_{f,\varepsilon} = \frac{3c_\varepsilon F L_0 \varepsilon}{h^2 b}$$

ce qui conduit au facteur de l'augmentation de la contrainte maximale initiale du poteau en cas d'affaissement du terrain :

$$f_{\sigma,\varepsilon} = \frac{\sigma_{c,\varepsilon} + \sigma_{f,\varepsilon}}{\sigma_{c,\varepsilon}} = 1 + \frac{3L_0 c_\varepsilon \varepsilon}{h}$$

À titre d'exemple illustratif, la figure 2.1.9 ci-dessous représente l'évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la déformation horizontale du sol, du même poteau d'épaisseur h = 20 cm ci-dessus, le coefficient de transmission de la déformation horizontale du sol au bâti étant $c_\varepsilon = 1$ et la longueur du portique étant $L_o = 15$ m.

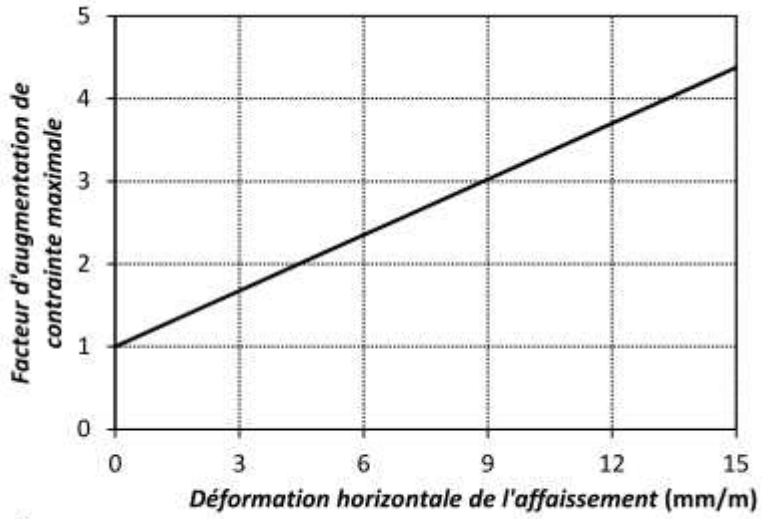


Figure 2.1.9 : Évolution du facteur d'augmentation de contraintes en fonction de la déformation horizontale du sol en cas d'affaissement de terrain

Sur la dernière figure on observe une augmentation d'environ 2 fois la contrainte initiale pour une déformation horizontale du sol de 4 mm/m, d'environ 3 fois pour une déformation horizontale de 9 mm/m.

1.6 – Comportement des murs de remplissage

Outre les sollicitations supplémentaires, la pente, la déformation horizontale et la courbure de l'affaissement de terrain, modifient de façon importante l'état initial des murs de remplissage, induisant par exemple, du fait de l'incompatibilité géométrique, des déformations.

Les figures 2.10 à 2.12 ci-dessous illustrent les désordres potentiels sur les murs de remplissage dans de telles conditions.

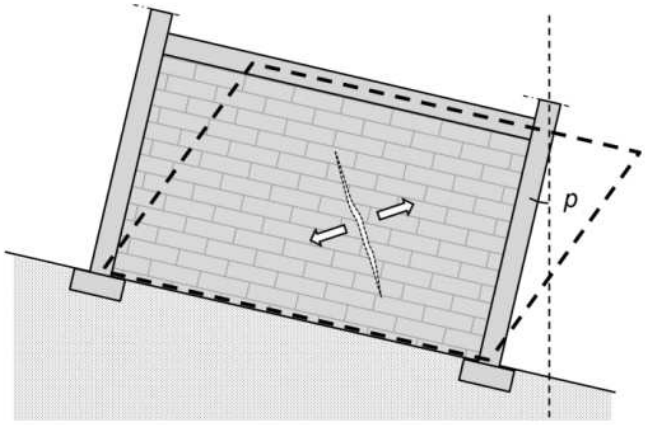


Figure 2.10 : exemple de fissures diagonales induites par la mise en parallélogramme du mur de remplissage en cas de mise en pente du terrain

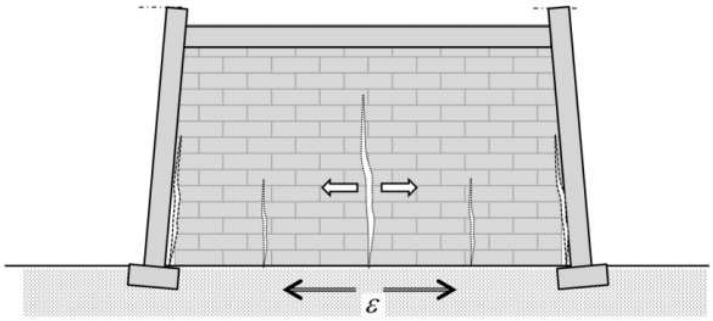


Figure 2.11 : exemple de fissures verticales induites par la déformation horizontale du terrain

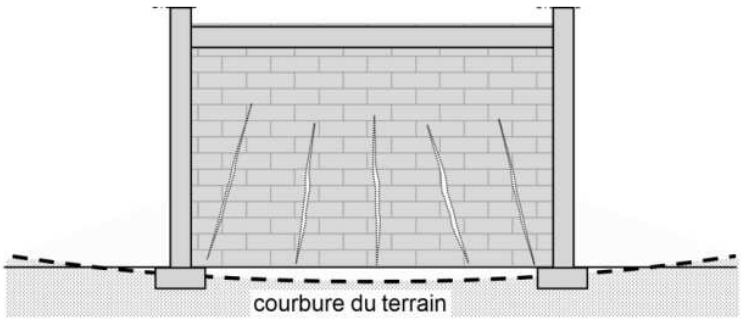


Figure 2.12 : exemple de fissures verticales et diagonales induites par la courbure du terrain

1.7 – Un modèle plus réaliste

Dans des conditions plus réalistes où les bâtis possèdent un comportement *tridimensionnel* (3D), outre une certaine complexité, les caractéristiques relatives à :

- la forme du bâti ;
- la longueur du bâti ;
- l'éventualité d'une interaction avec une autre construction accolée ou proche ;
- l'éventualité d'une interaction sol-structure des parties enterrées de l'ouvrage ;
- la nature du terrain (pente, type de sol…) ;

font apparaître des sollicitations supplémentaires auxquelles conduisent les mouvements d'affaissements de terrain. Dans ce contexte, il a été analysé :

- d'une part, les sources de désordres potentiels susceptibles de rendre des bâtiments plus vulnérables par rapport aux analyses sur le modèle simplifié exposé dans la section précédente.
- d'autre part des spécificités du bâti liées à des particularités constructives pouvant entraîner une dégradation de la résistance de la construction ou une amplification du phénomène d'affaissement. Ces points faibles des bâtiments sont susceptibles de les rendre plus vulnérables par rapport aux analyses sur le modèle simplifié exposé dans la section précédente.
-

A – Forme du bâti

Étant donnée la différence des rigidités transversale et longitudinale, chaque corps de bâti ne se comporte pas de la même manière en cas d'affaissement de terrain. À la jonction des ailes, les concentrations de contraintes sont importantes (exemple des figures de 2.13, 2.14 et 2.2.3).

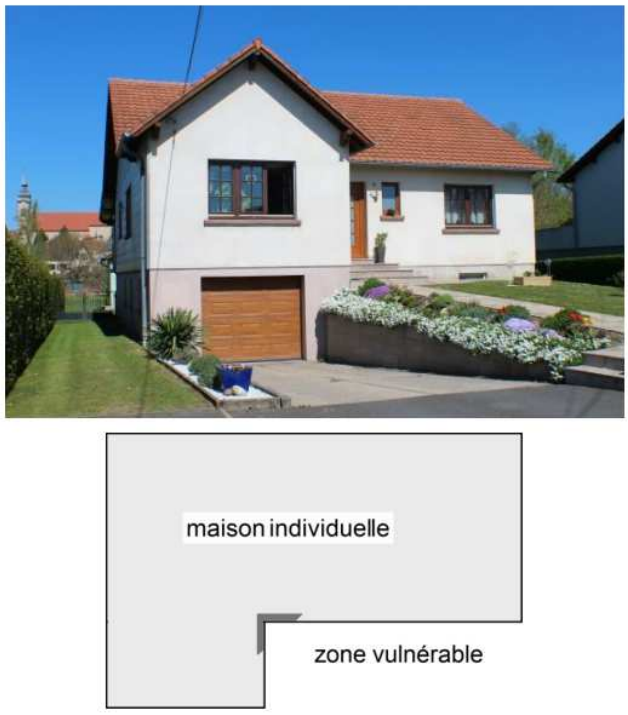


Figure 2.13 : exemple de concentrations de contraintes à la jonction des ailes d'un bâti de forme en « L »

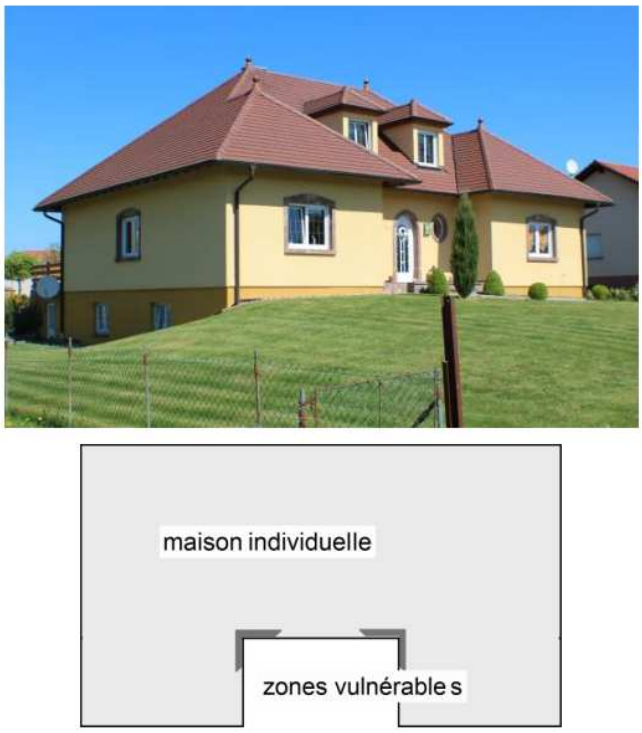


Figure 2.14 : exemple de concentrations de contraintes à la jonction des ailes d'un bâti de forme en « U »

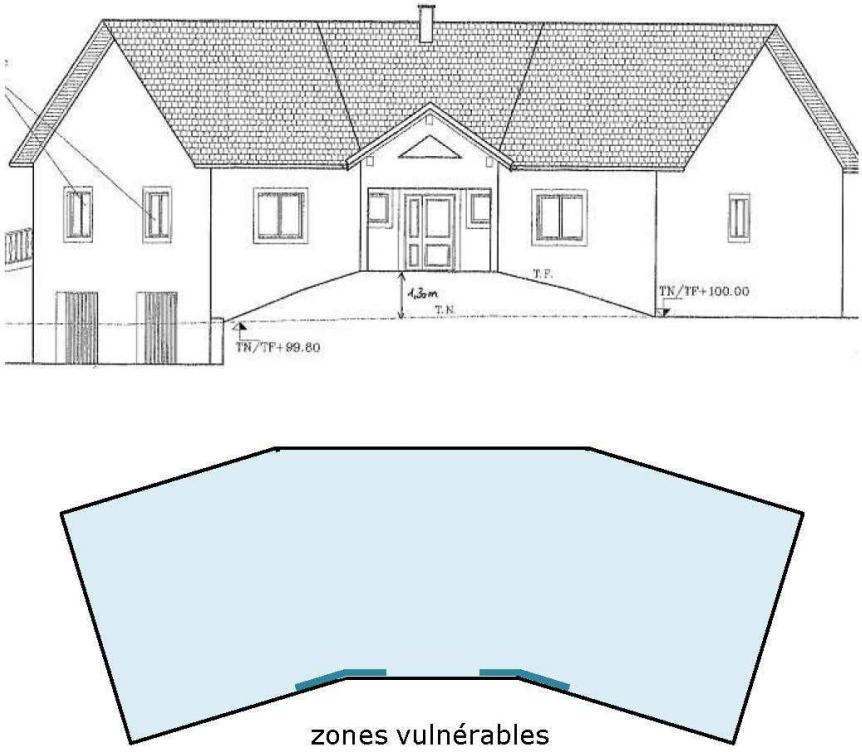


Figure 2.2.3 : Exemple d'un projet de bâti neuf de forme en « V »

Les problèmes de concentrations de contraintes, engendrés par la géométrie complexe des constructions, se retrouvent également en élévation : lorsque les ailes n'ont pas la même hauteur (figure 2.15) ou les niveaux successifs ne sont pas superposés et de même dimension (exemple de figure 2.16).



Figure 2.15 : exemples d'une irrégularité engendrée par une différence de hauteurs de deux corps de bâtiment



Figure 2.16 : exemple d'une irrégularité engendrée par un porte-à-faux

Une forte longueur du bâtiment (exemple de la figure 2.17), face à la courbure concave (figure 2.18) ou convexe (figure 2.19) en début et en fin d'affaissement, conduit à une perte de contact entre la fondation et le sol d'assise. Il en résulte que les moments de flexion supplémentaires sont générés lorsque la fondation se trouve en position « porte-à faux ».



Figure 2.17 : exemple d'un bâtiment de longueur importante (supérieure à 30 m)

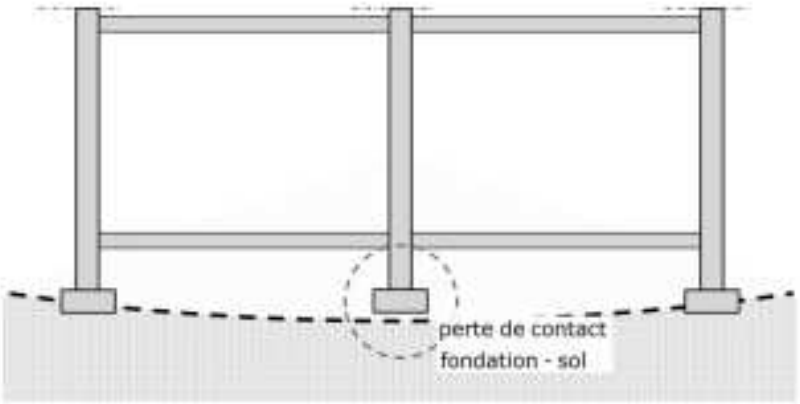


Figure 2.18 : exemple d'une perte d'appui des fondations engendrée par une courbure concave du terrain

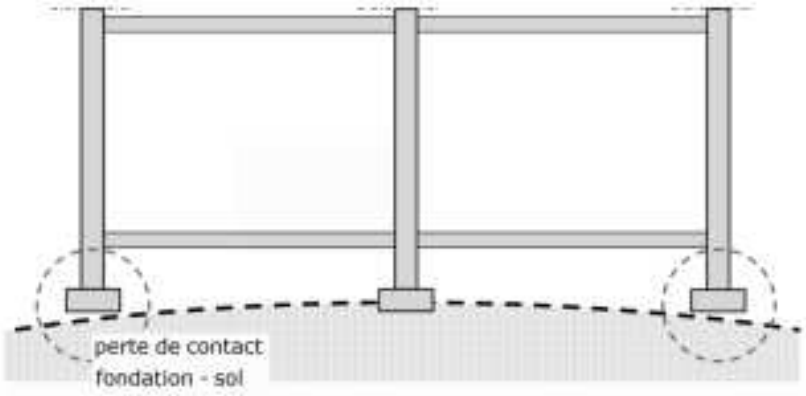


Figure 2.19 : exemple d'une perte d'appui des fondations engendrée par une courbure convexe du terrain

B – Interaction avec une autre construction accolée ou proche

La disposition des constructions mitoyennes ou accolées présente également une forte longueur. Lorsque les planchers des constructions sont décalés, cas fréquent pour les bâtiments situés le long d'une pente (figure 2.20 par exemple), le mur de séparation risque d'être littéralement découpé par les deux planchers.



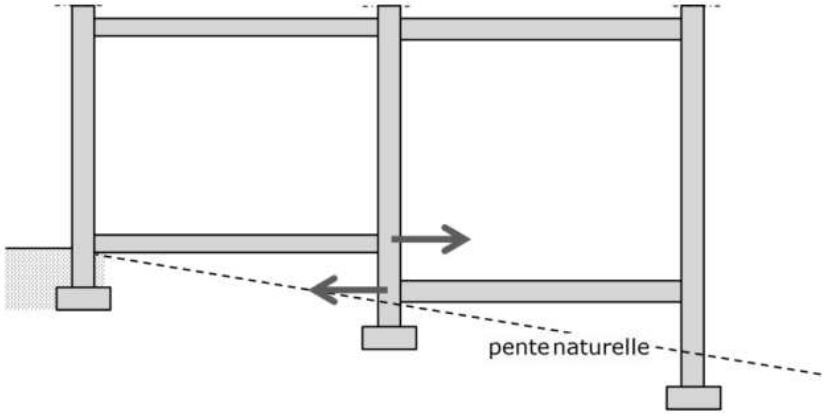


Figure 2.20 : sollicitations supplémentaires sur les bâtis mitoyens dont les planchers sont décalés

De même, les garages (ou annexes) accolés aux maisons individuelles (exemple de la figure 2.21), souvent construits ultérieurement, représentent un risque de désordre similaire à celui des constructions mitoyennes. Dans cette configuration, les garages sont, dans la plupart des cas, de hauteur sous plafond inférieure à la hauteur d'étage de la construction voisine. Généralement la toiture terrasse se situe en dessous du plancher de l'étage de la maison individuelle.





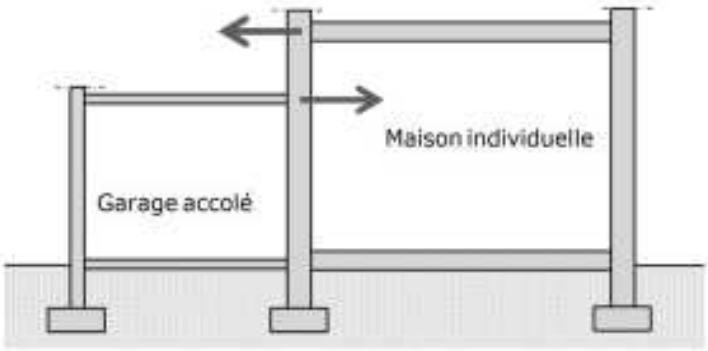


Figure 2.21 : exemple de sollicitations supplémentaires sur la maison individuelle accolée à un garage

C – Présence des éléments non structuraux accolés (clôtures, vérandas, ...)

Les vérandas légères (figure 2.22) subiront les déplacements de la structure. Néanmoins, les éléments non structuraux lourds, tels que les murs de clôture de la figure 2.23 par exemple, ou les cloisons lourdes peuvent être des sources de désordres importants lorsqu'ils sont directement rattachés à la structure principale du fait que ces éléments peuvent représenter des points durs sur la construction avoisinante.



Figure 2.22 : exemple de la présence d'une véranda légère rattachée à la structure principale

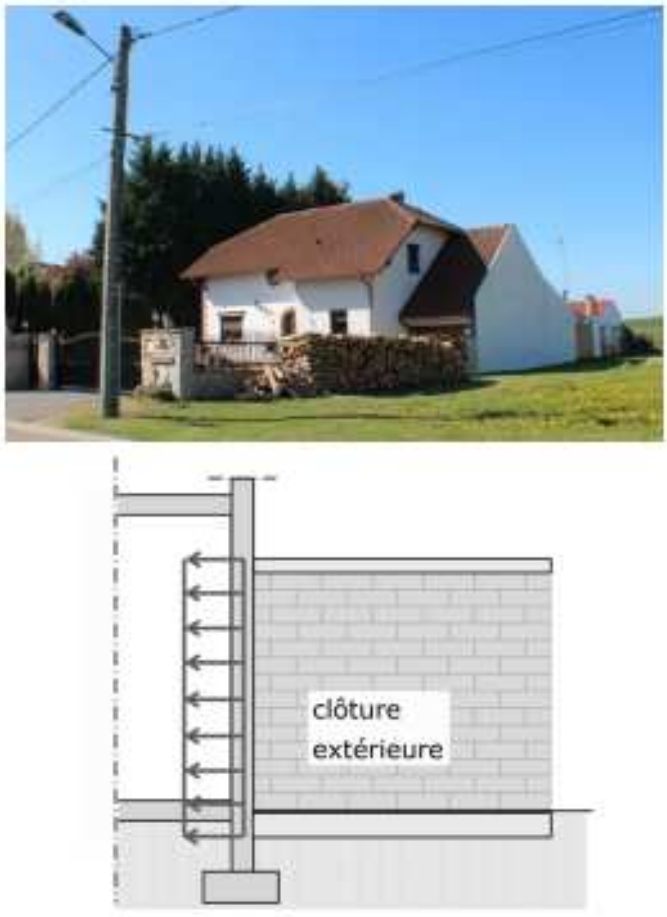


Figure 2.23 : exemple de la présence d'un mur de clôture rattaché à la structure principale

D – Pente élevée du terrain

Suivant l'adaptation de la construction au terrain, une forte pente peut provoquer une surpression importante des terres sur la partie enterrée du bâti en cas d'affaissement de terrain. Dans ce cas, les désordres sont susceptibles de se produire à deux étapes de l'affaissement, pendant la phase où la pente est la plus élevée (figure 2.24(a)) et dans la phase de redressement du terrain qui provoque une surpression importante des terres (figure 2.24(b)).

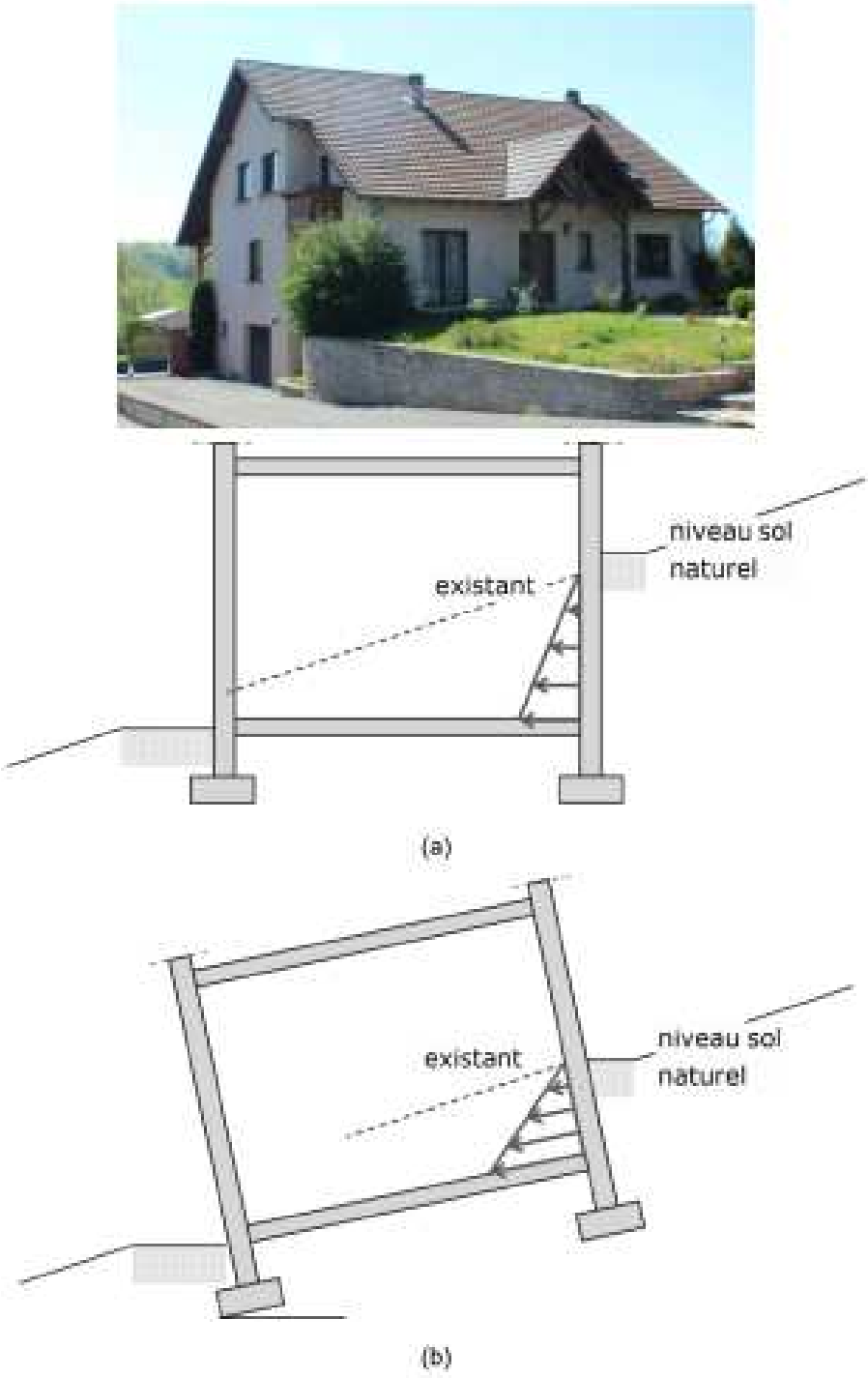


Figure 2.24 : bâti semi enterré : (a) avant l'affaissement et (b) au cours de l'affaissement

E – Mauvais état de conservation

Le mauvais état de conservation (figure 2.25) est le facteur aggravant le plus qualitatif pour la vulnérabilité d'une construction existante. Certaines constructions présentent des désordres structuraux plus ou moins importants qui peuvent être visibles de l'extérieur. Des fissures préexistantes dans une construction avant l'affaissement sont des points faibles à partir desquels les désordres potentiels peuvent se développer.



Figure 2.25 : exemples de mauvais état de conservation visibles de l'extérieur

1.8 – Collision entre les bâtiments

Lors de la formation en cuvette, le raccourcissement de la distance d'isolement peut conduire à une collision entre les bâtiments adjacents. Cette distance est la somme de deux contributions :

$$j_{1,2} = j_{1,2/courbure} + j_{1,2/\varepsilon}$$

où $j_{1,2/courbure}$ et $j_{1,2/\varepsilon}$ sont respectivement les contributions dues à la courbure et à la déformation horizontale du terrain (figures 2.26 et 2.27).

La distance d'isolement entre les bâtiments en présence de la courbure du terrain, s'écrit :

$$j_{1,2/courbure} = j_{1,2/0} - (p_1 H_1 + p_2 H_2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la distance d'isolement initiale entre deux bâtiments de hauteurs H_1 et H_2 avant l'apparition de la courbure du terrain, tandis que :

$$p_1 = L_1 / 2R_{min} \text{ et } p_2 = L_2 / 2R_{min}$$

sont respectivement les inclinaisons des murs de chaque bâtiment par rapport à leurs plans verticaux initiaux, R_{min} étant le rayon de courbure minimal de la cuvette d'affaissement.

Similairement, la distance d'isolement en présence de la déformation horizontale du sol peut s'écrire :

$$j_{1,2/\varepsilon} = j_{1,2/0}(1-\varepsilon) - (\Delta L_1 / 2 + \Delta L_2 / 2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la distance d'isolement initiale entre deux bâtiments de longueurs L_1 et L_2 avant l'apparition de la déformation horizontale du sol, tandis que :

$$\Delta L_1 = c_{\varepsilon 1} L_1 \varepsilon \text{ et } \Delta L_2 = c_{\varepsilon 2} L_2 \varepsilon$$

sont respectivement les déplacements horizontaux des pieds du mur de chaque bâtiment par rapport à leurs plans initiaux, $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$ étant les coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

Finalement, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines vérifiant :

$$j_{1,2} \geq 0$$

conduit à la condition de la distance d'isolement initiale :

$$j_{1,2/0} \geq (p_1 H_1 + p_2 H_2) + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1-\varepsilon)} = \frac{L_1 H_1 + p_2 H_2}{2R_{\min}} + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1-\varepsilon)}$$

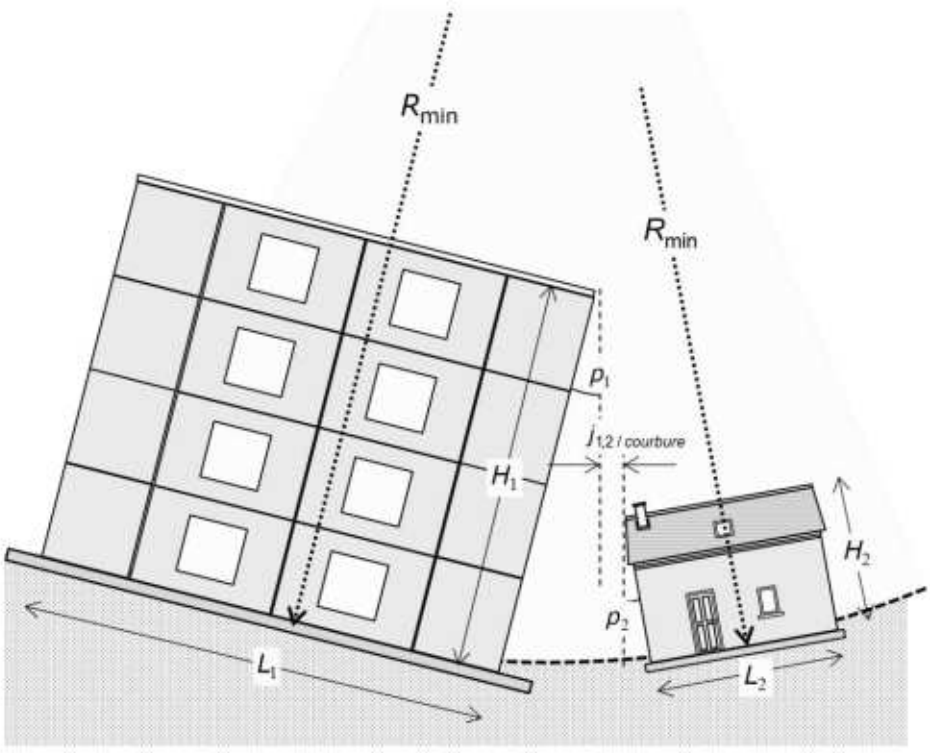


Figure 2.26 : raccourcissement de la distance d'isolement engendré par la courbure du terrain

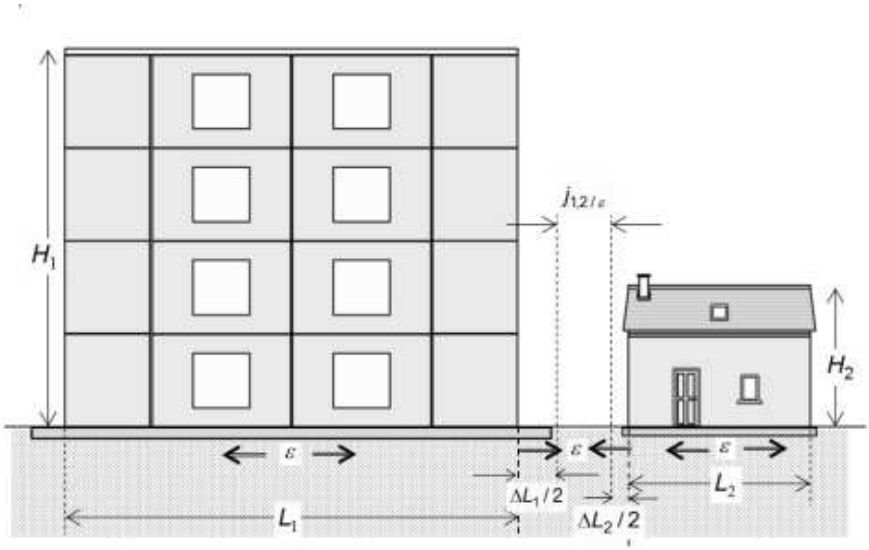


Figure 2.27 : raccourcissement de la distance d'isolement engendré par la déformation horizontale du sol

G - QUALIFICATION ET GESTION DU RISQUE, DANS LE CADRE DU PPRN

1 - DÉFINITION DE LA NOTION DE RISQUE

Un risque naturel implique l'exposition des populations humaines et de leurs infrastructures à un événement d'origine naturelle, dommageable, destructeur et/ou catastrophique.

Il est la mesure de la gravité et de la probabilité de la situation qui résulte :

- de la confrontation de l'aléa (phénomène décrit dans les chapitres précédents)

et

- de la zone géographique où existent des enjeux humains, économiques ou environnementaux.

2 - ANALYSE DES ENJEUX

Les enjeux sont liés :

- à la présence humaine (personnes, habitations, activités, économie, infrastructures…)

et

- à sa vulnérabilité, qui dépend des éléments exposés et de leurs résistances, comportements, etc. La vulnérabilité est spécifique, d'un site à un moment donné, modulable et évolutive, en fonction ou non de l'activité humaine.

À ces deux concepts, s'ajoute la nécessité de caractériser les capacités de résistance (à subir, à supporter) et de résilience, pour accepter et surmonter le phénomène, présent et à venir.

a – Dynamiques démographique et immobilière à HILSPRICH

Démographie et Économie

À partir des années 1960, le phénomène de diminution du nombre des habitants du village s'est inversé vers une progression sensible et constante (686 habitants en 1975 – 907 en 2011).

Parallèlement à cette donnée et en termes d'économie, c'est bien l'activité agricole qui a jusqu'à là essentiellement animée le village. Présente auparavant dans quasiment toutes les rues de HILSPRICH, cette activité s'est modifiée par des exploitations plus importantes, implantées plutôt vers « les extérieurs » des zones habitées du village.

Très peu de commerces et/ou services sont aujourd'hui implantés dans le bourg. La « nouvelle » population réside à HILSPRICH et exerce une activité à l'extérieur de la commune.

Parc immobilier

La composition et l'occupation du parc immobilier, dénombré à environ 570 logements, se répartissent de la façon suivante :

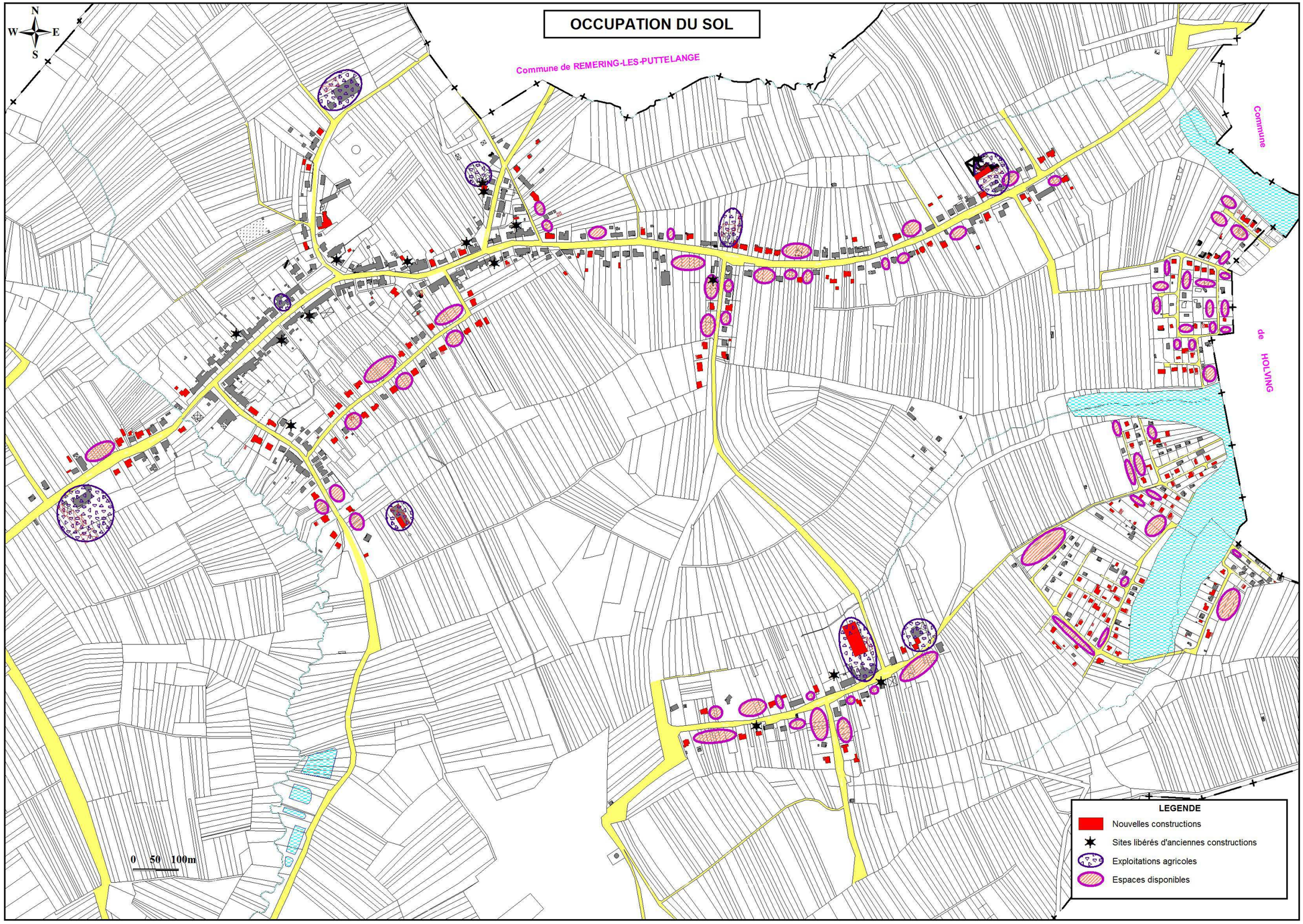
- 361 résidences principales et 109 résidences secondaires ;
- 284 occupées par les propriétaires contre 76 logements loués ;
- 46 logements vacants, dont 29 en vacance supérieure à 1 an ;
- 10 logements occupés par leurs propriétaires ont bénéficié de subventions ANAH, pour réhabilitation, depuis 2006 ;
- 7 logements sociaux (conventionnement État).

Ces chiffres, et plus précisément le nombre des résidences principales occupées par les propriétaires eux-mêmes, soit 80 % du parc immobilier, conduisent à considérer cette population plutôt stable, installée dans une perspective d'ancrage dans le village. L'entretien des habitations, même anciennes, et leur mise en valeur, comme pour les espaces privés attenants, démontre un réel attachement au site.

Occupation du territoire communal

Depuis 1978, la commune de HILSPRICH était dotée d'un Plan d'Occupation des Sols (POS). Mais comme l'a prévu la loi ALUR et conformément aux articles L174-1 et L174-3 du Code de l'Urbanisme (CU), la procédure de transformation de ce POS en plan local d'urbanisme (PLU) n'ayant pas été achevée avant le 27 mars 2017, ce POS est caduc et le règlement national d'urbanisme (RNU) s'applique depuis cette date sur le territoire communal. Le retour au RNU implique en particulier l'application de la règle dite de « constructibilité limitée », qui n'autorise l'extension de l'urbanisation que dans les parties actuellement urbanisées (PAU) de la commune, conformément à l'article L111-3 du CU.
La commune ne dispose toujours pas d'un PLU approuvé.

OCCUPATION DU SOL



b – Vulnérabilités matérielle et morale

Matériellement, au droit du village

Le village dans son ensemble est impacté, d'une part de manière réelle, par des immeubles et aménagements considérablement dégradés, d'autre part du fait de la probabilité d'apparition de nouveaux affaissements sur une grande emprise.

Ainsi la partie nord-ouest de la cuvette impacte fortement le secteur urbain de la rue de Kappelkinger, avec l'intersection de la rue des Jardins. En périphérie de ce secteur, s'étend sur une importante superficie une zone identifiée à aléa fort qui, elle, recouvre largement le secteur autour des rues Saint-Jean et Principale.

Dans ces deux zones, la vulnérabilité des biens s'est manifestée sur certains bâtiments dans des proportions telles que la seule alternative, pour assurer la sécurité des personnes, n'a pu être que leur démolition. Pour les maisons non encore endommagées, le risque reste possible et la préconisation de mesures de prévention pour sécuriser leur assise doit encore être définie, à l'appui des investigations et des expertises complémentaires envisagées.
Les secteurs « seconde partie de la rue Principale, rue de l'Église » et « hameau Morsbronn », en périphérie de la zone à aléa fort, sont eux aussi figés au regard de l'urbanisation, à titre de prévention, pour un aléa qualifié de fort et de moyen, et ce en attente de nouvelles investigations d'ores et déjà programmées.

Seule les parties Nord-Est et Est du village, c'est-à-dire le long des rues de Castviller, de la Chapelle et autour de l'étang de Hirbach, identifiées en aléa faible, semblent moins menacées par le phénomène et pourraient accueillir de nouvelles constructions, sous réserve néanmoins de la mise en œuvre de précautions constructives adaptées.

Ce constat particulièrement contraignant a des conséquences fortes sur le bâti existant quant à son impossibilité d'évoluer (agrandissement, amélioration et/ou restauration des biens pour extension, changement d'usage…), sur les projets d'acquisition de terrains et d'installation de nouveaux foyers. Les répercussions sur le fonctionnement de la commune, à travers ses services (écoles par exemple) et son cadre de vie sont inévitables ; la commune subit d'ores et déjà des départs de familles vers d'autres communes, pour la réalisation de leurs projets de construction.

En termes de perspective et de maîtrise « humaine »

De cinétique lente mais physiquement apparentes et préjudiciables, les dégradations endommagent pour la plupart des constructions occupées par les familles ; pour les autres, non touchées à ce jour, le « danger » ne peut être considéré nul. Ainsi cette situation d'attente, de veille, particulièrement inconfortable crée un état d'inquiétude conforté par ailleurs par la « violence » vécue lors des démolitions des bâtiments rendus dangereux pour la sécurité des personnes.

Ces événements remettent en question le présent mais également toute projection dans un avenir à court et moyen terme, au regard d'un bien, de sa pérennité, de sa valeur et par extension de sa transmission patrimoniale.

Instaurée depuis le début des investigations, c'est-à-dire depuis août 2010, l'interdiction stricte d'intervenir sur le bâti existant et pour tout nouveau projet a figé dans son ensemble l'urbanisation du village. L'espoir pour les riverains d'aboutir finalement à des solutions techniques et concrètes pour prévenir et stopper les affaissements n'est pas la réponse qui leur est soumise aujourd'hui.

Sur la base des connaissances et des probabilités d'évolution, la juxtaposition de la cartographie des aléas sur le plan de l'urbanisation actuelle permet de comprendre aisément la gravité de la situation que traverse la commune d'HILSPRICH.

VULNERABILITE DU TERRITOIRE COMMUNAL

Commune de REMERING-LES-PUTTELANGE

Commune de HOLVING

N
W E
S

0 50 100m

LEGENDE

- Nouvelles constructions
- Sites libérés d'anciennes construstions
- Exploitations agricoles
- Espaces disponibles

3 - JUSTIFICATION DU PPRN PAR LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE

Compte tenu de ce qui précède, l'élaboration de ce PPRN permet d'appréhender dans un cadre réglementaire la problématique de la commune de HILSPRICH qui résulte par conséquent de l'existence du risque naturel connu, des conséquences sur les biens et pour les personnes et de la continuité de propagation des désordres.

Sur la base des connaissances acquises et à conforter, par l'ensemble des investigations réalisées et encore programmées, les objectifs du PPRNmt visent à :

- prévenir le risque, pour l'existant comme pour le neuf ;
- limiter la vulnérabilité des biens ;
- assurer la sécurité des personnes ;
- rappeler les responsabilités de chacun dans toute intervention en sous-sol ;
- accompagner le dispositif Reconnaissance CAT.NAT.

Ce document opposable, particulièrement contraignant, est destiné à être révisé en fonction de l'évolution du phénomène ou de la connaissance par les études de la compréhension du mécanisme de la dissolution du sel.

4 - TRADUCTION CARTOGRAPHIQUE ET RÉGLEMENTAIRE

a – Plan de zonage

Sur la base des connaissances actuelles, le plan de zonage couvre tout le territoire communal.

Les quatre zones identifiées et réglementées sont les suivantes :

- une zone parme – P – à aléa très fort ;
- une zone rouge – R – à aléa fort ;
- une zone jaune – J – à aléa moyen ;
- une zone verte – V – à aléa faible.

Elles coïncident avec la carte d'aléa de novembre 2017.

b – Principe de réglementation

Eu égard aux dommages survenus, par mesure de prévention et jusqu'à ce que les études scientifiques soient en mesure de définir les niveaux et secteurs de propagations de dissolution du sel, les prescriptions sont particulièrement contraignantes et restrictives.

En l'occurrence, les zones parme (P), rouge (R) et jaune (J) sont inconstructibles, sauf exception. La zone verte (V) est constructible sous réserve de justifications et de prescriptions.

Par conséquent, la faisabilité des travaux envisagés, sur le sol ou en sous-sol, est conditionnée par les mises en application, prises en compte et fournitures des pièces demandées au règlement du présent PPRNmt :

Annexe1 : extrait de l'« étude CSTB de définition des dispositions constructives sur la commune de Hilsprich pour les projets neufs » du 7 novembre 2017 – Définition des typologies pour les projets neufs

L'étude préconise et/ou recommande les techniques et dispositions à mettre en œuvre pour des projets de typologies correspondantes à celles analysées et détaillées (de type 1 à 4). Les dispositions constructives de renforcement proposées et à prendre en compte pour toute réalisation visent le respect de l'intégrité du bâtiment au niveau de la structure, du clos et du couvert, des réseaux d'eaux et des corps d'état secondaires.
Sont également abordés dans cette annexe, d'autres procédés constructifs, dits alternatifs, particulièrement adaptés pour résister à des affaissements de terrains, telles que les constructions à ossature bois et les constructions à ossature métallique.

Annexe2 : « cahier des charges CSTB pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie »

Pour tout projet considéré hors typologie de ceux décrits dans l'annexe 1, ce cahier des charges a pour objet de porter à la connaissance des maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre et acteurs de la construction, la problématique d'affaissement, ainsi que le niveau d'endommagement limite acceptable à considérer sur la commune de Hilsprich, avec pour finalité l'élaboration d'une étude de conception adaptée aux caractéristiques de l'aléa.

Annexe3 : « modèle d'attestation pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie »

Cette attestation signée par l'architecte ou le bureau d'étude et visée par le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre confirme l'élaboration de l'étude de conception, au sens de l'article R431-16 du Code de l'Urbanisme, sur la base du cahier des charges, objet de l'annexe 2.

Annexe4 : extrait de l'« étude CSTB de définition des dispositions constructives pour les constructions existantes » du 7 novembre 2017 – Définition des typologies pour les bâtiments existants

L'étude a consisté d'une part, à proposer des règles constructives permettant d'envisager des travaux de réhabilitation sur les constructions existantes, sans que le risque soit significativement augmenté, et d'autre part, à explorer des techniques de renforcement des bâtiments afin de réduire leur vulnérabilité en cas d'un affaissement progressif du terrain.
Il s'agit ici de l'élaboration d'une typologie à partir des critères pouvant être appréhendés par un simple constat visuel de la construction. Ce choix s'est attaché à regrouper les bâtiments courants selon leur comportement structural et leur ductilité d'ensemble. Il permet d'étudier le bâti selon une catégorie de constructions plutôt que d'analyser la commune maison après maison.

Dans un souci de simplification de la démarche, et après analyse du bâti existant sur la commune de HILSPRICH, il est proposé de retenir une typologie contenant sept types de bâtiments représentatifs. Ces bâtiments sont de forme rectangulaire allongée et ne comportent pas de décrochements en plan. Les fondations les plus souvent mises en œuvre sont des fondations superficielles en béton armé.

De manière générale et étendue à l'ensemble de la commune

- Dès la survenance d'un désordre de type mouvement de terrain lié à la dissolution de sel sur toute réalisation postérieure à l'approbation du PPRNmt, les précautions prises en respect des dispositions préconisées ci-dessus seront à démontrer.

- **GÉOTHERMIE**

  La commune de HILSPRICH est située en zone rouge au titre de la réglementation sur les activités de géothermie dite "de minime importance" (GMI), définie par le décret n°2015-15 du 8 janvier 2015 (voir carte ci-dessous), ce qui signifie que l**es activités géothermiques présentent des dangers ou inconvénients graves pour l'environnement.** Le cadre réglementaire de la GMI (décret n°2015-15 du 8 janvier 2015) ne peut donc s'appliquer et les activités de géothermie de moindre importance sont interdites sur la totalité du ban communal de HILSPRICH.

  En raison de la présence probable de sel dans le sous-sol de l'intégralité de la commune, et par mesure de prévention, les sondages pour d'autres usages (forage d'eau par exemple) sont interdits sur le ban communal de HILSPRICH. En effet, les sondages sont susceptibles de recouper des niveaux de gypse et d'anhydrite dans les 50 premiers mètres et recouperont au-delà la couche de sel.

  Seuls les forages réalisés dans un objectif de recherche scientifique et de compréhension de la nappe salée sont autorisés sur le ban communal de HILSPRICH.

- **Dans les zones à aléa très fort, fort et moyen**

  Compte tenu des conséquences des désordres sur les bâtis, la prescription est l'interdiction de tous travaux de construction et d'aménagement sur les biens existants et pour du neuf. Les incidences financières notamment ne peuvent être acceptées sans garantie de stabilité et de pérennité.

  Les exceptions concernent :

  – des projets nécessaires à des mises aux normes, sur des constructions existantes ;

  – des reconstructions après sinistre non lié à l'affaissement, objet du PPRNmt.
  Ces deux types de projets ne sont admis que s'ils relèvent des types de construction étudiés par le CSTB ou s'ils ont fait l'objet d'une étude de conception.

  – les adaptations mineures de confort et d'esthétique du bien, sans augmentation de sa densité ni extension au sol de la surface habitable.

- **En zone à aléa faible**

  Bien que le risque mouvement de terrain n'y est aujourd'hui pas manifeste, il ne peut être totalement écarté. Ainsi, dans ce contexte particulier, et selon la typologie des nouveaux projets d'aménagement et construction, les annexes 1 – 2 et 3 sont à prendre en compte et s'appliquent.

- **Sur le reste du territoire non étudié**

  La commune de HILSPRICH ne dispose plus de documents d'urbanisme, et le droit des sols est aujourd'hui réglementé par le Règlement National d'Urbanisme (RNU). Cette partie non investiguée du territoire communal, est actuellement non urbanisée. Selon le RNU, en règle générale les constructions localisées dans secteurs non urbanisés de la commune y sont interdites, avec toutefois des exceptions pour les constructions liées aux exploitations agricoles ou forestières et aux habitations liées et strictement nécessaires à ces activités.

En raison de la présence probable de sel dans le sous- sol de l'intégralité de la commune, et par mesure de prévention, la zone non étudiée de la commune sera traitée comme suit :

- pour les zones non étudiées, situées dans le prolongement de la zone de susceptibilité forte (le couloir de failles), le niveau d'aléa sera évalué a minima de niveau moyen (car on ne peut exclure des phénomènes de dissolution dans le futur). Les prescriptions de la zone jaune sont retenues pour prendre en compte le risque ;
- pour les zones non étudiées, situées à plus de 400 m de la zone de susceptibilité forte (en dehors du couloir de faille), l'aléa sera réputé de niveau faible, sachant qu'un niveau d'aléa faible pourra être réévalué ultérieurement si des informations nouvelles (sur la géologie, les déformations, les désordres, etc..) sont portées à la connaissance du BRGM. À ce jour, les prescriptions de la zone verte sont retenues pour prendre en compte le risque ;
- la zone investiguée est matérialisée par un polygone (trait) sur la carte d'aléa.

PRÉFET
DE LA MOSELLE
*Liberté
Égalité
Fraternité*

Direction Départementale des Territoires
Services Risques Énergie Construction Circulation
Urbanisme et Prévention des Risques

Commune de

HILSPRICH

PLAN DE PREVENTION DES RISQUES NATURELS

MOUVEMENTS DE TERRAIN

ELABORATION

PRESCRIPTION A.P. du 29 février 2012
ENQUETE PUBLIQUE du 19 mars au 19 avril 2018
APPROBATION A.P. du 15 juin 2018

REVISION

PRESCRIPTION A.P. du 11 juillet 2019
ENQUETE PUBLIQUE du 31 mai au 02 juillet 2021

(3/3) Vu pour être annexé à l'ARRÊTÉ n° 2021-DDT-SRECC-UPR-9 en date du 17 août 2021

Le préfet,
pour le préfet,
le secrétaire général

Olivier Delcayrou

ZONAGE

- P — Zone Parme aléa très fort
- R — Zone Rouge aléa fort
- J — Zone Jaune aléa moyen
- V — Zone Verte aléa faible

N
W E
S

Commune de SAINT - JEAN - ROHRBACH

Commune de REMERING - LES - PUTTELANGE

Commune de HOLVING

Commune de HOLVING

Commune de DIFFEMBACH - LES - HELLIMER

Commune de PETIT-TENQUIN

Commune de KAPPELKINGER

Commune LE - VAL - DE - GUEBLANGE

Commune LE - VAL - DE - GUEBLANGE

0 250 500 750 1km

Sauvegarde Map info/PPR 1/HILSPRICH PPRNmt 07 2021 .wor 1070x900

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

Service Risques Énergie Construction Circulation
Urbanisme et Prévention des Risques

PLAN DE PRÉVENTION DES RISQUES NATURELS de « mouvements de terrain »

Commune de HILSPRICH

(2 / 3) – RÈGLEMENT

- Élaboration

PRESCRIPTION	:	**Arrêté préfectoral du 29 février 2012**
ENQUÊTE PUBLIQUE	:	**Du 19 mars au 19 avril 2018**
APPROBATION	:	**Arrêté préfectoral du 15 juin 2018**

- Révision

PRESCRIPTION	:	**Arrêté préfectoral du 11 juillet 2019**
ENQUÊTE PUBLIQUE	:	**Du 31 mai au 2 juillet 2021**
APPROBATION	:	**AP n°2021-DDT-SRECC-UPR-9 en date du**

(2/3) Vu pour être annexé à l'arrêté N°2021-DDT-SRECC-UPR-9 en date du 17 août 2021

Le Préfet,
Pour le Préfet,
Le Secrétaire Général

Olivier DELCAYROU

Table des matières

TITRE I – PORTÉE DU PPRNMT – PRINCIPES FONDAMENTAUX.....5

CHAPITRE 1 : CHAMP D'APPLICATION ET OBJET DE LA RÉVISION.....5
CHAPITRE 2 : LE ZONAGE DU PPRNMT.....6
CHAPITRE 3 : EFFETS DU PPRNMT.....7
ARTICLE 3.1 : Hiérarchie des normes entre le PPRNmt et les documents d'urbanisme.....7
ARTICLE 3.2 : Opposabilité du PPRNmt.....7
ARTICLE 3.3 : Contrôle de la conformité des travaux prescrits par le PPRNmt.....7
ARTICLE 3.4 : Les responsabilités et infractions attachées au PPRNmt.....8
ARTICLE 3.5 : Financement par le Fonds de Prévention des Risques Naturels Majeurs (FPRNM) de certaines mesures de prévention (Note technique du 11 février 2019, relative au Fonds de prévention des risques naturels majeurs).....8
ARTICLE 3.6 : Assurance des biens et des activités.....9
ARTICLE 3.7 : Révision ou modification du PPRNmt.....10

TITRE II – DISPOSITIONS APPLICABLES SUR LE TERRITOIRE COMMUNAL DE HILSPRICH, AU REGARD DU RISQUE MOUVEMENTS DE TERRAIN.....11

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DES DISPOSITIONS GÉNÉRALES ET DES ANNEXES AU RÈGLEMENT.....11
ARTICLE 1.1 : GÉNÉRALITÉS.....11
ARTICLE 1.1.1. CARACTÉRISTIQUES DES AFFAISSEMENTS DE TERRAIN ET DÉMARCHES D'ÉTUDE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....12
ARTICLE 1.1.2. CHOIX D'UNE ÉCHELLE D'ENDOMMAGEMENT.....13
ARTICLE 1.2 : ANNEXES DU RÈGLEMENT.....16
CHAPITRE 2 : MESURES DE RÉDUCTION DE LA VULNÉRABILITÉ.....17
CHAPITRE 3 : DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONES PARME, ROUGE ET JAUNE 18
ARTICLE 3.1 : PROJETS NOUVEAUX.....18
ARTICLE 3.1.1. SONT INTERDITS.....18
ARTICLE 3.1.2. SONT AUTORISÉS.....18
Article 3.1.2.1 : Mise aux normes, reconstruction, bâtiments agricoles, bâtiments des services publics.....18
Article 3.1.2.2 : Constructions et travaux divers.....19
Article 3.1.2.3 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES.....19
Article 3.1.2.4 : PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX RÉSEAUX ET INFRASTRUCTURES.....21
ARTICLE 3.2 : BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS.....21
ARTICLE 3.2.1. SONT INTERDITS.....21
ARTICLE 3.2.2. SONT AUTORISÉS.....21

Article 3.2.2.1 : Mise aux normes....22
Article 3.2.2.2 : Travaux divers....22
ARTICLE 3.2.3. PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES....23
CHAPITRE 4 : DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE VERTE....25
ARTICLE 4.1 : PROJETS NOUVEAUX....25
ARTICLE 4.1.1. SONT INTERDITS....25
ARTICLE 4.1.2. SONT AUTORISÉS....25
Article 4.1.2.1 : Projets nouveaux....25
Article 4.1.2.2 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES....26
Article 4.1.2.3 : PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX RÉSEAUX ET INFRASTRUCTURES....27
ARTICLE 4.2 : BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS....28
ARTICLE 4.2.1. SONT INTERDITS....28
ARTICLE 4.2.2. SONT AUTORISÉS....28
CHAPITRE 5 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX PROJETS DE CONSTRUCTION NEUVES....30
ARTICLE 5.1 : PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES APPLICABLES AUX CONSTRUCTIONS NEUVES DE TYPE 1, TYPE 2, TYPE 3 et TYPE 4....30
ARTICLE 5.1.1. RÉGULARITÉ DES FORMES ET DES RIGIDITÉS....30
ARTICLE 5.1.2. IMPLANTATION....31
ARTICLE 5.1.3. CONSTRUCTIONS MITOYENNES OU ACCOLÉES....32
ARTICLE 5.1.4. TRANCHÉE PÉRIPHÉRIQUE....36
ARTICLE 5.1.5. FONDATION....37
ARTICLE 5.1.6. SUPERSTRUCTURE....39
ARTICLE 5.1.7. TOITURES....41
ARTICLE 5.1.8. MATÉRIAUX....42
ARTICLE 5.1.9. ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX....43
ARTICLE 5.2 : PRESCRIPTIONS APPLICABLES AUX SYSTÈMES CONSTRUCTIFS ALTERNATIFS (TYPES 5 ET 6)....48
ARTICLE 5.2.1. PRÉAMBULE....48
Article 5.2.1.1 : Constructions à ossature bois....48
Article 5.2.1.2 : Constructions à ossature métallique....50
ARTICLE 5.2.2. PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES RELATIVES AUX SYSTÈMES CONSTRUCTIFS ALTERNATIFS....51
Article 5.2.2.1 : Dispositions spécifiques de constructibilité des constructions à ossature bois....53
Article 5.2.2.2 : Dispositions spécifiques de constructibilité de construction à ossature métallique....54
CHAPITRE 6 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS....55
ARTICLE 6.1 : RECONNAISSANCE DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE....55
ARTICLE 6.1.1. Collecte d'informations....55
ARTICLE 6.1.2. *Recensement des do*mmages caractéristiques....56
ARTICLE 6.1.3. Localisation de la construction existante....59
ARTICLE 6.2 : TRAVAUX DE RÉHABILITATION....60
ARTICLE 6.2.1. Modification des espaces sous la toiture....60
ARTICLE 6.2.2. Surélévation de la construction existante....63

ARTICLE 6.2.3. Extension latérale liée....69
ARTICLE 6.2.4. Modification du système porteur....77
ARTICLE 6.2.5. Changement de destination et changement d'affectation....79
ARTICLE 6.2.6. Travaux éventuels sur des éléments non structuraux....79
ARTICLE 6.3 : DISPOSITIFS DE RENFORCEMENT....84
ARTICLE 6.3.1. Diminution des sollicitations sur les bâtis....85
ARTICLE 6.3.2. Augmentation de la résistance et de la ductilité des bâtis....89
ARTICLE 6.3.3. Relevage des bâtiments....98
ARTICLE 6.4 : OUTIL D'AIDE A LA DÉCISION....98
ARTICLE 6.4.1. Principe de l'approche....99
ARTICLE 6.4.2. Niveaux d'endommagement des bâtiments types....100
ARTICLE 6.4.3. Détermination des facteurs de pondération....103
ARTICLE 6.4.4. Détermination des gains de renforcement....106

TITRE III – MESURES DE PRÉVENTION, DE PROTECTION ET DE SAUVEGARDE....108

ANNEXES....109

TITRE I – PORTÉE DU PPRNmt – PRINCIPES FONDAMENTAUX

CHAPITRE 1 : CHAMP D'APPLICATION ET OBJET DE LA RÉVISION

Le présent règlement du Plan de Prévention du Risque Naturel « mouvements de terrain » (PPRNmt) s'applique au territoire communal de HILSPRICH. Il définit les mesures d'interdictions et de prévention à mettre en œuvre contre le risque généré par les mouvements de terrains, de type « affaissements » dus à la dissolution d'une couche de sel.

Conformément à l'article R. 562-3 du Code de l'Environnement, le règlement du PPRNmt précise, en tant que de besoin :

- les mesures d'interdiction et les prescriptions applicables dans chacune de ces zones en vertu des 1) et 2° du II de l'article L. 562-1 du même code ;
- Les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde mentionnées au 3° du II de l'article L. 562-1 et les mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions, des ouvrages, des espaces mis en culture ou plantés existant à la date de l'approbation du plan, mentionnées au 4° de ce même II. Le règlement mentionne, le cas échéant, celles de ces mesures dont la mise en œuvre est obligatoire et le délai fixé pour celle-ci.

Conformément à l'article R. 562-5 du Code de l'Environnement, le règlement peut rendre obligatoires des mesures de prévention, de protection et de sauvegarde sur les constructions, les ouvrages ou les espaces mis en culture ou plantés existant à la date d'approbation du PPRNmt dans un délai maximum de 5 ans pouvant être réduit en cas d'urgence. Ces mesures sont réalisées sous la responsabilité des propriétaires, exploitants ou utilisateurs. À défaut de mise en conformité dans le délai prescrit, le préfet peut, après mise en demeure non suivie d'effet, ordonner la réalisation de ces mesures aux frais du propriétaire, de l'exploitant ou de l'utilisateur (III de l'art. L. 562-1 du même code).

Les dispositions prescrites sont applicables aux biens et activités existants, ainsi qu'à l'implantation de tous biens et activités futurs, à l'exécution de tous types de travaux ; et ce, sans préjudice de l'application des autres législations et réglementations en vigueur (Loi sur l'Eau, ICPE…).

Les dispositions constructives pour les constructions neuves, ont été étudiées par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), et sont définies dans son rapport n°26054802, daté du 07/11/2017.

Les dispositions constructives pour les constructions existantes, ont été étudiées par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), et sont définies dans son rapport n°26058856,daté du 07/11/2017. Ces dispositions constructives applicables aux constructions existantes conduisent à une **révision du PPRNmt initial approuvé par l'arrêté préfectoral 2018 – DDT/SRECC/UPR N°06 du 15 juin 2018** selon la procédure établie par l'article R. 562-10 du code de l'Environnement.

Tout propriétaire, qui détecterait un affaissement de terrain, devra signaler l'apparition du phénomène, à la mairie afin de prendre les mesures nécessaires de sécurité.

CHAPITRE 2 : LE ZONAGE DU PPRNmt

Le zonage réglementaire est établi à partir de la cartographie de l'aléa affaissement déterminés par l'étude BRGM et de l'analyse des enjeux.

Le territoire exposé de la commune a été divisée en 4 catégories de zones réglementées.

- une zone **PARME (P)**, correspondant à la zone d'aléa très fort ;
- une zone **ROUGE (R)**, définie avec un aléa fort ;
- une zone **JAUNE (J)**, correspondant à la zone d'aléa moyen ;

Les trois zones ci-dessus sont **inconstructibles**, hormis quelques exceptions.

- une zone **VERTE (V)**, qualifiée d'aléa faible.

Cette zone est **constructible** sous réserve de respecter les prescriptions du règlement.

CHAPITRE 3 : EFFETS DU PPRNmt

ARTICLE 3.1 : Hiérarchie des normes entre le PPRNmt et les documents d'urbanisme

Conformément à l'article L. 562-4 du code de l'environnement, le PPRNmt approuvé est annexé aux documents d'urbanisme et vaut **servitude d'utilité publique**.

Le PPRNmt est approuvé par arrêté préfectoral (art. R. 562-9 du code de l'Environnement), après enquête publique. Il fait l'objet de mesures de publicités destinées à informer les populations concernées. À compter de son approbation, les collectivités territoriales possédant un Plan Local d'Urbanisme (PLU) sont tenues, dans un délai de trois mois, à l'annexer à celui-ci (art. L. 153-60 du code de l'urbanisme). À la fin du délai, l'autorité administrative compétente de l'État y procède d'office. Les maires sont responsables de la prise en considération du risque « mouvements de terrain » sur leurs communes en général et de l'application du PPRNmt sur leur commune en particulier, notamment lors de l'élaboration, de la modification ou de la révision du document d'urbanisme. Par ailleurs, en présence d'un document d'urbanisme, ce sont les dispositions les plus restrictives entre ce document et le PPRNmt qui s'appliquent. Il est également inclus dans les cartes communales.

En cas d'absence d'un document d'urbanisme (RNU), le PPRNmt s'applique de plein droit.

ARTICLE 3.2 : Opposabilité du PPRNmt

Le règlement du PPRNmt est opposable à toute personne publique ou privée, qui désire entreprendre des constructions, installations ou travaux.

Après l'expiration d'un délai d'un an à compter, soit de l'approbation du plan local d'urbanisme soit, s'il s'agit d'une servitude d'utilité publique nouvelle définie à l'article L. 151-43 du code de l'urbanisme, de son institution, seules les servitudes annexées au plan peuvent être opposées aux demandes d'autorisation d'occupation du sol. Dans le cas où le plan a été approuvé ou la servitude, instituée avant la publication du décret établissant ou complétant la liste mentionnée à l'article L. 151-43 du code de l'urbanisme, le délai d'un an court à compter de cette publication (art. L. 152-7 du code de l'urbanisme).

Les tiers concernés par la mise en œuvre du PPRNmt peuvent engager un recours gracieux devant le Préfet de département de la Moselle ou un recours contentieux devant le Tribunal administratif de Strasbourg dans un délai de 2 mois à compter de la publication de l'arrêté d'approbation du présent PPRN.

ARTICLE 3.3 : Contrôle de la conformité des travaux prescrits par le PPRNmt

Conformément à l'article R. 462-7 du code de l'urbanisme, le recollement est obligatoire, sous un délai de **5 mois**, en cas de travaux réalisés dans un secteur couvert par un plan de prévention des risques naturels prévisibles.

Conformément à l'article R. 462-6 du code de l'urbanisme, l'autorité compétente dispose d'un délai de **trois mois**, à compter de la date de réception en mairie de la déclaration d'achèvement des travaux, pour contester la conformité des travaux au permis où à la déclaration.

Ce délai est porté à cinq mois lorsqu'un récolement des travaux est obligatoire en application de l'article R. 462-7.

ARTICLE 3.4 : Les responsabilités et infractions attachées au PPRNmt

La nature et les conditions d'exécution des mesures de prévention prises pour l'application du présent règlement sont mises en œuvre sous la responsabilité du maître d'ouvrage des constructions, travaux et/ou installations. Le maître d'ouvrage a également obligation de suivi des mesures exécutées.

Conformément à l'article L. 562-5 du code de l'environnement, le non-respect d'une disposition du PPRNmt est constitutif d'une infraction pénale réprimée en application de l'article L. 480-4 du code de l'urbanisme aux articles L. 480-1 à L. 480-16 du code de l'urbanisme.

Conformément à l'article R. 126-1 du code de construction et de l'habitat, le plan de prévention des risques naturels prévisibles fixe des règles particulières de construction, d'aménagement et d'exploitation en ce qui concerne la nature et les caractéristiques des bâtiments ainsi que leurs équipements et leurs installations.

ARTICLE 3.5 : Financement par le Fonds de Prévention des Risques Naturels Majeurs (FPRNM) de certaines mesures de prévention (Note technique du 11 février 2019, relative au Fonds de prévention des risques naturels majeurs)

L'objectif d'un PPRNmt est de mettre en sécurité les biens et les personnes concernées par le risque mis en évidence sur le territoire communal. Le PPRNmt peut prescrire des mesures relatives aux biens et activités existants afin d'en réduire leur vulnérabilité.

Les travaux de prévention imposés à des biens construits ou aménagés avant l'approbation du plan et mis à la charge des propriétaires, exploitants, ne peuvent porter que sur des aménagements limités dont le coût est inférieur à 10 % de la valeur vénale ou estimée du bien à la date d'approbation du plan. Dans le cas où le coût serait supérieur à 10 %, le propriétaire pourra ne mettre en œuvre que certaines de ces mesures de façon à rester dans la limite des 10 % définie ci-avant. Elles seront choisies sous sa responsabilité, selon un ordre de priorité visant en premier lieu à assurer la sécurité des personnes et en second lieu à minimiser le montant des dommages potentiellement entraînés par le risque « mouvement de terrain », objet du PPRNmt. Passé le délai imposé par l'article R.562-5 du code de l'Environnement, le préfet peut procéder à une mise en demeure, voire ordonner la réalisation de ces mesures aux frais du propriétaire

Conformément au guide relatif à la mobilisation du Fonds de prévention des risques naturels majeurs de mars 2019, mis en place par la note technique du 11 février 2019, l'éligibilité aux mesures du FPRNM est détaillé dans ce guide. Il existe 18 catégories définies dans ce guide. Par ailleurs, les demandes de subventions sont instruites par les services de l'État (DDT, DREAL ou préfecture) et celles-ci sont accordées dans les conditions prévues par le décret n°2018-514 du 25 juin 2018.

Le PPRNmt rend obligatoire des mesures d'aménagement, d'utilisation et d'exploitation sur les biens immobiliers existants à la date d'approbation du plan. Les personnes concernées par ces financements sont les personnes physiques ou morales propriétaires, exploitants ou utilisateurs des biens, sous réserve, lorsqu'il s'agit de biens à usage professionnel, d'employer moins de vingt salariés. Les dépenses éligibles sont les coûts des mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des biens concernés définies et rendues obligatoires dans un certain délai par un PPRNmt approuvé, déduction faite des indemnités d'assurance versées au titre de la garantie CatNat pour la réalisation d'études et de travaux de réparation susceptibles de contribuer à la réalisation des mesures de prévention éligibles.

Les études et travaux de prévention éligibles à ce financement doivent avoir été définis en application du 4° du II de l'article L. 562-1 du code de l'environnement et leur réalisation rendue obligatoire dans un délai de 5 ans au plus, conformément au III de ce même article, par un PPRN approuvé.

L'article L. 561-3 du code de l'Environnement fixe la nature des dépenses du FPRNM qui peuvent être engagés pour réduire le risque et les conditions auxquelles ces dépenses sont subventionnées. L'article 136 de la loi de finances n°2005-1719 du 30 décembre 2005 modifiée par l'article 125 de la loi de finances n°2016-1917 du 29 décembre 2016 fixe les limites maximales à hauteur duquel le fonds peut être engagée. *A titre d'exemple, le taux maximum de financement pour un PPRN approuvé est de 50 % pour les études, 40 % pour les travaux, ouvrages ou équipements de prévention, de 40 % pour les travaux, ouvrages ou équipements de protection, 40 % pour les biens à usage d'habitation et 20 % pour les biens à usage professionnel.*

ARTICLE 3.6 : Assurance des biens et des activités

Conformément aux articles L. 125-1 et suivants du code des assurances, il y a obligation des assureurs à indemniser les victimes des catastrophes naturelles en étendant leurs garanties (« CatNat ») aux biens et aux activités aux effets de ces catastrophes. Cette garantie doit être insérée dans les contrats. Dans le cas où les terrains sont classés inconstructibles, la garantie s'applique aux biens et aux activités existant antérieurement à la publication du plan et elle ne s'applique pas pour des biens construits ou des activités exercées illégalement. Sur décision du bureau central de tarification, il est possible de déroger à la garantie « CatNat » si les biens et activités sont couvertes par le PPRN et que les travaux de réduction de vulnérabilité prescrits par le PPRN ne sont pas réalisés dans le délai imparti.

Conformément aux articles A. 125-1 et suivants du code des assurances, un nouveau dispositif de franchise a été mis en place. Celui-ci ne s'applique plus dès que le PPR est approuvé.

ARTICLE 3.7 : Révision ou modification du PPRNmt

Conformément à l'article L. 562-4-1 du code de l'environnement, le plan de prévention des risques naturels prévisibles peut être révisé pour

- la prise en compte de nouvelles informations (caractéristiques des risques, évolution de la vulnérabilité…) ;
- l'intégration des enseignements de l'application du PPRNmt en cours ;
- la réalisation de travaux identifiés dans le PPRNmt.

Conformément aux articles L. 562-4-1 et R 562-10-1 du code de l'environnement (CE), le plan de prévention des risques naturels prévisibles peut être modifié à condition que la modification envisagée ne porte pas atteinte à l'économie générale du plan. La procédure de modification peut notamment être utilisée pour :

- rectifier une erreur matérielle ;
- modifier un élément mineur du règlement ou de la note de présentation ;
- modifier les documents graphiques délimitant les zones mentionnées aux 1° et 2° du II de l'article L 562-1 du CE, pour prendre en compte un changement dans les circonstances de fait.

TITRE II – DISPOSITIONS APPLICABLES SUR LE TERRITOIRE COMMUNAL DE HILSPRICH, AU REGARD DU RISQUE MOUVEMENTS DE TERRAIN

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DES DISPOSITIONS GÉNÉRALES ET DES ANNEXES AU RÈGLEMENT

ARTICLE 1.1 : GÉNÉRALITÉS

Un projet se définit comme étant à la date d'approbation du PPRNmt, la réalisation de travaux de toute nature, d'aménagements, d'installations ou d'ouvrages, de constructions nouvelles, l'extension, la réhabilitation de bâtiment, le changement de destination ou d'affectation, et la reconstruction des biens existants.

Pour rappel,
les obligations d'entretien des constructions et ouvrages, ainsi que toute nouvelle construction, de quelque nature que ce soit, sont à la charge et sous la responsabilité des propriétaires.

Par principe,
– lorsqu'un projet de construction est traversé par une limite de zone réglementée, ce sont les dispositions de la zone la plus contraignante qui s'appliquent ;
– si un bâtiment est concerné par plusieurs zones réglementaires, ce sont les règles les plus contraignantes qui s'appliquent à l'ensemble du bâtiment ;

Pour l'application du présent règlement :

- Les règles concernant les projets nouveaux sont applicables à la réalisation d'aménagements ou d'ouvrages nouveaux ainsi que de constructions nouvelles à compter de la date d'approbation du PPRNmt ;
- Les règles concernant les biens existants sont applicables aux travaux portant sur les ouvrages, biens ou activités installés à la date d'approbation du présent PPRNmt.

ARTICLE 1.1.1. CARACTÉRISTIQUES DES AFFAISSEMENTS DE TERRAIN ET DÉMARCHES D'ÉTUDE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

La connaissance préalable de l'intensité des mouvements de terrain contribue à une meilleure compréhension des phénomènes physiques pouvant être à l'origine des désordres sur la structure durant l'affaissement du sol. De plus, le comportement d'un bâti dépend notamment de la nature des aléas parmi lesquels on distingue deux caractères principaux, progressif ou brutal. Le dernier caractère peut en effet avoir un impact compte tenu des éventuels effets dynamiques induits, ce qui conduit à une rupture brutale ou plus précisément, un effondrement instantané.

Pour le cas de la commune de Hilsprich, les effets prévisibles à considérer en surface des affaissements éventuels sont fournis par le BRGM. Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette à grand rayon de courbure dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Néanmoins, ce dernier rapport ne présente qu'une cartographie de l'éventualité d'apparition d'un affaissement qui va conditionner les classes de l'aléa car l'intensité du phénomène sera toujours élevée dans le cas d'apparition ou d'évolution latérale de l'affaissement. Il ne résulte que d'une compréhension des données qui sont disponibles à un instant donné. Les connaissances peuvent évoluer en fonction de l'état d'avancement des futurs travaux, des nouvelles investigations étant nécessaires pour confirmer le schéma structural et le modèle de dissolution de sel.

À titre d'illustration, la figure 3.2 donne, sous forme d'une courbe d'évolution de la pente mesurée par le propriétaire de la maison individuelle de la figure 3.1, du 16 juin 2008 au 16 avril 2015, en fonction de la durée d'affaissement. On observe que l'augmentation de la pente est lente et progressive (environ 2 % sur une durée de 7 ans). En conséquence, aucun caractère dynamique n'est donc attendu.



Figure 3.1 : Une maison individuelle en pente

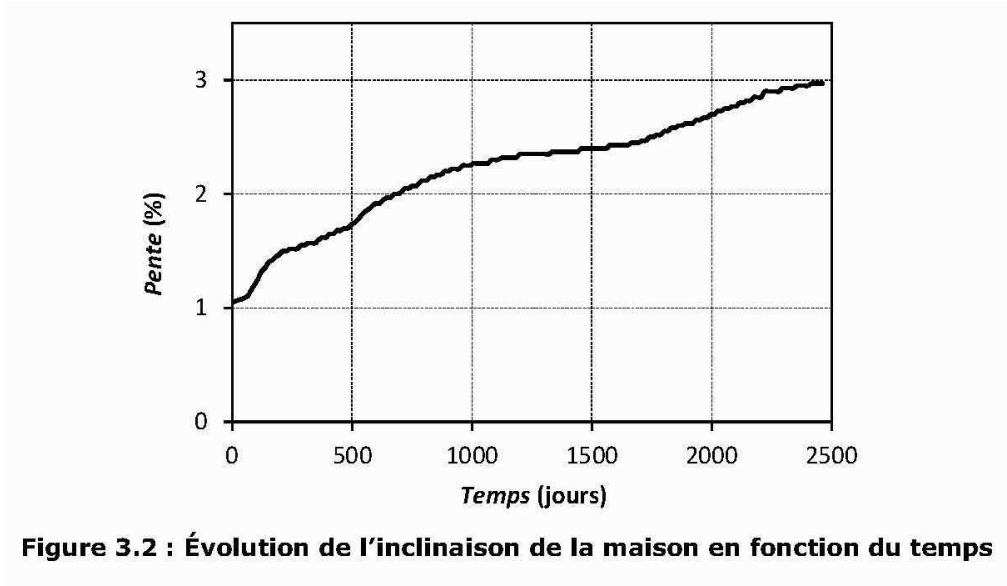


Figure 3.2 : Évolution de l'inclinaison de la maison en fonction du temps

Dans un autre contexte des affaissements miniers, différentes études ont montré que les phénomènes de mise en pente et de déformations horizontales sont prédominants dans la dégradation d'une structure (voir entre autres : Al Heib et al., 2003 [6]; CSTB, 2004 [7]).

Pour les raisons qui ont été abordées ci-dessus, et tenant compte du fait que le mouvement de translation et la courbure du terrain ont un impact sur les réseaux enterrés, sans avoir de grande incidence sur la stabilité globale des bâtis, l'étude du CSTB a retenu deux paramètres que sont la pente et la déformation horizontale dont les valeurs maximales sont les suivantes :

- la pente maximale de l'affaissement de terrain : 3 %
- la déformation horizontale maximale de l'affaissement de terrain : 15 mm/m.

La pente a été limitée à 3 %, valeur considérée comme très sévère qui ne permet plus une vie confortable et présente des risques de chute des objets. Au-delà de 3 %, il convient d'envisager des dispositifs spécifiques de relèvement pour remettre à niveau les bâtiments.

ARTICLE 1.1.2. CHOIX D'UNE ÉCHELLE D'ENDOMMAGEMENT

L'échelle d'endommagement du National Coal Board (1975) a été adoptée de manière à hiérarchiser les désordres attendus dans la structure d'un bâtiment donné. Cette échelle comprend cinq niveaux de N1 à N5 correspondant aux désordres prévisibles énumérés comme suit :

Pour le **niveau N1** (dommages négligeables ou très légers) :

1. fissures très légères dans les plâtres ;
2. légères fissures isolées dans le bâtiment, non visibles de l'extérieur.

Pour le **niveau N2** (dommages légers) :

1. plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur du bâtiment ;
2. les portes et fenêtres peuvent se coincer ;
3. des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires.

Pour le **niveau N3** (dommages appréciables) :

1. fissures légères visibles de l'extérieur ;
2. les portes et fenêtres sont coincées ;
3. les canalisations sont rompues.

Le **niveau N4** correspond aux dommages subis de niveau sévère dont les désordres peuvent être :

1. des canalisations rompues ou dégradées ;
2. des fractures ouvertes dans les murs ;
3. des châssis de portes et fenêtres tordus ;
4. des sols en pente ;
5. murs hors d'aplomb ou bombés, localement étayés ;
6. quelques déchaussements des poutres ;
7. en cas de compression, un chevauchement des joints dans les toits et soulèvement des murs en briques, avec fissures horizontales.

Le dernier **niveau N5**, correspondant aux dommages très sévères, représente l'effondrement partiel ou total quasi-certain :

1. le bâtiment doit être reconstruit partiellement ou complètement,
2. les poutres des planchers et de la toiture sont déchaussées et nécessitent d'être étayées
3. l'inclinaison des planchers et des murs est très importante,
4. en cas de compression, gauchissement et bombement sévères des murs et du toit.

Les trois premiers niveaux d'endommagement (N1 à N3) correspondent aux dommages architecturaux. Les deux derniers niveaux de désordres (N4 et N5) correspondant respectivement aux dommages fonctionnels (état limite de service (ELS)) et structurels (état limite ultime (ELU)), ne permettent plus d'assurer la « viabilité » du bâtiment du fait de désordres trop importants, et avec risque d'effondrement partiel ou total pour le dernier niveau.

Plus précisément, on constate que les deux désordres prévisibles du premier niveau d'endommagement (niveau N1) de la construction sont des désordres visuels engendrés par de faibles déformations. Ces désordres n'occasionnent pas de modification de géométrie des éléments du bâtiment, susceptible de compromettre la sécurité des occupants.

Les trois désordres prévisibles du niveau N2, engendrés par les déformations, restent faibles mais peuvent néanmoins entraîner le coincement des fenêtres et des portes. Pour ces derniers, statistiquement à l'échelle d'un ensemble de bâtiments, les déformations observées sont suffisamment faibles pour que l'on puisse admettre qu'une faible proportion des bâtiments sera sujette à ce problème. De plus, les mouvements d'affaissement se produisent sur des durées relativement étalées, selon les connaissances qu'on en a aujourd'hui. Il n'y a pas de risque intrinsèquement lié à la chute brutale d'objets ou d'éléments d'équipement, en raison de la faible amplitude des mouvements de ce niveau d'endommagement et donc, il n'y a pas de risque pour l'occupant. Le seul risque que l'on pourrait envisager pour ces désordres serait une panique des occupants ne pouvant pas sortir du fait du coincement des portes et fenêtres, et tentant par là des évacuations risquées (défenestration, par exemple). Mais ce risque reste extrêmement limité en raison du caractère progressif des déformations d'une part, et de la faible proportion de bâtiments touchés, d'autre part. Toutefois, il pourrait être utile de diffuser un message clair aux occupants des bâtiments concernés, pour les engager au calme, en cas de premiers mouvements ressentis.

Les sept désordres prévisibles dont trois du niveau N3 et quatre désordres 1 à 4 du niveau N4, plus sévères que les précédents, présentent un risque de panique accentué par rapport à ce qui est décrit ci-dessus pour les trois désordres du niveau N2. Mais ces désordres sont réputés pouvant également conduire à des ruptures de canalisations par de faibles changements de géométrie. En conséquence, la présence de canalisations de gaz représente ici le risque majeur pouvant être appréhendé, risque très largement pondéré par le caractère progressif de l'affaissement. Dans ces conditions, les installations au gaz ne sont pas recommandées.

Les trois désordres 5, 6, 7 du niveau d'endommagement N4 et ceux du niveau N5, sont définis en lien avec des changements importants de géométrie (murs hors d'aplomb, etc…) et avec des risques de chutes d'éléments de structure ou d'équipement. Ces deux niveaux d'endommagement présentent des risques certains pour la sécurité des occupants qui ne peuvent pas être pondérés par le délai d'évacuation, car il s'agit là d'une situation d'effondrement ou d'impraticabilité des ouvrages, ce qui n'était pas le cas pour les niveaux de N1 à N3 et une partie de N4, pour lequel il s'agissait d'une situation d'amorce de désordres.

Pour se placer du côté de la sécurité et en vue de la simplification de la démarche, il est raisonnable de considérer que, pour les niveaux d'endommagement de N1 à N3, la sécurité des occupants ne peut pas être directement menacée, du fait de l'absence de risque de chutes d'éléments porteurs ou d'équipement et du caractère progressif de l'affaissement tandis que pour les niveaux N4 et N5, la sécurité des occupants est menacée en l'absence de dispositifs de surveillance adaptés.

ARTICLE 1.2 : ANNEXES DU RÈGLEMENT

Selon les zonages et les projets de construction, les dispositions du règlement du PPRNmt sont précisées et complétées par les annexes suivantes :

ANNEXE 1 :
« *Définition des typologies pour les projets neufs* » (extrait de l'étude du CSTB de 2017).

ANNEXE 2 :
« *Cahier des charges pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie* »
Pour les projets de constructions neuves hors typologie, ce cahier des charges décrit les effets des affaissements sur le bâti et fixe le niveau d'endommagement à ne pas dépasser.

Cette étude spécifique :

– démontrera la prise en compte du risque affaissement telle que décrite dans le cahier des charges ;
– détaillera le choix des dispositions retenues pour la faisabilité des travaux, sur le sol ou en sous-sol, en réponse à la problématique posée (phénomène d'affaissement à considérer, niveau d'endommagement limite acceptable).

ANNEXE 3 :
« *Modèle d'attestation pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie* »
Pour les projets de constructions neuves hors typologie et conformément à l'article R 431-16 f du code de l'urbanisme, cette attestation est établie par le concepteur (architecte ou expert) et fournie par le maître d'ouvrage dans tout dossier de demande de permis de construire.

Ces justificatifs devront certifier, en situation de désordre, des précautions prises au regard du risque mouvement de terrain.

ANNEXE 4 :
« *Définition des typologies des bâtiments existants* » (extrait de l'étude du CSTB « Étude de définition des dispositions constructives pour les constructions existantes » 7 novembre 2017).

CHAPITRE 2 : MESURES DE RÉDUCTION DE LA VULNÉRABILITÉ

Les exploitants et propriétaires privés des réseaux d'eau, d'assainissement, d'électricité, de gaz, de télécommunication, etc …, doivent assurer la surveillance de l'état, de l'étanchéité et du bon fonctionnement de leurs ouvrages.

Pour chaque construction implantée en zone d'aléa, un contrôle de l'état de la structure et des branchements (eau, électricité, gaz, etc.…) sera réalisé tous les 5 ans, à la charge du propriétaire.

Les propriétaires des bâtiments ou ouvrages devront mettre en œuvre les mesures et réaliser les travaux nécessaires pour :

– préserver la sécurité des personnes (ancrage des toitures, ….) ;
– limiter les dommages aux biens ;
– réduire la vulnérabilité des biens.

Le délai de réalisation doit permettre de respecter les objectifs ci-dessus.

CHAPITRE 3 : DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONES PARME, ROUGE ET JAUNE

Comme explicité en détail dans la note de présentation, les zones sont impactées graduellement :

– en zone parme, par un aléa très fort ;
– en zone rouge, par un aléa fort ;
– en zone jaune, par un aléa moyen ;
et sont représentées respectivement par les zones « P – R – J » au plan annexé.

Compte tenu des phénomènes et des aléas pris en considération, de leur intensité et des résultats des recherches menées, il apparaît prématuré de définir des mesures de protection économiquement opportunes pour y permettre l'implantation de nouvelles constructions.

ARTICLE 3.1 : PROJETS NOUVEAUX

ARTICLE 3.1.1. SONT INTERDITS

- les travaux, constructions, ouvrages et aménagements de quelque nature qu'ils soient, à l'exception de ceux énumérés à l'article 3.1.2 ci-après ;
- les installations au gaz ;
- Les travaux de forages quels que soient leurs usages (géothermie, eau, etc.), à l'exception des forages destinés à la recherche scientifique.

ARTICLE 3.1.2. SONT AUTORISÉS

Article 3.1.2.1 : Mise aux normes, reconstruction, bâtiments agricoles, bâtiments des services publics

- Les constructions et installations résultant d'une obligation réglementaire comme la mise aux normes d'une installation agricole ou d'une installation classée pour la protection de l'environnement (ICPE) ;
- Les reconstructions à surface de plancher inférieure ou égale en cas de sinistre autre que celui lié à l'aléa affaissement et sans augmentation de la capacité d'accueil.
- **Uniquement en zones ROUGE et JAUNE**, les bâtiments et installations nécessaires à l'activité agricole, à l'exception des locaux d'habitation, même occasionnels ou saisonniers ;
- **Uniquement en zone JAUNE**, les bâtiments nécessaires pour répondre aux besoins des services publics, à l'exception des locaux d'habitation, même occasionnels ou saisonniers ;

sont autorisées sous réserve :

– soit de respecter la typologie définie à l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) et les prescriptions définies à l'article 3.1.2.3.a du présent chapitre ;
– soit de faire l'objet d'une étude spécifique selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges) et de joindre à la demande de permis de construire une attestation d'un architecte ou d'un expert, selon le modèle proposé en annexe 3 du règlement et de respecter les prescriptions de l'article 3.1.2.3.b du présent chapitre ;
– et dans tous les cas, de toujours respecter les prescriptions relatives au joint d'affaissement (article 3.1.2.3 ci-après).

Article 3.1.2.2 : Constructions et travaux divers

Sont autorisés sous réserve du respect des prescriptions définies aux articles 3.1.2.3.c et 3.1.2.4 du présent chapitre :

- les constructions non habitables de moins de 20 m² d'emprise au sol (de type : abris à bois, abri de jardin, abris pour le stationnement des véhicules…) ;
- les affouillements et exhaussements du sol ;
- les aires non couvertes de jeux et de sport, aires non couvertes de stationnement ;
- les clôtures sans fondations ;
- les infrastructures de transport, à condition que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets ;
- les ouvrages et réseaux nécessaires au fonctionnement des services publics qui ne peuvent être implantés en d'autres lieux ;
- Les piscines hors sol et sans ancrage dans le sol ;
- Les installations ou constructions posées sur le sol (sans fondation et sans ancrage), telles que les résidences mobiles de loisirs (« mobil-home »).

Article 3.1.2.3 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES

Les constructions mitoyennes ou accolées sont **interdites**. Il est obligatoire de prévoir un vide entre deux constructions appelée joint vertical d'affaissement. Ce joint est destiné à éliminer les transmissions de charge d'un bâtiment à l'autre en cas d'affaissement et doit être maintenu libre et dégagé de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première.
La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5.

IMPORTANT : Si un bâtiment existant est implanté en limite séparative, toute construction projetée sur la parcelle voisine ne pourra pas s'implanter en limite séparative contre le bâtiment existant. Le projet de construction devra être séparé de la

construction existante par un joint vertical d'affaissement défini ci-dessus.

a : Type de construction relevant de l'annexe 1 du règlement (étude CSTB)

Les projets correspondant à l'un des types de constructions défini par l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) doivent respecter les dispositions constructives définies au chapitre 5.

b : Projets hors typologie soumis à étude spécifique

Les constructions ou installations résultant d'une obligation réglementaire (type par exemple ICPE, ERP…), les reconstructions après sinistre hors typologie et les bâtiments et installations agricoles hors typologie (cf 3.1.2.1) sont subordonnées :

- à la réalisation d'une étude spécifique préalable selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges) qui définit les dispositions constructives garantissant la résistance du bien à l'aléa afin de limiter les impacts prévisibles sur le bâti au niveau N3 ;
- à la production, à la demande de permis de construire, conformément à l'article R431-16f du Code de l'Urbanisme, d'une attestation d'un architecte ou d'un expert, selon le modèle proposé en annexe 3 du règlement.

c : Prescriptions diverses relatives aux projets, constructions ou travaux divers

Les projets ou travaux cités dans l'article 3.1.2.2 du présent chapitre ne sont pas soumis à une étude spécifique, mais sont assujettis au respect des dispositions suivantes :

- les travaux ne doivent pas avoir pour effet d'augmenter la vulnérabilité d'une construction existante ;
- les ouvrages ou constructions édifiés devront être séparés des constructions existantes au moins par un joint, permettant d'absorber un mouvement de terrain sans dommage pour les travaux neufs comme pour l'existant. La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5.
- les façades légères (exemple verrières) ou les toitures en verre sont proscrites ;
- les installations de gaz sont proscrites ;
- en ce qui concerne les canalisations sous pression et les installations d'évacuation des eaux usées ou pluviales :
  - la pénétration dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple ou des éléments de liaison déformables
  - aucune canalisation ne doit être posée dans l'emplacement libre des joints d'affaissement.

Article 3.1.2.4 : PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX RÉSEAUX ET INFRASTRUCTURES

Les travaux de création, d'aménagement ou d'entretien des voiries, infrastructures et réseaux divers sont autorisés et ne font pas l'objet de prescriptions particulières au titre du présent PPRNmt.

Il appartient au maître d'ouvrage, gestionnaire ou concessionnaire de s'assurer de la prise en compte des risques lors des opérations de conception, réalisation ou d'entretien de ces biens, notamment dans le cadre des procédures relatives à ces opérations (déclaration d'utilité publique, autorisations administratives d'exécuter des travaux, déclarations d'intention de commencer les travaux).

Plus spécifiquement, pour les réseaux représentant un danger pour la vie humaine, direct ou indirect, en cas de dysfonctionnement, telle que la rupture de canalisations de gaz, une surveillance périodique est obligatoire.

ARTICLE 3.2 : BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS

On entend par bien existant les constructions, ouvrages et installations existants à la date de la première mise en application du PPRNmt.

ARTICLE 3.2.1. SONT INTERDITS

- Les travaux ou interventions sur un bien existant sans prise en compte du risque ;
- les travaux et aménagements de quelque nature qu'ils soient, à l'exception de ceux énumérés à l'article 3.2.2 ci-après ;
- les installations au gaz ;
- **<u>En zones PARME et ROUGE :</u>**

  – les changements de destination ou d'affectation, ayant pour effet de créer un nouveau logement ou d'augmenter les enjeux exposés aux risques ;

  – l'aménagement des combles pour la création de nouveaux logements est interdit.

ARTICLE 3.2.2. SONT AUTORISÉS

Les projets **limitativement** *énumérés ci-dessous aux articles 3.2.2.1 et 3.2.2.2* sous réserve *des conditions définies pour chacun d'eux le cas échéant au présent article et :*

- que la solution technique retenue y compris en phase chantier, est celle qui a le moindre impact sur le phénomène même si des mesures compensatoires sont prévues ;

- que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets ;
- qu'ils n'aggravent pas la vulnérabilité des terrains et des constructions existantes dans le bassin de risque ;

Article 3.2.2.1 : Mise aux normes

Sont autorisés sous réserve du respect des prescriptions définies à l'article 3-2-3 du présent chapitre et du chapitre 6 ci-après :

- Les travaux et installations résultant d'une obligation réglementaire comme la mise aux normes d'une installation agricole ou d'une installation classée pour la protection de l'environnement (ICPE) ;

Article 3.2.2.2 : Travaux divers

Sont autorisés sous réserve du respect des prescriptions définies à l'article 3-2-3 du présent chapitre et du chapitre 6 ci-après :

- **Uniquement en zone JAUNE**, les changements de destination ou d'affectation ;
- les travaux relatifs au maintien en l'état des constructions existantes (ravalement de façade, réfection de toiture, remplacement des menuiseries extérieures, mise aux normes sanitaires…) ;
- Les travaux de mise en sécurité, de mise aux normes, d'accessibilité aux personnes à mobilité réduite, et de rénovation énergétique ;
- les travaux de réhabilitation visant notamment à apporter des éléments de confort ou s'inscrivant dans un programme de lutte contre l'habitat indigne ;
- les modifications d'aspect extérieur tels que les percements à condition qu'elles soient conduites dans le strict respect des règles de l'art, notamment des documents techniques unifié (DTU) et qu'elles n'aient pas pour effet d'augmenter la vulnérabilité de la construction ;
- les travaux qui sont de nature à renforcer la structure du bâtiment ou à diminuer la vulnérabilité de la construction ou encore à augmenter la sécurité des personnes ;
- Les travaux réalisés en application des mesures de prévention ou de réduction de la vulnérabilité, prescrites par le présent règlement sur les biens existants ;
- Les travaux sur les infrastructures, les réseaux et ouvrages techniques des services publics ;
- les travaux ayant pour objet de démolir ou de rendre inutilisable tout ou partie d'une construction, à condition que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets ;
- les terrasses et clôtures désolidarisées des autres constructions ;

- les annexes et extensions des ouvrages nécessaires au fonctionnement des services assurant une mission de service public ou d'intérêt général ;
- l'ensemble des travaux et installations divers tels que : exhaussements du sol, affouillements du sol, aires de jeux et de sport, aires de stationnement ;
- les clôtures.

ARTICLE 3.2.3. PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES

Les constructions mitoyennes ou accolées sont **interdites**. Il est obligatoire de prévoir un vide entre deux constructions appelée joint vertical d'affaissement. Ce joint est destiné à éliminer les transmissions de charge d'un bâtiment à l'autre en cas d'affaissement et doit être maintenu libre et dégagé de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première.

La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5.

IMPORTANT : Si un bâtiment existant est implanté en limite séparative, toute construction projetée sur la parcelle voisine ne pourra pas s'implanter en limite séparative contre le bâtiment existant. Le projet de construction devra être séparé de la construction existante par un joint vertical d'affaissement défini ci-dessus.

a : Type de construction relevant de l'annexe 1 du règlement (étude CSTB)

Les projets correspondant à l'un des types de constructions défini par l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) doivent respecter les dispositions constructives définies au chapitre 5.

b : Projets hors typologie soumis à étude spécifique

Les constructions ou installations résultant d'une obligation réglementaire (type par exemple ICPE, ERP…), les reconstructions après sinistre hors typologie et les bâtiments et installations agricoles hors typologie (cf 3.1.2.1) sont subordonnées :

- à la réalisation d'une étude spécifique préalable selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges) qui définit les dispositions constructives garantissant la résistance du bien à l'aléa afin de limiter les impacts prévisibles sur le bâti au niveau N3 ;
- à la production, à la demande de permis de construire, conformément à l'article R431-16f du Code de l'Urbanisme, d'une attestation d'un architecte ou d'un expert, selon le modèle proposé en annexe 3 du règlement.

c : Prescriptions diverses relatives aux projets, constructions ou travaux divers

Les projets ou travaux cités dans l'article 3.2.2.2 du présent chapitre sont assujettis au respect des dispositions suivantes :

- les travaux ne doivent pas avoir pour effet d'augmenter la vulnérabilité d'une construction existante ;
- les ouvrages ou constructions édifiés devront être séparés des constructions existantes au moins par un joint, permettant d'absorber un mouvement de terrain sans dommage pour les travaux neufs comme pour l'existant. La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5.
- les façades légères (exemple verrières) ou les toitures en verre sont proscrites ;
- en ce qui concerne les canalisations sous pression et les installations d'évacuation des eaux usées ou pluviales :
  - la pénétration dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple ou des éléments de liaison déformables
  - aucune canalisation ne doit être posée dans l'emplacement libre des joints d'affaissement.

CHAPITRE 4 : DISPOSITIONS APPLICABLES EN ZONE VERTE

Considérant l'aléa faible de mouvement de terrain, la zone verte est constructible.

ARTICLE 4.1 : PROJETS NOUVEAUX

ARTICLE 4.1.1. SONT INTERDITS

- Tous les projets nouveaux, travaux ou interventions sur un bien existant sans prise en compte du risque ;
- Les installations au gaz.
- Les travaux de forages quels que soient leurs usages (géothermie, eau, etc.), à l'exception des forages destinés à la recherche scientifique ;
- Les reconstructions de biens détruits par l'affaissement ;
- Les piscines enterrées ou semi-enterrées.

ARTICLE 4.1.2. SONT AUTORISÉS

Article 4.1.2.1 : Projets nouveaux

À l'exception de ceux interdits à l'article 4.1.1 du présent chapitre, les projets nouveaux sont autorisés sous réserve :

- soit de respecter la typologie définie à l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) et les prescriptions définies à l'article 4.1.2.2.a du présent chapitre ;
- soit de faire l'objet d'une étude spécifique selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges) et de joindre à la demande de permis de construire une attestation d'un architecte ou d'un expert, selon le modèle proposé en annexe 3 du règlement et de respecter les prescriptions de l'article 4.1.2.2.b du présent chapitre.
- **et dans tous les cas, de toujours respecter les prescriptions relatives au joint d'affaissement (chapitre 5 ci-après).**

Par exception aux dispositions ci-dessus, les constructions non habitables de moins de 20 m² d'emprise au sol (de type abris à bois, abris de jardin et abris non clos pour le stationnement des véhicules…), les installations ou constructions posées sur le sol (sans fondation et sans ancrage), telles que les résidences mobiles de loisirs (« mobil-home »), ainsi que les piscines hors sol et sans ancrage dans le sol ne sont pas assujetties au respect d'un type de construction défini à l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) ou subordonné à la réalisation d'une étude spécifique selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges).

Article 4.1.2.2 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES

Les constructions mitoyennes ou accolées sont **interdites**. Il est obligatoire de prévoir un vide entre deux constructions appelée joint vertical d'affaissement. Ce joint est destiné à éliminer les transmissions de charge d'un bâtiment à l'autre en cas d'affaissement et doit être maintenu libre et dégagé de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première.

La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5.

IMPORTANT : Si un bâtiment existant est implanté en limite séparative, toute construction projetée sur la parcelle voisine ne pourra pas s'implanter en limite séparative contre le bâtiment existant. Le projet de construction devra être séparé de la construction existante par un joint vertical d'affaissement défini ci-dessus.

a : Type de constructions relevant de l'annexe 1 du règlement (étude CSTB)

Les projets correspondant à l'un des types de constructions défini par l'annexe 1 du règlement (étude CSTB) doivent respecter les dispositions constructives définies au chapitre 5.

b : Projets hors typologie soumis à étude spécifique

Sur la base de l'annexe 1 du règlement (étude CSTB), les constructions hors typologie sont subordonnées :

- à la réalisation d'une étude spécifique préalable, selon les prescriptions de l'annexe 2 du règlement (cahier des charges), qui définit les dispositions constructives garantissant la résistance du bien à l'aléa, afin de limiter les impacts prévisibles sur le bâti au niveau N3 ;
- à la production, à la demande des permis de construire, conformément à l'article R431-16f du Code de l'Urbanisme, d'une attestation d'un architecte ou d'un expert, selon le modèle proposé en annexe 3 du règlement.

L'obligation d'une étude spécifique préalable ne s'appliquent pas aux constructions non habitables de moins de 20 m² d'emprise au sol (de type : abris à bois, abris de jardin, abris non clos pour le stationnement des véhicules…). Ces constructions sont assujetties aux prescriptions des chapitres 5 et 6.

c : Prescriptions diverses relatives aux projets, constructions, ou travaux divers

Les projets ou travaux cités dans l'article 4-1-2 du présent chapitre sont assujettis au respect des dispositions suivantes :

- les travaux ne devront pas avoir pour effet d'augmenter la vulnérabilité d'une construction existante ;
- les ouvrages ou constructions édifiés seront séparés des constructions existantes au moins par un joint permettant d'absorber un mouvement de terrain sans dommage pour les travaux neufs comme pour l'existant. La largeur du joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments voisins est défini au chapitre 5 ;
- les façades légères (exemple verrières) ou les toitures en verre seront exclues ;
- en ce qui concerne les canalisations sous pression et les installations d'évacuation des eaux usées ou pluviales :
  – la pénétration dans le bâtiment s'effectuera par un dispositif souple ou des éléments de liaison déformables
  – aucune canalisation ne sera posée dans l'emplacement libre des joints d'affaissement.

Article 4.1.2.3 : PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX RÉSEAUX ET INFRASTRUCTURES

Les travaux de création, d'aménagement ou d'entretien des voiries, infrastructures et réseaux divers sont autorisés et ne font pas l'objet de prescriptions particulières au titre du présent PPRNmt.

Il appartient au maître d'ouvrage, gestionnaire ou concessionnaire, de s'assurer de la prise en compte des risques lors des opérations de conception, réalisation ou d'entretien de ces biens, notamment dans le cadre des procédures relatives à ces opérations (déclaration d'utilité publique, autorisations administratives d'exécuter des travaux, déclarations d'intention de commencer les travaux).

Plus spécifiquement, pour les réseaux représentant un danger pour la vie humaine, direct ou indirect, en cas de dysfonctionnement, telle que la rupture de canalisations de gaz, une surveillance avec une périodicité est obligatoire.

ARTICLE 4.2 : BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS

ARTICLE 4.2.1. SONT INTERDITS

- Tous travaux et modifications pouvant entraîner une augmentation du risque et de l'exposition des populations concernées ;
- Les installations de gaz ;
- Toute reconstruction d'un bien détruit par un « affaissement ».

ARTICLE 4.2.2. SONT AUTORISÉS

À l'exception de ceux cités à l'article précédent, les projets sont admis sous réserve :

- que la solution technique retenue y compris en phase chantier, est celle qui a le moindre impact sur le phénomène même si des mesures compensatoires sont prévues ;
- que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets dans le bassin de risque ;
- qu'ils n'aggravent pas la vulnérabilité des terrains et des constructions existantes dans le bassin de risque ;
- de respecter les prescriptions définies au chapitre 6.

Les projets sur des constructions existantes, tels que ceux énumérés ci-après, sans que cette liste soit limitative, sont autorisés, sous réserve du respect des prescriptions définies au chapitre 6 et aux conditions ci-dessous :

- les travaux relatifs au maintien en l'état des constructions existantes (ravalement de façade, réfection de toiture, remplacement des menuiseries extérieures, mise aux normes sanitaires…) ;
- les travaux de réhabilitation visant notamment à apporter des éléments de confort ou s'inscrivant dans un programme de lutte contre l'habitat indigne ;
- les changements de destination ou d'affectation dès lors qu'ils n'ont pas pour effet d'augmenter les risques ;
- les travaux de mise en sécurité, de mise aux normes, d'accessibilité aux personnes à mobilité réduite et de rénovation énergétique ;
- les modifications d'aspect extérieur tels que les percements à condition qu'elles soient conduites dans le strict respect des règles de l'art, notamment des DTU et qu'elles n'aient pas pour effet d'augmenter la vulnérabilité de la construction :
- les travaux qui sont de nature à renforcer la structure du bâtiment ou à diminuer la vulnérabilité de la construction ou encore à augmenter la sécurité des personnes ;
- les travaux réalisés en application des mesures de prévention ou de réduction de la vulnérabilité prescrites par le présent règlement sur les biens existants ;
- les démolitions à condition que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets ;

- les exhaussements du sol, affouillements du sol, aires non couvertes de jeux et de sport, aires non couvertes de stationnement ;
- les clôtures ;
- les infrastructures de transport, à condition que toutes les mesures soient prises afin de ne pas aggraver les risques et/ou leurs effets ;
- les ouvrages et réseaux nécessaires au fonctionnement des services publics qui ne peuvent être implantés en d'autres lieux.

CHAPITRE 5 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX PROJETS DE CONSTRUCTION NEUVES

ARTICLE 5.1 : PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES APPLICABLES AUX CONSTRUCTIONS NEUVES DE TYPE 1, TYPE 2, TYPE 3 et TYPE 4

ARTICLE 5.1.1. RÉGULARITÉ DES FORMES ET DES RIGIDITÉS

Une régularité des formes et des rigidités, tant en plan horizontal qu'en élévation, assure une meilleure distribution des sollicitations dans l'ossature en faisant participer tous les éléments. Les mesures visent, en premier lieu, à éviter l'apparition de concentrations de contraintes dans la structure. De ce point de vue, la structure doit avoir la forme compacte et simple d'un parallélépipède dont le rapport longueur/largeur est compris entre 1 et 2. Dans la mesure du possible, on essaiera de concevoir une structure dont la forme au sol se rapproche le plus possible du carré. Cette forme permet également de diminuer le risque lié au phénomène de distorsion.

Les parties enterrées devront reposer sur un même plan horizontal (voir également : Neuhaus, 1965 [9 ; Soots, 1969 [10 ; Whittaker et Reddish, 1989 [11 ; ICE, 1977 [12]). Les constructions ne doivent posséder aucun décrochement au niveau du sol et de l'infrastructure, même partiel (figure 5.1.1).

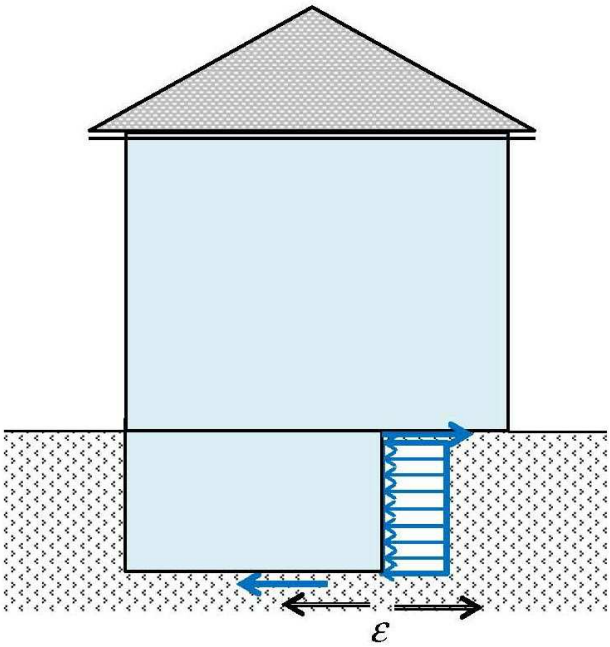


Figure 5.1.1 : Exemple de sollicitations supplémentaires sur la partie enterrée

Depuis les fondations jusqu'à la superstructure, les éléments structuraux doivent être correctement alignés et superposés afin de permettre un comportement le plus homogène possible de la structure. Les bâtiments ne doivent pas comporter de porte-à-faux ou d'avancée de plancher supérieur soutenu par un poteau. En particulier, si des éléments risquent de perturber son comportement (cage d'escalier, cave partielle sous

l'ouvrage…), il faut les concevoir au centre de l'ouvrage (Kwiatek, 1998, [13]), avec éventuellement un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure.

Dans le cas de formes complexes, les constructions doivent être ramenées à des sous-structures simples indépendantes séparées les unes des autres par des joints verticaux (voir figure 5.1.2 par exemple), tant au niveau des fondations qu'au niveau de la superstructure.

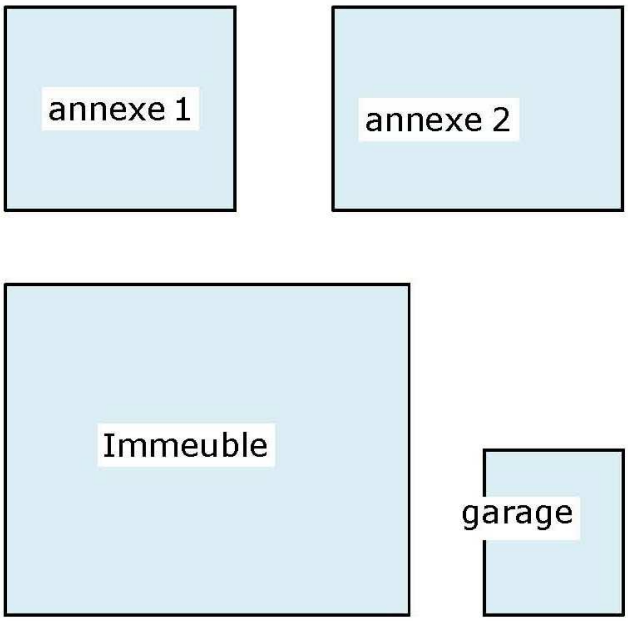


Figure 5.1.2 : Exemple d'un bâtiment de forme complexe se composant de sous-structures indépendantes

ARTICLE 5.1.2. IMPLANTATION

Le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol. Une topographie accidentée et un relief de terrain accusé peuvent avoir des conséquences amplifiées sur les constructions environnantes.

Pour éviter des effets défavorables cumulés, les constructions doivent être éloignées des zones susceptibles d'induire d'autres désordres potentiels telles que les zones de tête ou de pied des talus, des falaises ou zones de risbermes ou encore, si possible, les terrains en pente. Il en découle que les mesures d'implantation qui suivent ont principalement pour objectif d'éviter un changement des états d'équilibre des terres en cas de mouvement du sol d'assise, un glissement de terrain par instabilité dans le cas d'un talus et un risque d'éboulis dans le cas d'une falaise située à proximité. Cependant, le cas des nappes phréatiques doit faire l'objet d'une préoccupation particulière de la part des constructeurs. En fonction de l'amplitude de l'affaissement et du niveau centennal de la nappe phréatique, un dispositif de rabattement de la nappe permettant d'abaisser le niveau de l'eau environnante, est nécessairement à prévoir dès que le niveau exceptionnel et conventionnel des eaux (correspondant au niveau des plus hautes eaux connues et/ou prévisibles) est supérieur au niveau bas du rez-de-chaussée de la construction.

En résumé, les prescriptions sont les suivantes :

• La construction ne doit pas être implantée à proximité d'un rebord de crête et d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 10 %. Cette zone de proximité s'étend jusqu'à une distance égale à trois fois la hauteur du talus ou de la falaise (figure 5.2.1).

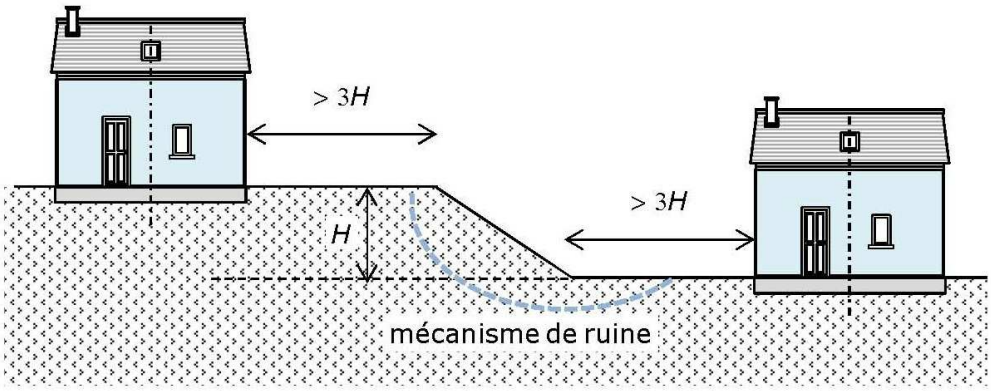


Figure 5.2.1 : Implantation par rapport à des talus et à des falaises dont les pentes sont réputées stables

• Les bâtiments doivent être implantés en dehors d'un terrain dont la pente moyenne est supérieure à 10 %. Au-delà de cette déclivité, le risque de changements des états d'équilibre des terres n'est plus maîtrisable pour les types de constructions visées par l'étude.

• Si les conclusions de l'étude aboutissent à un rabattement de nappe, la construction est interdite.

ARTICLE 5.1.3. CONSTRUCTIONS MITOYENNES OU ACCOLÉES

Dans le cas des constructions mitoyennes ou accolées, il est obligatoire de prévoir un vide entre chaque construction que l'on appellera joint vertical d'affaissement par la suite. Afin d'éliminer des transmissions de charges d'un bâtiment à l'autre, ces joints doivent être maintenus libres et dégagés de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première. Ils doivent être protégés sur toutes leurs faces par les couvre-joints qui sont capables d'absorber des déplacements relatifs entre deux constructions, sans transmettre des efforts notables.

On note que la largeur du joint vertical d'affaissement est beaucoup plus importante que celle du joint thermique ou utilisé pour se prémunir en cas de séisme. Cette largeur est calculée de manière à éviter la collision entre les bâtiments adjacents en cas d'affaissement comme suit.

Adoptant une modélisation simplifiée de type portique, la largeur de joint vertical d'affaissement entre deux bâtiments est la somme de deux contributions :

$$j_{1,2} = j_{1,2/\varepsilon} + j_{1,2/courbure}$$

où $j_{1,2/\varepsilon}$ et $j_{1,2/courbure}$ sont respectivement les contributions dues à la déformation horizontale et à la courbure du terrain.

La largeur du joint vertical d'affaissement due à la déformation horizontale du terrain s'écrit :

$$j_{1,2/\varepsilon} = j_{1,2/0}(\varepsilon + 1) - (\Delta L_1 / 2 + \Delta L_2 / 2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la largeur du joint vertical initial entre deux bâtiments de longueurs L_1 et L_2 avant l'apparition de la déformation horizontale du terrain, tandis que :

$$\Delta L_1 = c_{\varepsilon 1} L_1 \varepsilon \quad \text{et} \quad \Delta L_2 = c_{\varepsilon 2} L_2 \varepsilon$$

sont respectivement les déplacements horizontaux des pieds du mur de chaque bâtiment par rapport à leurs plans initiaux (voir figure 5.2.3), $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$ étant les coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

De même, la distance d'isolement entre les bâtiments peut être raccourcie lors de la formation en cuvette, c'est-à-dire sous l'effet de la courbure du terrain. Dans cette configuration, la largeur du joint vertical d'affaissement due à la courbure du terrain s'écrit :

$$j_{1,2/courbure} = j_{1,2/0} - (p_1 H_1 + p_2 H_2)$$

où $j_{1,2/0}$ est la largeur du joint vertical initial entre deux bâtiments de hauteurs H_1 et H_2 avant l'apparition de la courbure du terrain, tandis que :

$$p_1 = L_1 / 2R_{min} \quad \text{et} \quad p_2 = L_2 / 2R_{min}$$

sont respectivement les inclinaisons des murs de chaque bâtiment par rapport à leurs plans verticaux initiaux (voir figure 5.2.4), R_{min} étant le rayon de courbure minimal de la cuvette d'affaissement.

Tenant compte du fait que la courbure du terrain n'est pas connue à ce jour ainsi que la déformation horizontale du terrain $\varepsilon << 1$, et que dans tous les cas $p_1 \leq p_{max}$ et $p_2 \leq p_{max}$, pour se placer du côté de la sécurité, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines vérifiant :

$$j_{1,2/\varepsilon} \geq 0$$

conduit à la condition de la largeur initiale du joint d'affaissement :

$$j_{1,2/0} \geq p_{\max}(H_1 + H_2) + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1}L_1 + c_{\varepsilon 2}L_2)}{2(\varepsilon + 1)} \cong p_{\max}(H_1 + H_2) + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1}L_1 + c_{\varepsilon 2}L_2)}{2}$$

Par mesure de simplification, la largeur du joint à respecter peut être calculée en retenant les paramètres suivants :

- les coefficients $C_{\varepsilon 1}$ et $C_{\varepsilon 2}$ peuvent être pris égal à 1 ;
- p_{max} est égal à 3 % et ε égale à 15 mm/m, la largeur minimale du joint doit être égale à :

$$0{,}03\ (H_1 + H_2) + 0{,}0075\ (L_1 + L_2)$$

Lorsque le joint doit être prévu entre deux bâtiments de type (1 à 4), la largeur à respecter est au moins égale à celle donnée par le tableau 5.2.1 ci-après.

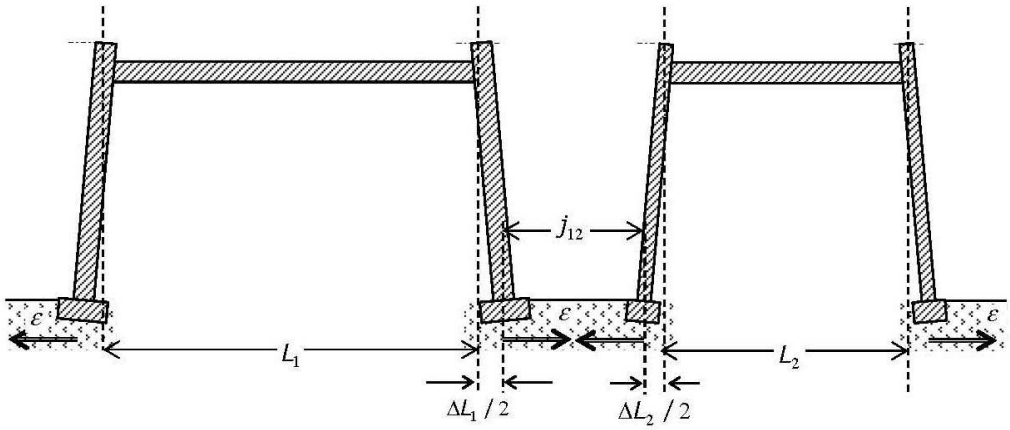


Figure 5.2.3 : Largeur du joint vertical d'affaissement due à la déformation horizontale du sol

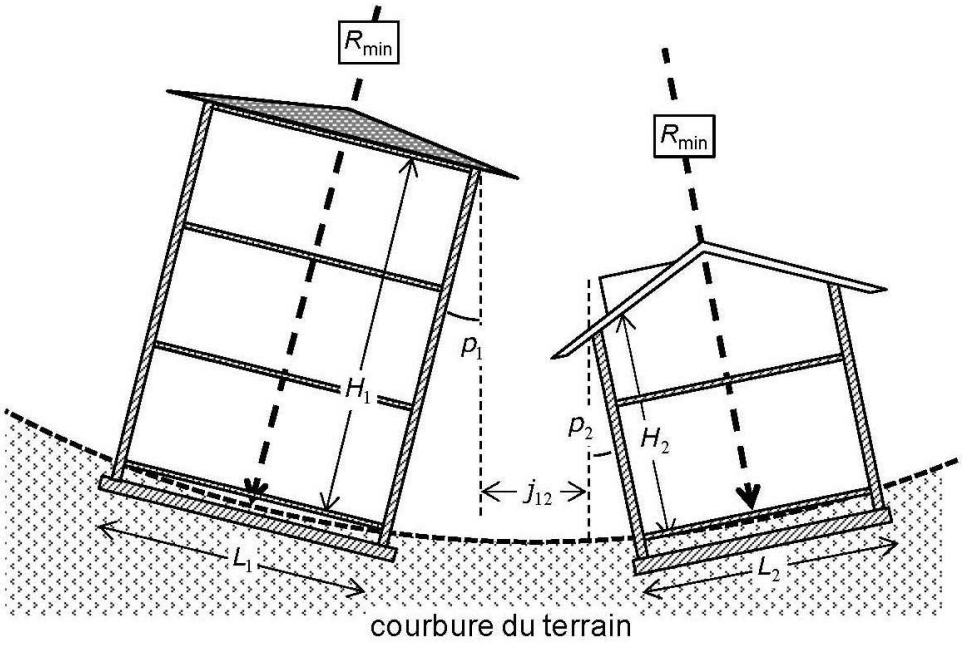


Figure 5.2.4 : Largeur du joint vertical d'affaissement due à la courbure du terrain

Selon les types de bâtiments, le tableau 5.2.1 montre les résultats de calculs effectués pour déterminer la largeur du joint d'affaissement nécessairement mis en œuvre, la déformation horizontale maximale étant égale à 15 mm/m et la pente maximale étant égale à 3 %.

Tableau 5.2.1 : Largeur du joint d'affaissement entre deux bâtiments types voisins pour une déformation horizontale du terrain allant jusqu'à 15 mm/m et une pente maximale du terrain allant jusqu'à 3% (pente de l'affaissement = pente du bâtiment)

Bâtiments types	Largeur du joint d'affaissement (cm)			
	Type 1 (Ex : Maison individuelle)	Type 2 (Ex : Bâtiment collectif)	Type 3 (Ex : Petit ERP)	Type 4 (Ex : Entrepôts)
Type 1 (Ex : Maison individuelle)	43	57,5	41,5	61
Type 2 (Ex : Bâtiment collectif)	57,5	72	56	75
Type 3 (Ex : Petit ERP)	41,5	56	40	59
Type 4 (Ex : Entrepôts)	61	75	59	78

On observe sur le tableau 5.2.1 que la largeur du joint vertical d'affaissement apparaît relativement importante, ce qui pourrait poser des problèmes de mise en œuvre. Cette valeur importante vient du fait que les calculs effectués en tenant compte de la pente d'affaissement maximale (p_{max}) surestiment le raccourcissement de la distance d'isolement
entre les bâtiments lors de la formation en cuvette (l'effet de la courbure). De ce point de vue, il est conseillé de réviser la largeur du joint d'affaissement selon le rayon de courbure du terrain dès que ce dernier est caractérisé.

ARTICLE 5.1.4. TRANCHÉE PÉRIPHÉRIQUE

Une tranchée périphérique doit être réalisée selon les prescriptions figurant ci-après. La tranchée périphérique (voir entre autres : NCB, 1975 [8] ; Peng et al., 1996 [14]; Deck, 2002 [15], Al Heib, 2008 [16]),INERIS, 2008 [17]; Hor, 2012 [18]), réalisée sur le pourtour du bâtiment et remplie de matériaux très compressibles (pour qu'elle ne s'effondre pas elle-même) est susceptible d'encaisser en grande partie des déformations horizontales du sol et de protéger ainsi les murs enterrés. Cette solution permet de réduire la déformation horizontale du sol induite sur le bâtiment d'environ 60 % en zone de compression et 40 % en zone de traction (Peng et Cheng, 1981 [19]).

La tranchée doit être placée au voisinage du niveau de fondations ou de sous-sol. Néanmoins, une tranchée périphérique trop proche de la structure pourrait perturber la stabilité de la structure elle-même, car sa présence à proximité immédiate peut induire dans la fondation un tassement important.

La figure 5.2.6 ci-dessous représente un exemple de la localisation et des matériaux de remplissage de type coke des tranchées périphériques. D'autres matériaux très compressibles pourraient être envisageables en fonction de leur comportement mécanique, leur coût ainsi que leur impact environnemental :

- scories des centrales thermiques de moins de 25 mm (NCB, 1975 [8]) : tranchée proche de la structure et descendant juste sous les fondations ;
- foin (Peng et al., 1996 [14]) : tranchée de 60 cm de largeur, de 60 cm sous la base des fondations et à environ 1,2 m de la structure ;
- polystyrène extrudé de profondeur entre 60 cm et 1 m, de largeur variant de 40 à 60 cm et à 2 m maximum de la structure.

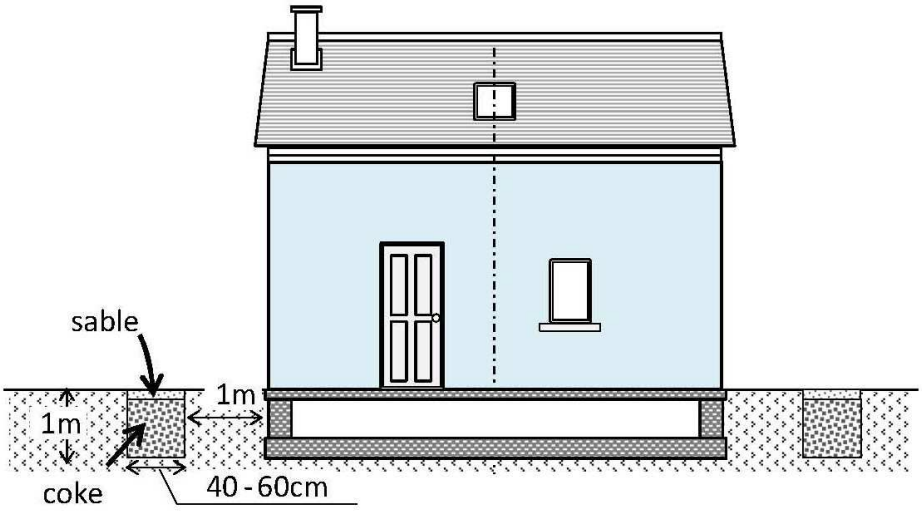


Figure 5.2.5 : Exemple de tranchée compressible périphérique à l'aide de remplissage de type coke

ARTICLE 5.1.5. FONDATION

La fondation représente la partie en contact avec le sol où les efforts sont transmis à la structure. De ce point de vue, l'ensemble des fondations doit être ferraillé conformément à l'Eurocode 2 sous combinaisons accidentelles pour résister à l'effort horizontal engendré par la déformation horizontale du sol et des réactions verticales.

À titre de simplification, l'effort horizontal sur les fondations engendré par la déformation horizontale (voir figure 5.3.1) s'écrit :

$$F_t = \frac{1}{2} P\mu$$

où p et μ sont respectivement le poids du bâtiment et le coefficient de frottement de l'interface sol/fondation, ce dernier étant de 2/3 (Neuhaus, 1965 [9]; Yokel et al., 1981 [20] et Deck, 2002 [15]).

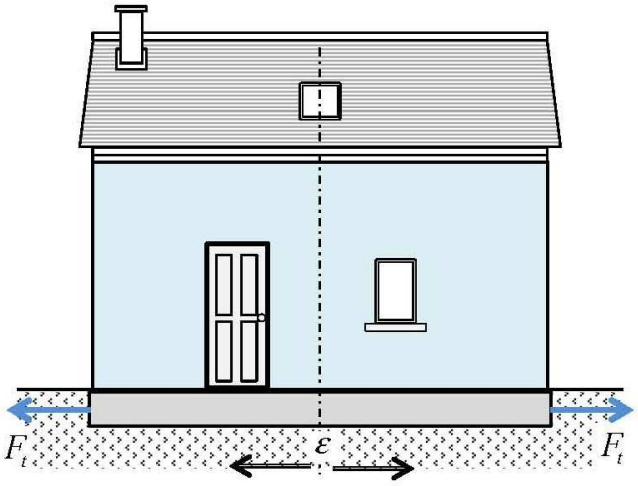


Figure 5.3.1 : Efforts de traction-compression engendrés par la déformation horizontale du sol

Dans le plan horizontal, les fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas de fondations isolées, elles doivent être reliées entre elles par un réseau de longrines intérieures et périphériques rendant l'ensemble rigide dans les deux directions de son plan principal et interdisant tout déplacement relatif (voir figure 5.3.2 par exemple). Ces longrines doivent être solidarisées des fondations par scellement des armatures.

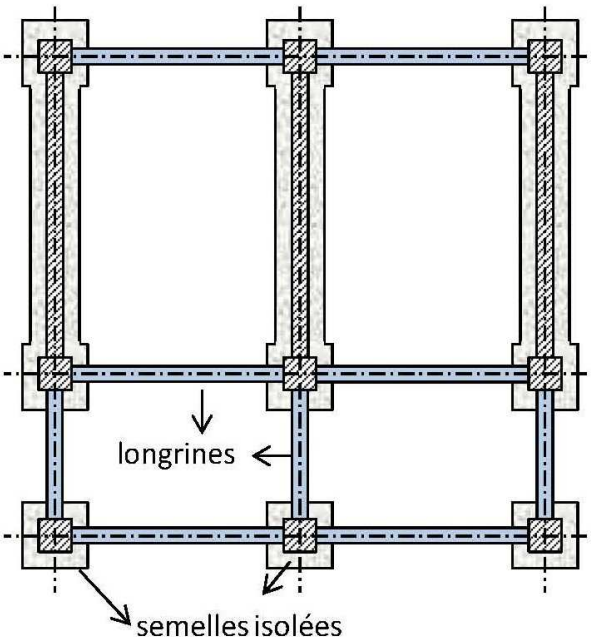


Figure 5.3.2 : Exemple de liaisonnement des fondations isolées

Pour une meilleure maîtrise de l'interaction sol-structure, les fondations doivent être coulées sur le sol avec interposition d'une couche de sable de 10 cm d'épaisseur minimum.
Dans la direction verticale, toutes les fondations doivent être hors gel (profondeur minimale de 95 cm) et réalisées sur un même plan, aucun décrochement vertical n'étant permis. Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations et la contrainte du sol sera la plus homogène possible (voir figure 5.3.3).

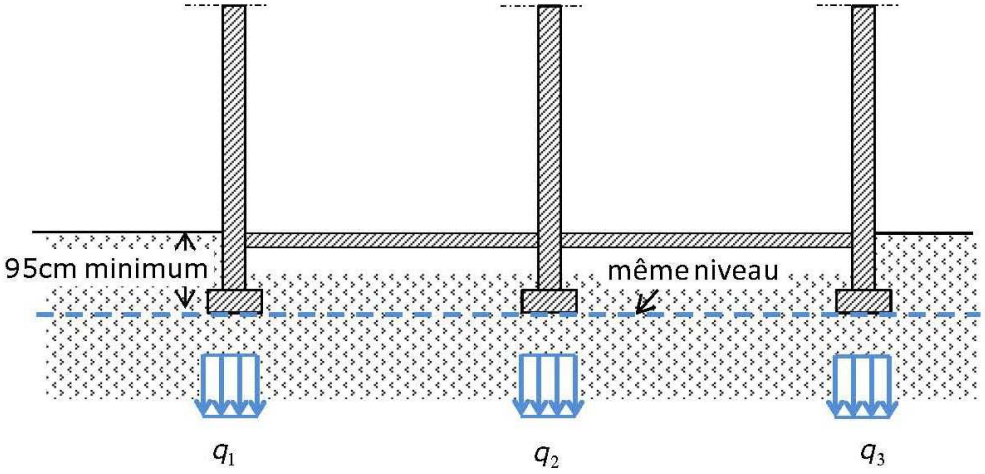


Figure 5.3.3 : Plan d'assise des fondations

Les fondations d'ouvrages secondaires, tels que murets, terrasse, doivent être indépendantes et désolidarisées de l'ouvrage principal (figure 5.3.4).

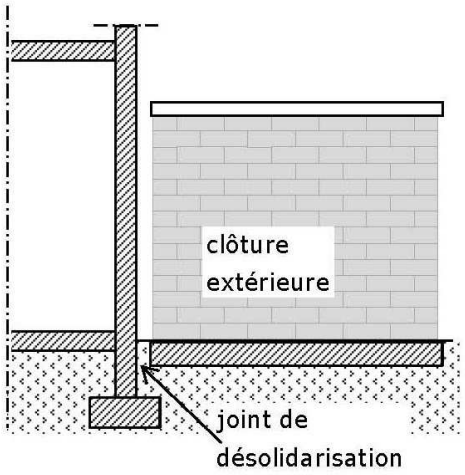


Figure 5.3.4 : Désolidarisation des fondations des ouvrages secondaires

ARTICLE 5.1.6. SUPERSTRUCTURE

Il est essentiel de pouvoir assurer une distribution correcte des charges au sein de la structure par la répartition uniforme de la résistance et la rigidité tant qu'en plan qu'en hauteur. Dans ce cas, la transmission des efforts entre les éléments de structure peut être assurée par la continuité des armatures aux angles des chaînages. De ce point de vue, les renforcements classiques de type chaînage peuvent augmenter la résistance et

la ductilité du bâtiment. Il en résulte que des chaînages continus constitués d'armatures filantes à recouvrement ou ancrage total doivent être disposés aux extrémités des voiles ou des panneaux, à toutes les intersections de murs porteurs (chaînages verticaux), à toutes les intersections des murs et de planchers (chaînages horizontaux en parties haute et basse des murs) (figure 5.3.5). L'importance essentielle des chaînages est de permettre au bâti d'avoir un comportement relativement rigide dans les zones de mise en pente acceptable.

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes en cas d'affaissement de terrain. En conséquence, il est conseillé de limiter le nombre d'ouverture dans les parois. La superstructure doit comporter des ouvertures aussi petites que possible. Des ouvertures seront superposées, éloignées des angles et placées afin de conserver des pans de murs de largeur minimum de 1,5 m sur chaque façade (voir figure 5.3.5 par exemple). De même, les éléments maçonnés de grande dimension doivent être recoupés d'un chaînage vertical tous les 3 m maximum pour éviter les grandes déformations.

L'aire totale des ouvertures doit être inférieure à 30 % de l'aire de la façade. Ces ouvertures doivent également être encadrées par des chaînages. Les chaînages d'encadrement d'ouvertures évitent la formation de fissures diagonales dans les trumeaux et reprennent les tractions qui se développent dans les angles. Cette technique de renforcement, bien que très classique, appelle à des précautions comme suit pour une meilleure mise en œuvre :

- veiller au recouvrement suffisant des armatures aux niveaux des coins ;
- prévoir des cadres ou des épingles régulièrement espacés lorsque les encadrements sont en béton armé ;
- soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts ;
- contrôler le retrait du béton et s'assurer qu'il ne remet pas en cause l'efficacité de l'encadrement.

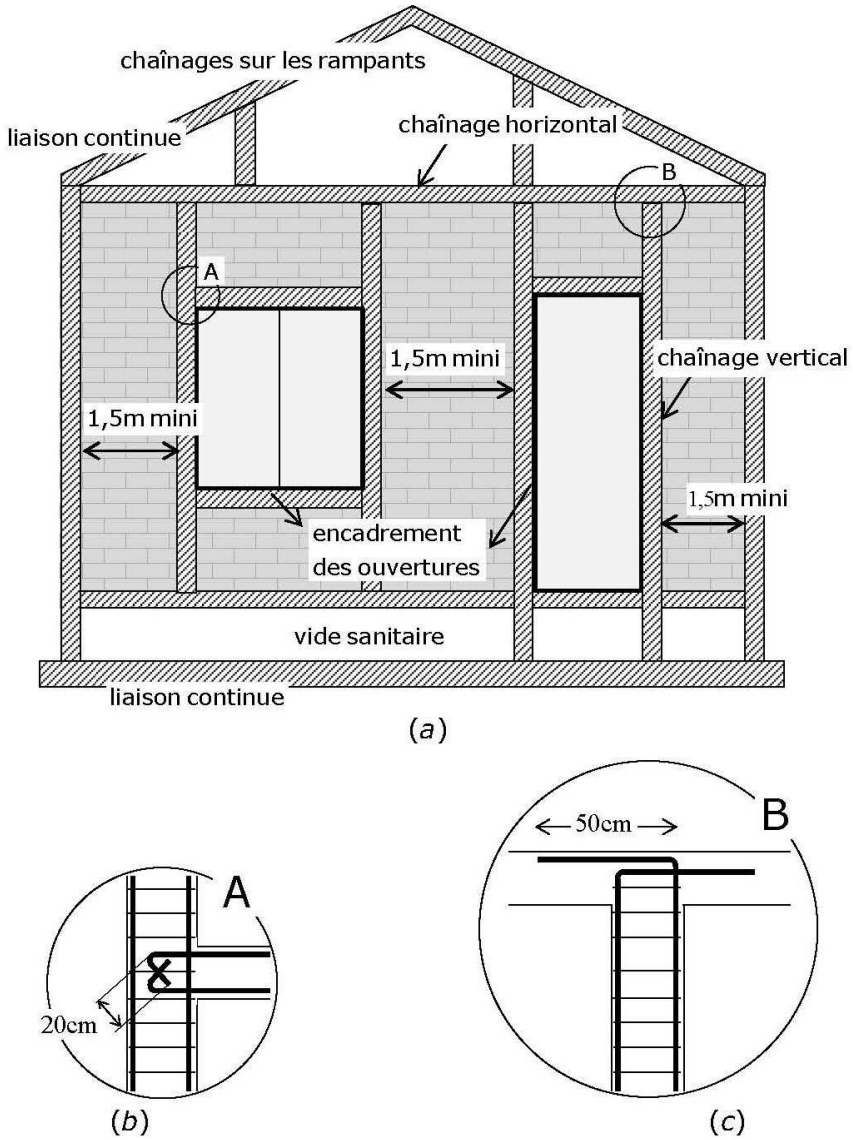


Figure 5.3.5 : Exemple de (a) chaînages d'encadrement des ouvertures d'un mur en maçonnerie, (*b*) croissement des raidisseurs horizontal et vertical et (*c*) croissement du raidisseur vertical et du plancher

ARTICLE 5.1.7. TOITURES

Bien que les toitures ne résistent pas à des déplacements différentiels imposés à leur base, elles ont cependant peu d'importance sur le comportement global du bâti en cas d'affaissement de terrain. L'absence ou la faiblesse des liaisons des murs à la toiture et aux diaphragmes de plancher, un défaut dans l'installation de toiture contreventé, une insuffisance de raideur dans son plan ou une toiture trop lourde sont des facteurs contribuant principalement à la rupture d'une toiture (voir Zacek, 1996 [22] pour plus de détails). De ce point de vue, les dispositions de renforcement de la toiture (charpentes traditionnelles, fermes…) sont à entreprendre avant toutes autres mesures plus importantes visant la structure principale. Elles permettent d'éviter la fragilité des éléments, souvent en bois, dont la chute représente un danger certain pour la sécurité

des occupants et pourrait affecter la structure principale.
La structure de toiture doit être fixée aux chaînages à des endroits qui ne seront pas déstabilisés par le report de charges ponctuelles, l'ancrage pouvant être réalisé à l'aide d'équerres ou sabots métalliques, ou de chevilles.

La pente de la toiture doit tenir compte de la pente prévisible maximale de l'affaissement afin de continuer à assurer la fonction d'étanchéité (définie en situation de concomitance du vent et de la pluie) et du clos et couvert. Il en découle qu'on doit prévoir une pente de toiture au moins égale à la somme de la pente minimale admissible requise dans le DTU (correspondant au type de toiture retenu) et de la pente prévisible maximale d'affaissement de 3 %. Il faut ensuite mettre en place un écran de sous toiture dont la mise en œuvre est prévue dans le DTU de la série 40. Les écrans souples devront relever de la procédure d'Avis Technique en tant que procédé non traditionnel.

Compte tenu du risque d'effondrement sous accumulation d'eau, risque inhérent aux toitures en tôles d'aciers nervurées, les revêtements d'étanchéité sur support en tôles d'aciers nervurées sont proscrits pour les pentes de toit inférieures à 3 %. De plus, les descentes d'eau pluviales doivent être prévues au minimum à chaque angle de la toiture afin d'assurer une évacuation de l'eau en cas de mise en pente du bâtiment, cette dernière étant prise égale à la pente maximale prévisible de l'affaissement plus 1 % au minimum. Dans ce cas, les gouttières et les descentes d'eau doivent être dimensionnées selon le DTU 60.11 et en fonction de la plus grande surface « mouillée » de la toiture possible.

Les tuiles en ardoise ou en bandeaux bitumés et les couvertures en tuiles plates en terre cuite ou en béton, sont proscrites pour assurer la fonction d'étanchéité en cas de concomitance vent/pluie lors d'un affaissement entraînant la mise en pente du bâtiment en dehors du plan d'écoulement de sa toiture.

ARTICLE 5.1.8. MATÉRIAUX

Les matériaux employés, de préférence du type « béton armé » devront répondre aux spécifications techniques les plus exigeantes. À ce sujet, le projeteur pourra se reporter aux règles de calcul du béton armé et du béton précontraint, définies dans les Eurocodes correspondants.

Les matériaux utilisés aussi bien en structure qu'en clos et couverts doivent présenter des performances de résistance et un niveau de durabilité largement éprouvés. Cela suppose qu'ils doivent :

- être conformes, pour ceux relevant du domaine traditionnel, aux documents normatifs en vigueur (DTU et Normes NF ou EN) ;
- relever de l'Avis Technique pour les matériaux et procédés innovants.

Par ailleurs, les matériaux doivent satisfaire à des exigences de caractéristiques minimales, afin d'éviter une détérioration prématurée des performances mécaniques de l'ouvrage. Ces considérations conduisent à établir les prescriptions et recommandations comme suit.

A – Béton

Le béton utilisé doit être de bonne qualité et facile à mettre en œuvre, plutôt ductile, et dispose la résistance caractéristique minimale à la compression de 25 MPa. En exécution, il convient de veiller à respecter la constance des propriétés du béton.

B – Armatures

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments en béton armé, les armatures doivent être à haute adhérence (HA), de nuance Fe E 500 (limite élastique à 500 MPa) et disposer d'un allongement garanti sous charge maximale d'au moins 5 %. Les distances d'enrobage des aciers vis-à-vis de la paroi la plus voisine doivent respecter les dispositions constructives définies dans l'Eurocode 2.

C – Aciers pour charpente métallique

Les aciers utilisés pour la construction métallique doivent disposer d'une nuance minimale de Fe E 235 (limite élastique à 235 MPa).

D – Éléments de maçonneries

Les éléments de maçonneries peuvent être pleins ou creux. Ils peuvent être :

- en blocs pleins de béton courant (granulats calcaires ou siliceux) ou de béton cellulaire ;
- en blocs perforés de béton à perforations verticales ;
- en blocs creux en béton courant ;
- en briques creuses de terre cuite à perforations horizontales ;
- en briques pleines de terre cuite ;
- en blocs perforés de terre cuite à perforations verticales.

Les blocs pleins ou assimilés doivent disposer d'une épaisseur minimale de 15 cm. Les éléments présentant des fissures ou des épaufrures significatives (pouvant nuire à la résistance) sont systématiquement à retirer de la construction.

Les blocs perforés sont assimilés à des blocs pleins aux deux conditions suivantes :

- disposer de perforations verticales perpendiculairement au plan de pose ;
- avoir une résistance supérieure à 12 MPa ;

Les blocs creux doivent comporter une cloison intermédiaire orientée parallèlement au plan du panneau et disposer d'une épaisseur minimale de 20 cm.

Les blocs de béton doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les blocs creux de 20 cm d'épaisseur (B60 ou B80) ;
- 12 MPa pour les blocs pleins ou perforés de 15 cm d'épaisseur (B120 ou B160).

Les blocs de briques de terre cuite doivent répondre aux résistances minimales suivantes :

- 6 MPa pour les briques creuses de terre cuite de 20 cm d'épaisseur (BCTC 20 – 60 et BCTC 20 -80) ;
- 6 MPa pour les briques pleines en blocs perforés de terre cuite de 20 cm d'épaisseur minimale (BPTC 20 – 60, par exemple) ;
- 12 MPa pour les blocs perforés de terre cuite de 15 cm d'épaisseur (BPTC 15 – 120 et BPTC 15 – 150).

E – Mortier de jointoiement

Le mortier utilisé pour le jointoiement doit être aussi plastique et souple que possible. Les grains de sable, constitutifs du mortier, doivent être inférieurs à 5 mm tandis que l'épaisseur des joints doit être supérieure à 15 mm.

ARTICLE 5.1.9. ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Lors d'un affaissement de terrain, les éléments non structuraux peuvent être mis en charge par l'ossature porteuse qui se déforme, notamment dans le cas des ossatures flexibles. Ces éléments, n'ont aucune fonction porteuse et rigides, peuvent alors devenir provisoirement porteurs et risquer de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister à ces charges (leur présence peut influer sur le comportement général de la structure). En conséquence, les éléments non structuraux doivent être conçus pour ne pas avoir d'incidence sur le comportement de la structure de la construction. Les dispositions qui suivent, répondent à cette exigence et permettent de maintenir la fonction de l'élément. Ils sont prescrits pour le respect de l'intégrité du bâtiment au niveau de la structure, du clos et couvert, des réseaux d'eaux et des corps d'état secondaires, les corps d'état techniques tels que le chauffage, la VMC, l'électricité n'étant pas visés par l'étude.

A – Murs de clôture

Les murs de clôture doivent impérativement être désolidarisés du bâtiment.

B – Façades légères

En comparaison avec des façades traditionnelles en maçonnerie ou en béton, une façade légère est construite avec des matériaux légers et industriels. Elle peut être :

- une façade rideau, située entièrement en avant du nez de plancher ;
- une façade semi-rideau, dont la paroi extérieure est située en avant du nez de plancher et la paroi intérieure située entre deux planchers consécutifs ;
- une façade panneau insérée entre planchers ;

- une verrière inclinée à plus de 15° par rapport à la verticale, qui se prolonge en façade.

Compte tenu du caractère fragile des façades légères, ces dernières sont proscrites.

C – Menuiseries extérieures

Pour éviter les désordres résultant de la déformation du gros œuvre, il y a lieu de permettre un déplacement relatif entre le gros œuvre et la menuiserie. Un principe général consiste à réserver des jeux suffisants selon les niveaux d'endommagement prévisibles. Cela peut aller de pattes équerres avec trous de fixation oblongs jusqu'à des dispositions spécifiques détaillées ci-après. En effet, les dispositions classiques autorisent un défaut d'équerrage de 5 mm maximum, expliquant le coincement des vantaux à partir du niveau d'endommagement N2.

Il est nécessaire de limiter la taille des fenêtres (côté inférieure à 1,5 m) et les prévoir de format sensiblement carré (0,9 ≤ hauteur/largeur ≤ 1,1) ; tout élancement prononcé pouvant être préjudiciable quelles que soient les dispositions constructives envisagées. Cela conduit à exclure des ouvrants coulissants qui sont souvent de grandes dimensions et qui par ailleurs présentent un cadre dormant de faible rigidité. De plus, les dispositions d'étanchéité doivent être adaptées pour conserver leur intégrité. En conséquence, toute étanchéité par mastic est à exclure.

D – Escaliers

Les escaliers peuvent être en bois, métal ou en béton armé. Les escaliers maçonnés, les escaliers sur voûte sarrasine ainsi que des marches prévues en console dans les murs sont proscrits.

Les escaliers doivent être conçus au centre de l'ouvrage dans le cas où un escalier intérieur est envisagé, et avec un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure dans le cas de l'escalier extérieur.

E – Éléments en console verticale

Il peut s'agir d'acrotères, de garde-corps, de corniches ou de tout autre élément en maçonnerie fixé uniquement à leur base.

Compte tenu de la mise en pente de la construction lors de l'affaissement, les éléments en
console verticale quand ils sont réalisés en maçonnerie doivent être encadrés par des chaînages horizontaux et verticaux (espacés tous les 3 m maximum) et reliés à la structure porteuse (voir par exemple la figure 5.3.6).

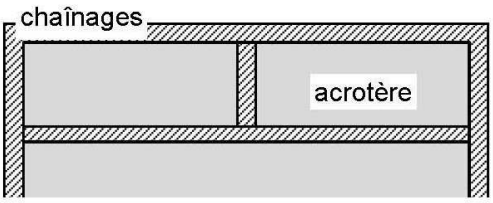


Figure 5.3.6 : Exemple d'encadrement des éléments en console vertical

F – Conduits maçonnés

Du fait de l'inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement et des sollicitations induites sur la souche, les cheminées doivent systématiquement être pourvues de raidisseurs métalliques situés à chaque angle du terminal (les souches peuvent également être munies de haubanage). Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir la section résistante du mur.

À l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques. Afin de réduire l'élancement des souches, il est fortement recommandé d'implanter les cheminées à proximité du faîtage (notamment
en cas de forte inclinaison de la toiture).

G – Cloisons

Les cloisons de distribution intérieure, sans fonction porteuse ou de contreventement, sont en général très flexibles. En cas d'affaissement de terrain, la détérioration des cloisons délimitant les couloirs d'évacuation ou les cages d'escalier, est due à leur mise en charge par l'ossature déformée.

Pour les cloisons en maçonnerie :

Pour les cloisons dont l'épaisseur e ≥ 10 cm, la superficie entre raidisseurs S doit être limitée à 20 m² et la diagonale d à 50 fois l'épaisseur. S'agissant des cloisons dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 10 cm, la superficie entre raidisseurs doit être limitée à 14 m², la plus grande dimension ne doit pas excéder 5 m et la diagonale doit être inférieure à 100 fois l'épaisseur brute. (voir figure 5.3.7 pour plus de détails).

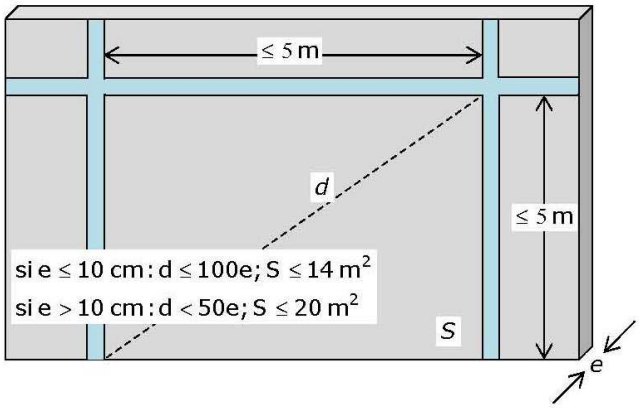


Figure 5.3.7 : Raidisseurs des cloisons en maçonnerie

Les cloisons régnant sur la hauteur d'étage doivent être rendues solidaires de la sous face
du plancher supérieur pour éviter leur déversement. Les cloisons, n'atteignant pas le plafond, doivent être encadrées par des éléments en béton armé, métal ou bois, solidarisés entre eux et liés au gros œuvre de sorte qu'elles ne présentent pas de bords libres (figure 5.3.8).

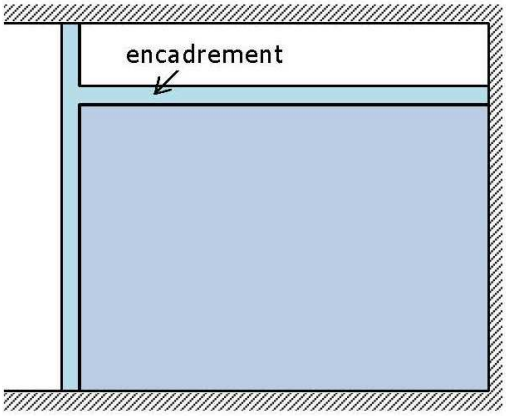


Figure 5.3.8 : Encadrement des cloisons n'atteignant pas le plafond

<u>Pour les cloisons en carreaux de plâtre :</u>

Les cloisons en carreaux de plâtre ne conviennent pas pour le type 4 du fait de la flexibilité de l'ossature métallique. Pour d'autre type de bâtiment, ces cloisons doivent être désolidarisés de la structure par un joint périphérique de 3 cm d'épaisseur et constitué d'un matériau durablement compressible. Elles doivent disposer également de raidisseurs tous les 5 m dans les parties courantes, aux extrémités des cloisons en épi et en partie haute quand elles ne règnent pas sur toute la hauteur d'étage.

La stabilité de la cloison vis-à-vis des forces perpendiculaires au plan de l'élément doit être assurée par des lisses ou attaches appropriées. En conséquence, les huisseries de portes doivent permettre un déplacement relativement libre dans le plan des cloisons, par exemple par utilisation des cornières à trous oblong.

Il est interdit par ailleurs de réaliser des huisseries banchées ou maçonnées, car ces dernières représentent une rigidité importante par rapport à celle des cloisons. Cette différence de rigidité peut en effet engendrer des dégradations locales aux endroits des liaisons.

Pour les cloisons en plaques de plâtre :

Pour assurer l'intégrité des cloisons en plaques de plâtre en cas d'affaissement, ces cloisons devront être découplées de la structure :

- en plaçant l'ossature de la cloison dans un profil solidaire de la structure porteuse ;
- en mettant un joint entre la plaque supérieure et la sous face du plancher pour permettre une translation verticale de l'ossature par rapport au support béton.

H – Réseaux

Installations au gaz :

La présence de canalisations de gaz représente un risque majeur pouvant être très largement pondéré par le caractère progressif de l'affaissement. Dans ces conditions, il convient de proscrire les installations au gaz.

Canalisations pour l'eau et installations d'évacuation :

Il s'agit ici du réseau sous pression ainsi que des réseaux d'eau de pluie et d'eaux usées. Lors de l'affaissement de terrain, il est nécessaire que les installations et les conduites de distribution puissent continuer à fonctionner et que la conception prévoie une réparation de dégâts inévitables. Les dispositions constructives proposées ci-après répondent à la nécessité de supporter une extension, une compression et une inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement.

La pénétration des canalisations dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple –dispositif en ligne ou éléments de liaison en métal déformable. Il est interdit de disposer des canalisations, quelles que soient leurs dimensions, dans les chaînages et dans les panneaux de contreventement. Aucune canalisation ne doit être placée dans l'emplacement libre des joints d'affaissements. La fixation des canalisations extérieures (gouttières et descentes d'eaux pluviales, par exemple) doit être prévue par des étriers ou tout autre dispositif qui ne les maintiennent pas solidement aux murs.

Les liaisons entre les réseaux extérieurs (installations de raccordement au réseau public) et le bâtiment ainsi que celles entre le bâtiment et l'égout, doivent être placées au milieu de la façade avant. Les canalisations peuvent être regroupées dans un emplacement prévu à cet effet (puisard) dont les parois sont soigneusement désolidarisées du bâtiment.

Les canalisations secondaires doivent avoir au moins une inclinaison supérieure à celle prescrite dans les Normes et DTU en vigueur. Cette mesure constructive, qui tient compte du changement de la pente des canalisations lors de l'inclinaison du bâtiment, permet la vidange des installations d'eau sous pression.

ARTICLE 5.2 : PRESCRIPTIONS APPLICABLES AUX SYSTÈMES CONSTRUCTIFS ALTERNATIFS (TYPES 5 ET 6).

ARTICLE 5.2.1. PRÉAMBULE

Le choix des matériaux et celui des systèmes constructifs jouent un rôle déterminant dans la résistance des constructions vis-à-vis des effets de l'affaissement de terrain. De ce point de vue, l'aptitude des systèmes à se déformer plastiquement lors des efforts élevés sans pour autant réduire sensiblement leurs capacités résistantes constitue une solution préférable par rapport à certains procédés constructifs traditionnels plus fragiles.

Deux procédés constructifs alternatifs particulièrement adaptés pour résister à des affaissements du terrain (procédé à comportement ductile notamment) ont été retenus :

- les constructions à ossature bois visées au NF DTU 31.2 ;
- les constructions à ossature métallique.

Par rapport aux procédés traditionnels, les procédés de constructions alternatives offrent :

- un rapport résistance/poids supérieur ;
- une capacité à accepter des déformations plus importantes du fait de la ductilité de leurs assemblages mécaniques.

Article 5.2.1.1 : Constructions à ossature bois

Les procédés recensés pour la présente étude peuvent être classés en trois types :

- structures de type poteau-poutre ;
- structures de type panneaux de bois reconstitués de grande dimension ;
- structures en éléments empilés.

La plupart des systèmes constructifs peuvent s'envisager avec différents soubassements : dalle sur terre-plein ou dalle sur vide sanitaire. Les assemblages entre les différents éléments sont collés et/ou mécanique. Les assemblages mécaniques utilisent parfois des éléments métalliques de type cornières. La colle est essentiellement utilisée pour la reconstitution de panneaux de bois et pour la réalisation d'assemblages en complément ou non d'assemblages mécaniques (vis, clous…).

Pour permettre à l'ensemble des éléments en bois d'être à l'abri de l'humidité stagnante, le premier plancher est généralement réalisé en béton armé (dalle sur terre-plein, plancher entrevous sur vide sanitaire…), alors que les suivants sont généralement réalisés en bois. Les liaisons fondations-superstructure utilisent généralement des connecteurs métalliques (équerres par exemple) qui présentent l'avantage d'être faciles à fixer dans les fondations et qui peuvent permettre de surélever légèrement l'ossature en bois afin de lui éviter d'être en contact avec le béton.

Enfin, les ossatures en bois peuvent être soumises à des variations dimensionnelles liées aux variations hygrométriques. Les liaisons entre éléments d'ossature sont généralement mécaniques (clous, vis…).

A – Structure de type poteau-poutre

Elle consiste en la réalisation d'une ossature en bois selon une trame généralement d'ordre métrique sur laquelle vient se fixer une enveloppe. Cette enveloppe est un complexe plus ou moins élaboré permettant d'assurer au minimum le clos, généralement l'isolation et parfois l'étanchéité (air et eau) et différents services (passage des gaines électriques…).
Cette enveloppe peut être réalisée selon deux familles :

- panneaux (contreplaqué, OSB…) qui peuvent être pris en compte pour assurer le contreventement de l'ouvrage ;
- ou éléments empilés qui ne sont pas pris en compte dans le contreventement et qui ne sont pas porteurs.

Lorsque le contreventement n'est pas assuré par les panneaux ou les éléments empilés, il convient de l'assurer par l'ossature elle-même.

La superstructure est composée d'une succession de portiques identiques. L'espace entre
les portiques est comblé par des panneaux ou des éléments empilés qui ne sont pas porteurs mais qui peuvent assurer ou contribuer au contreventement.

B – Structure de type panneaux de bois reconstitués de grande dimension

Ce type de structure est basé sur l'emploi de panneaux en bois de grandes dimensions (3 m de large et jusqu'à une vingtaine de mètre de long). Sur le marché des constructions, cette structure n'est pas courante. La charpente peut être soit traditionnelle, soit réalisée avec ces mêmes éléments. Les façades peuvent être réalisées par une juxtaposition de panneaux de « petite » dimensions ou au moyen d'un seul panneau de grande dimension.

C – Structure de type éléments empilés

La superstructure est composée de poutres en bois calibrées et empilées. Aux angles de la construction, les poutres sont emboîtées l'une dans l'autre selon le même procédé que les chalets nordiques (en rondins massifs). La charpente est réalisée de manière traditionnelle.

Ce type de structure, bien que pas courante, est inspirés des structures de types chalets nordiques dont les murs sont constitués de troncs d'arbres. On se limitera ici à décrire les procédés utilisant des poutres en bois calibrées et qui aboutissent à des maisons dont l'architecture intérieurs et extérieurs reste classique.

Les poutres en bois calibrées sont fabriquées en usine. Elles ont ainsi les mêmes dimensions et sont usinées afin de permettre leur emboîtement. Contrairement à l'utilisation de troncs non calibrés qui nécessitent une main d'œuvre très qualifiée et un temps de mise en œuvre long, l'utilisation de poutres calibrées rend le procédé accessible à des entreprises moins spécialisées. Les liaisons entre éléments d'ossature sont réalisées par emboîtement et n'utilisent ni connecteurs, ni colle.

Article 5.2.1.2 : Constructions à ossature métallique

Le procédé comprend une ossature métallique porteuse et peut être constitué de :

- planchers en béton armé ou en bois sur solivage en poutrelles métalliques ;
- charpente de toiture en cornières métalliques ;
- parois extérieures en dalles nervurées en béton armé avec revêtement ;
- cloisons de distribution en plaques de parements en plâtre.

La superstructure est composée de profilés métalliques, soudés ou boulonnés entre eux pour constituer des pans de stabilité en deux ou trois dimensions. Les planchers sont principalement de type collaborant (acier et béton) ou éventuellement en bois. D'une manière générale, les ossatures principales sont assemblées par boulonnage ou soudage alors que les ossatures secondaires (lorsqu'il y en a) sont assemblées par vissage.

Les procédés recensés pour la présente étude peuvent être classés en deux types :

- Structures de type poteaux poutres ;
- Structures de type profilés métalliques minces.

A – Structure de type poteaux poutres

Ces structures représentent la construction métallique traditionnelle. Elles sont réalisées à partir de profilés standard et permettent la construction de bâtiment de grandes dimensions. La superstructure est composée de portiques dans une ou deux directions. L'espace entre les portiques est parfois comblé par une ossature secondaire qui supporte le bardage. Les liaisons entre les fondations et la superstructure utilisent généralement des connecteurs métalliques ancrés dans le béton des fondations et boulonnés avec la superstructure.

B – Structures de type profilés métalliques minces

Ce type de structure représente la grande majorité des concepts de maisons individuelles (type Phénix par exemple). L'intérêt est d'associer la légèreté de la structure métallique et une plus grande facilité de mise en œuvre des profilés minces. En pratique, la superstructure est composée d'une série de profilés minces très rapprochés (entraxe inférieur à 1 m). Les profilés sont tenus en tête et en pied par des rails. Dans la plupart des cas, le contreventement est assuré par des croix de saint André. L'intérieur est habillé suivant les techniques de plaques de plâtre sur ossature métallique. L'extérieur est réalisé à partir d'éléments en béton ou en plastique. Les liaisons entre les fondations et la superstructure sont réalisées au niveau du rail bas et au moyen de chevilles métalliques pour béton (chevilles à frapper ou à expansion). L'espacement de ces fixations tient compte essentiellement des efforts de vent.

ARTICLE 5.2.2. PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES RELATIVES AUX SYSTÈMES CONSTRUCTIFS ALTERNATIFS

La protection des bâtiments, vis-à-vis des dommages liés aux risques d'affaissement de terrain, peut comporter trois étapes successives qui sont similaires à celles proposées pour les procédés traditionnels, à rappeler ici :

- le choix d'une typologie du bâti neuf ;
- la diminution des sollicitations induites par l'affaissement de terrain sur les bâtis ;
- l'augmentation de la résistance et de la ductilité des bâtis ;

Compte tenu du fait que des procédés constructifs alternatifs présentent les points communs suivants :

- les réseaux, les revêtements de sol et les menuiseries utilisés sont identiques à ceux mis en place dans les systèmes traditionnels ;
- les cloisons séparatives et les cloisons de distributions sont constituées de panneaux (bois ou plâtre) sur une ossature bois ou métallique, les solutions de type carreaux de plâtre ou de terre cuite n'étant pas employées ;
- les soubassements sont identiques aux modes constructifs traditionnels ;
- le faible poids des structures à ossature bois ou à ossature métallique, comparées aux structures à ossatures en béton, conduit à des fondations généralement plus petites ;
- la conception des liaisons adéquates entre les niveaux est délicate ;

La typologie comporte deux types, dont le nombre de niveaux est limité à deux.

Le bâtiment de **type 5** présentant les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur deux niveaux (R+1), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en bois, ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur/largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

Le bâtiment de **type 6** présentant les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur deux niveaux (R+1), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en métal, ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur/largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple d'usage du type 5 ou type 6 : maison individuelle (figure 7.2.1).

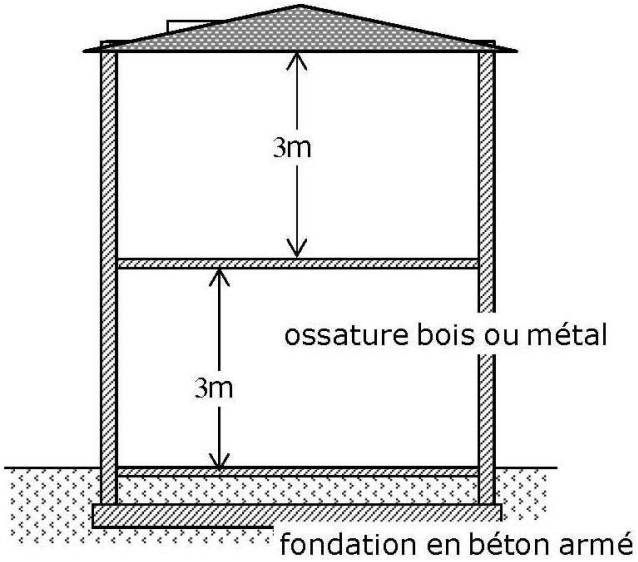


Figure 7.2.1 : Exemple d'un bâtiment de type 5 (à ossature bois) ou de type 6 (à ossature métallique) : maison individuelle R+1

Il en résulte des dispositions générales de constructibilité suivantes :

- Implantation : mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4 ;
- Constructions mitoyennes ou accolées : mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4 ;
- Fondation : mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4 ;
- Toitures : mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4 ;
- Matériaux : le béton et les armatures pour les fondations et planchers ainsi que les aciers pour les charpentes métalliques ont les mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4 ;
- Éléments non structuraux : mêmes prescriptions que pour les constructions de type 1 à 4, sauf :
  - o les cloisons de type carreaux de plâtre ou de terre cuite sont proscrites ;
  - o le poids des conduits en maçonnerie doit être supporté par la fondation en béton armé et non pas par l'ossature en bois ou en métal ;
  - o les conduits de fumée métalliques, légers et flexibles, sont à préférer.

Dans le cas où un appui est légèrement dénivelé vers le bas lors d'une formation en cuvette de l'affaissement, cet appui n'est donc plus au contact de la poutre dans son état initial non chargé. En conséquence, des vérifications par calculs avec des dénivellations d'appui doivent être réalisées au préalable.

Il est préférable que la structure représente un degré d'hyperstaticité important, ce qui permet de soulager les éléments les plus sollicités en redistribuant les efforts sur les travées adjacentes (Zacek, 1996 [22]).

Article 5.2.2.1 : Dispositions spécifiques de constructibilité des constructions à ossature bois

En dehors des causes dues à des conceptions architecturales et structurale incorrectes, les désordres pourraient se produire sur les constructions à ossature bois par la détérioration des assemblages des éléments constructifs (Zacek, 1996 [22]), ce qui conduit ensuite à une déformation importante de l'ossature et aux dommages importants des éléments non structuraux. En conséquence, la conception des assemblages doit être particulièrement soignée. La forme des assemblages ne doivent pas favoriser des concentrations de contraintes dans des éléments de l'ossature. La résistance ultime des éléments en bois doit être supérieure à celle des assemblages. Les joints collés sont à éviter pour les assemblages sollicités en traction. Les assemblages à enture, à mi-bois, à tenon-mortaise et à queue d'aronde sont proscrits.

En outre, il convient d'utiliser le bois de meilleure qualité pour les éléments les plus sollicités, car les défauts locaux du bois (nœuds) diminuent sa résistance et sa rigidité. Lorsque le bois est protégé de l'humidité permanente et des variations hygrométriques auxquelles il est particulièrement sensible, ce matériau possède une résistance appréciable en traction et en compression dans la direction de ses fibres. En général, les constructions à ossature bois doivent disposer d'un système à murs porteurs répondant aux principes suivants :

- les panneaux utilisés dans la composition des murs doivent être résistants à l'humidité ;
- le nombre de panneaux de contreventement doit être identique à tous les étages ;
- la répartition des panneaux doit permettre leur superposition dans la hauteur de la construction afin d'éviter des phénomènes de torsion pouvant intervenir lors d'une inclinaison de bâtiment ;
- le contreventement est assuré soit par un système triangulé, soit par un voile rigide constitué d'un panneau en contreplaqué d'au moins 14 mm d'épaisseur cloué sur tous les montants de l'ossature ;
- chacun des quatre angles doit au moins comporter deux panneaux de contreventement.

On évite tout de même les parements extérieurs en maçonnerie dont le comportement sous déformations imposées est significativement différent de la structure en bois. Par ailleurs, les parements extérieurs constitués de deux couches d'enduit à base de ciment de chaux sur un support métallique (type métal déployé) liaisonné ou panneaux bois paraissent une mesure constructive compatible avec le comportement d'une ossature bois. Les revêtements extérieurs en enduit plastique semblent, eux aussi, convenir.

Article 5.2.2.2 : Dispositions spécifiques de constructibilité de construction à ossature métallique.

Il est bien connu que l'acier résiste aussi bien à la traction qu'à la compression et au cisaillement. Ce matériau représente également une excellente ductilité et homogénéité. Néanmoins, la flexibilité des ossatures métalliques est incompatible avec la faible déformabilité des éléments non-structuraux tels que des cloisons intérieures. En conséquence, les fixations des éléments non-structuraux doivent être conçues de manière
à tolérer sans dommage les déplacements de l'ossature.

Les ossatures métalliques doivent être raidies par des diaphragmes. Les assemblages doivent être ductiles. Au niveau de la liaison entre la structure et les fondations, les chaînages verticaux doivent être placés :

- à tous les angles de la construction ;
- aux jonctions des murs ;
- au droit et en continuité des poteaux reprenant les palées de contreventement ;
- de part et d'autre des ouvertures de soubassement.

Le chaînage du plancher bas du rez-de-chaussée doit comporter des barres d'armatures longitudinales reliées entre elles par des cadres. Au niveau de l'ossature métallique, tous les assemblages doivent être boulonnés. Au droit des poteaux métalliques assurant le contreventement, la liaison doit être prolongée jusqu'au bas des fondations par des chaînages verticaux.

Il est également important de protéger des pieds de poteaux contre la corrosion. Lorsque les plaques d'assise ne sont pas accessibles à l'entretien, un mastic étanche doit empêcher toute infiltration entre les poteaux et le sol (Zacek, 1996 [22]).

CHAPITRE 6 : PRESCRIPTIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX BIENS ET ACTIVITÉS EXISTANTS

ARTICLE 6.1 : RECONNAISSANCE DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE.

L'intervention sur une construction existante exige d'une part une analyse approfondie de son état, les potentiels risques et limites ainsi que l'origine des dégradations, et d'autre part, une connaissance du fonctionnement, le mode d'entretien et des usagers. En pratique, contrairement aux bâtiments neufs pour lesquels le dimensionnement est connu, il est malheureusement rare d'être en possession des informations précises et détaillées de la structure des constructions existantes, notamment des anciennes.

ARTICLE 6.1.1. Collecte d'informations.

Compte tenu du fait que l'exécution des travaux de réhabilitation ou de renforcement peut entraîner la création de désordres, une étude de diagnostic est une étape importante permettant au maître d'ouvrage de hiérarchiser les propriétés d'investissement et de programmer les phasages de travaux. Pour pallier le manque de renseignements, la première analyse est axée sur la prise de connaissance de l'ouvrage, notamment par un premier examen visuel court et synthétique qui aborde tous les aspects du problème. Elle consiste par exemple en un relevé des dimensions, caractéristiques et techniques, stabilité, composition murs / planchers / couverture / charpente, état des matériaux, installation techniques, sondages.

Il s'agit ensuite d'examiner le positionnement des escaliers, la répartition des ouvertures en façade, la composition des charpentes et couvertures, la constitution des planchers ainsi que des installations dangereuses pour la sécurité des occupants telle que les réseaux de gaz, les dépôts de matière inflammable,... Dans certain cas, une étude spécifique plus approfondie du sol se révèle nécessaire pour éviter les phénomènes de tassement différentiel (cause de fissures et de décalage de niveaux entre des parties de l'édifice). Les travaux de réhabilitation doivent aussi s'inscrire dans un ensemble de réseaux (électricité, éventuellement eau ou gaz, et des évacuations) qui peuvent aussi conduire à intervenir lourdement sur les VRD (voiries réseaux divers).

Recommandations :

Les sources permettant d'analyser la vulnérabilité d'une construction existante vis-à-vis d'un affaissement de terrain sont variables et dépendent du projet. Pour aider l'ingénieur en charge d'une opération de collecte d'informations, nous recommandons dans ce qui suit une procédure qui comporte 5 étapes essentielles (voir Amir-Mazaheri et al., 2010 [8] pour plus de détails) :

- ***La première étape*** *consiste à analyser des documents existants. Il peut s'agir ici des documents ou des guides techniques (codes applicables à l'époque de la construction, données géotechniques, notes d'hypothèses, notes de calcul, plans de coffrage,…), des documents établis lors de la construction (permis de construire, date de mise en service, fiches de fabrication, tests sur les matériaux,*

plans d'exécution,…) et des enregistrements durant la vie de l'ouvrage (dossiers de maintenance ou de travaux modificatifs, rapports d'incidents).

- ***La deuxième étape*** *se réfère à la reconstitution des plans de coffrage lorsque, même rare, ces derniers sont disponibles. Dans ce cas, il est important de prendre en compte les éventuelles modifications de la structure survenues depuis sa construction ou tout autre changement de l'usage du bâtiment.*
- ***La troisième étape*** *vise à faire un état des lieux de la structure dont l'objectif est de relever les dégradations visibles, susceptibles d'affecter l'intégrité de la structure principale et son comportement mécanique. Sur la base de ce relevé, la tenue du bâtiment dans le temps pourrait être appréhendée, notamment en prenant en compte des événements naturels surmontés (inondation, tempête, séisme, incendie,..).*
- ***La quatrième étape*** *repose sur l'analyse du report de charges dans l'usage actuel, ou prévu.*
- ***La cinquième et dernière étape****, consiste à restituer le plan d'armatures lorsque ce dernier est disponible pour s'assurer de leur conformité avec le bâtiment réel.*

Il est également recommandé dans le respect des normes en vigueur de vérifier les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs, à l'aide des tests de caractérisation sur des échantillons représentatifs (compression du béton et traction de l'acier par exemple). Pour une valeur standard conforme à l'usage à l'époque de la construction, un nombre d'échantillons limité peut s'assurer de la validité de l'hypothèse. Au contraire, lorsqu'une démarche d'optimisation est envisagée pour tenir compte d'une valeur supérieure, un nombre de tests suffisant pour garantir la représentativité des échantillons et la constance de la caractéristique mécanique doit être effectué. Pour cela, il est possible de se référer aux normes européennes définissant les procédures d'essais et la détermination des coefficients de sécurité pour estimer le nombre d'essais (voir Amir-Mazaheri et al., 2010 [8] pour plus de détails).

ARTICLE 6.1.2. *Recensement des do*mmages caractéristiques.

Nous avons vu plus haut que l'objectif de la collecte d'informations est de récolter le maximum de renseignements utiles à l'examen du comportement des bâtis. Elle permet ainsi d'étudier finement les causes d'endommagement éventuelles afin d'identifier les défauts de mise en œuvre et de conception pouvant en être à l'origine. Ainsi, les dommages caractéristiques de la construction peuvent être synthétisés comme suit.

_Effondrement de la toiture :

Causes principales :

- déformations importantes des murs (flambement et flexion des murs trop fragiles) ;
- arrachement des solives et des charpentes.

Défauts principaux :

- toiture trop lourde ;
- absence de liaisons ou d'ancrages de la charpente dans les murs en maçonnerie ;
- charpente non contreventée (pas de plan rigide qui assurerait une fonction tirant-bouton) ;
- absence de chaînages horizontaux et verticaux.

Brèches dans les murs :

Causes principales :

- poinçonnement des murs.

Défauts principaux :

- déclivité du sol trop importante (éboulement de terrain fortement prévisible).

Destructions des murs mitoyens :

Causes principales :

- collision entre constructions voisines.

Défauts principaux :

- largeur de joint insuffisante ;
- joint rempli de matériaux incompressibles ;
- planchers situés à une altimétrie sensiblement différente pour les constructions à mur mitoyen unique et les constructions rapprochées.

Désolidarisation des planchers :

Causes principales :

- mise en parallélogramme des planchers.

Défauts principaux :

- planchers insuffisamment rigides (planchers en bois par exemple) ;
- absence de chaînages horizontaux entre les planchers et les murs ;
- irrégularité en élévation (la transmission des efforts verticaux ne s'effectue pas en ligne directe).

Dislocation des maçonneries :

Causes principales :

- rupture de maçonneries par traction et cisaillement ;
- arrachement des solives et des charpentes ;
- amplification des déformations dans les murs.

Défauts principaux :

- absence de chaînages horizontaux et verticaux ;
- absence de plafond rigide ;
- toiture lourde et non contreventée ;
- liaisons insuffisantes entre divers éléments ;
- forme découpée ;
- dispositions déséquilibrées des éléments rigides.

Destruction partielle des façades :

Causes principales :

- torsion d'ensemble ;
- flexion des murs trop importante

Défauts principaux :

- absence de harpage entre les murs ;
- murs de grande longueur non raidis dans leur plan perpendiculaire ;
- planchers ne formant pas de diaphragmes rigides (et ne pouvant pas répartir régulièrement les efforts horizontaux sur les parois verticales) ;
- porte à faux de balcon.

Ruptures des maçonneries aux angles :

Causes principales :

- possibilité de transmission d'efforts entre murs perpendiculaires insuffisante ;
- combinaison des effets dus à la flexion, au cisaillement et à la torsion.

Défauts principaux :

- absence de harpage entre les murs ;
- murs de grande longueur non raidis dans leur plan perpendiculaire ;
- absence de toiture rigide (pas de diaphragme garantissant une résistance « monolithique »)

___**Fissuration des murs au niveau des trumeaux et des allèges :**

Causes principales :

- concentration excessive de contraintes autour des angles rentrants ;
- efforts de traction dus à la flexion des murs ;
- efforts de cisaillement dans le plan des murs.

Défauts principaux :

- absence d'encadrement rigide en périphérie des ouvertures (pas de cadre rigide relié aux chaînages) ;
- absence de toiture rigide ;
- murs de grande longueur non raidis dans leur plan perpendiculaire.

L'identification des défauts et l'analyse des conditions techniques relatives à l'amélioration du comportement de l'ouvrage, gouverneront le choix de décisions des travaux de modifications ou de renforcement sur les constructions existantes. Cette décision concerne aussi bien l'intensité de l'aléa pour laquelle on souhaite un bon comportement des ouvrages que le niveau d'endommagement correspondant de ce dernier.

ARTICLE 6.1.3. Localisation de la construction existante.

Le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol. Une topographie accidentée et un relief de terrain accusé peuvent avoir des conséquences amplifiées sur les constructions environnantes. Pour éviter des effets défavorables cumulés, les constructions sur lesquelles seront effectuées des modifications ou des renforcements, doivent être éloignées des zones susceptibles d'induire d'autres désordres potentiels telles que les zones de tête ou de pied des talus, des falaises ou zones de risbermes ou encore, si possible, les terrains en pente. En conséquence, des modifications ou renforcements de bâtiment **sont proscrites dans les conditions suivantes :**

- La construction existante est proche d'un rebord de crête ou d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 10 %. Cette zone de proximité est inférieure ou égale à trois fois la hauteur du talus ou de la falaise (figure 4.1).

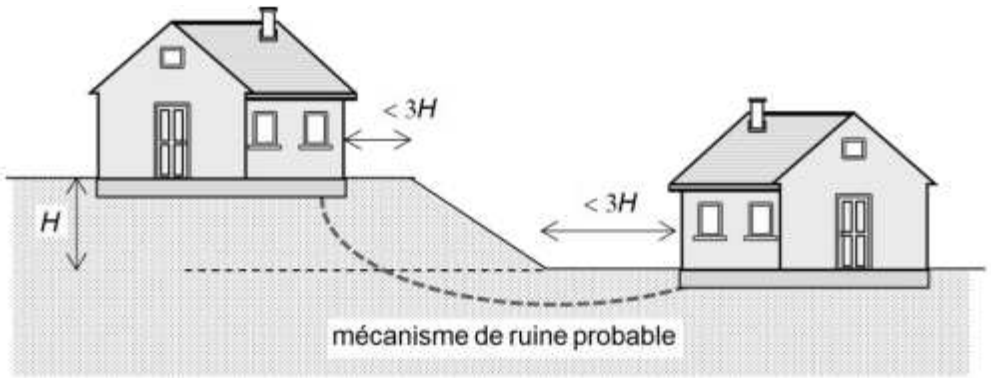


Figure 4.1 : construction existante à proximité des talus et à des falaises dont les pentes ne sont pas réputées stables

- La pente moyenne du terrain naturel est supérieure à 10 %. Au-delà de cette déclivité, le risque de changements des états d'équilibre des terres ou l'instabilité de surface de type éboulement de terrain, n'est plus maîtrisable vis-à-vis des affaissements de terrain.

ARTICLE 6.2 : TRAVAUX DE RÉHABILITATION.

Les travaux de réhabilitation de bâtiments peuvent conduire à une augmentation de charges sur le sol d'assise et/ou à une perturbation de ces dernières. Ils peuvent aussi conduire à une modification de la raideur des éléments composant la structure.

On analyse dans ce qui suit les désordres susceptibles de se produire lors de la réhabilitation d'un bâtiment. Le processus de vérification consiste à comparer la capacité de résistance de la construction en cas des travaux précités, à la sollicitation induite par l'affaissement du terrain. Les capacités résistantes reflèteront donc l'aptitude du bâtiment à encaisser les efforts dus aux déformations horizontales du sol (traction ou compression) et les efforts engendrés par la mise en pente de ce dernier. À l'issue de ces analyses, des règles constructives permettant d'envisager de tels travaux sur les constructions existantes, sans que le risque soit significativement augmenté, seront proposées.

ARTICLE 6.2.1. Modification des espaces sous la toiture.

La modification des espaces sous la toiture peut consister à :

- dégager un espace habitable par la possibilité de supprimer certains éléments qui la composent (figure 5.1) :

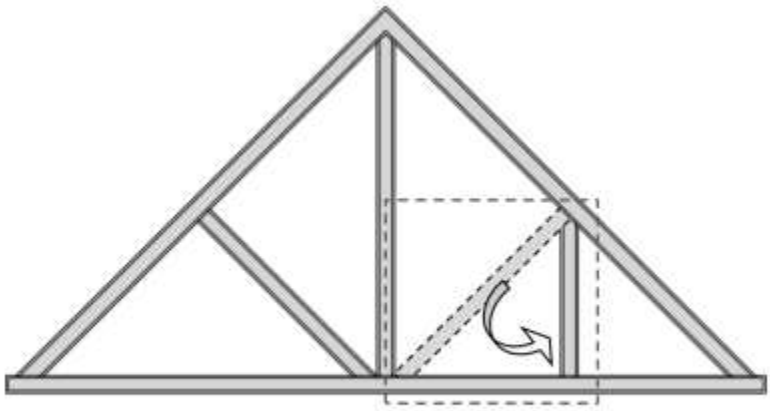


Figure 5.1 : exemple de dégagement d'un espace habitable sous la toiture

- ou dégager la charpente et abaisser le plancher (figure 5.2)

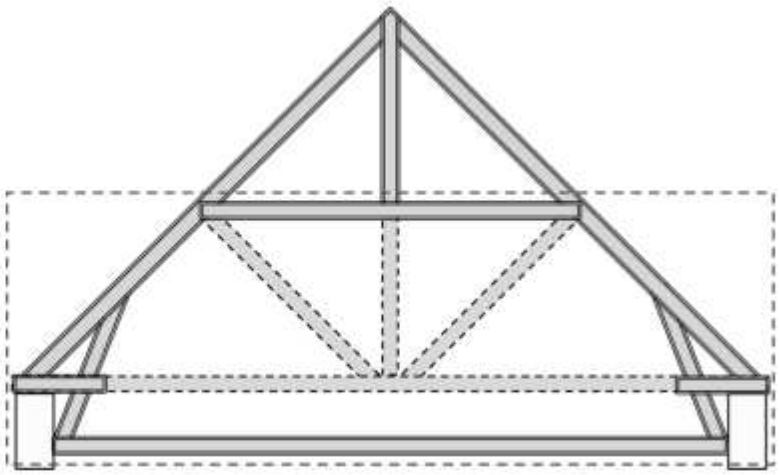


Figure 5.2 : exemple de dégagement de la charpente et d'abaissement du plancher

- ou encore, redresser la pente de la toiture (figure 5.3) :

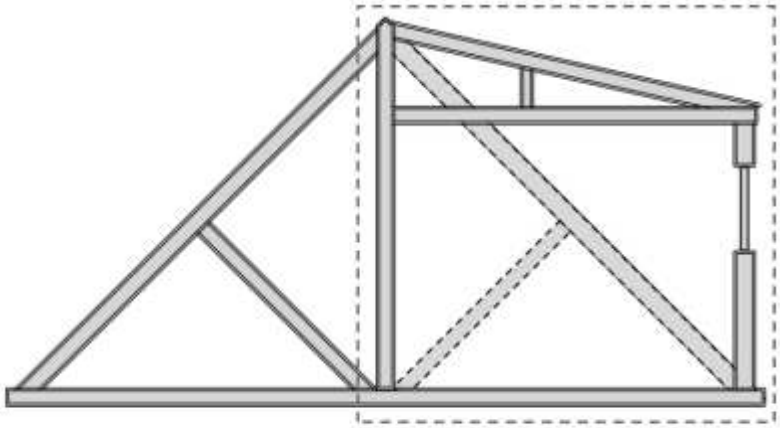


Figure 5.3 : exemple de redressement de la pente de la toiture

Bien que les toitures ne résistent pas à des déplacements différentiels imposés à leur base, elles ont cependant peu d'importance sur le comportement global du bâti en cas d'affaissement de terrain. L'absence ou la faiblesse des liaisons des murs à la toiture et aux diaphragmes de plancher, un défaut dans l'installation de toiture contreventée, une insuffisance de raideur dans son plan ou une toiture trop lourde, sont des facteurs contribuant principalement à la rupture d'une toiture (voir Zacek, 1996 [9] pour plus de détails). De ce point de vue, les dispositions de renforcement de la toiture sont à entreprendre avant toutes autres mesures plus importantes visant la structure principale. Elles permettent d'éviter la fragilité des éléments, souvent en bois, dont la chute représente un danger certain pour la sécurité des occupants et pourrait affecter la structure principale.

Prescriptions :

Quelles que soient les modifications envisagées, la structure de toiture doit être fixée aux chaînages à des endroits qui ne sont pas déstabilisés par le report de charges ponctuelles, l'ancrage pouvant être réalisé à l'aide d'équerres ou sabots métalliques, ou de chevilles (voir figure 5.4 par exemple).

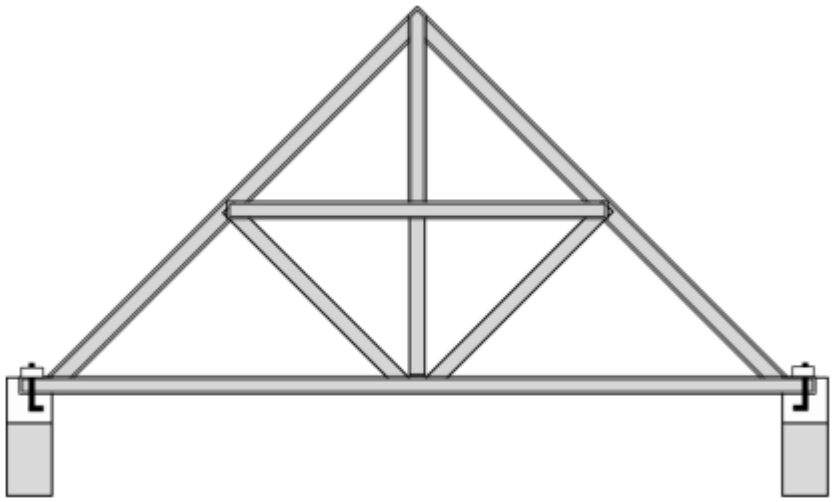


Figure 5.4 : exemple d'ancrage de la toiture dans les chaînages

La pente de la toiture doit tenir compte de la pente prévisible maximale de l'affaissement afin de continuer à assurer sa fonction d'étanchéité (définie en situation de concomitance du vent et de la pluie) et du clos et couvert. Il en découle qu'on doit prévoir une pente de toiture (cas d'un redressement de la pente de la toiture par exemple) au moins égale à la somme de la pente minimale admissible requise dans le DTU (correspondant au type de toiture retenu) et de la pente prévisible maximale due à l'affaissement de terrain du quartier concerné. Il faut ensuite mettre en place un écran de sous toiture dont la mise en œuvre est prévue dans le DTU de la série 40. Les écrans souples devront relever de la procédure d'Avis Technique en tant que procédé non traditionnel.

Dans le cas d'un remplacement de la couverture, les tuiles en ardoise ou en bandeaux bitumés et les couvertures en tuiles plates en terre cuite ou en béton, sont proscrites pour assurer la fonction d'étanchéité en cas de concomitance vent/pluie lors d'un affaissement entraînant la mise en pente du bâtiment en dehors du plan d'écoulement de sa toiture.

En tenant en compte du risque d'effondrement sous accumulation d'eau, risque inhérent aux toitures en tôles d'aciers nervurées, les revêtements d'étanchéité sur support en tôles d'aciers nervurées sont proscrits pour les pentes de toit inférieures à 3 %. De plus, les descentes d'eau pluviales doivent être prévues au minimum à chaque angle de la toiture afin d'assurer une évacuation de l'eau en cas de mise en pente du bâtiment, cette dernière étant prise égale à la pente maximale prévisible de l'affaissement plus 1 % au minimum. Dans ce cas, les gouttières et les descentes d'eau doivent être dimensionnées selon le DTU 60.11 et la norme EN12056, en fonction de la plus grande surface « mouillée » de la toiture.

Recommandations :

Lors d'un remplacement d'une couverture en tuiles mécaniques, les couvertures en tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement à relief ou en tuiles béton à glissement et à emboîtement longitudinal, sont recommandées. Il est également recommandé de disposer une descente d'eau à chaque extrémité de gouttière.

Pour des travaux d'étanchéité des toitures sur éléments porteurs en maçonnerie ou en béton, la réalisation d'acrotères bas (hauteur maximale de 10 cm) revêtus d'étanchéité jusqu'à l'arête extérieure est à préférer aux acrotères hauts.

ARTICLE 6.2.2. Surélévation de la construction existante.

Il s'agit en général des travaux d'extension en hauteur d'un bâtiment en vue d'augmenter la surface habitable, sans modifier l'emprise au sol. Ces travaux conduisent à une augmentation de la hauteur de bâtiment d'une part, à une augmentation et une redistribution de charges sur le sol d'autre part.

Prescriptions générales :

La surélévation du bâtiment est une intervention très complexe. Elle doit être réalisée par des professionnels experts du métier.

Avant toute intervention de surélévation sur la construction existante, il est nécessaire d'étudier au préalable avec une attention particulière : la capacité portante du sol d'assise, des fondations et de la superstructure et les conséquences éventuelles dus aux changements de l'état d'équilibre ainsi qu'aux reports de charges sur les éléments structuraux. Par exemple, pour vérifier la stabilité (basculement) des ouvrages élancés, il est possible de supposer qu'à partir d'un report de charges d'environ 20 % sur les fondations surcomprimées, l'ouvrage est susceptible de basculer par poinçonnement du sol. Ce report de charge peut être évalué à partir de l'inclinaison maximale de la pente d'affaissement, par adjonction d'un effort latéral supplémentaire appliqué à la construction qui induit un moment à équilibrer au niveau des fondations.

En général, la surélévation du bâtiment conduit à refaire à neuf ou à modifier la toiture initiale. Dans ce cas, la construction de la nouvelle toiture doit respecter les prescriptions et recommandations décrites au paragraphe 6.2.1

A — Distance d'isolement entre bâtiments.

L'augmentation de la hauteur du bâtiment par la surélévation nous amène à nous interroger d'abord sur la distance d'isolement entre des bâtiments existants. Dans cette configuration (figure 5.5), la distance d'isolement entre deux bâtiments voisins vérifie :

$$j_{1,2/0} \geq (p_1 H_1 + p_2(H_2 + \Delta H_2)) + \frac{\varepsilon(c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1-\varepsilon)}$$

où :

$j_{1,2/0}$: distance d'isolement initiale entre deux bâtiments ;
H_1 et H_2 : hauteurs des bâtiments ;
ΔH_2 : augmentation de la hauteur du bâtiment 2 par la surélévation ;
L_1 et L_2 : longueurs des bâtiments ;
p_1 et p_2 : inclinaisons des bâtiments par rapport à leur plans verticaux initiaux ;
ε : déformation horizontale du sol ;
$c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$: coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

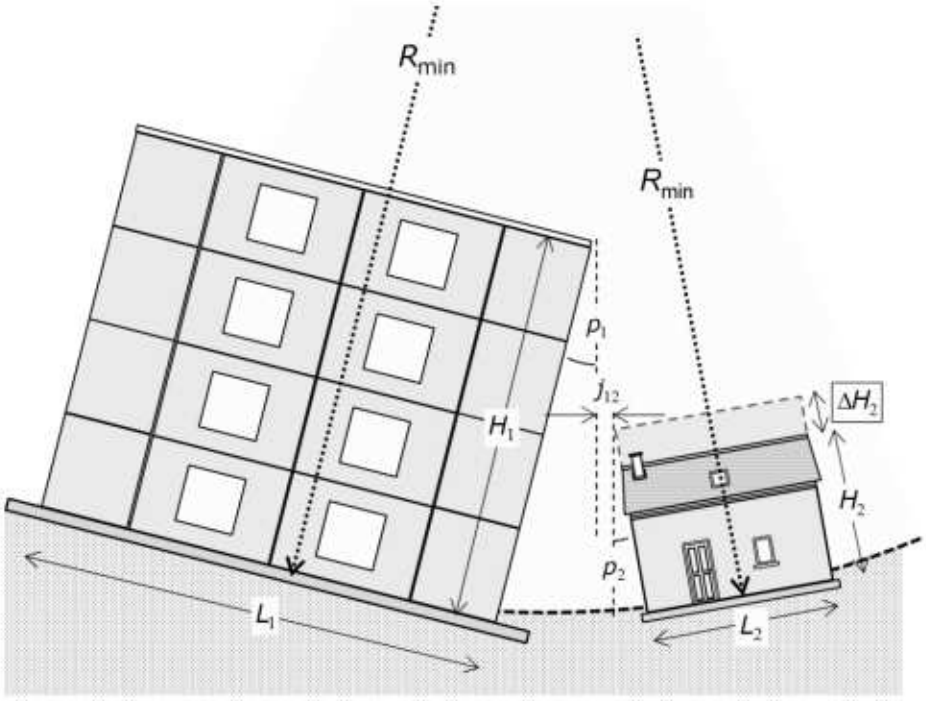


Figure 5.5 : diminution de la distance d'isolement engendrée par la surélévation

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $c_{\varepsilon 1}=c_{\varepsilon 2}=1$ *et* $\varepsilon=\varepsilon_{max}=15$ *mm/m, la formule précédente se simplifie :*

$$j_{1,2/0} \geq (\rho_1 H_1 + \rho_2 (H_2 + \Delta H_2)) + 0{,}1 \times (L_1 + L_2)$$

Tenant compte du fait que, dans tous les cas, $\rho_1 < \rho_{max}$, $\rho_2 < \rho_{max}$ et $\varepsilon < \varepsilon_{max}$, pour se placer du côté de la sécurité, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines conduit à la limite de hauteur de surélévation :

$$\Delta H_2 \leq \left(j_{1,2/0} - \frac{\varepsilon_{max}(L_1 + L_2)}{2(1-\varepsilon_{max})} \right) \frac{1}{p_{max}} - (H_1 + H_2)$$

dans laquelle ρ_{max} et ε_{max} sont respectivement la pente prévisible maximale et la déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné. Dans le cas où la limite de hauteur de surélévation devient négative, par manque de distance d'isolement par exemple, la surélévation est donc interdite.

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $\varepsilon_{max} = 15$ *mm/m, et* $\rho_{max} = 3$ *%, la formule précédente se simplifie :*

$$\Delta H_2 \leq (j_{1,2/0} - 0{,}1 \times (L_1 + L_2)) \times 33{,}33 - (H_1 + H_2)$$

<u>Prescriptions :</u>

En résumé, la hauteur de surélévation d'une construction existante doit respecter les conditions suivantes :

$$\boxed{0 \leq \Delta H \leq \frac{j_0}{p_{max}} - (H + H_{voisine}) - \frac{\varepsilon_{max}(L + L_{voisine})}{2p_{max}(1-\varepsilon_{max})}}$$

où :

j_0 : distance d'isolement entre deux constructions ;
H : hauteur initiale de la construction sur laquelle la surélévation est envisagée ;
L : longueur initiale de la construction sur laquelle la surélévation est envisagée ;
$H_{voisine}$: hauteur de la construction voisine ;
$L_{voisine}$: longueur de la construction voisine ;
p_{max} : pente prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné ;
ε_{max} : déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné.

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $\varepsilon_{max} = 15$ *mm/m, et* $\rho_{max} = 3$ *%, la formule précédente se simplifie :*

$$0 \leq \Delta H \leq 33{,}33 \times J_0 - (H + H_{voisine}) - 0{,}3 \times (L + L_{voisine})$$

B — Surélévation de la toiture.

La surélévation de la toiture, qui peut être partielle (figure 5.6(a)) ou totale (figure 5.6(b)), a essentiellement pour but d'aménager des combles pour permettre un volume habitable plus important.

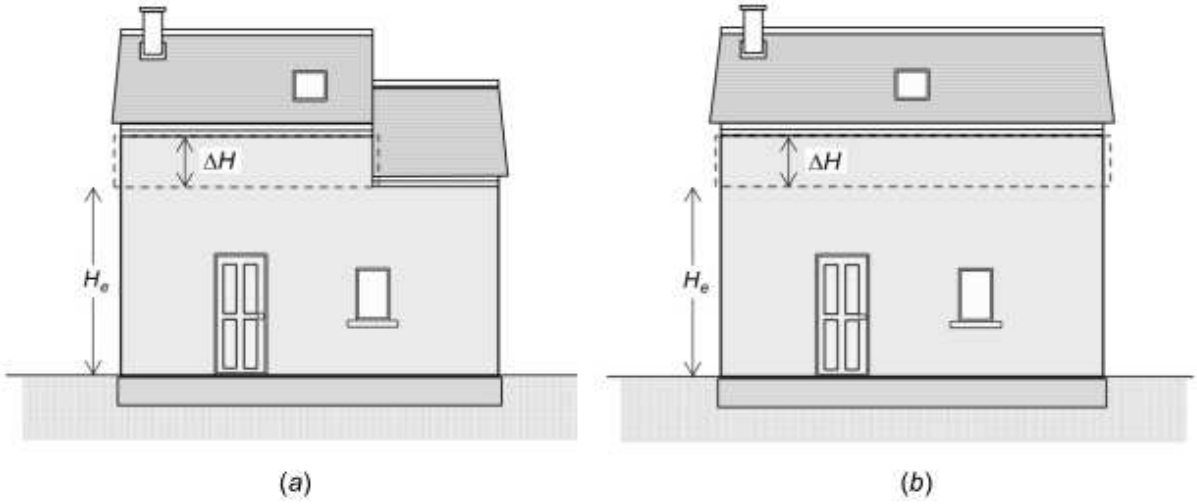


Figure 5.6 : exemple de la surélévation (a) partielle et (b) entière d'une toiture

Prescriptions :

Compte tenu du fait que des concentrations de contraintes deviennent significatives lorsque les deux corps du bâtiment sont de hauteurs très différentes (irrégularité en élévation), l'augmentation de la hauteur ne doit pas dépasser 20 % de la hauteur d'étage sur lequel la surélévation de la toiture est envisagée. Plus précisément :

$$\frac{\Delta H}{H_e} \leq 0{,}2$$

où H_e et ΔH sont respectivement la hauteur de l'étage et l'augmentation de la hauteur de ce dernier.

Recommandations :

La surélévation de la toiture conduit à une augmentation de la hauteur des murs de façade. Il est donc recommandé de les renforcer et d'éviter les ouvertures qui présentent les risques de concentration de contraintes importants au niveau de ses angles.

C — Surélévation d'un niveau.

La surélévation d'un niveau peut s'agir de l'ajout d'un espace supplémentaire accessible depuis l'intérieur (une nouvelle chambre par exemple– figure 5.7(a)) ou d'un espace indépendant dont l'accès peut être à l'extérieur (un appartement par exemple – figure 5.7(b)). Ces deux figures représentent également des augmentations et redistributions de charges sur le sol ainsi que les sollicitations supplémentaires induites par des mouvements d'affaissement du terrain.



Figure 5.7 : exemple de la surélévation (a) entière et (b) partielle d'un niveau

Il est bien connu que les efforts de frottement agissant sur la surface de contact fondation-sol d'assise dépendent de la contrainte verticale sur la surface de frottement. Il en résulte que l'augmentation du poids de bâtiment par la surélévation conduira à une augmentation des efforts de frottement sur la fondation. Dans le cas où la contrainte verticale n'est pas transmise à la surface de frottement de manière uniforme, les efforts de frottement peuvent provoquer des effets de torsion non négligeables.

Prescriptions :

En pratique, la surélévation d'un niveau correspond à une nouvelle construction au-dessus de la construction existante, avec différentes modifications de cette dernière. La structure du nouvel étage doit avoir la forme compacte et simple d'un parallélépipède dont la hauteur est inférieure à celle de l'étage inférieur et le rapport longueur/largeur est compris entre 1 et 2.

Le bâtiment après surélévation ne doit pas comporter de porte-à-faux (figure 5.8) ou d'avancée de plancher supérieur soutenu par un poteau (figure 5.9). En effet, la configuration de porte-à-faux entraine un déplacement du centre de gravité vers une des façades, ce qui peut créer ensuite un risque de basculement d'ensemble sous l'effet de la mise en pente du terrain.

Depuis l'étage inférieur jusqu'au nouvel étage, les éléments structuraux doivent être correctement alignés et superposés afin de permettre un comportement le plus homogène possible de la structure. En particulier, si des éléments risquent de perturber son comportement (cage d'escalier par exemple), il faut les concevoir au centre de l'ouvrage (Kwiatek, 1998, [10]).

Les escaliers doivent être conçus au centre de l'ouvrage dans le cas où un escalier intérieur est envisagé, et avec un joint de désolidarisation entre la cave et la superstructure dans le cas de l'escalier extérieur. De plus, les escaliers maçonnés, les escaliers sur voûte sarrasine ainsi que des marches prévues en console dans les murs sont proscrits.

Du fait de l'inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement et des sollicitations induites sur la souche, les cheminées doivent systématiquement être pourvues de raidisseurs métalliques situés à chaque angle du terminal (les souches peuvent également être munies de haubanage). Les conduits de fumée doivent être adossés aux murs intérieurs sans affaiblir leurs sections résistantes. À l'intérieur de la construction, les conduits doivent être liaisonnés à la charpente et à chaque plancher par des attaches métalliques.

<u>Recommandations :</u>

Des matériaux légers et résistants (métal, bois par exemple) sont mieux adaptés que les matériaux lourds, tant pour la toiture que pour la superstructure.

Afin de réduire l'élancement des souches, il est fortement recommandé d'implanter les cheminées à proximité du faîtage (notamment en cas de forte inclinaison de la toiture).

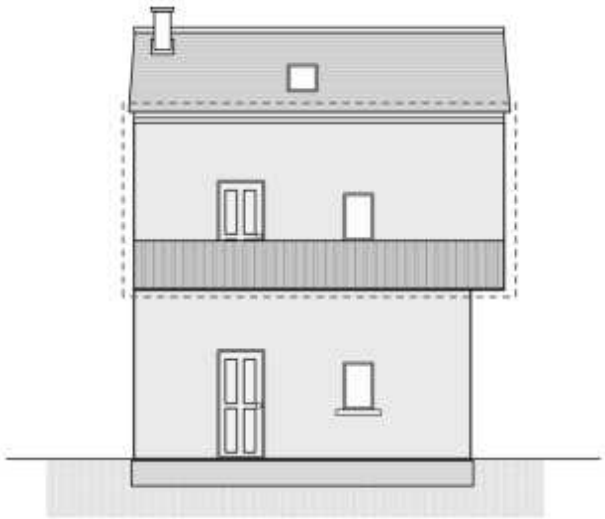


Figure 5.8 : exemple du porte-à-faux engendré par la surélévation d'un niveau (proscrit)

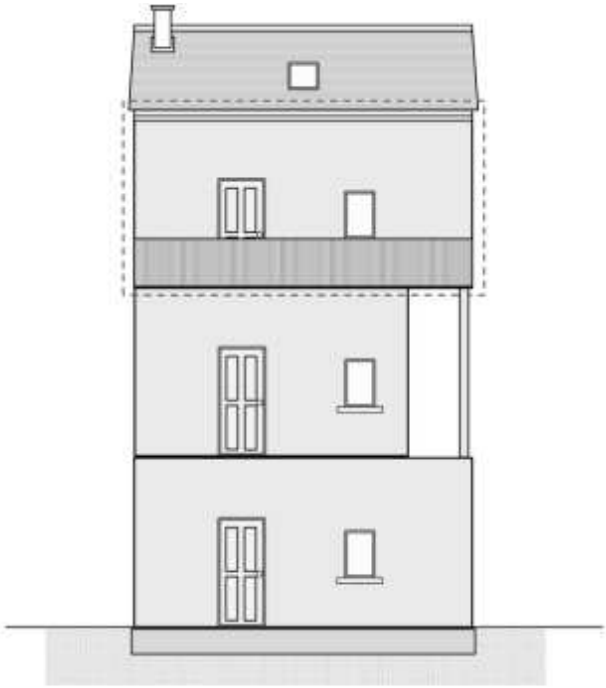


Figure 5.9 : exemple de l'avancée de plancher supérieur soutenu par un poteau (proscrite)

ARTICLE 6.2.3. Extension latérale liée.

Il s'agit d'élargir l'emprise au sol du bâtiment. L'accroche de l'extension sur l'existant exige une réflexion sur le choix de la forme, des matériaux à utiliser et des ouvertures. Ces travaux conduisent à :

- une emprise au sol de bâtiment plus importante ;
- une redistribution de charges sur le sol qui représente un risque de tassement différentiel ;
- une nouvelle fondation liée.

A — Localisation de la construction existante.

Prescriptions :

L'extension de la construction ne doit pas être proche d'un rebord de crête et d'un pied de talus (ou d'une falaise) dont la pente est supérieure à 10%. Cette zone de proximité s'étend jusqu'à une distance égale à trois fois la hauteur du talus ou de la falaise (figure 5.10).

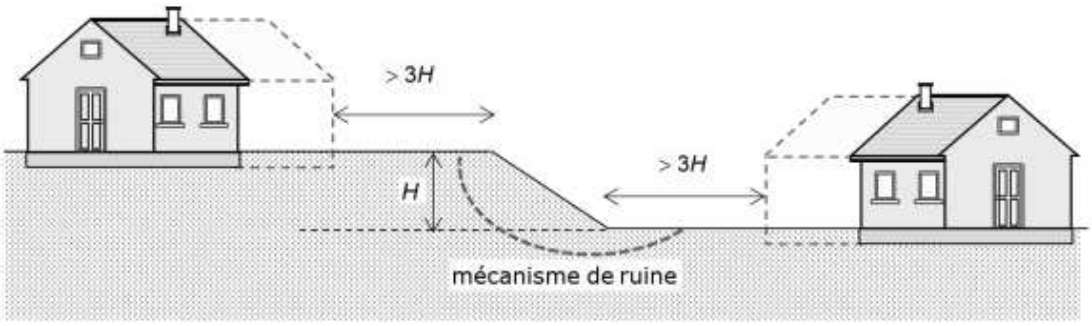


Figure 5.10 : implantation de la partie d'extension du bâtiment par rapport à des talus et à des falaises dont les pentes sont réputées stables

B — Distance d'isolement entre bâtiments.

L'augmentation de la longueur (respectivement la largeur) du bâtiment par l'extension latérale liée vers la construction voisine peut conduire à une diminution de la distance d'isolement entre ces constructions (voir figure 5.11). Dans cette configuration, la distance d'isolement entre deux bâtiments voisins vérifie :

$$j_{1,2/0} \geq (p_1 H_1 + p_2 H_2) + \Delta L_2 \frac{2(1-\varepsilon) + \varepsilon c_{\varepsilon 2}}{2(1-\varepsilon)} + \frac{\varepsilon (c_{\varepsilon 1} L_1 + c_{\varepsilon 2} L_2)}{2(1-\varepsilon)}$$

où :

- $j_{1,2/0}$: distance d'isolement initiale entre deux bâtiments ;
- H_1 et H_2 : hauteurs des bâtiments ;
- ΔL_2 : augmentation de la longueur du bâtiment 2 par l'extension latérale liée ;
- L_1 et L_2 : longueurs des bâtiments ;
- p_1 et p_2 : inclinaisons des bâtiments par rapport à leur plans verticaux initiaux ;
- ε : déformation horizontale du sol ;
- $c_{\varepsilon 1} \leq 1$ et $c_{\varepsilon 2} \leq 1$: coefficients de transmission de la déformation horizontale du sol aux bâtiments.

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $c_{\varepsilon 1}=c_{\varepsilon 2}=1$ *et* $\varepsilon=\varepsilon_{max}=15$ *mm/m, la formule précédente se simplifie :*

$$j_{1,2/0} \geq (\rho_1 H_1 + \rho_2 H_2) + \Delta L_2$$

Tenant compte du fait que, $\rho_1 < \rho_{max}$, $\rho_2 < \rho_{max}$ et $\varepsilon < \varepsilon_{max}$, pour se placer du côté de la sécurité, la condition de désolidarisation entre deux constructions voisines conduit à la limite de longueur d'extension :

$$\Delta L_2 \leq \frac{2(1-\varepsilon)}{2-\varepsilon}\left[j_{1,2/0} - p_{max}(H_1 + H_2) - \frac{\varepsilon_{max}(L_1 + L_2)}{2(1-\varepsilon_{max})} \right]$$

dans laquelle ρ_{max} et ε_{max} sont respectivement la pente prévisible maximale et la déformation prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné. Dans le cas où la limite de longueur d'extension latérale liée devient négative, par manque de distance d'isolement par exemple, l'extension latérale liée est interdite.

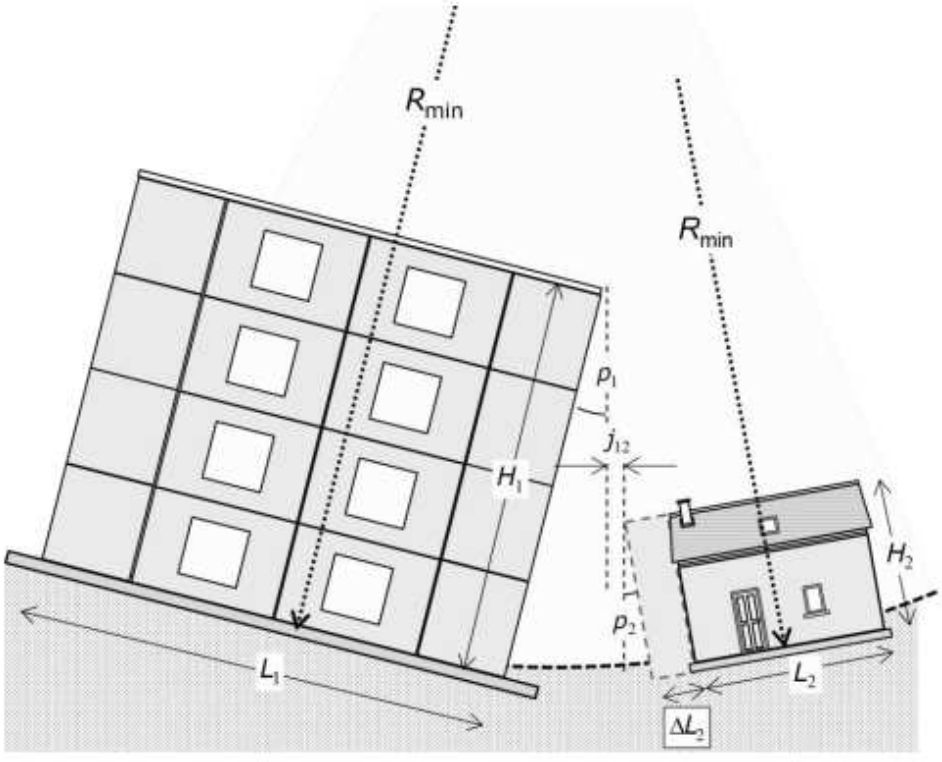


Figure 5.11 : diminution de la distance d'isolement engendrée par l'extension latérale liée

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $\varepsilon_{max} = 15\ mm/m$, *et* $\rho_{max} = 3\ \%$, *la formule précédente se simplifie :*

$$\Delta L_2 \leq j_{1,2/0} - 0{,}03 \times (H_1 + H_2)$$

Prescriptions :

En résumé, la longueur d'extension latérale liée d'une construction existante doit respecter les conditions suivantes :

$$0 \le \Delta L \le \frac{2(1-\varepsilon_{max})}{2-\varepsilon_{max}}\left[j_0 - p_{max}(H + H_{voisine}) - \frac{\varepsilon_{max}(L + L_{voisine})}{2(1-\varepsilon_{max})} \right]$$

où :

- j_0 : distance d'isolement entre deux constructions ;
- H : hauteur de la construction sur laquelle l'extension est envisagée ;
- L : longueur de la construction sur laquelle l'extension est envisagée ;
- $H_{voisine}$: hauteur de la construction voisine ;
- $L_{voisine}$: longueur de la construction voisine ;
- p_{max} : pente prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné ;
- ε_{max} : déformation horizontale prévisible maximale de l'affaissement du quartier concerné.

Pour se placer du côté de la sécurité, il est possible de prendre $\varepsilon_{max} = 15\ mm/m$, et $\rho_{max} = 3\ \%$, *la formule précédente se simplifie :*

$$0 \le \Delta L \le J_0 - 0{,}03 \times (H + H_{voisine})$$

C — Extension d'un rez-de-chaussée.

Le cas de l'extension du rez-de-chaussée est relativement courant. Elle augmente la surface et modifie la forme initiale de l'emprise au sol. Pour diminuer le risque lié au phénomène de distorsion, on essaiera de concevoir une structure dont la forme au sol se rapproche le plus possible du carré.

Prescriptions :

Lorsque l'extension est faite dans la direction de la longueur (figure 5.12 par exemple), cette augmentation doit respecter la condition :

$$\Delta L \le 2B - L$$

dans laquelle B, L et ΔL sont respectivement la largeur, la longueur et l'augmentation de cette dernière.

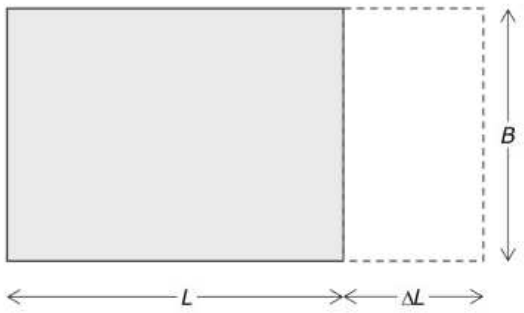


Figure 5.12 : exemple de l'augmentation de la longueur

Similairement, les conditions dans lesquelles l'extension peut être faite dans la direction de la largeur s'écrivent :

$$\frac{L}{2} - B \leq \Delta B \leq L - B$$

où ΔB désigne l'augmentation de la largeur (figure 5.13).

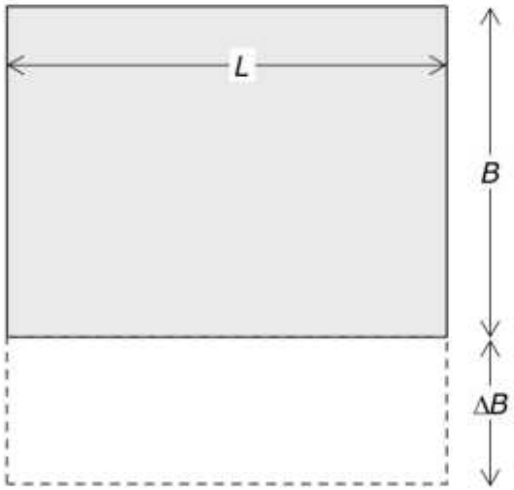


Figure 5.13 : exemple de l'augmentation de la largeur

Dans la direction verticale, toutes les anciennes et nouvelles fondations doivent être réalisées sur un même plan, aucun décrochement vertical n'est permis. Dans la mesure du possible, les charges seront réparties au mieux sur l'ensemble des fondations pour que la contrainte du sol soit la plus homogène possible (voir figure 5.14).

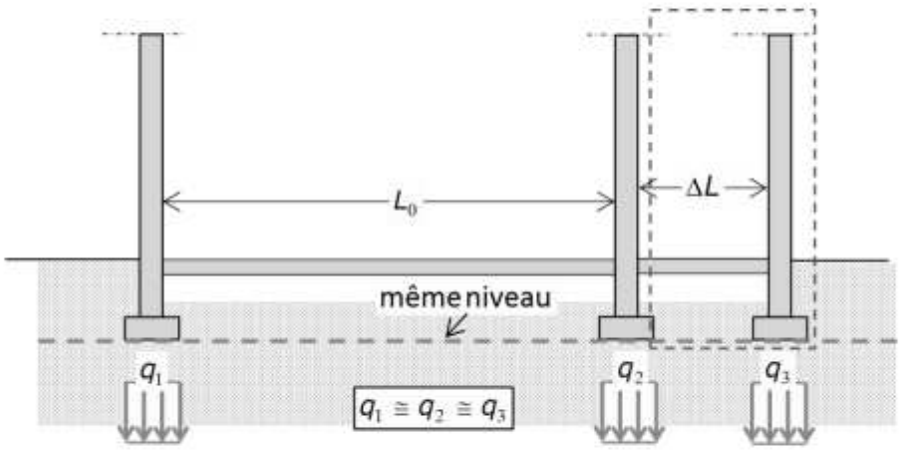


Figure 5.14 : plan d'assise des fondations

Dans le plan horizontal, les anciennes et nouvelles fondations doivent être filantes et constituer un système homogène. Dans le cas où les nouvelles fondations sont isolées, elles doivent être reliées aux anciennes par un réseau de longrines intérieures et périphériques rendant l'ensemble rigide dans les deux directions de son plan principal et interdisant tout déplacement relatif (voir figure 5.15 par exemple). Ces longrines doivent être solidarisées des fondations par scellement des armatures.

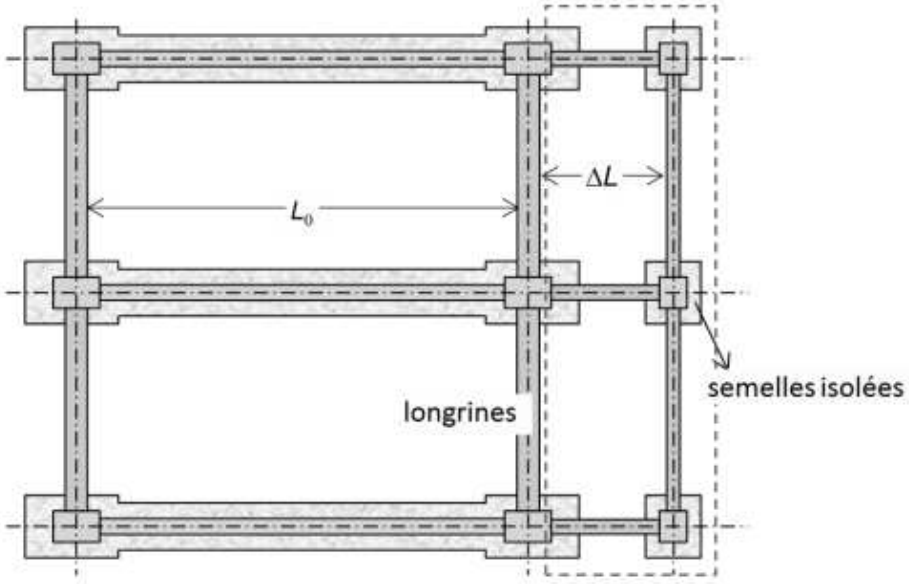


Figure 5.15 : exemple de liaisonnement des fondations isolées

<u>Recommandations :</u>

L'orientation des axes de comportement du bâti coïncidant avec les directions des sollicitations peut réduire la surface sur lesquelles s'exercent la poussée de terre, le frottement et la déflexion. Elle évite également le comportement plus complexe, de type torsion par exemple

Sur la commune de Hilsprich, les directions NO-SE de la cuvette d'affaissement sont des orientations que l'on retrouve à l'échelle régionale, la cuvette d'affaissement ayant la forme allongée de 1000 m de long et de 300 m de large (voir rapport BRGM [5] pour plus de détails). En conséquence, il est recommandé d'orienter les extensions perpendiculairement à la direction radiale de la cuvette (voir figure 5.16), sous réserve des dispositions d'urbanisme.

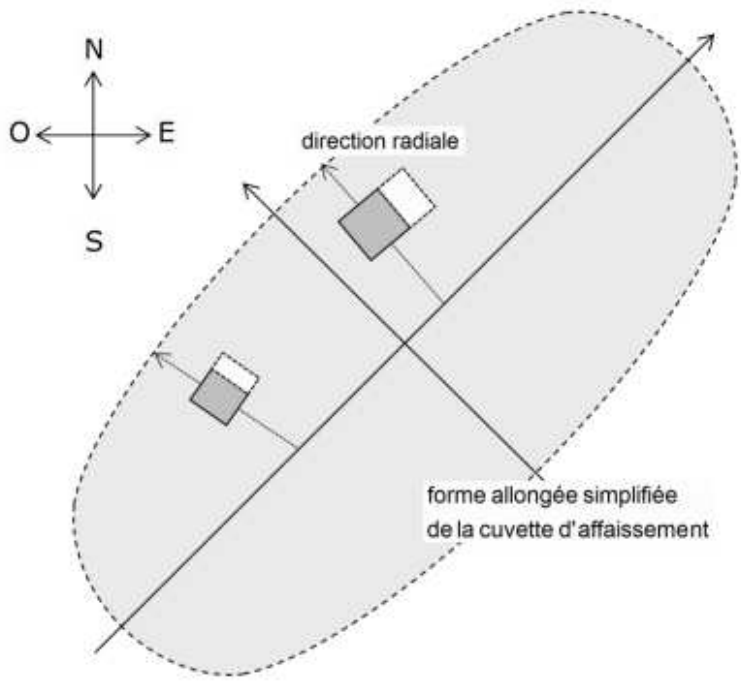


Figure 5.16 : Recommandation pour l'orientation des extensions du bâtiment de la commune de Hilsprich

D — Extension par l'étage supérieur.

Elle est envisageable dans le cas où la longueur (respectivement la largeur) de l'étage supérieur est plus petite que celle de l'étage inférieur.

Prescriptions :

L'extension par l'étage supérieur ne peut, en aucun cas, créer un porte-à-faux ou de l'avancée d'un plancher soutenu par poteaux, ce qui correspond à la condition suivante :

$$L_1 + \Delta L \leq L_0$$

où L_0 et L_1 sont respectivement les longueurs (respectivement les largeurs) de l'étage inférieur et supérieur tandis que ΔL désigne l'augmentation de la longueur (respectivement la largeur) de l'étage supérieur (voir figure 5.17 par exemple).

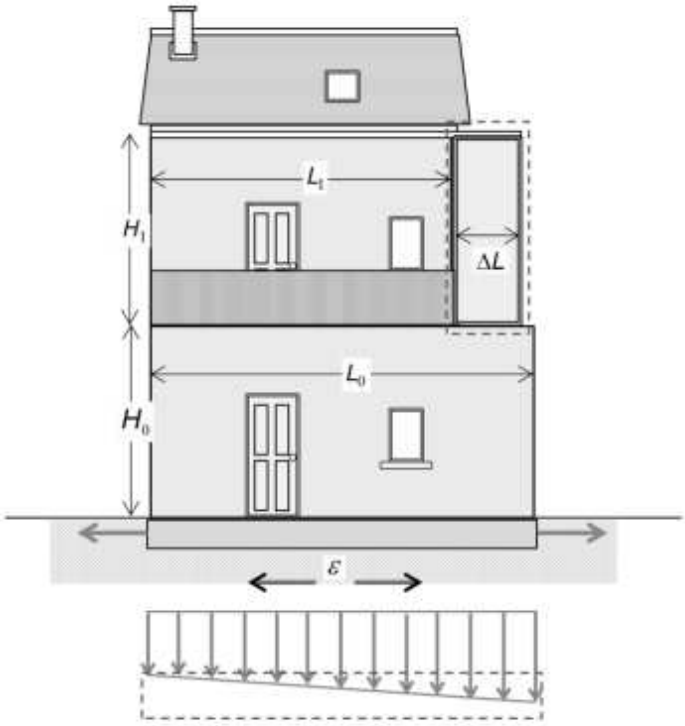


Figure 5.17 : exemple de l'extension par l'étage supérieur

E — Construction avec sous-sol.

Pour assurer une meilleure distribution des sollicitations dans l'ossature en faisant participer tous les éléments, les parties enterrées devront reposer sur un même plan horizontal (voir également : Neuhaus, 1965 [11 ; Soots, 1969 [12 ; Whittaker et Reddish, 1989 [13 ; ICE, 1977 [14]). Cependant, dans le cas de bâtiments avec sous-sol, une extension latérale liée peut créer un décrochement au niveau du sol (voir figure 5.18 par exemple). Il en résulte que la partie d'extension peut se trouver en position « porte-à-faux », ce qui ne permet pas un comportement homogène de la structure.

Prescription :

L'extension latérale d'un bâtiment disposant d'un sous-sol, est proscrite.

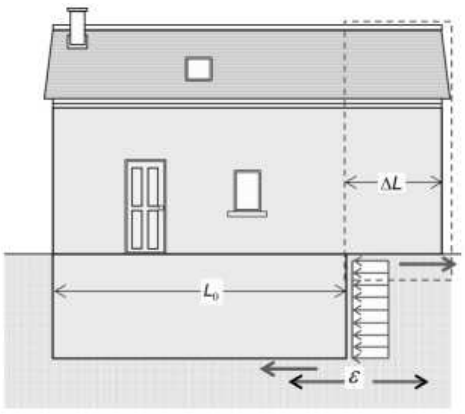


Figure 5.18 : exemple de sollicitations supplémentaires sur la partie enterrée

ARTICLE 6.2.4. Modification du système porteur.

Un système porteur est destiné à supporter l'ensemble des charges des étages supérieurs telles que celles des planchers et de la toiture d'un bâtiment. Lors d'une réorganisation des pièces ou une création des espaces de vie plus ouverts, une modification du système porteur peut se révéler très délicate selon sa composition (matériau) et ce qu'il y a à l'intérieur (de la plomberie, des installations électriques,…). Cette intervention peut avoir des conséquences non négligeables sur la capacité portante des éléments composant la structure d'une part, sur l'équilibre de tout le bâtiment d'autre part. Cependant, un remplacement d'un élément défaillant par un autre identique ou de meilleure capacité portante va dans le sens de la sécurité.

Prescriptions générales :

Lors d'une intervention sur un élément structural du système porteur, les éléments qui viendront remplacer la portance de la partie modifiée doivent être déterminés et vérifiés.

A — Percement des murs porteurs.

En général, un mur porteur est d'épaisseur supérieure à 15 cm. L'ouverture d'un mur pour créer une baie vitrée, une porte ou une fenêtre permet de gagner en luminosité.

Prescriptions :

Il est interdit de percer un mur de contreventement conçu pour résister aux actions horizontales.

B — Percement des façades lourdes.

Prescriptions :

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes en cas d'affaissement de terrain. Dans le cas où un percement du mur de façade est envisagé pour créer des ouvertures, ces ouvertures doivent être aussi petites que possible. Elles doivent être espacées au minimum de 1,5 m, éloignées des angles et placées afin de conserver des pans de murs de largeur minimum de 1,5 m (voir figure 5.19 par exemple).

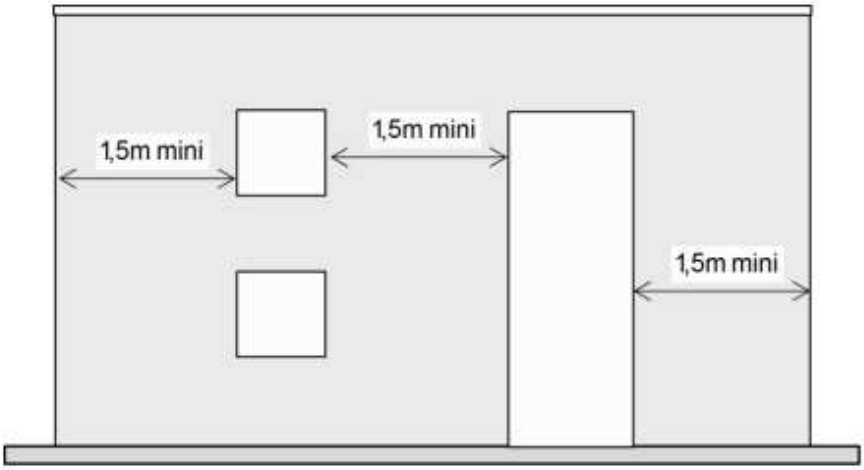


Figure 5.19 : exemple des ouvertures superposées

L'aire totale des ouvertures doit être inférieure à 30 % de l'aire de la façade. Ces ouvertures doivent également être encadrées par des chaînages (voir figure 5.20 par exemple) pour limiter la formation de fissures diagonales dans les trumeaux et les tractions qui se développent dans les angles.

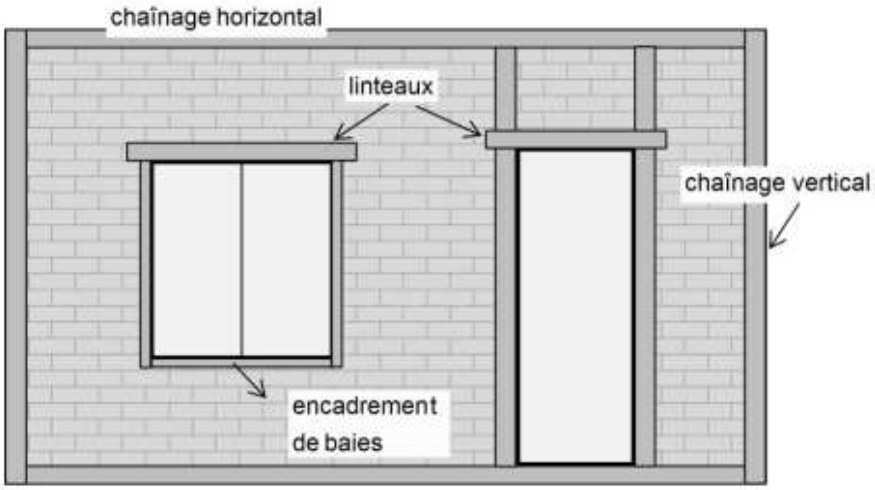


Figure 5.20 : exemple d'encadrements des ouvertures

<u>Recommandations :</u>

Afin de limiter des effets indésirables, il est recommandé de créer des baies qui sont superposées (voir figure 5.21 par exemple).

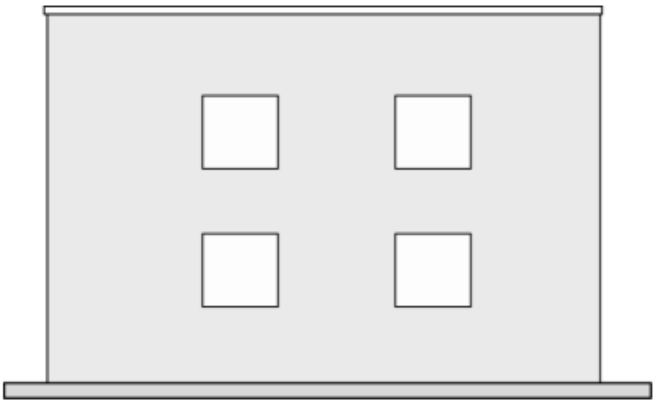


Figure 5.21 : exemple des ouvertures superposées

ARTICLE 6.2.5. Changement de destination et changement d'affectation.

Le changement de destination consiste à faire passer une construction, en totalité ou en partie, d'une utilisation à une autre. Il peut conduire à :

- une modification de la charge d'exploitation appliquée,
- une nouvelle exigence de l'évacuation et de la sécurité des occupants,

ce qui nécessitera ensuite une vérification complète de la stabilité de la structure en fonction de ces modifications et nouvelles exigences.

Dans le cas où le changement de destination est accompagné de travaux modifiant des structures porteuses, il peut être considéré comme un changement du système porteur. Au contraire, si le changement de destination s'effectue avec des travaux d'aménagement intérieur légers, il est proposé d'appliquer différentes dispositions sur les éléments non structuraux pour que les conséquences vis-à-vis de l'affaissement du terrain soient maîtrisées. Ces dispositions sont présentées ci-après.

ARTICLE 6.2.6. Travaux éventuels sur des éléments non structuraux.

En général, des travaux sur les constructions existantes peuvent amener à ajouter ou modifier des éléments non structuraux, par exemple : la modification du volume à l'intérieur par ajout des cloisons, l'utilisation des façades légères pour la partie d'extension latérale liée, ou des interventions sur des réseaux

Lors d'un affaissement de terrain, les éléments non structuraux peuvent être mis en charge par l'ossature porteuse qui se déforme, notamment dans le cas des ossatures flexibles. Ces éléments, sans fonction porteuse et rigides, peuvent alors devenir provisoirement porteurs et risquer de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus ou renforcés pour résister à ces charges. Ainsi, les dispositions qui suivent, permettent à ces éléments de ne pas avoir d'incidence sur le comportement de la structure et de maintenir leur fonction. Ils sont prescrits pour le respect de l'intégrité du bâtiment au niveau de la structure, du clos et couvert, des réseaux d'eaux et des corps d'état secondaires. Les corps d'état techniques tels que le chauffage, la VMC, l'électricité ne sont pas visés par l'étude.

A — Menuiseries extérieures.

Pour éviter les désordres résultant de la déformation du gros œuvre, il y a lieu de permettre un déplacement relatif entre le gros œuvre et la menuiserie. Un principe général consiste à réserver des jeux suffisants selon les niveaux d'endommagement prévisibles. Cela peut aller de pattes équerres avec trous de fixation oblongs jusqu'à des dispositions spécifiques détaillées ci-après.

Prescriptions :

Il est nécessaire de **limiter la taille des fenêtres (côté inférieur à 1,5 m) et les prévoir de format sensiblement carré (0,9 ≤ hauteur/largeur ≤ 1,1)** ; tout élancement prononcé pouvant être préjudiciable quelles que soient les dispositions constructives envisagées. Cela conduit à exclure des ouvrants coulissants qui sont souvent de grandes dimensions et qui par ailleurs présentent un cadre dormant de faible rigidité. De plus, les dispositions d'étanchéité doivent être adaptées pour conserver leur intégrité. En conséquence, toute étanchéité par mastic est à exclure.

Recommandations :

Peuvent être envisagés pour les habitations, les ouvrants à la française et les ouvrants oscillo-battants; pour les locaux d'activité et les petits établissements recevant du public, d'autres types d'ouvrants tels que ouvrants à l'italienne ou basculants.

Un moyen de désolidariser la menuiserie du gros œuvre peut consister à suspendre le cadre dormant de la menuiserie au linteau et à maintenir les 3 autres côtés dans des précadres en U, préservant à la fois la reprise des efforts de vent, et le libre déplacement. Le jeu entre la rive du cadre dormant et le fond du profil U correspondant au déplacement prévisible du gros œuvre dans son plan est environ de 20 mm pour une baie de 1,5 m de côté. Cette disposition oblige à une conception spécifique des cadres dormants liés au gros œuvre, pour autoriser la reprise du poids du vantail en traverse basse non calée et la transmission en rive supérieure.

Il est également possible d'envisager la mise en place, entre le précadre en U et le dormant, de bandes de mousse imprégnées pré-comprimées ou non sur une largeur de l'ordre de 20 mm. En traverse basse de la baie, il est conseillé de prévoir un drainage du précadre avec une bavette rejet d'eau qui facilitera la pose de la menuiserie en tableau.

B — Cloisons de distribution intérieure.

Les cloisons de distribution intérieure, sans fonction porteuse ou de contreventement, sont en général très flexibles. En cas d'affaissement de terrain, la détérioration des cloisons délimitant les couloirs d'évacuation ou les cages d'escalier, est due à leur mise en charge par l'ossature déformée.

- *Cloisons en maçonnerie*

Prescriptions :

Pour les cloisons dont l'épaisseur est supérieure à 10 cm, la superficie entre raidisseurs S doit être limitée à 20 m2 et la diagonale d à 50 fois l'épaisseur.

S'agissant des cloisons dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 10 cm, la superficie entre raidisseurs doit être limitée à 14 m2, la plus grande dimension ne doit pas excéder 5 m et la diagonale doit être inférieure à 100 fois l'épaisseur brute (voir figure 5.22 pour plus de détails).

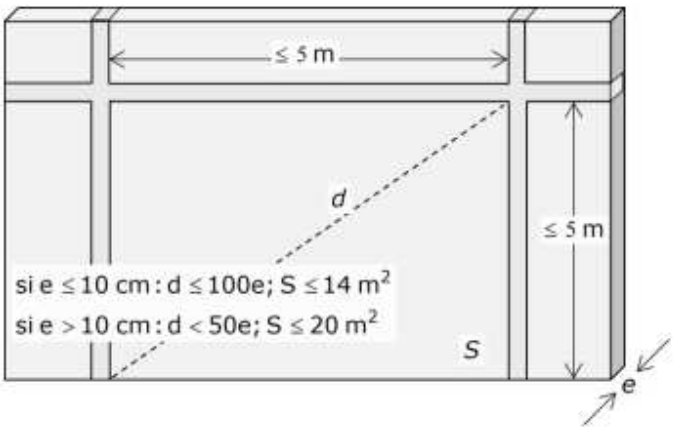


Figure 5.22 : raidisseur des cloisons en maçonnerie

Les cloisons régnant sur la hauteur d'étage doivent être rendues solidaires de la sous face du plancher supérieur pour éviter leur déversement. Les cloisons, n'atteignant pas le plafond (figure 5.23 par exemple), doivent être encadrées par des éléments en béton armé, métal ou bois, solidarisés entre eux et liés au gros œuvre, de sorte qu'elles ne présentent pas de bords libres.

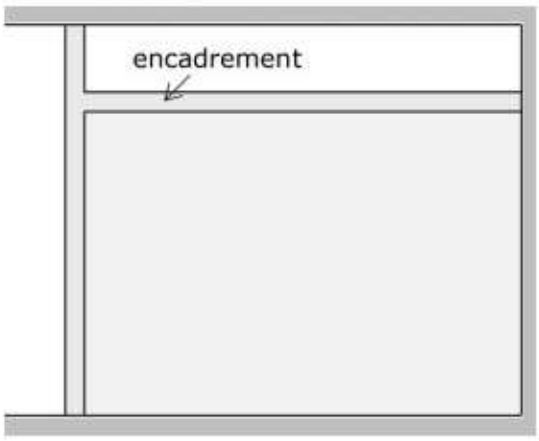


Figure 5.23 : encadrement des cloisons n'atteignant pas le plafond

➢ *Cloisons en carreaux de plâtre*

Prescriptions :

Les cloisons en carreaux de plâtre ne conviennent pas pour les constructions métalliques du fait de la flexibilité de l'ossature. Pour d'autre type de bâtiment, ces cloisons doivent être désolidarisés de la structure par un joint périphérique de 3 cm d'épaisseur et constitué d'un matériau durablement compressible. Elles doivent disposer également de raidisseurs tous les 5 m dans les parties courantes, aux extrémités des cloisons en épi et en partie haute quand elles ne règnent pas sur toute la hauteur d'étage. La stabilité de la cloison vis-à-vis des forces perpendiculaires au plan de l'élément doit être assurée par des lisses ou attaches appropriées. En conséquence, les huisseries de portes doivent permettre un déplacement relativement libre dans le plan des cloisons, par exemple par utilisation des cornières à trous oblong.

Il est interdit par ailleurs de réaliser des huisseries banchées ou maçonnées, car ces dernières représentent une rigidité importante par rapport à celle des cloisons. Cette différence de rigidité peut engendrer des dégradations locales aux endroits des liaisons.

➢ *Cloisons en plaques de plâtre*

Recommandations :

La mise en place de ces cloisons est particulièrement recommandée pour les constructions soumises aux affaissements du terrain. Pour assurer leur intégrité en cas d'affaissement, il est nécessaire de découpler ces cloisons de la structure :

- *en plaçant l'ossature de la cloison dans un profil solidaire de la structure porteuse,*
- *en mettant un joint entre la plaque supérieure et la sous face du plancher pour permettre une translation verticale de l'ossature par rapport au support béton.*

C — Intervention sur les réseaux.

➢ *Installations au gaz*

Prescriptions :

La présence de canalisations de gaz représente un risque majeur pouvant être très largement pondéré par le caractère progressif de l'affaissement. Dans ces conditions, les nouvelles installations au gaz sont proscrites.

➢ *Canalisations pour l'eau et installations d'évacuation*

Il s'agit ici du réseau sous pression ainsi que des réseaux d'eau de pluie et d'eaux usées. Lors de l'affaissement de terrain, il est nécessaire que les installations et les conduites de distribution puissent continuer à fonctionner et que la conception prévoie une réparation de dégâts inévitables. Les dispositions constructives proposées ci-après répondent à la nécessité de supporter une extension, une compression et une inclinaison du bâtiment lors de l'affaissement.

Prescriptions :

La pénétration des canalisations dans le bâtiment doit s'effectuer par un dispositif souple – dispositif en ligne ou éléments de liaison en métal déformable. Il est interdit de disposer des canalisations, quelles que soient leurs dimensions, dans les chaînages et dans les panneaux de contreventement. Aucune canalisation ne doit être placée dans l'emplacement libre des joints d'affaissements. La fixation des canalisations extérieures (gouttières et descentes d'eaux pluviales, par exemple) doit être prévue par des étriers ou tout autre dispositif qui ne les maintiennent pas solidement aux murs.

Les canalisations secondaires doivent avoir au moins une inclinaison supérieure à celle prescrite dans les Normes et DTU en vigueur. Cette mesure constructive, qui tient compte du changement de la pente des canalisations lors de l'inclinaison du bâtiment, permet la vidange des installations d'eau sous pression.

D — Utilisation de façades légères.

En comparaison avec des façades traditionnelles en maçonnerie ou en béton, une façade légère est construite avec des matériaux légers et industriels. Elle peut être :

- une façade rideau, située entièrement en avant du nez de plancher,
- une façade semi-rideau, dont la paroi extérieure est située en avant du nez de plancher et la paroi intérieure située entre deux planchers consécutifs,
- une façade panneau insérée entre planchers,
- une verrière inclinée à plus de 15° par rapport à la verticale, qui se prolonge en façade.

Prescriptions :

Compte tenu du caractère fragile des façades légères, ces dernières sont **proscrites dans les travaux de réhabilitation**.

E — Éléments en console verticale.

Les éléments en console verticale sont ceux fixés uniquement à leur base, tels que des acrotères, des garde-corps, des corniches.

Prescriptions :

Compte tenu de la mise en pente de la construction lors de l'affaissement, les éléments en console verticale réalisés en maçonnerie doivent être encadrés par des chaînages horizontaux et verticaux et reliés à la structure porteuse (voir par exemple la figure 5.24).

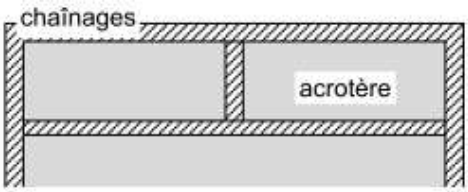


Figure 5.24 : exemple d'encadrement des éléments en console vertical

Recommandations :

Les matériaux légers sont préférables aux matériaux lourds pour les gardes corps.

F — Création et installation des ascenseurs.

La création et l'installation d'un ascenseur, envisagées plutôt pour des bâtiments collectifs, conduisent à des modifications importantes de l'ouvrage existant, notamment en présence d'un sous-sol. Elles nécessitent en général une découpe partielle de l'escalier en maçonnerie et une création d'une cuvette en partie basse.

Prescriptions :

Compte tenu de l'augmentation et de la redistribution de charges sur le sol, lorsque des conditions techniques et d'accessibilité le permettent, l'ascenseur doit être conçu au centre de l'ouvrage pour éviter la perturbation du comportement de ce dernier.

ARTICLE 6.3 : DISPOSITIFS DE RENFORCEMENT.

Pratiquement, la plupart des constructions existantes ne disposent d'aucun dispositif préventif permettant d'atténuer les désordres dus aux affaissements de terrain. Les insuffisances structurales vis-à-vis d'un affaissement du terrain peuvent concerner :

- soit l'ensemble du bâti en remettant en cause la stabilité globale (fondations non ferraillées par exemple), ce qui nécessite des dispositions de renforcement généralisées,
- soit une partie du bâti ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble (une ouverture cintrée par exemple), ce qui nécessite donc des dispositions de renforcement localisées.

En effet, le niveau d'endommagement des bâtiments peut être réduit sensiblement par des renforcements, parfois très simples. Aussi, la diversité des mesures constructives que nous avons pu relever dans cette section traduit des efforts entrepris pour réduire la vulnérabilité des bâtiments, à l'aide des techniques et outils disponibles. Elles visent essentiellement :

- soit à diminuer des sollicitations induites par l'affaissement de terrain sur les bâtis,
- soit à augmenter la résistance et la ductilité de ces bâtis.

ARTICLE 6.3.1. Diminution des sollicitations sur les bâtis.

A — Consolidation du sol d'assise.

<u>*Recommandations :*</u>

Les modifications des propriétés du sol sont l'une des causes des désordres de la structure vis-à-vis des affaissements de terrain. Compte tenu du fait que le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol, il est souhaitable tout d'abord de consolider les terrains présentant un risque de glissement ou d'éboulement. Pour ce faire, les méthodes les plus classiques consistent à injecter les terrains de surface sur une certaine épaisseur pour créer une couche de terrain renforcée, suffisamment cohérente pour faire « barrage » à la propagation de la perturbation provenant du sol (voir INERIS, 2008 [15] pour plus de détails).

B — Création d'un joint vertical d'affaissement.

Il consiste à diviser un ouvrage ou des ouvrages accolés, de dimensions importantes et d'emprise au sol complexe, en plusieurs ouvrages indépendants, de dimensions réduites et de forme simple (exemple de la figure 6.1).

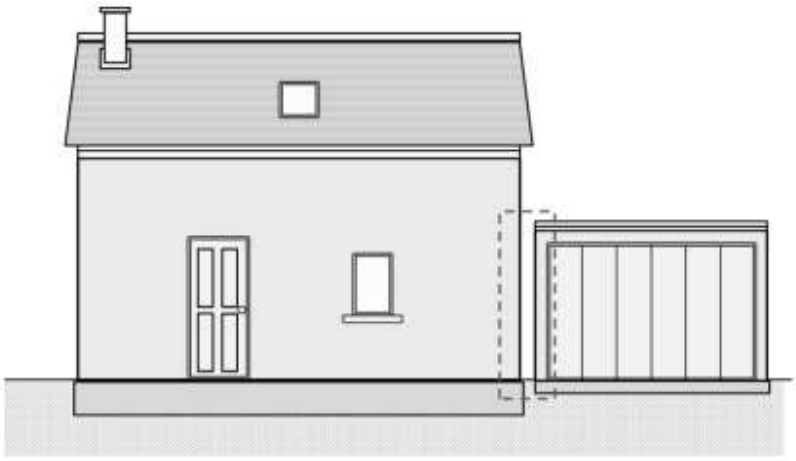


Figure 6.1 : exemple de création d'un joint vertical d'affaissement d'un garage accolé à une maison individuelle

Lorsque des bâtiments accolés forment des blocs de grande dimension, la création d'un joint vertical d'affaissement pourrait nécessiter des travaux lourds, qui consistent à remplacer un mur porteur (généralement un mur mitoyen), par deux murs indépendants séparés par un joint vide sur toute la hauteur de l'ouvrage.

<u>Prescriptions :</u>

Avant toutes interventions, il est nécessaire de vérifier les conditions d'accès entre les murs et le comportement de l'ensemble de la structure pour prévenir des reports de charges. Il s'agit dans certains cas d'étudier la possibilité de doubler le mur et de scier le plancher.

Le joint vertical d'affaissement doit être maintenu libre et dégagé de tous objets ou matériaux susceptibles de l'obstruer et de le rendre impropre à sa destination première. Il doit être protégé sur toutes leurs faces.

Recommandations :

Il est recommandé que la couverture du joint soit réalisée à l'alignement des murs extérieurs de telle sorte qu'aucun matériau n'y pénètre malencontreusement. Cette protection peut, par exemple, s'opérer avec un couvre joint constitué de tôles ondulées déformables ou par un système composé de profilés en élastomères venant s'insérer dans des cadres métalliques latéraux, ou encore plaques rigides fixées sur une seule construction.

C — Désolidarisation des murs de clôture extérieure.

Prescriptions :

Les murs de clôture extérieure pouvant représenter des points durs doivent être désolidarisés des éléments structuraux, soit par un vide ou un joint souple (figure 6.2).

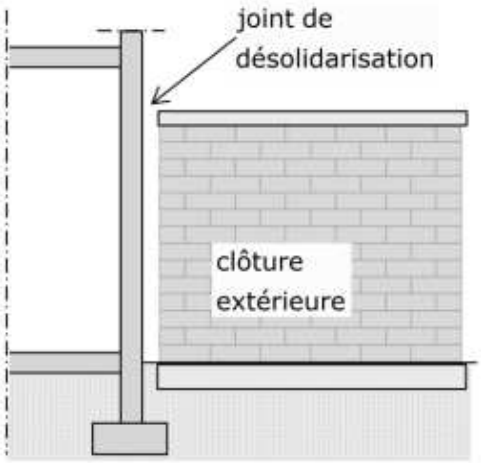


Figure 6.2 : exemple de création d'un joint de désolidarisation

D — Création d'une tranchée périphérique.

La tranchée périphérique (voir entre autres : NCB, 1975 [16] ; Peng *et al.*, 1996 [17] ; Deck, 2002 [18], Al Heib, 2008 [19]); Hor, 2012 [20]) réalisée sur le pourtour du bâtiment et remplie de matériaux très compressibles (pour qu'elle ne s'effondre pas elle-même) est susceptible d'encaisser en grande partie les déformations horizontales du sol et de protéger ainsi les murs enterrés. Cette solution permet de réduire la déformation horizontale du sol induite sur le bâtiment d'environ 60 % en zone de compression et 40 % en zone de traction (Peng et Cheng, 1981 [21]). La tranchée doit être placée au voisinage du niveau de fondations ou de sous-sol. Néanmoins, une tranchée périphérique trop proche de la structure pourrait perturber la stabilité de la structure elle-même, car sa présence à proximité immédiate peut induire dans la fondation un tassement important.

Recommandations :

La figure 6.3 représente un exemple de la localisation et des matériaux de remplissage de type coke des tranchées périphériques.

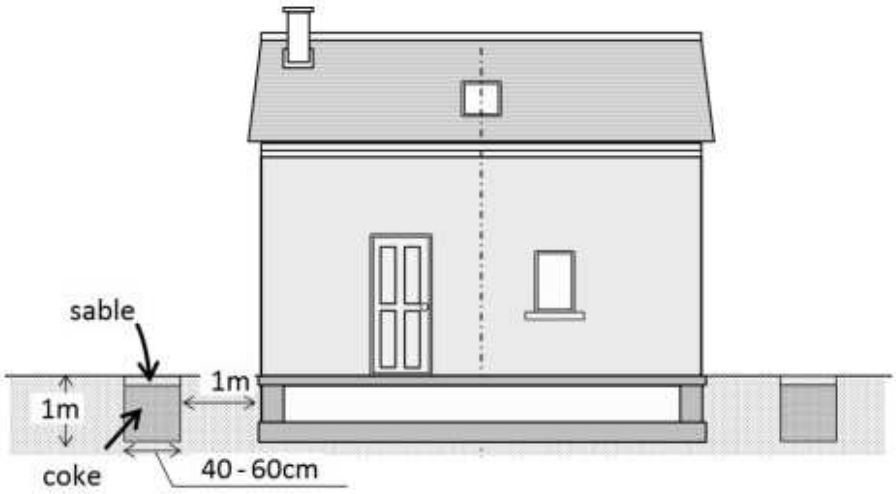


Figure 6.3 : exemple de tranchée compressible périphérique à l'aide de remplissage de type coke

D'autres matériaux très compressibles pourraient être envisageables en fonction de leur comportement mécanique, leur coût ainsi que leur impact environnemental :

- scories des centrales thermiques de moins de 25 mm (NCB, 1975 [16]) : tranchée proche de la structure et descendant juste sous les fondations ;
- foin (Peng et al., 1996 [17]) : tranchée de 60 cm de largeur, de 60 cm sous la base des fondations et à environ 1,2 m de la structure ;
- polystyrène extrudé de profondeur entre 60 cm et 1 m, de largeur variant de 40 à 60 cm et à 2 m maximum de la structure.

E — Création d'un joint de glissement au-dessus des fondations.

La présence d'un joint de glissement au-dessus des fondations permet à la superstructure du bâtiment d'échapper aux efforts dus à la déformation horizontale de l'affaissement se transmettant à la fondation. Elle revient indirectement à augmenter la souplesse de l'ouvrage au niveau de ces fondations (Deck, 2002 [18]).

Prescriptions :

La figure 6.4 représente un exemple de schéma de principe. Après d'éventuels déplacements de la superstructure par rapport aux fondations, il est nécessaire de vérifier que ces dernières sont toujours à l'aplomb des éléments structuraux dans lesquels s'effectue la descente de charges. Dans ce cas, la largeur de la fondation doit en général être surdimensionnée (Nauhaus, 1965 [11]). Il en résulte que la création d'un joint de glissement au-dessus des fondations doit être couplée avec un renforcement de ces dernières. Ce joint doit régner sur un même niveau et concerner toute la superficie du bâtiment.

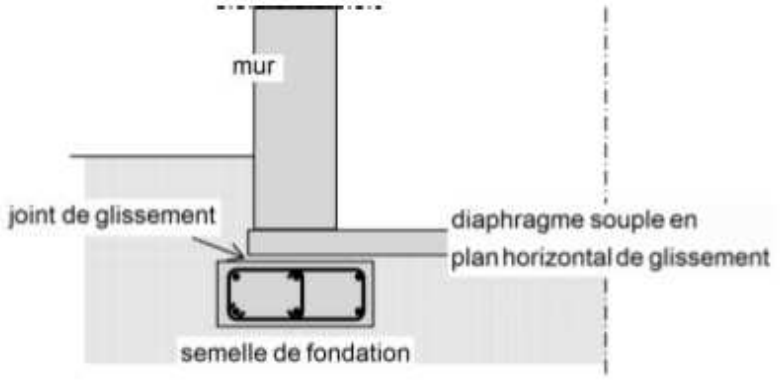


Figure 6.4 : exemple de création d'un joint de glissement au-dessus des fondations

F — Création des appuis glissants.

Cette technique consiste à placer les paliers intermédiaires sur des appuis glissants à mi-hauteur sur un mur porteur pour diminuer les risques d'éventrement des murs (voir figure 6.5 par exemple). Le principe de la méthode peut être généralisé au cas de consolidation d'une poutre ou d'un plafond. Dans ces configurations, l'élément horizontal repose sur un appareil d'appui glissant, sans transmission des efforts horizontaux dans le mur.

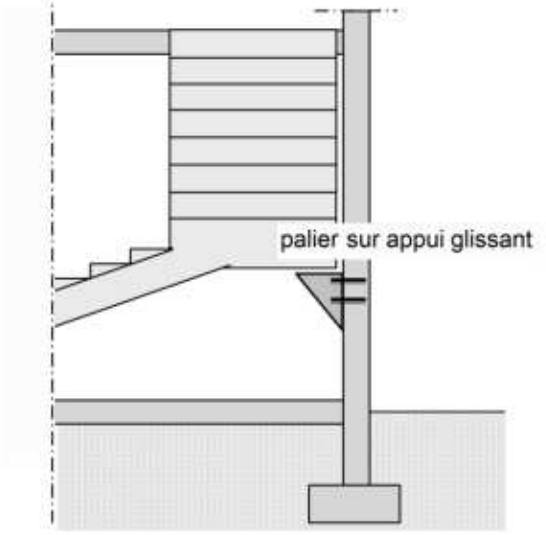


Figure 6.5 : exemple de l'utilisation d'un appui glissant

ARTICLE 6.3.2. Augmentation de la résistance et de la ductilité des bâtis.

A — Élargissement des fondations.

La fondation représente la partie en contact avec le sol où les efforts sont transmis à la structure. À titre de simplification, l'effort horizontal sur les fondations, engendré par la déformation horizontale (voir figure 6.6 par exemple) s'écrit :

$$F_t = \frac{1}{2} P\mu$$

où P et μ sont respectivement le poids du bâtiment et le coefficient de frottement de l'interface sol / fondation, ce dernier étant de 2/3 (Neuhaus, 1965 [11]; Deck, 2002 [18] et Yokel *et al*., 1982 [22]).

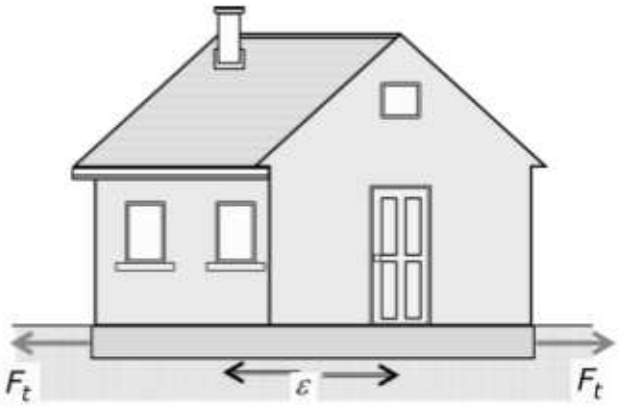


Figure 6.6 : efforts de traction-compression engendrés par la déformation horizontale du sol

Lorsque les semelles de fondations sont élargies, par ajout de béton périphérique et précontrainte horizontale par exemple (figure 6.7), la surface portante augmente. En conséquence, les fondations peuvent résister à des efforts de traction plus importants.

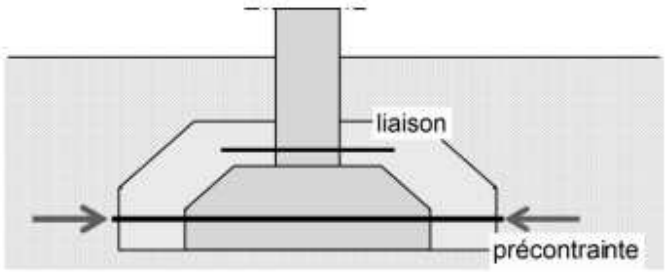


Figure 6.7 : exemple d'élargissement des fondations

Prescriptions :

Les travaux d'élargissement des fondations sont des travaux très lourds qui peuvent créer des désordres dans les murs lors des phasages de construction. En conséquence, il est nécessaire de reprendre le calcul de la fondation modifiée, y compris leur liaison avec la structure existante.

Recommandations :

Pour une meilleure mise en œuvre, il est recommandé d'aménager un accès aux fondations et d'enlever le béton de parement pour assurer une bonne adhérence de la partie rajoutée avec la partie existante.

B — Ajout de longrines.

Il est visé pour les bâtiments comportant des fondations isolées, pour améliorer la rigidité des fondations et limiter les déplacements relatifs entre ces fondations (voir figure 6.8 par exemple).

Prescriptions :

Les longrines doivent être solidarisées des fondations par scellement des armatures.

Recommandations :

Cette technique est relativement simple, mais peut relever, dans certains cas pratiques, des difficultés liées aux conditions d'accès aux fondations existantes ainsi qu'à la nature de ces dernières. En conséquence, il est nécessaire de vérifier en amont les conditions de réalisation pour faire le meilleur choix : coffrer et couler les longrines ou installer des longrines préfabriquées.

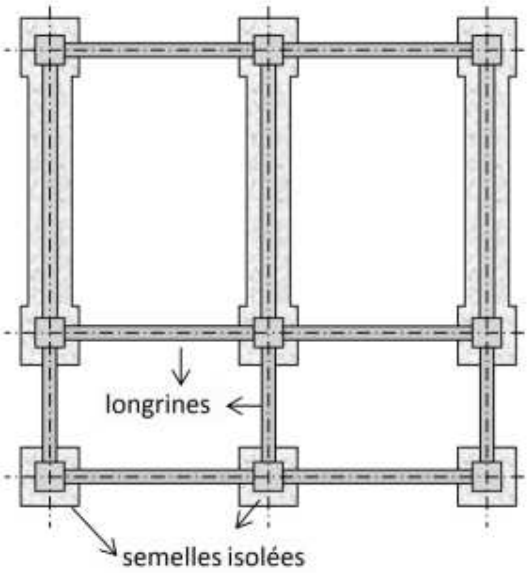


Figure 6.8 : exemple d'ajout de longrines

C — Création de ceinture périphérique autour des fondations.

Prescriptions :

Les déplacements relatifs entre les fondations peuvent induire des déformations et des efforts parasites dans les superstructures. Dans le cas où les fondations ne sont pas bien ferraillées, la ceinture périphérique en béton armé (Kawulok, 1992 [23]; Niemiec, 2001 [24]) autour de l'ouvrage (figure 6.9) permet aux fondations de constituer un système relativement homogène rendant l'ensemble plus rigide dans les deux directions du plan horizontal. Elle permet également à ces fondations de résister aux efforts de traction-compression engendrés par la déformation horizontale du terrain. Elle forme, en effet, un « bloc » des fondations isolées pour les rendre « liaisonnées », ce qui permet ensuite de négliger la déformation horizontale du sol à l'intérieur de la ceinture par rapport à celle à l'extérieur. En conséquence, la ceinture périphérique doit être ferraillée conformément à l'Eurocode 2 sous combinaisons accidentelles pour résister à ces derniers efforts, l'effort de frottement ceinture/sol étant négligé.

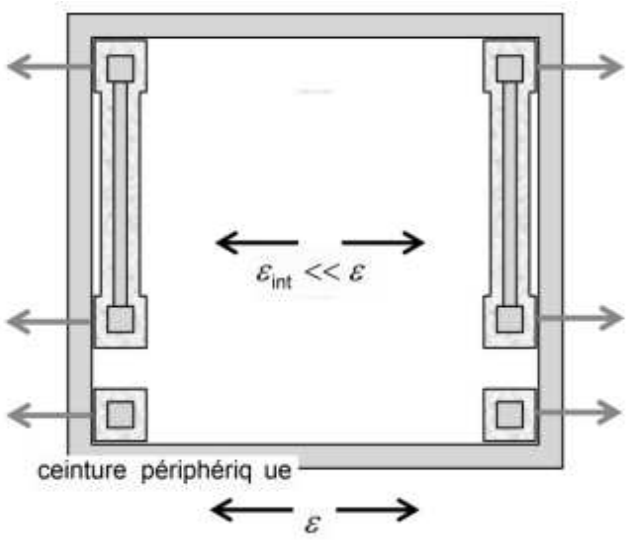


Figure 6.9 : exemple de ceinture périphérique en béton armé

D — Mise en place des câbles périphériques.

Cette technique est adaptée aux structures de petites dimensions. Le principe est de consolider la superstructure ou la fondation par une précontrainte à l'aide de câbles périphériques durant l'affaissement ou tout au long de la vie de la structure (figure 6.10 – voir Kawulok, 1992 [23]; INERIS, 2008 [15]). La pose des câbles au niveau des façades vise à rendre les différentes parties de la structure comme un seul élément plus résistant. Les résultats de cette solution appliquée dans la partie inférieure de 5 maisons individuelles ont montré que les fissures ont été refermées ou ont complètement disparu lors du passage d'un affaissement (Peng *et al.*, 1996 [25]).

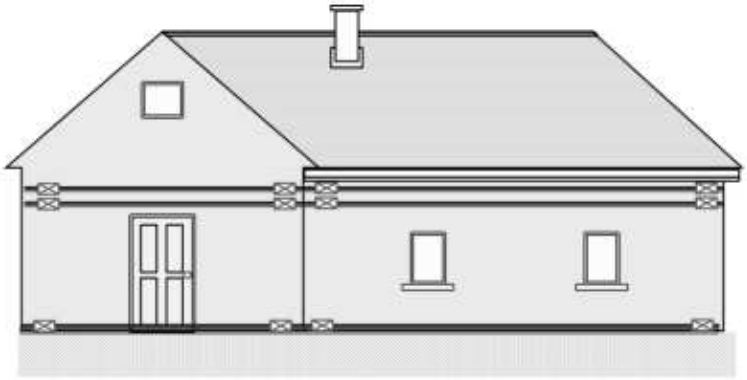


Figure 6.10 : exemple de la consolidation d'un bâtiment par câbles périphériques

Pour des ouvrages courants, la force développée par le câble, à une hauteur hc, qui permet d'assurer la stabilité de la structure et de garder son intégrité, s'écrit (figure 6.11 – INERIS, 2008 [15]) :

$$F_{min} h_c = \frac{(q+w)L^2}{8}$$

où L est la longueur de la construction tandis que *q* et *w* désignent respectivement les charges d'exploitation et permanente (poids propre) par unité de longueur.

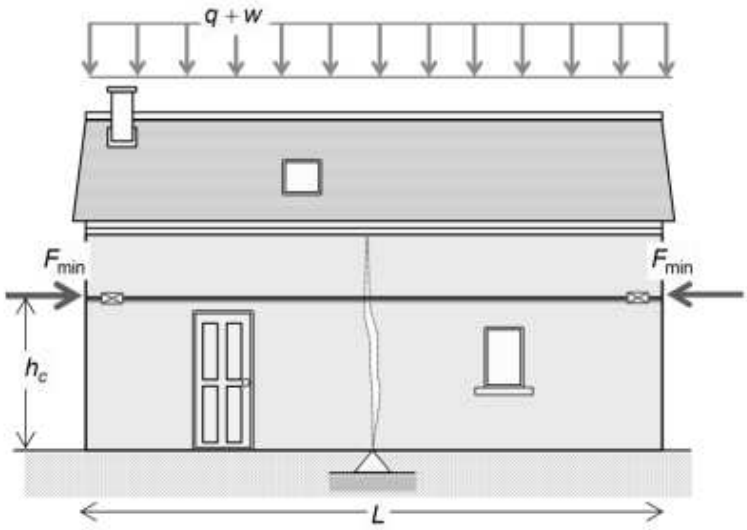


Figure 6.11 : schéma de calcul de la force minimale permettant la stabilité

En désignant par σ_c la résistance à la compression du matériau qui constitue le bâti, la force maximale qui peut se développer au sein du câble sans risque d'endommagement de la structure, autour des portes et des fenêtres, est donnée par la relation (figure 6.12 – INERIS, 2008 [15]) :

$$F_{max} = h_m b \beta \sigma_c$$

dans laquelle β désigne le pourcentage de la partie pleine de la structure.

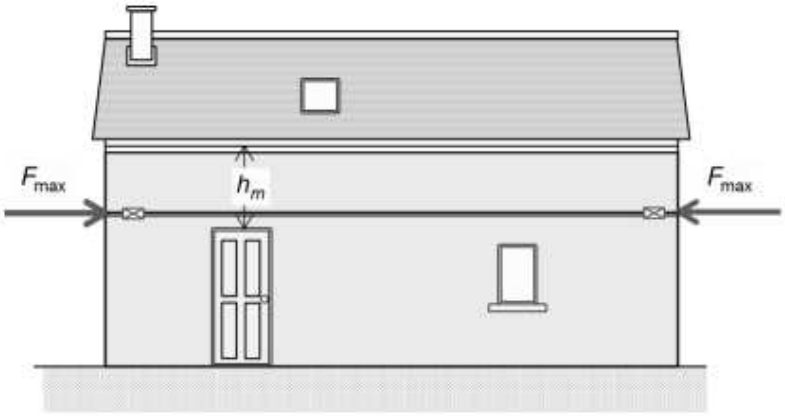


Figure 6.12 : schéma de calcul de la force maximale sans risque d'endommagement

Prescriptions :

En résumé, la force développée dans les câbles doit respecter les conditions suivantes :

$$\frac{(q+w)L^2}{8h_c} \leq F \leq h_m b \beta \sigma_c$$

Recommandations :

Pour des configurations plus complexes, d'autres conditions peuvent s'ajouter telle que la stabilité de la cheminée ou des parties exposées des façades (INERIS, 2008 [15]).

E — Ajout de chaînages.

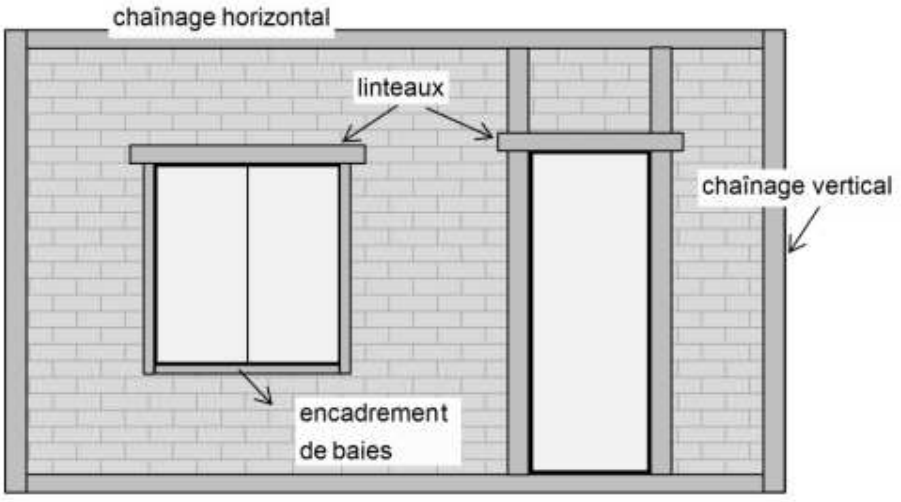


Figure 6.13 : exemple des chaînages verticaux et horizontaux

Cette technique est proposée pour des bâtiments à mur de maçonnerie. La transmission des efforts entre les éléments de structure peut être améliorée par la continuité des armatures aux angles des chaînages (figure 6.13 par exemple). Leur rôle est de permettre au bâti d'avoir un comportement relativement rigide dans les zones de mise en pente acceptable. Ces chaînages peuvent également assurer une distribution correcte des charges au sein de la structure par une répartition uniforme de la résistance et de la rigidité, tant en plan qu'en hauteur.

- *Chaînage vertical*

Les chaînages verticaux permettent d'augmenter la capacité du bâtiment à résister aux efforts horizontaux et à limiter l'apparition des fissures dans les murs. Face à la courbure du terrain, le chaînage peut reprendre les contraintes de tractions qui se développent sous l'effet de la flexion du mur et améliorent indirectement la résistance au cisaillement de ce dernier.

L'ajout d'un chaînage vertical est une technique relativement courante mais les conditions de réalisations se révèlent délicates dans la majorité des cas. De plus, le mur sur lequel le chaînage est ajouté, peut être affaibli pendant les phases de travaux, ce qui conduit ensuite aux désordres locaux.

Prescriptions :

Pour une meilleure mise en place, il est important de :

- veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les angles, et avec les chaînages horizontaux ;
- prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés ;
- soigner la liaison entre le chaînage et la maçonnerie pour une bonne transmission des efforts.

Les chaînages verticaux doivent impérativement être continus jusqu'aux fondations. Pour assurer une bonne transmission des efforts, des tiges verticales doivent être scellées dans les fondations. Dans le cas de bâtiments à dalle, les chaînages verticaux doivent traverser la dalle pour être liaisonnés avec les chaînages horizontaux.

En exécution, le béton doit être suffisamment fluide pour atteindre tous les points du coffrage et remplir les espaces dans les blocs cassés.

Recommandations :

Il est recommandé de vérifier le bon bétonnage au droit des nœuds de chaînage des liaisons verticales- horizontales.

Il est également recommandé de réaliser des chaînages avec des armatures pré-montées : 4 barres HA10 avec des cadres HA6 tous les 15 cm par exemple. Dans le cas où les armatures dans le nœud de liaison avec la dalle ou le chaînage horizontal ne sont pas suffisantes, des tiges horizontales peuvent être scellées en veillant à atteindre le ferraillage horizontal, avec une longueur de recouvrement suffisante.

Dans le cas où l'affaiblissement du mur en phase de travaux n'est pas autorisé, on peut s'orienter vers un chaînage collé à l'extérieur de la maçonnerie par des plats métalliques ou des bandes de fibres de carbone, dont l'efficacité dépend fortement de la capacité du collage à transmettre les efforts entre la maçonnerie et le renfort. En conséquence, l'interface du collage doit être propre.

En général, l'efficacité du chaînage vertical suppose l'existence d'un chaînage horizontal préalable. Néanmoins, pour des questions d'ordre pratique, il est préférable de réaliser d'abord le chaînage vertical, puis celui horizontal.

- *Chaînage horizontal*

L'intérêt du chaînage horizontal est de pouvoir lier les murs et de permettre une meilleure répartition des efforts. Il assure une fonction de tirant en tête et en pieds de murs pour équilibrer les efforts de traction induits par les bielles de compression.

Prescriptions :

Similaires aux chaînages verticaux, les chaînages horizontaux font partie des techniques relativement courantes mais leurs conditions de réalisations restent délicates. En général, il est nécessaire de :

- étayer les planchers et la toiture, puis vérifier leur capacité portante pendant les travaux ;
- veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les angles ;
- soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

- *Chaînage d'encadrement d'ouverture*

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes en cas d'affaissement de terrain. Ainsi, les chaînages d'encadrement d'ouverture peuvent limiter la formation de fissures diagonales dans les trumeaux et reprendre les efforts de tractions qui se développent dans les angles. Ils participent également à l'amélioration des chaînages existants (verticaux et horizontaux) et facilitent l'évacuation du bâtiment en cas de sinistre.

En général, les travaux d'encadrement des ouvertures sont assez lourds, mais restent locaux et demandent un remplacement des huisseries existants.

Prescriptions :

Cette technique de renforcement, bien que très classique, appelle à des précautions comme suit pour une meilleure mise en œuvre :

- veiller au recouvrement suffisant des armatures aux niveaux des coins ;
- prévoir des cadres ou des épingles régulièrement espacés lorsque les encadrements sont en béton armé ;
- soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts ;
- contrôler le retrait du béton et s'assurer qu'il ne remet pas en cause l'efficacité de l'encadrement.

Recommandations :

Les travaux peuvent être planifiés par phase (pièce par pièce par exemple). Pour assurer une bonne liaison en partie supérieure, il est conseillé de boucher l'espace entre le linteau et la maçonnerie avec du mortier ou de la résine après le retrait du béton.

Pour un mur en maçonnerie, les armatures de béton armé peuvent être remplacées par un cadre métallique (profils plats) scellé dans la maçonnerie. Dans le cas de mur en béton armé, cet encadrement plat peut être collé sur les bords de l'ouverture sans avoir à ôter l'huisserie.

F — Mise en place d'un tirant aux ouvertures avec linteau en arc.

Prescriptions :

Les éléments cintrés se comportent mal aux déplacements et s'effondrent facilement dans le cas de traction horizontale. Dans ce cas, les planchers en voûte et les linteaux en arc doivent être renforcés par un système de tirant (figure 6.14 par exemple), ou remplacés par des éléments droits.

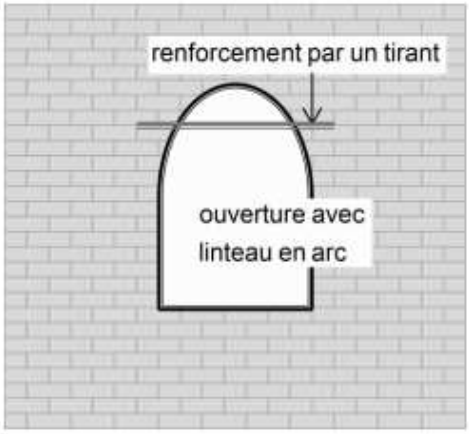


Figure 6.14 : exemple de renforcement de linteau

G — Ajout d'un contreventement métallique.

Il s'agit ici d'une application de la méthode de contreventement classique en bâtiments à charpente métallique pour les rendre plus raides (figure 6.15 par exemple). Cette méthode améliore également la régularité du bâtiment, ce qui conduit ensuite à une meilleure répartition de raideurs selon la direction, donc une diminution de la torsion d'ensemble. De plus, les nouveaux contreventements permettent à la structure de résister à des efforts horizontaux plus importants.

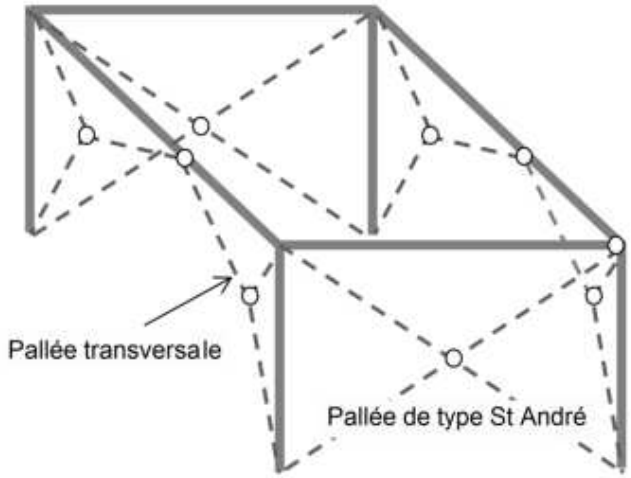


Figure 6.15 : exemple de l'ajout d'un contreventement métallique

Prescriptions :

Les travaux de renforcement sont relativement légers mais nécessitent un calcul de vérification complet du bâtiment, notamment la résistance de la structure existante (interaction avec des diagonales par exemple) suite à une augmentation des efforts transmis.

En pratique, la difficulté principale vient du fait que ces contreventements doivent subir des déformations pour une fonction efficace. En conséquence, les relevés des portiques doivent être très précis. Les jeux doivent être limités au maximum et l'accès aux liaisons poteaux-poutres doit être ménagé.

Recommandations :

Bien que les assemblages rivetés ou boulonnés soient plus ductiles que les assemblages soudés, il est préférable d'utiliser les assemblages soudés pour une meilleure efficacité des contreventements.

Dans le cas où les nœuds du portique sont facilement accessibles et des ouvertures ne sont pas envisagées, la forme de Croix de St André est la forme la plus simple. Le cas échéant, la forme de Croix type V inversé pourrait être adaptée. Dans ce cas, le nœud supérieur reporte les efforts verticaux en milieu de travée de la poutre. Lorsque les diagonales fonctionnent en tirant, la résultante des efforts n'est pas nulle, ce qui nécessite finalement une vérification de la capacité portante de la poutre soumise à un effort tranchant au droit du nœud du V inversé.

ARTICLE 6.3.3. Relevage des bâtiments.

La mise en pente peut provoquer des gènes pour des occupants même si le bâtiment n'a subi aucun désordre structurel, ce qui nécessite une remise à niveau.

Prescriptions :

Il apparaît que le relèvement du bâtiment est un cas extrême d'intervention sur les fondations, car cette opération lourde fait appel, au minimum, au savoir-faire de deux types d'entreprises : l'une spécialisée dans l'usage des vérins, l'autre spécialisée dans les reprises en sous-œuvre. De plus, ces dispositifs nécessitent une analyse fine du bâtiment, des fondations et du sol ; ils doivent nécessairement être conçus par un bureau d'études techniques. La remise à niveau ne peut être mise en œuvre que sur des bâtiments dont l'état général est satisfaisant : les fondations ne doivent pas être fissurées ou avoir subi des déformations importantes par exemple. Les parties de la superstructure ayant éventuellement subi des désordres doivent être renforcés avant le relevage.

Dans le cas où la pente est importante, il est préférable de faire l'opération en plusieurs fois. Ce dispositif est envisageable pour des évolutions lentes du processus d'affaissement (évolution sur plusieurs semaines au minimum).

Dans le cas où un relevage est envisagé, le bâtiment doit être doté d'un chaînage de renforcement pour pouvoir réaliser des niches à vérins en sous-œuvre du chaînage, à des intervalles compatibles avec la résistance à la flexion de la structure (INERIS, 2008 [15]). Dans ce cas, ces travaux peuvent conduire à mettre à nu les fondations du bâtiment. Lorsque le relevage est réalisé sous dalle, ce dernier doit être effectué après avoir créé des niches à vérins dans les maçonneries du soubassement.

Il est important de noter que la remise à niveau n'est pas considérée comme une disposition de renforcement proprement dit. En conséquence, s'il n'est pas jugé utile pour des raisons techniques, sociales ou financières, le relèvement du bâtiment ne sera pas retenu.

Recommandations :

Les fondations peuvent être renforcées après relevages par de nouvelles fondations ajoutées ou par la mise en place de poutres porteuses (INERIS, 2008 [15]).

ARTICLE 6.4 : OUTIL D'AIDE A LA DÉCISION.

Cet article se propose de montrer comment il est possible d'évaluer la vulnérabilité éventuelle d'un bâtiment existant vis-à-vis de l'affaissement du terrain, sans qu'il soit nécessaire de recourir à des calculs complexes ni de reconnaissances approfondies. Sur la base du niveau d'endommagement final du bâtiment, les différents travaux envisageables peuvent être :

- soit les mesures à prendre sans travaux de structure telles que :
  - la restriction de chargement ;
  - la restriction d'usage de l'ouvrage ;
  - la maintenance ou la surveillance particulière.

- soit l'intervention avec des travaux tels que :
    - la réparation des éléments endommagés ;
    - l'amélioration du comportement d'ensemble ;
    - la suppression d'erreurs grossières ;
    - le renforcement des éléments structuraux existants.

ARTICLE 6.4.1. Principe de l'approche.

Le processus de vérification consiste tout d'abord à repérer les niveaux d'endommagements du type de bâtiment correspondant à la construction étudiée. En fonction du facteur de pondération et des dispositions de renforcements pouvant être mises en place, les niveaux d'endommagements des bâtiments types seront modifiés en conséquence.

Aussi, les prochaines étapes sont donc organisées comme indiquées sur la figure 7.1.

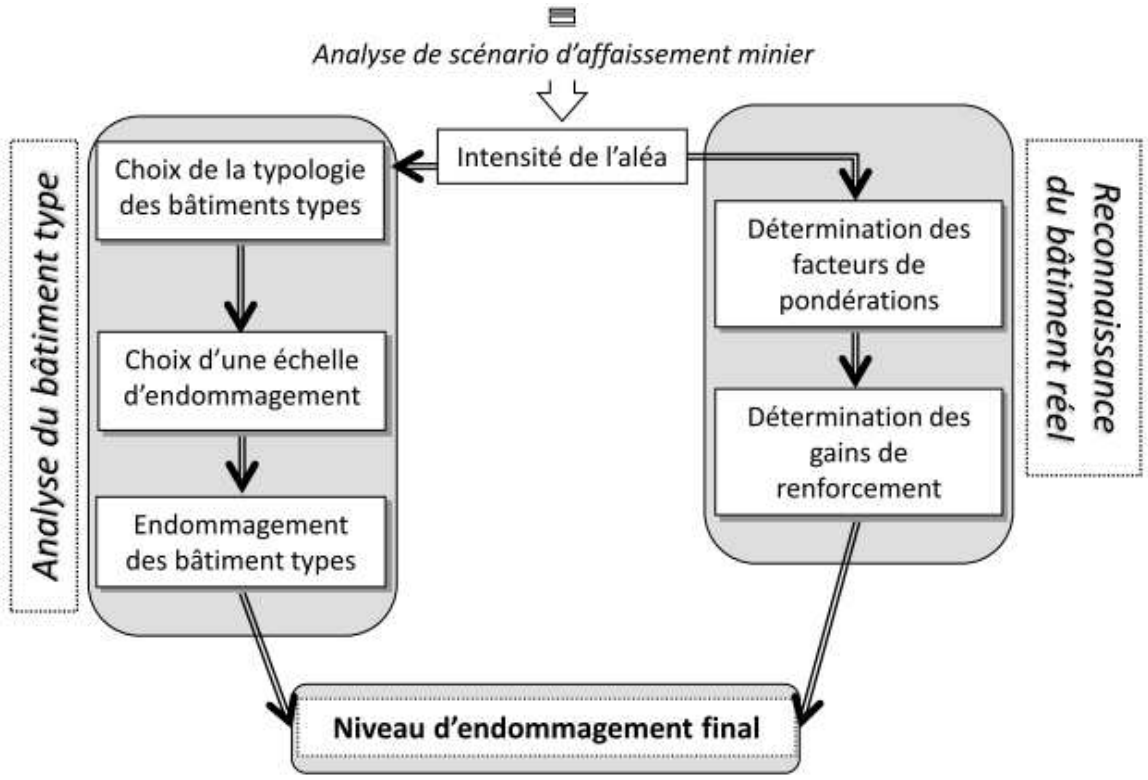


Figure 7.1 : organisation des principales étapes de l'outil d'aide à la décision

ARTICLE 6.4.2. Niveaux d'endommagement des bâtiments types

Les tableaux 7.1 et 7.2 indiquent les niveaux d'endommagement prévisibles pour chaque bâtiment correspondant à un type donné. Ces niveaux ont été estimés à partir de la capacité des constructions à se déformer avant d'atteindre des états de rupture, qui dépendent globalement de leur aptitude à :

- constituer une boite aussi monolithique que possible et à reposer sur des fondations continues et reliées entre elles ;
- disposer pour les murs, les planchers et la toiture d'une grande rigidité dans leur plan et à agir comme des diaphragmes verticaux et horizontaux ;
- assurer un comportement non-fragile pour les liaisons entre les éléments rigides afin de résister aux déformations imposées.

De plus, l'importance des dégradations du bâti dépend également de la ductilité d'ensemble de la construction. Cette ductilité d'ensemble dépend d'ailleurs des ductilités locales que l'on peut estimer à partir du système constructif et de l'organisation de ses composants.

On note que les résultats indiqués dans ces tableaux s'appliquent d'une manière générale à un groupe de bâtiments types à l'échelle d'une commune et ne présentent pas un ouvrage isolé. Ils sont strictement liés à la typologie définie dans ce rapport ainsi qu'à toutes les hypothèses qui y sont mentionnées. Il serait par conséquent erroné et dangereux d'utiliser directement ces tableaux dans un cadre différent de celui de cette étude, qui revêt un caractère global et est totalement inadaptée à un examen localisé.

Pour les bâtiments singuliers (type 7), il n'est pas possible d'établir une échelle d'endommagement correspondante. On devra donc examiner ces cas individuellement.

Tableau 7.1 : Niveaux d'endommagement des bâtiments types en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Niveaux d'endommagement		Pente prévisible de l'affaissement (%)					
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3
Type de bâtiment	Type 1s (Ex :Maison ancienne avec sous-sol)	N2	N3	N4	N4	N4	N4
	Type 1r (Ex :Maison ancienne sans sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4
	Type 2s (Ex :Maison récente avec sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4
	Type 2r (Ex :Maison récente sans sous-sol)	N1	N1	N2	N3	N3	N4
	Type 3s (Ex :Bâtiment collectif avec sous-sol)	N1	N2	N3	N4	N4	N4
	Type 3r (Ex :Bâtiment collectif sans sous-sol)	N1	N1	N2	N3	N4	N4
	Type 4 (Ex :Petit ERP)	N1	N2	N3	N4	N4	N4
	Type 5m (Ex :Bâtiment d'activité ancienne maçonnée)	N3	N4	N5	N5	N5	N5
	Type 5cm (Ex :Bâtiment d'activité ancienne métallique)	N1	N2	N3	N4	N4	N4
	Type 6 (Ex :Bâtiment d'activité récent)	N1	N2	N3	N4	N4	N5

Tableau 7.2 : Niveaux d'endommagement des bâtiments types en fonction de la déformation horizontale prévisible de l'affaissement de terrain

Niveaux d'endommagement		Déformation horizontale prévisible de l'affaissement (mm/m)										
		0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2	2-2,5	2,5-3	3-4	4-5	5-6	6-9	9-15
Type de bâtiment	Type 1s (Ex : Maison ancienne avec sous-sol)	N2	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5	N5	N5
	Type 1r (Ex : Maison ancienne sans sous-sol)	N1	N2	N2	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5
	Type 2s (Ex : Maison récente avec sous-sol)	N1	N2	N2	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5
	Type 2r (Ex : Maison récente sans sous-sol)	N1	N1	N2	N2	N2	N3	N3	N4	N4	N4	N5
	Type 3s (Ex : Bâtiment collectif avec sous-sol)	N2	N2	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5	N5
	Type 3r (Ex : Bâtiment collectif sans sous-sol)	N1	N2	N3	N3	N3	N3	N4	N4	N4	N4	N5
	Type 4 (Ex : Petit ERP)	N1	N2	N3	N3	N3	N3	N4	N4	N4	N4	N5
	Type 5m (Ex : Bâtiment d'activité ancienne maçonnée)	N4	N5	N5	N5	N5	N5	N5	N5	N5	N5	N5
	Type 5cm (Ex : Bâtiment d'activité ancienne métallique)	N2	N2	N2	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5
	Type 6 (Ex : Bâtiment d'activité récent)	N1	N2	N3	N3	N3	N4	N4	N5	N5	N5	N5

ARTICLE 6.4.3. Détermination des facteurs de pondération

Les bâtiments issus d'un même type et subissant une même sollicitation peuvent avoir un comportement différent selon plusieurs facteurs tels que la géométrie en plan, la position par rapport aux autres constructions, ou le type de terrain (pente, type de sol…). Nous définissons dans ce qui suit des facteurs susceptibles de modifier le niveau d'endommagement des bâtiments issus d'un même type.

Les tableaux 7.3 et 7.4 synthétisent les facteurs favorables ainsi que défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment type. Le facteur de pondération est défini comme la somme du facteur de pondération défavorable (positive ou nulle) et du facteur de pondération favorable (négative ou nulle):

$$F = \sum \text{pondération favorable} + \sum \text{pondération défavorable}$$

Dans les cas particuliers :

- F > 3 : niveau N5 pour tous les types de bâtiments.
- F = 0 : niveaux de référence (tableau 7.1).
- F < -3 : niveau N1 pour tous les types de bâtiments.

Tableau 7.3 : Facteurs favorables et défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment, en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Niveaux d'endommagement		Pente prévisible de l'affaissement (%)					
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3
Facteur aggravant	Emprise au sol complexe	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Rapport largeur/longueur ≤ 0,3	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Surface ≥ 1,2.S_0**	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Irrégularité en élévation	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Nombre de niveaux ≥ n_0+1*	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Pente élevée du terrain (7 à 10%)	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Murs de clôture accolés	+1	+1	+1	+1	+2	+2
	Mauvais état de conservation	+1	+1	+1	+1	+2	+2
	Constructions mitoyennes (insuffisance des joints d'affaissement)	+1	+1	+2	+2	+3	+3
Facteur favorable	nombre de niveaux ≤ n_0-1*	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Surface ≤ 0,5.S_0**	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Rapport largeur/longueur ≥ 0,8	-1	-1	-1	-1	-1	-1

* : n_0 : nombre de niveaux de référence

** : S_0 : surface de référence

Tableau 7.4 : Facteurs favorables et défavorables dans la quantification du niveau d'endommagement d'un bâtiment, en fonction de la déformation horizontale prévisible de l'affaissement du terrain

Niveaux d'endommagement		Déformation horizontale prévisible de l'affaissement (mm/m)										
		0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2	2-2,5	2,5-3	3-4	4-5	5-6	6-9	9-15
Facteur aggravant	Emprise au sol complexe	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Rapport largeur/longueur ≤ 0,3	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Surface ≥ $1,2.S_0$**	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Irrégularité en élévation	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Nombre de niveaux ≥ n_0+1*	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Pente élevée du terrain (7 à 10%)	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Murs de clôture accolés	0	0	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
	Mauvais état de conservation	+1	+1	+2	+2	+2	+2	+3	+3	+3	+3	+3
	Constructions mitoyennes (insuffisance des joints d'affaissement)	0	0	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1	+1
Facteur favorable	nombre de niveaux ≤ n_0-1*	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Surface ≤ $0,5.S_0$**	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Rapport largeur/longueur ≥ 0,8	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

ARTICLE 6.4.4. Détermination des gains de renforcement

Nous avons vu plus haut que les dispositions de renforcement généralisées permettent d'améliorer le comportement général du bâtiment. Cette amélioration, qu'on appellera par la suite « gain », se caractérise par une diminution du niveau d'endommagement du bâtiment vis-à-vis des affaissements de terrain.

Bien que les dispositions de renforcement localisées permettent de remédier à des points faibles ponctuels de la structure, elles ne donnent pas lieu à une modification du comportement général du bâtiment. En conséquence, seuls les gains apportés par les dispositions de renforcement généralisés seront estimés dans ce qui suit (voir tableaux 7.5 et 7.6).

Tableau 7.5 : Gains de renforcement dans la détermination du niveau d'endommagement d'un bâtiment, en fonction de la pente prévisible de l'affaissement du terrain (pente de l'affaissement = pente du bâti)

Gain de renforcement G		Pente prévisible de l'affaissement (%)					
		0,1-0,5	0,51-1	1,1-1,5	1,51-2	2,1-2,5	2,51-3
Diminution des sollicitations sur les bâtis	Création d'un joint vertical	-1	-1	-2	-2	-3	-3
	Désolidarisation des murs de clôture extérieure	-1	-1	-1	-1	-2	-2
	Création d'une tranchée périphérique ou d'un joint de glissement	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Augmentation de la résistance et de la ductilité	Élargissement des fondations ou ajout de longrines ou ajout de ceinturage des fondations	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout des chaînages ou câbles périphériques	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout d'un contreventement métallique	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Tableau 7.6 : Gains de renforcement dans la détermination du niveau d'endommagement d'un bâtiment, en fonction de la déformation horizontale prévisible de l'affaissement du terrain

Gain de renforcement G		Déformation horizontale prévisible de l'affaissement (mm/m)										
		0-0,5	0,5-1	1-1,5	1,5-2	2-2,5	2,5-3	3-4	4-5	5-6	6-9	9-15
Diminution des sollicitations sur les bâtis	Création d'un joint vertical	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Désolidarisation des murs de clôture extérieure	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Création d'une tranchée périphérique ou d'un joint de glissement	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Augmentation de la résistance et de la ductilité	Élargissement des fondations ou ajout de longrines ou ajout de ceinturage des fondations	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout des chaînages ou câbles périphériques	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
	Ajout d'un contreventement métallique	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

TITRE III – MESURES DE PRÉVENTION, DE PROTECTION ET DE SAUVEGARDE

Conformément à la loi de modernisation de la sécurité civile (article 13) du 13 août 2004 et dans les délais définis par le décret, la commune, concernée par les risques naturels d'inondations et de mouvements terrain, élaborera un plan communal de sauvegarde (PCS) en concertation avec le service de l'État en charge de la protection civile.

ANNEXES

1- Définition des typologies pour les projets neufs.

2- Cahier des charges pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie.

3- Modèle d'attestation pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie.

4- Définition des typologies pour les bâtiments existants.

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

ANNEXE 1

DÉFINITION DES TYPOLOGIES POUR LES PROJETS NEUFS

annexée au règlement
du Plan de Prévention des Risques Naturels
mouvements de terrain « affaissements »
de la commune de HILSPRICH

Compte tenu des prescriptions définies au règlement, il est proposé de retenir une typologie pour les constructions de forme rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol. Les fondations sont celles le plus souvent mises en œuvre, à savoir des fondations superficielles en béton armé.

Le choix de l'ossature des bâtis est essentiellement dû à la géométrie des ouvrages. Par exemple, les petits ouvrages sont généralement entièrement réalisés à l'aide de murs maçonnés chaînés (cas des maisons individuelles). En revanche, les ouvrages de dimensions plus importantes comportant nombreuse ouvertures ou de grands volumes intérieurs seront plutôt réalisés en béton armé (cas des bâtiments collectifs). Les petits ERP sont un cas intermédiaire.

En résumé, la typologie contient 4 types représentatifs comme suit :

Type 1 – Bâtiment sur deux niveaux (R+1) à ossature <u>en béton</u>
surface au sol maximale de <u>130 m²</u>

Le bâtiment de **type 1** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur deux niveaux (R+1), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en béton armé ou maçonnerie chainée ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur / largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

<u>Exemple d'usage :</u> maison individuelle (figure 5.1.3).

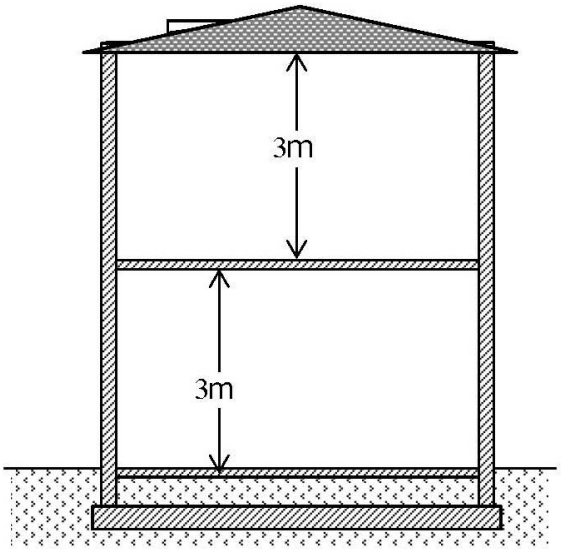


Figure 5.1.3 : Exemple d'un bâtiment de type 1 : maison individuelle R+1

Type 2 – Bâtiment sur trois niveaux (R+2) à ossature <u>en béton</u>
surface au sol maximale de <u>350 m²</u>

Le bâtiment de **type 2** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur trois niveaux (R+2), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et liaisonnées entre elles, charpente traditionnelle ou toiture terrasse ;
- Ossature béton armé ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 350 m² avec un rapport longueur / largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

<u>Exemple d'usage :</u> bâtiment d'habitation collectif, bureaux (figure 5.1.4).

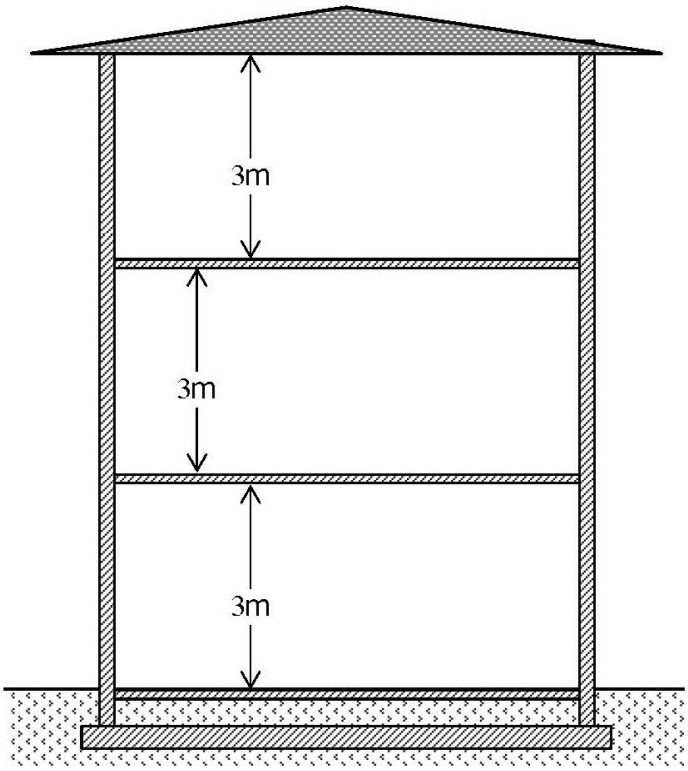


Figure 5.1.4 : Exemple d'un bâtiment de type 2 : bâtiment d'habitation collectif R+2

Type 3 – Bâtiment sur un seul niveau (rez-de-chaussée) à ossature <u>en béton</u> de surface au sol maximale de <u>250 m²</u>

Le bâtiment de **type 3** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en béton armé, sans toutefois comporter d'éléments fragiles tels que murs rideau, porte-à-faux, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 250 m² avec un rapport longueur / largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 4 m.

<u>Exemple d'usage :</u> petit établissement recevant du public (ERP) (figure 5.1.5).,

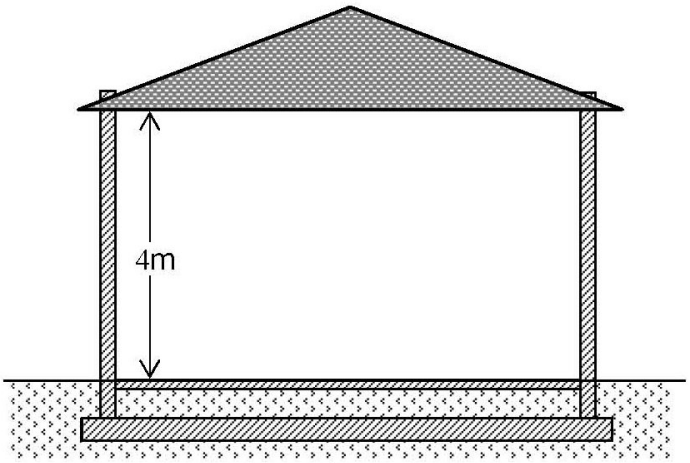


Figure 5.1.5 : Exemple d'un bâtiment de type 3 : ERP

<u>Remarque :</u>

Il est essentiel de noter qu'il n'existe pas de différence marquée entre la structure des types 1, 2 et 3, qui fait appel aux méthodes habituelles, à savoir :

- éléments porteurs en béton armé (dimensionnés selon l'Eurocode 2) ;
- murs en maçonnerie chaînées (dimensionnés selon le NF DTU 20.1 et l'Eurocode 6) ;
- ou « mixte » des deux.

Les dimensions sont considérées comme des valeurs maximales. Vis-à-vis du phénomène des affaissements du terrain, une diminution des dimensions va alors dans le sens de la sécurité.

Type 4 – Bâtiment sur un seul niveau (rez-de-chaussée) à ossature <u>métallique</u>
surface au sol maximale de <u>500 m²</u>

Le bâtiment de **type 4** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature métallique ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 500 m² avec un rapport longueur / largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 4 m.

<u>Exemple d'usage :</u> bâtiment d'activité agricole ou entrepôts (figure 5.1.6).

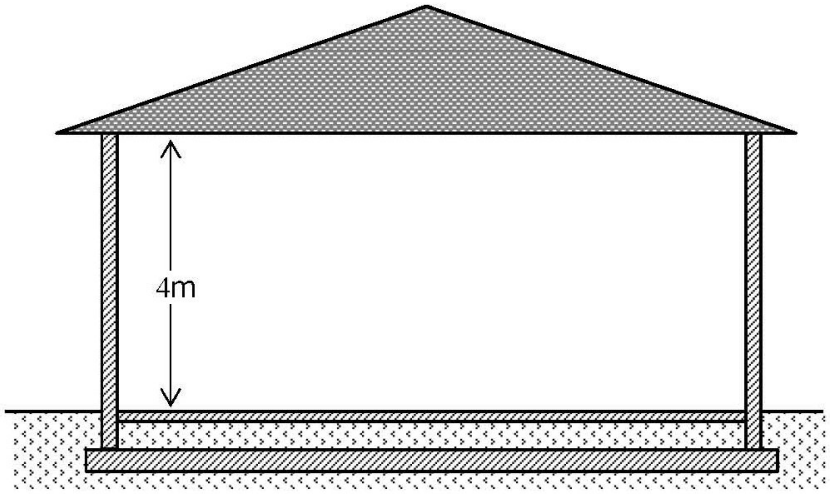


Figure 5.1.6 : Exemple d'un bâtiment de type 4 : bâtiment d'activité agricole ou entrepôts

Type 5 – Bâtiment sur deux niveaux (R+1) à ossature <u>en bois</u>
surface au sol maximale de <u>130 m²</u>

Le bâtiment de **type 5 (à ossature à bois)** présentant les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur deux niveaux (R+1), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en bois, ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur/largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

Type 6 – Bâtiment sur deux niveaux (R+1) à ossature <u>en métal</u>
surface au sol maximale de <u>130 m²</u>

Le bâtiment de **type 6 (à ossature métallique)** présentant les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur deux niveaux (R+1), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme ;
- Ossature en métal, ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés ;
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur/largeur compris entre 1 et 2, hauteur d'étage de 3 m.

<u>Exemple d'usage du type 5 ou type 6 :</u> maison individuelle (figure 7.2.1).

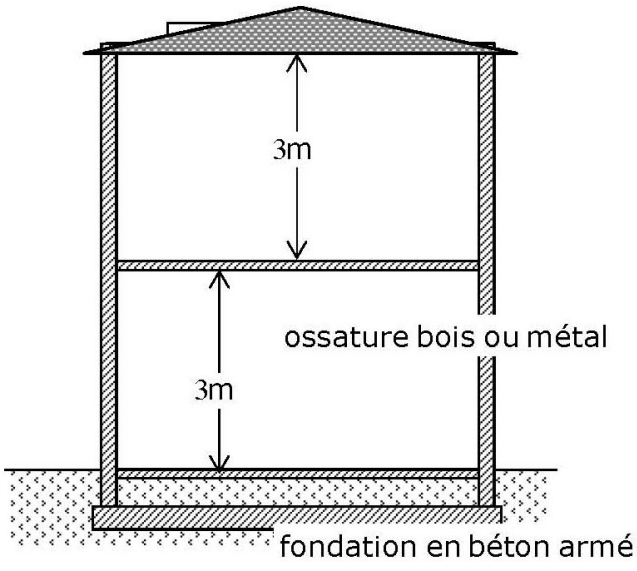


Figure 7.2.1 : Exemple d'un bâtiment de type 5 (à ossature bois) ou de type 6 (à ossature métallique) : maison individuelle R+1

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

ANNEXE 2

CAHIER DES CHARGES POUR LA RÉALISATION D'UNE ÉTUDE DE PROJET DE CONSTRUCTION NEUVE HORS TYPOLOGIE

annexée au règlement
du Plan de Prévention des Risques Naturels
Mouvements de terrain « affaissements »
de la commune de HILSPRICH

ANNEXE 2

CAHIER DES CHARGES
POUR LA RÉALISATION D'UNE
ÉTUDE DE PROJET DE CONSTRUCTION NEUVE HORS TYPOLOGIE

annexé au règlement
du Plan de Prévention des Risques Naturels
Aléas affaissement de terrain
de la commune de HILSPRICH

1. Introduction

Les désordres sur les bâtiments, survenus suite à des affaissements progressifs dus à la dissolution de sel, ont conduit l'État à engager l'élaboration d'un Plan de Prévention des Risques Naturel mouvement de terrain (PPRNmt) de type affaissement sur la commune de Hilsprich. Ce plan a pour objet de prévenir et de prendre en compte, dans l'aménagement et l'urbanisme, les risques liés à ce type de phénomènes.

La présente annexe a pour objet de porter à la connaissance des maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre et acteurs de la construction en général les caractéristiques de l'aléa à considérer dans le cadre de l'étude de pré-dimensionnement prescrite par le PPRNmt ainsi que le niveau d'endommagement maximum retenu, pour toute nouvelle construction admise par le PPRNmt.

En application de l'article R 431-16 f) du code de l'urbanisme, l'attestation, jointe en annexe, devra être fournie dans le dossier de demande de permis de construire pour tout projet de construction. Cette attestation devra préciser que la conception de la construction a pris en considération les informations qui suivent, en termes d'intensité des aléas mouvements de terrains et des sollicitations subies par le bâtiment en cours d'affaissement. Cette attestation sera cosignée par le bureau d'études, le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre de la construction.

2. Problématique des bâtiments en cas d'affaissement de terrain

Le problème de stabilité d'un bâtiment, en cas d'affaissement de terrain, repose en tout premier lieu sur la connaissance de la géométrie du système.

Afin d'alléger l'exposé, on se limite dans un premier temps à la présentation d'un modèle simplifié, c'est-à-dire, au cas où l'effet favorable des murs de remplissage peut être négligé, le rez-de-chaussée du bâtiment peut être schématisé par un portique de hauteur H_0 et de longueur L_0 (figure 1). Les données relatives au chargement sont de type force gravitaire verticale F, les forces du vent pouvant être négligées, du fait du caractère accidentel de l'affaissement.

On s'intéresse dans cette section au problème de l'instabilité potentielle du rez-de-chaussée soumis à la charge gravitaire venant des étages supérieurs d'une part et à un affaissement du sol au niveau des fondations d'autre part.

Partant d'un état initial, c'est-à-dire avant l'apparition de l'affaissement de terrain, chaque poteau du bâtiment est soumis à une force axiale de compression $N=F$ sur toute la hauteur du poteau. Cet effort est dû aux chargements gravitaires des étages supérieurs, classiquement de deux types : charges permanentes et charges d'exploitation. En général, le poteau est conçu de manière à éviter tout phénomène de flambage, tandis que la force de compression maximale en pied reste très inférieure à la résistance à la compression de la section.

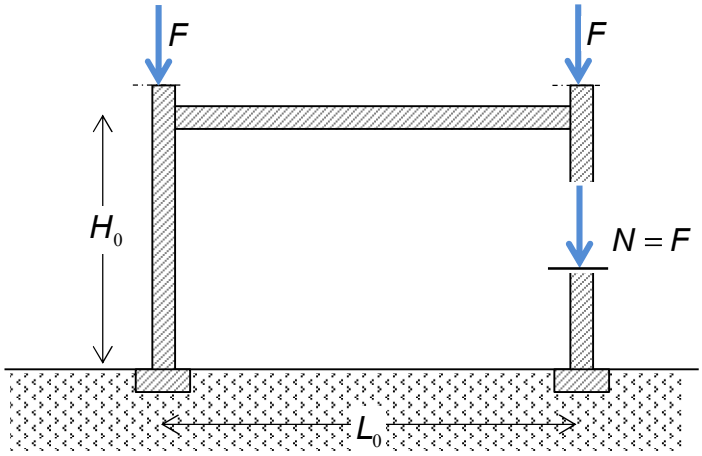


Figure 1 : Géométrie simplifiée du bâti

En cas d'affaissement de terrain, différents effets plus ou moins prévisibles peuvent se produire. Du point de vue des mouvements en surface au voisinage d'une structure lors d'un affaissement progressif, le mouvement d'un bâtiment peut être décomposé selon deux mouvements de corps rigides de *translation* et de *rotation*, et deux déformations, une engendrée par la déformation horizontale du sol et l'autre due à la courbure du terrain (voir figure 2 présentée par Geddes, 1984 [1], citée par Deck *et al.*, 2002 [2]).

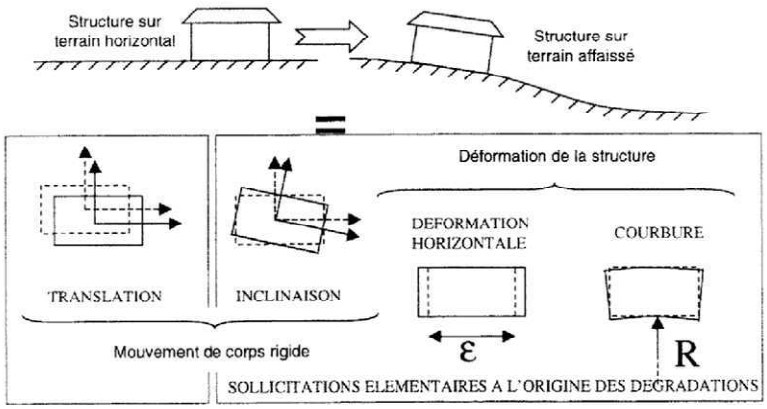


Figure 2 : Décomposition des sollicitations sur le bâti [1]

On analyse dans ce qui suit l'effet que peut avoir chaque mouvement élémentaire sur la stabilité d'un bâtiment.

2.1 Sollicitations induites par le mouvement de translation du terrain

Dans l'hypothèse où les affaissements sont progressifs, c'est-à-dire sans effet dynamique notable, les changements de la géométrie de la structure du bâtiment peuvent être négligés. La géométrie initiale du bâtiment représente à la fois la configuration initiale et la configuration finale (c'est-à-dire après l'affaissement) du système.

La figure 3 représente un bâti dans sa position initiale et dans sa position actuelle obtenue par une simple translation dans le plan, les conditions de chargement restant inchangées. Dans ces conditions, certains impacts sur les réseaux enterrés sont à appréhender, mais la stabilité globale du bâtiment n'est pas menacée.

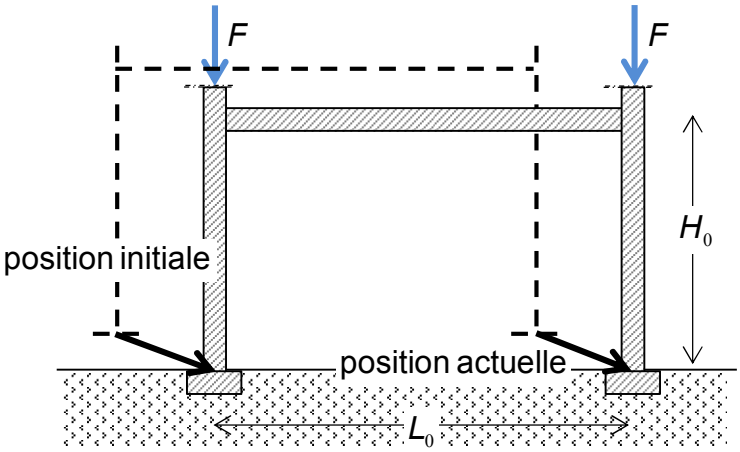


Figure 3 : Bâtiment soumis à un mouvement de translation du terrain

2.2 Sollicitations induites par le mouvement de rotation du terrain

Le mouvement de rotation du terrain a pour conséquence une inclinaison généralisée du bâtiment. Cette inclinaison du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan vertical initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants (figure 4). À mesure que la pente du terrain augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

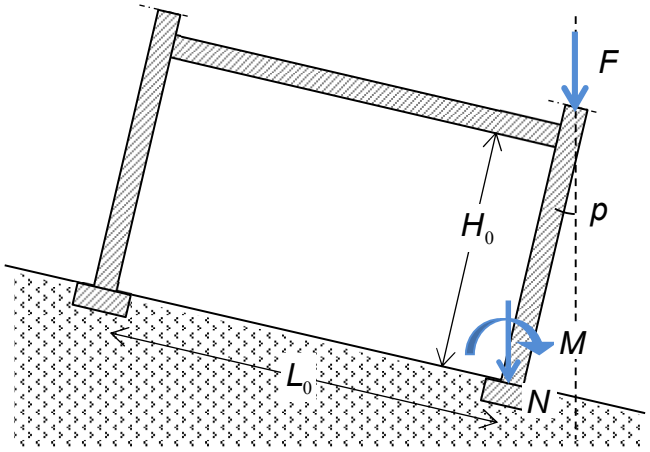


Figure 4 : Bâtiment soumis à une inclinaison du terrain

L'analyse de cette structure conduit à calculer, dans le cas le plus défavorable, les efforts de compression et de flexion en pied du poteau à droite, en tenant compte du fait que p (exprimé en radians) ≈ sin(p), du fait de la faible valeur de p :

$$N_p = F \;\; ; \;\; M_p = FH_0 p$$

où p est la pente de l'affaissement tandis que N_p et M_p sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par cette pente.

2.3 Sollicitations induites par la courbure du terrain

La figure 5 représente un bâtiment sur un terrain courbe, concave ou convexe, les modifications des conditions de chargement étant négligeables. En général, la couche de sel est localisée à une profondeur importante du sol, ce qui induit donc une faible courbure du terrain.

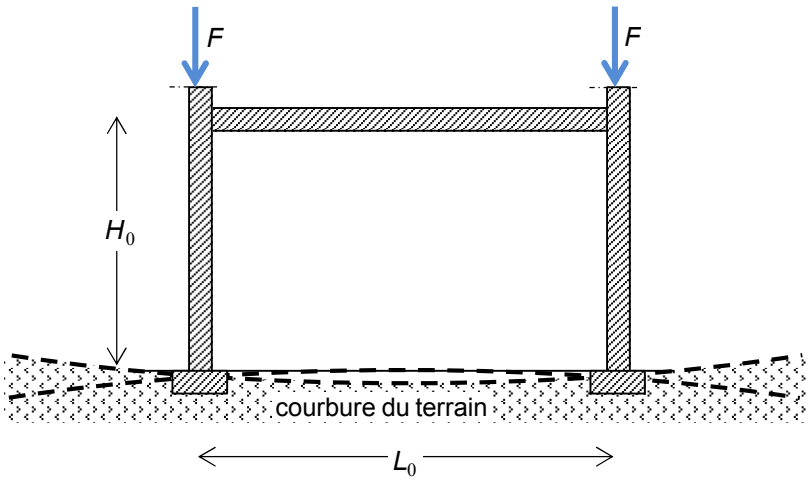


Figure 5 : Bâtiment soumis à une courbure du terrain

Dans les conditions où les courbures du terrain sont très faibles, c'est-à-dire les rayons de courbure sont très grands par rapport aux dimensions du bâtiment, ces courbures peuvent avoir certains impacts sur les réseaux enterrés et les fondations.

2.4 Sollicitations induites par la déformation horizontale du terrain

Il convient tout d'abord de noter que les translations et rotations du terrain se transmettent intégralement au bâti alors que les déformations horizontales et les courbures du terrain peuvent être gênées par la présence de l'ouvrage. La proportion des déformations se transmettant à la structure dépend donc de la rigidité relative du bâti par rapport à celle du terrain. Ce phénomène est connu sous le nom « d'interaction sol-structure ». Le taux de transmission pour des ouvrages rigides en béton ou maçonnerie renforcée est de l'ordre de 10 à 30 %, et de 30 à 100 % pour les bâtiments plus souples tels que ceux en métal. En conséquence, la déformation horizontale et la courbure de la structure engendrées par l'affaissement sont en général plus petites que celles du terrain.

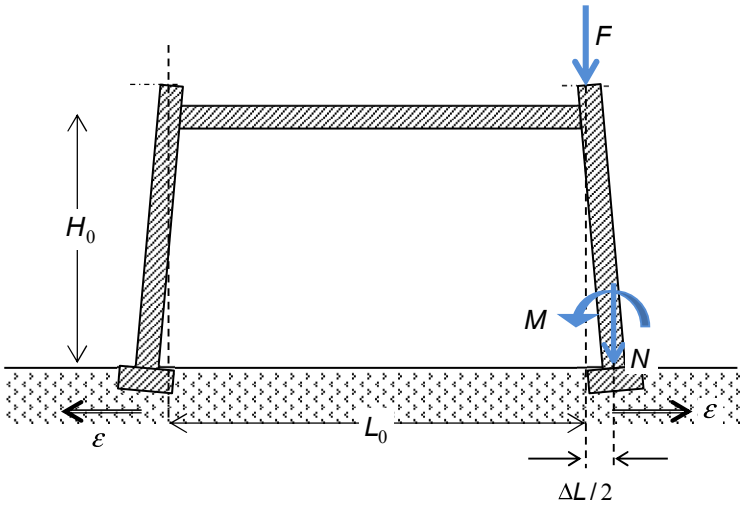


Figure 6 : Bâtiment soumis à une déformation horizontale du terrain

Tenant compte du fait que la déformation horizontale du sol ne peut se transmettre entièrement à la structure, et que la structure est symétrique par rapport à son plan médian, le déplacement horizontal du pied de chaque poteau par rapport à son plan initial vertical s'écrit :

$$\Delta L = c_\varepsilon L_0 \varepsilon / 2$$

où ε est la déformation horizontale du sol et $c_\varepsilon \leq 1$, est le coefficient de transmission de la déformation horizontale du sol au bâti.

Le déplacement horizontal des fondations du bâti induit un excentrement de la charge gravitaire par rapport à son plan initial. En conséquence, des moments de flexion sont générés dans les deux poteaux verticaux en plus des efforts de compression axiale préexistants (voir figure 34). À mesure que la déformation horizontale du sol augmente, l'excentrement correspondant de la charge gravitaire augmente et donc également les moments de flexion qui amplifient les déplacements transversaux et donc l'excentrement.

L'analyse de cette structure conduit à calculer les efforts de compression et de flexion en pied de chaque poteau :

$$N_\varepsilon = F \;\; ; \;\; M_\varepsilon = F\varepsilon = c_\varepsilon F L_0 \varepsilon / 2$$

où N_ε et M_ε sont respectivement l'effort normal et le moment de flexion engendrés par la déformation horizontale du sol.

2.5 Comportement des murs de remplissage

Outre les sollicitions supplémentaires, la pente, la déformation horizontale et la courbure de l'affaissement de terrain, modifient de façon importante l'état initial des murs de remplissage, induisant par exemple, du fait de l'incompatibilité géométrique, des déformations. Les figures 7 à 9 ci-dessous illustrent les désordres potentiels sur les murs de remplissage dans de telles conditions.

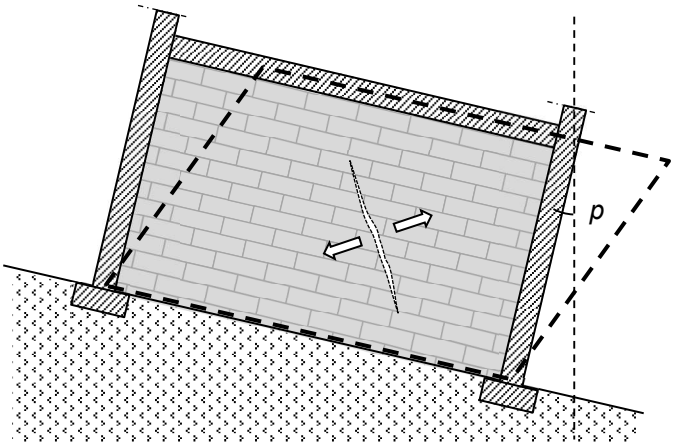


Figure 7 : Exemple de fissures diagonales induites par la mise en parallélogramme du mur de remplissage en cas de mise en pente du terrain

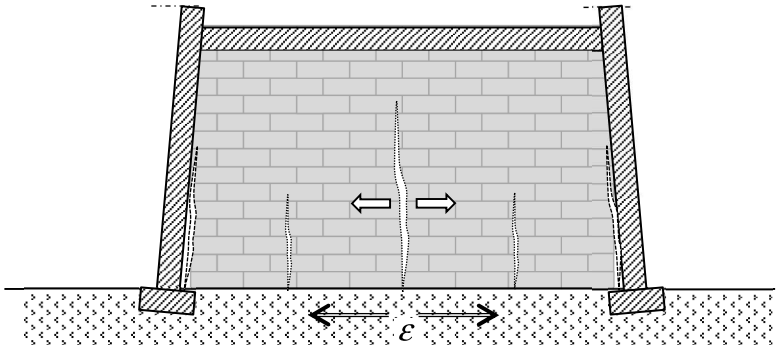


Figure 8 : Exemple de fissures verticales induites par la déformation horizontale du terrain

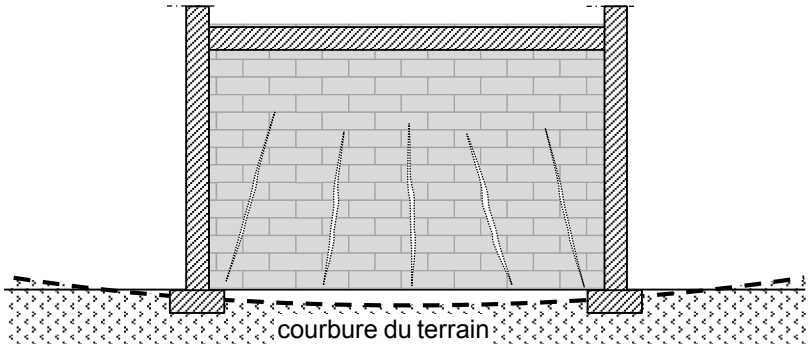


Figure 9 : Exemple de fissures verticales et diagonales induites par la courbure du terrain

3. Aléas affaissement de terrain sur la commune de Hilsprich

La connaissance préalable de l'intensité des mouvements de terrain contribue à une meilleure compréhension des phénomènes physiques pouvant être à l'origine des désordres de la structure durant l'affaissement du sol. De plus, le comportement d'un bâtiment dépend notamment de la nature des aléas parmi lesquels on distingue deux caractères principaux, *progressif* ou *brutal*. Le dernier caractère peut en effet avoir un impact compte tenu des éventuels effets dynamiques induits, ce qui conduit à une rupture brutale ou plus précisément, un effondrement instantané.

Pour le cas de la commune de Hilsprich, les effets prévisibles à considérer en surface des affaissements éventuels sont fournis par le BRGM (BRGM, 2013). Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette à grand rayon de courbure dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Néanmoins, ce dernier rapport ne présente qu'une cartographie de la susceptibilité d'apparition d'un affaissement qui va conditionner les classes de l'aléa car l'intensité du phénomène sera toujours élevée dans le cas d'apparition ou d'évolution latérale de l'affaissement.

Il ne résulte que d'une compréhension des données qui sont disponibles à un instant donné. Les connaissances peuvent évoluer en fonction de l'état d'avancement des futurs travaux, des nouvelles investigations étant nécessaires pour confirmer le schéma structural et le modèle de dissolution de sel. Pour ces raisons, il est possible, dans un premier temps, de retenir deux paramètres que sont la pente maximale et la déformation horizontale maximale du terrain suivants :

- la pente maximale de l'affaissement de terrain: 3 %
- la déformation horizontale maximale de l'affaissement de terrain : 15 mm/m.

4. Échelle d'endommagement

L'échelle d'endommagement comprend cinq niveaux de N1 à N5 dont les désordres prévisibles peuvent être énumérés comme suit :

Pour le **niveau N1** (dommages négligeables ou très légers) :
1. fissures très légères dans les plâtres,
2. légères fissures isolées dans le bâtiment, non visibles de l'extérieur.

Pour le **niveau N2** (dommages légers) :
1. plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur du bâtiment,
2. les portes et fenêtres peuvent se coincer,
3. des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires.

Pour le **niveau N3** (dommages appréciables) :
1. fissures légères visibles de l'extérieur,
2. les portes et fenêtres sont coincées,
3. les canalisations sont rompues.

Le **niveau N4** correspond aux dommages subis de niveau sévère dont les désordres peuvent être :
1. des canalisations rompues ou dégradées,
2. des fractures ouvertes dans les murs,
3. des châssis de portes et fenêtres tordus,
4. des sols en pente,
5. murs hors d'aplomb ou bombés, localement étayés,
6. quelques déchaussements des poutres,
7. en cas de compression, un chevauchement des joints dans les toits et soulèvement des murs en briques, avec fissures horizontales.

Le dernier **niveau N5**, correspondant aux dommages très sévères, représente l'effondrement partiel ou total quasi-certain :

1. le bâtiment doit être reconstruit partiellement ou complètement,
2. les poutres des planchers et de la toiture sont déchaussées et nécessitent d'être étayées,
3. l'inclinaison des planchers et des murs est très importante,
4. en cas de compression, gauchissement et bombement sévères des murs et du toit.

Les trois premiers niveaux d'endommagement (N1 à N3) correspondent aux dommages architecturaux. Les deux derniers niveaux de désordres (N4 et N5), correspondant respectivement aux dommages fonctionnels (état limite de service (ELS)) et structurels (état limite ultime (ELU)), ne permettent plus d'assurer la « viabilité » du bâtiment du fait de désordres trop importants, et avec risque d'effondrement partiel ou total pour le dernier niveau.

5. Évaluation du niveau d'endommagement du bâtiment

Dans la situation spécifique de Hilsprich, l'étude de pré-dimensionnement prescrite par le PPRNmt a pour objet de définir les dispositions constructives complémentaires et adaptées à la problématique d'affaissements de terrain. Les bâtiments étudiés doivent respecter, au moins, les règles de l'art de la construction : les Normes Françaises – Documents Techniques Unifiés (et les Avis Techniques) régissant notamment les modes de mise en œuvre de techniques de construction et les règles usuelles de conception et de calculs (Eurocode 2 pour les structures en béton armé, Eurocode 3 pour les structures métalliques, Eurocode 4 pour les structures mixtes acier-béton, et Eurocode 6 pour les ouvrages en maçonnerie).

L'étude menée pour toute construction neuve, et la conception qui en résultera, devra démontrer que le niveau d'endommagement est limité au niveau N3. Cette étude, menée par le Bureau d'Étude de l'opération, devra définir :

1. *Le contexte géologique :*

- Type de sol,
- Connaissance sur la présence d'eau (nappe phréatique, ruisseau, …),
- Pente du terrain,
- Autres…

2. *Les matériaux utilisés :*

- En infrastructure, en superstructure et en éléments du second œuvre,
- Valeur caractéristique du béton, nuance des aciers, classe des bois utilisés, etc…,
- Autres…

3. *Les principes et règles de conception :*

- Type du plancher bas et types de fondations retenus (semelles isolées, superficielles, radier…),
- Description des éléments porteurs (murs, poteaux-poutres, planchers),
- Règles et hypothèses de calculs retenus,
- Critère d'endommagement retenus dans les calculs et traduisant le niveau d'endommagement N3,
- Autres…

4. *Les principes architecturaux et techniques permettant d'améliorer qualitativement le comportement vis-à-vis des affaissements :*

- Direction du bâtiment par rapport à celle de la cuvette d'affaissement,
- Fractionnement de la structure du bâtiment,
- Principes de contreventement,
- Protection vis-à-vis des ouvrages voisins,
- Traitement de l'interface sol/soubassement,
- Appréciation de la ductilité d'ensemble,
- Autres.

5. *Synthèse des points précédents :*

   Conclusion sur l'appréciation de limitation des désordres au niveau N3.

Sur la base de cette synthèse, le bureau d'étude attestera que la construction ne dépassera pas le niveau d'endommagement N3 en cas d'affaissement de terrain.

6. Recommandation de conception

6.1 Implantation

Le phénomène d'affaissement de terrain modifie, par nature, l'organisation originelle du sol. Une topographie accidentée et un relief de terrain accusé peuvent avoir des conséquences amplifiées sur les constructions environnantes. Il s'agit là par exemple d'un changement des états d'équilibre des terres en cas de mouvement du sol d'assise, d'un glissement de terrain par instabilité dans le cas d'un talus et d'un risque d'éboulis dans le cas d'une falaise située à proximité. De ce point de vue, pour éviter des effets défavorables cumulés, les constructions doivent être éloignées des zones susceptibles d'induire d'autres désordres potentiels telles que les zones de tête ou de pied des talus, des falaises ou zones de risbermes ou encore, si possible, les terrains en pente.

6.2 Voisinage

La disposition des constructions mitoyennes ou accolées présente une forte longueur face à la courbure en début et en fin d'affaissement. Dans ce cas, il est obligatoire de prévoir un vide entre chaque construction que l'on appelle joint vertical d'affaissement. Ces joints doivent être maintenus libres et dégagés de tous objets ou matériaux susceptibles de les obstruer et de les rendre impropres à leur destination première. Ils doivent être protégés sur toutes leurs faces.

On note que la largeur du joint vertical d'affaissement est beaucoup plus importante que celle du joint thermique ou utilisé pour se prémunir en cas de séisme. Cette largeur est calculée de manière à éviter la collision entre les bâtiments adjacents en cas d'affaissement.

6.3 Direction du bâtiment par rapport à celle de la cuvette d'affaissement

L'orientation des axes de comportement du bâtiment coïncidant avec les directions des sollicitations peut :

- réduire la surface sur laquelle s'exercent la poussée de terre, le frottement et la déflexion,
- éviter le comportement plus complexe, de type torsion par exemple.

En conséquence, il est recommandé d'orienter les façades du bâtiment pour que la direction de sa largeur soit parallèle à la direction radiale de la cuvette.

6.4 Forme des bâtiments

Une régularité des formes et des rigidités, tant en plan horizontal qu'en élévation, assure une meilleure distribution des sollicitations dans l'ossature en faisant participer tous les éléments. Dans la mesure du possible, on essaiera de concevoir une structure dont la forme est aussi compacte et simple que possible, ce qui permettra d'éviter l'apparition de concentration de contraintes dans la structure et de diminuer le risque lié au phénomène de distorsion.

Les ouvertures, portes et fenêtres, amèneront à des concentrations de contraintes. Dans la mesure du possible, il est conseillé de limiter le nombre des ouvertures et leurs dimensions.

Des analyses tridimensionnelles peuvent justifier d'un comportement satisfaisant d'un bâtiment dont la géométrie en plan est complexe. Cependant, il est à rappeler qu'une bonne conception et la présence de joints verticaux d'affaissement sont de toute évidence un bon moyen pour augmenter la robustesse des ouvrages. Dans ce cas, les constructions de forme complexe pourraient être ramenées à des sous-structures simples indépendantes séparées les unes des autres par des joints verticaux d'affaissement, tant au niveau des fondations qu'au niveau de la superstructure.

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

ANNEXE 3

MODÈLE D'ATTESTATION POUR LA RÉALISATION D'UNE ÉTUDE DE PROJET DE CONSTRUCTION NEUVE HORS TYPOLOGIE

annexée au règlement
du Plan de Prévention des Risques Naturels
mouvement de terrain « affaissement »
de la commune de HILSPRICH

PROJET DE CONSTRUCTION EN ZONE D'AFFAISSEMENT

ATTESTATION

Je soussigné, ……

Maître d'œuvre : Architecte du projet désigné ci-dessous ou expert (au sens de l'article R 431-16f du code de l'urbanisme) – Statut/qualification à préciser : …….

Agissant pour le compte de ……Maître d'ouvrage,

pour le projet présenté sous le dossier référencé sous n°……,

ATTESTE

- Avoir pris connaissance des pièces constitutives du Plan de Prévention des Risques Naturels Mouvements de terrain « affaissements » de HILSPRICH approuvé par arrêté préfectoral en date du ……, et notamment de l'annexe 1 « Etude de définition des dispositions constructives sur la commune de Hilsprich pour les projets neufs – 24/10/2016 » ainsi que de l'annexe 2 du règlement du PPRNmt « Cahier des charges pour la réalisation d'une étude de projet de construction neuve hors typologie »

- Avoir constaté que le projet de construction se situe en zone ……. sur le plan de zonage du PPRNmt

- Avoir pris connaissance du rapport final « Cartographie de l'aléa affaissement sur la commune de HILSPRICH (Moselle) BRGM/RP-67282-FR Novembre 2017 », disponible à la mairie

- Avoir conçu le dossier de demande d'autorisation de construire

- À ce titre, avoir mené l'étude de la structure selon les pièces pré-citées et annexées au PPRNmt, en définissant :
  - les matériaux utilisés ;
  - les principes et règles de conception ;
  - le contexte géologique ;
  - les principes architecturaux et techniques permettant d'améliorer qualitativement le comportement du bâtiment vis-à-vis des affaissements de terrain.

- Avoir, compte tenu des éléments précédents, conclu que la manifestation de l'aléa ne produirait pas sur le bâtiment des dommages d'un niveau supérieur au niveau N3.

Fait le …….. à ……,

L'Architecte, l'expert
(signature et cachet)

Le Maître d'œuvre,

Le Maître d'Ouvrage,

PRÉFET
DE LA MOSELLE
Liberté
Égalité
Fraternité

Direction départementale des territoires

ANNEXE 4

DÉFINITION DES TYPOLOGIES DES BÂTIMENTS EXISTANTS

annexée au règlement
du Plan de Prévention des Risques Naturels
mouvements de terrain « affaissements »
de la commune de HILSPRICH

Il s’agit ici de l’élaboration d’une typologie à partir des critères pouvant être appréhendés par un simple constat visuel de la construction. Ce choix s’est attaché à regrouper les bâtiments courants selon leur comportement structural et leur ductilité d’ensemble. Il permet d’étudier le bâti selon une catégorie de constructions plutôt que d’analyser la commune maison après maison.

Dans un souci de simplification de la démarche, et après analyse du bâti existant sur la commune de Hilsprich, il est proposé de retenir une typologie contenant sept types de bâtiments représentatifs. Ces bâtiments sont de forme rectangulaire allongée et ne comportent pas de décrochements en plan. Les fondations les plus souvent mises en œuvre sont des fondations superficielles en béton armé. Afin de jouer sur le nombre d’étages ou sur l’emprise au sol, ces bâtiments peuvent se décliner en sous-types comme suit.

Bâtiment de type 1

Le bâtiment de **type 1** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Murs en pierres et planchers bois, ossature ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 170 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : maison individuelle ancienne ou maison individuelle jumelée.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 1s : Bâtiment sur trois niveaux (sous-sol, rez-de-chaussée et combles aménageables).

Type 1r : Bâtiment sans sous-sol et sur deux niveaux (rez-de-chaussée et combles aménageables – figure 7.2 par exemple).

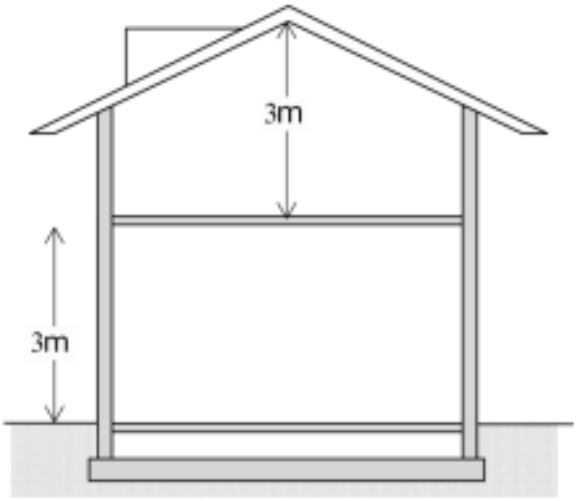


Figure 7.2 : exemple d'un bâtiment de type 1r

Bâtiment de type 2

Le bâtiment de **type 2** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature en béton armé ou maçonnerie chainée ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, balcons, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 130 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : maison individuelle récente.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 2s : Bâtiment sur trois niveaux (sous-sol et R+1).

Type 2r : Bâtiment sans sous-sol et sur deux niveaux (R+1 – figure 7.3 par exemple).

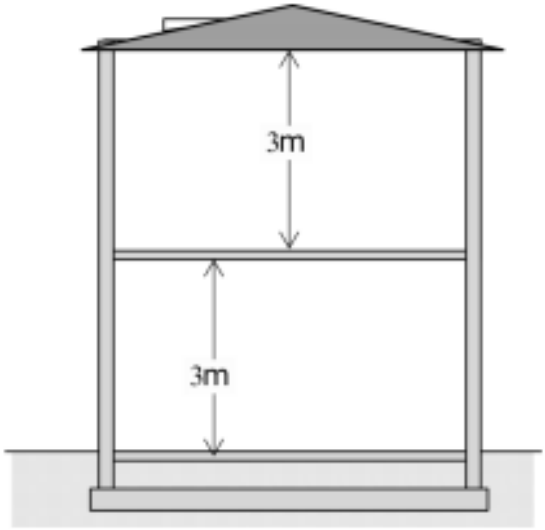


Figure 7.3 : exemple d'un bâtiment de type 2r

Bâtiment de type 3

Le bâtiment de **type 3** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire ne comportant pas de décrochements en plan, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et liaisonnées entre elles, charpente traditionnelle ou toiture terrasse.
- Ossature béton armé ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Surface au sol maximale de 350 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 3 m.

Exemple : bâtiment d'habitation collectif, bureaux.

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 3s : Bâtiment sur quatre niveaux (sous-sol et R+2).

Type 3r : Bâtiment sans sous-sol et sur trois niveaux (R+2 – figure 7.4 par exemple).

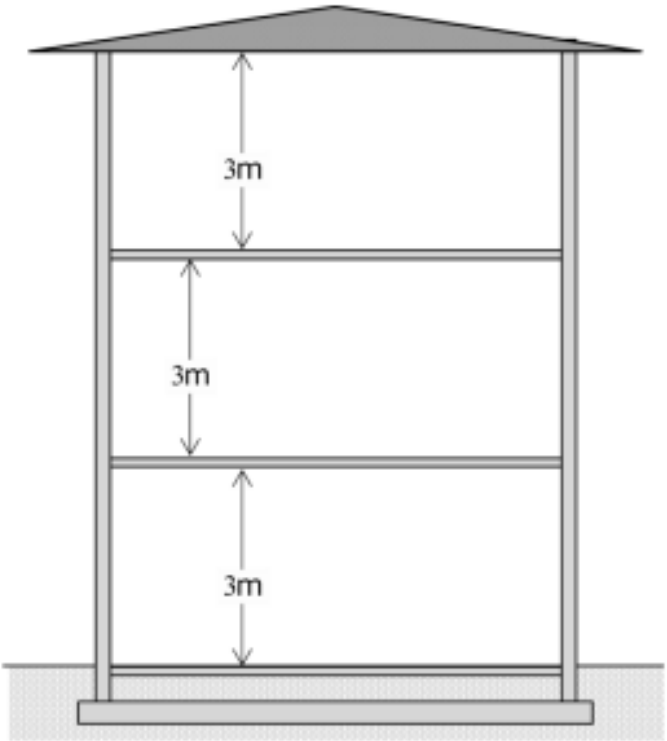


Figure 7.4 : exemple d'un bâtiment de type 3r

Bâtiment de type 4

Le bâtiment de **type 4** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature en béton armé, sans toutefois comporter d'éléments fragiles tels que murs rideau, porte-à-faux, éléments élancés.
- Grandes ouvertures.
- Surface au sol maximale de 250 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 4 m.

Exemple : petit établissement recevant du public (ERP) (figure 7.5 par exemple).

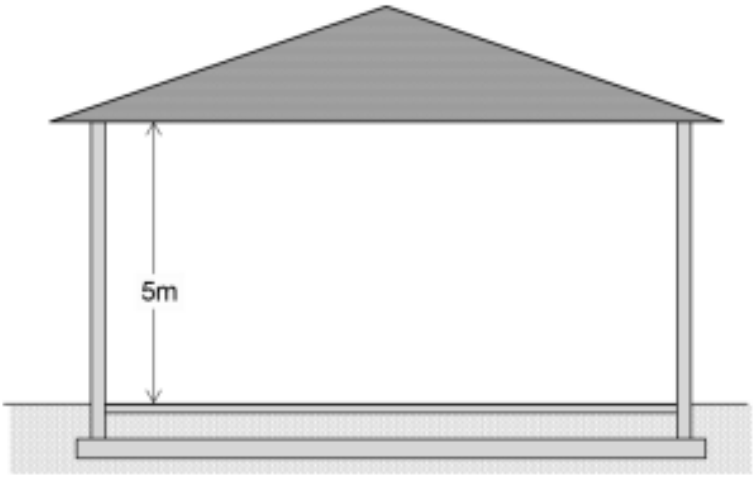


Figure 7.5 : exemple d'un bâtiment de type 4

Bâtiment de type 5

Le bâtiment de **type 5** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature métallique ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Grandes ouvertures.
- Surface au sol maximale de 300 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 4 m.

Exemple d'usage : bâtiment d'activité agricole ou entrepôts ancien (figure 7.6 par exemple)

Il peut se décliner en 2 sous-types :

Type 5m : Bâtiment en maçonnerie.

Type 5cm : Bâtiment en construction métallique.

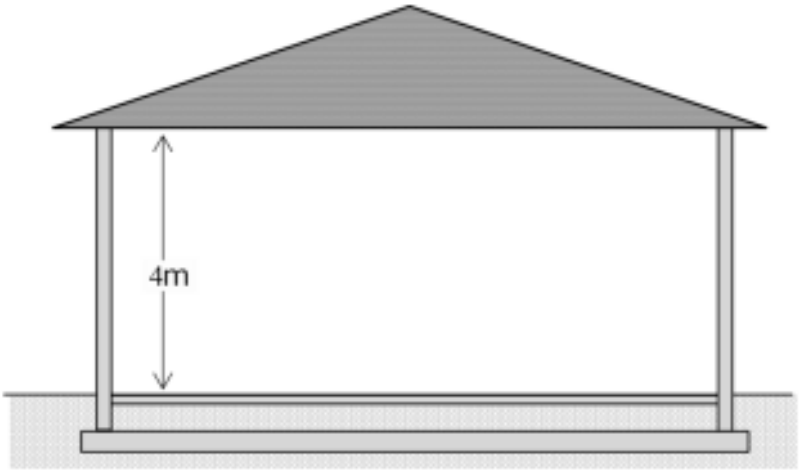


Figure 7.6 : exemple d'un bâtiment de type 5(c)m

Bâtiment de type 6

Le bâtiment de **type 6** présente les caractéristiques suivantes :

- Bâtiment rectangulaire sur un seul niveau (rez-de-chaussée), ne comportant pas de décrochements en plan ou sous-sol, avec fondations superficielles en béton armé sur un même niveau et charpente traditionnelle ou ferme.
- Ossature métallique ne comportant pas d'éléments fragiles tels que trémies, porte-à-faux, éléments élancés.
- Petites ouvertures.
- Surface au sol maximale de 500 m² avec un rapport longueur / largeur = 2, hauteur d'étage de 5 m.

Exemple d'usage : bâtiment d'activité agricole ou entrepôts récent (figure 7.7 par exemple).

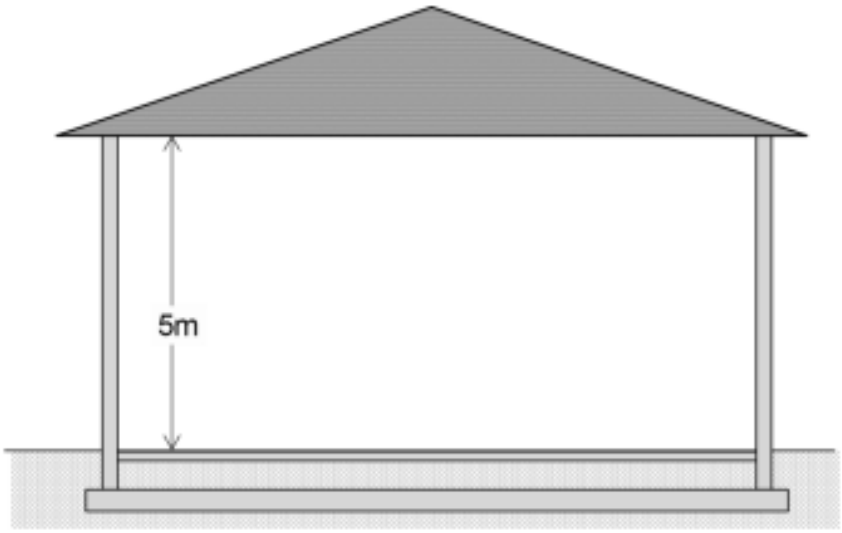


Figure 7.7 : exemple d'un bâtiment de type 6

Bâtiment de type 7

Le bâtiment de type 7 fait partie des bâtiments singuliers qui rassemblent les ouvrages de grandes dimensions, à usage industriel ou pouvant recevoir du public ou encore des églises. Ces bâtiments possèdent en général une forme complexe et des verrières de grandes dimensions.

Remarque :

Il est important de noter que ces bâtiments sont supposés respecter, à minima, les règles de l'art de la construction. Les règles de construction et de mise en œuvre retenues sont celles connues à la date présumée de la construction. Les dimensions sont considérées comme des valeurs maximales. Vis-à-vis du phénomène des affaissements du terrain, une diminution des dimensions va alors dans le sens de la sécurité.