

RAPPORT D'ÉTUDE
DRS-07-78448-02628A

30/04/2007

Bassin ferrifère de Normandie

**Concession de Halouze et de Larchamp
(Orne 61)**

**Contribution à la réalisation d'un Plan de
Prévention des Risques Miniers**

Evaluation et cartographie des aléas

INERIS

maîtriser le risque |
pour un développement durable |

Bassin ferrifère de Normandie

Concession de Halouze et de Larchamp (Orne 61)

Contribution à la réalisation d'un Plan de Prévention des Risques Miniers

Evaluation et cartographie des aléas

Direction des Risques du Sol et du Sous-sol

GEODERIS

Personne ayant participé à l'étude :

Vincent Martinet, technicien supérieur de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol

PREAMBULE

Le présent rapport a été établi sur la base des informations fournies à l'INERIS, des données (scientifiques ou techniques) disponibles et objectives et de la réglementation en vigueur.

La responsabilité de l'INERIS ne pourra être engagée si les informations qui lui ont été communiquées sont incomplètes ou erronées.

Les avis, recommandations, préconisations ou équivalent qui seraient portés par l'INERIS dans le cadre des prestations qui lui sont confiées, peuvent aider à la prise de décision. Etant donné la mission qui incombe à l'INERIS de par son décret de création, l'INERIS n'intervient pas dans la prise de décision proprement dite. La responsabilité de l'INERIS ne peut donc se substituer à celle du décideur.

Le destinataire utilisera les résultats inclus dans le présent rapport intégralement ou sinon de manière objective. Son utilisation sous forme d'extraits ou de notes de synthèse sera faite sous la seule et entière responsabilité du destinataire. Il en est de même pour toute modification qui y serait apportée.

L'INERIS dégage toute responsabilité pour chaque utilisation du rapport en dehors de la destination de la prestation.

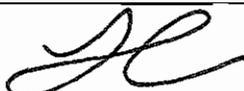
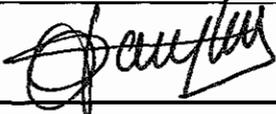
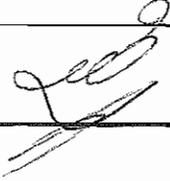
	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	Laurent CAUVIN	Xavier DAUPLEY	Mehdi GHOREYCHI
Qualité	Ingénieur à l'unité Risques Géotechniques liés à l'exploitation du sous-sol de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Responsable de l'unité Risques Géotechniques liés à l'exploitation du sous-sol de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Directeur de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol
Visa			

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	7
2. BILAN DE LA PHASE INFORMATIVE	9
2.1 Éléments relatifs aux mouvements de terrain connus	9
2.2 Éléments relatifs à la qualité des eaux de mine	9
2.3 Les différents aléas retenus	9
3. RETOUR D'EXPERIENCE ET IDENTIFICATION DES ALEAS.....	11
3.1 état des connaissances par retour d'expérience	11
3.2 Analyse du risque d'effondrement généralisé	14
3.3 Analyse du risque d'affaissement par modélisation numérique.....	15
4. IDENTIFICATION DES ALEAS « MOUVEMENTS DE TERRAIN »	16
4.1 introduction.....	16
4.2 Les différents aléas retenus	16
5. EVALUATION DES ALEAS SUR LES CONCESSIONS DE HALOUZE ET DE LARCHAMP	17
5.1 Les affaissements	17
5.1.1 Facteurs de prédisposition et probabilité d'occurrence.....	17
5.1.1.1 Evaluation globale de la stabilité par la méthode de l'aire tributaire..	18
5.1.1.2 vérification de l'élançement des piliers	19
5.1.1.3 évaluation de l'aire d'influence	20
5.1.2 Secteurs predisposés par un éventuel affaissement	20
5.1.3 Intensité de l'affaissement	20
5.1.4 Evaluation de l'aléa.....	21
5.1.5 Limites du zonage.....	21
5.2 Les aléas tassement et glissement associés aux minières	22
5.3 Éléments indiqués pour mémoire sur la carte d'aléa.....	22
5.4 Effondrements localisés	23
5.5 Effondrements localisés sur la mine de Larchamp.....	23
5.5.1 Effondrements localisés par rupture du toit des chambres ou de piliers couronnes.....	23
5.5.1.1 Nature des désordres et mécanismes de rupture.....	23

5.5.1.2	Configurations d'exploitation	23
5.5.1.3	Intensité du phénomène	23
5.5.1.4	Facteurs de prédisposition	24
5.5.1.5	Evaluation de l'alea : « effondrement localisé »	24
5.5.1.6	Limites du zonage	24
5.5.2	Effondrements localisés de puits ou de montages	25
5.5.2.1	Nature des désordres et mécanismes de rupture.....	25
5.5.2.2	Etat des puits et montages.....	25
5.5.2.3	Evaluation de l'aléa	25
5.5.2.4	Limites du zonage	26
5.5.3	Effondrements localisés par éboulement de galeries isolées	27
5.5.3.1	Intensité du phénomène.....	27
5.5.3.2	Facteurs de prédisposition	27
5.5.3.3	Evaluation de l'aléa	27
5.5.3.4	Limites du zonage	27
5.6	Effondrements localisés sur la mine de Halouze.....	28
5.6.1	Effondrements localisés par rupture du toit des chambres ou de piliers couronnes.....	28
5.6.1.1	Nature des désordres et mécanismes de rupture.....	28
5.6.1.2	Configurations d'exploitation	28
5.6.1.3	Intensité du phénomène	29
5.6.1.4	Facteurs de prédisposition	29
5.6.1.5	Evaluation de l'alea : « effondrement localisé »	29
5.6.1.6	Limites du zonage	29
5.6.2	Effondrements localisés de puits ou de montages	30
5.6.2.1	Nature des désordres et mécanismes de rupture.....	30
5.6.2.2	Etat des puits et montages.....	30
5.6.2.3	Evaluation de l'aléa	31
5.6.2.4	Limites du zonage	31
5.6.3	Effondrements localisés par éboulement de galeries isolées	31
5.6.3.1	Intensité du phénomène.....	32
5.6.3.2	Facteurs de prédisposition	32
5.6.3.3	Evaluation de l'aléa	32
5.6.3.4	Limites du zonage	32
6.	CONCLUSIONS	33

7. BIBLIOGRAPHIE	35
8. LISTE DES FIGURES, ANNEXES ET CARTES	37

1. INTRODUCTION

Dans son programme 2006, GEODERIS a planifié la réalisation de la phase informative et des cartes d'aléas mouvements de terrain, sur les deux concessions de Larchamp et de Halouze situées dans le département de l'Orne (61).

Ces deux concessions contiguës se situent dans le synclinal de La-Ferrière-aux-Etangs et ont été exploitées de manière industrielle à partir de la fin du XIX^{ème} siècle et jusqu'à la fin du XX^{ème} siècle (1978), de très vieux travaux aux affleurements ont par ailleurs été réalisés sous forme de fouilles dès le moyen-âge.

En vue de la réalisation d'un futur Plan de Prévention des Risques Miniers (PPRM) sur ces concessions, GEODERIS a sollicité l'INERIS afin de réaliser les phases informative et d'analyse de l'aléa.

La phase informative a permis de définir la nature des aléas à prendre en compte dans le PPRM. Il s'agit de l'aléa "mouvements de terrain",

L'ensemble des informations existantes pour les aléas mouvements de terrain a été synthétisé dans le rapport de la phase informative réalisée par l'INERIS en 2006 (DRS-06-78448/R01), Il contient notamment une carte informative au 1/5000^{ème}.

A partir des informations acquises à l'issue de l'étape précédente, une analyse des aléas « mouvements de terrain » a été réalisée sur les différents phénomènes identifiés sur le site. Ceci fait l'objet de ce rapport. Cette analyse a consisté à effectuer :

- un découpage en zones homogènes, établi selon les configurations d'exploitation et les aspects géologiques, géomorphologiques ou autres, explicités dans ce document ;
- une détermination des phénomènes attendus en surface, fondée sur les configurations identifiées et les désordres observés ou prévisibles.

L'analyse a pour objectif de réaliser :

- une évaluation de l'aléa par type de phénomène attendu, compte tenu de l'intensité et de la probabilité d'occurrence estimées ;
- une cartographie des aléas « mouvements de terrain » sur les anciens travaux et ouvrages de recherche (cartes 1 et 2 à l'échelle du 1/5000^{ème}).

On se reportera à l'annexe A, pour les généralités relatives à la description des phénomènes ainsi qu'à la méthode d'évaluation de l'aléa associé, issue du guide méthodologique relatif à l'élaboration des PPRM.

Remarques

Bien que non pris en compte dans le cadre de cette étude, d'autres phénomènes ou nuisances pourraient être induits par la présence des exploitations minières maintenant arrêtées (risques liés aux gaz de mine, inondations, problèmes environnementaux, etc.).

2. BILAN DE LA PHASE INFORMATIVE

2.1 ELEMENTS RELATIFS AUX MOUVEMENTS DE TERRAIN CONNUS

Les mouvements de terrain liés à l'exploitation ont été répertoriés dans le rapport (DRS-06-78448/R01) lors de la description de chacune des concessions.

L'analyse des désordres apparus en surface a permis d'identifier deux mécanismes principaux :

- l'effondrement localisé ayant eu lieu en période post-exploitation ;
- quelques tassements des remblais des puits.

2.2 ELEMENTS RELATIFS A LA QUALITE DES EAUX DE MINE

Il n'apparaît pas, à la vue des différentes investigations, de problème lié aux eaux d'exhaure des mines de Larchamp et de Halouze.

On rappellera par contre l'existence du dépôt d'amiante au débouché de la galerie de 40 de la mine de Halouze qui pourrait engendrer une éventuelle pollution des eaux. Ce dépôt ne doit cependant pas être pris en compte pour une évaluation de l'aléa car il ne relève pas de la mine et est suivi, comme décharge, par l'Administration.

2.3 LES DIFFERENTS ALEAS RETENUS

A partir de l'ensemble des données de la phase informative concernant le bassin ferrifère de Larchamp et de Halouze, un certain nombre de types d'aléas a été retenu, pour la réalisation du PPRM.

Les aléas pouvant d'ores et déjà être retenus sont les suivants :

Aléas mouvements de terrain liés aux travaux souterrains

Il ressort de l'analyse des données d'exploitation sur le bassin que tous les phénomènes ou événements redoutés, en matière de mouvement de terrains au-dessus d'exploitations souterraines, devront être considérés dans le cadre de ce PPRM, à savoir en particulier, les effondrements localisés et les tassements. Les effondrements généralisés et les affaissements seront également étudiés mais les configurations de travaux ne semblent pas favorables à ce type de phénomène en particulier du fait de la présence de recouvrements épais très rigides comme les grès armoricains et du fait du pendage, important localement, des couches exploitées sur le flanc sud du synclinal. Ce raisonnement ne peut cependant pas être tenu pour le flanc nord qui lui est quasiment en plateaux. Dans ce cas, les phénomènes d'effondrement généralisé ou d'affaissement doivent être étudiés avec attention.

Parmi les effondrements localisés, on distinguera, lors de l'analyse, ceux liés aux galeries isolées, aux travaux peu profonds, ou à la rupture de l'orifice d'ouvrages débouchant au jour (puits ou galerie).

3. RETOUR D'EXPERIENCE ET IDENTIFICATION DES ALEAS

L'identification et l'évaluation des aléas sur le bassin ferrifère de Halouze et Larchamp font appel aux connaissances acquises lors de la phase informative, en particulier l'observation ancienne ou actuelle des désordres.

Néanmoins, cette démarche, à caractère préventif, ne peut pas s'appliquer uniquement sur la simple typologie des phénomènes observés. Elle doit également analyser les conditions de réalisation d'autres phénomènes non encore observés mais envisageables (c'est-à-dire prévisibles), en s'appuyant également sur les expertises menées pour évaluer la stabilité du site.

Cette analyse peut, d'autre part, être complétée par une étude plus globale (par rétroanalyse) qui considère non plus le seul bassin de Halouze Larchamp mais l'ensemble des bassins de risque appartenant à un même contexte, comme ceux des gisements ferrifères pentés de l'Ouest.

Elle peut enfin être finalisée par une approche plus théorique, par la mise en œuvre de calculs sur modèles calés sur des exemples réels d'instabilité, qui permet de valider ou non la crédibilité de réalisation des phénomènes accidentels supposés.

3.1 ETAT DES CONNAISSANCES PAR RETOUR D'EXPERIENCE

L'analyse prévisionnelle des phénomènes accidentels est largement valorisée lorsque l'on procède à une recherche qui déborde le cadre strict du site et se place à l'échelle de l'ensemble du bassin de risque, voire de plusieurs bassins de risque, s'ils présentent de fortes analogies (ex : gisements ferrifères des synclinaux de Soumont, May-sur-Orne, La Ferrière-aux-Etangs, Saint-Rémy-Sur-Orne et Segré).

Le tableau 1 ci-après synthétise les principales caractéristiques des différents bassins étudiés.

Comme on le constate sur ce tableau, les différents bassins présentent beaucoup d'analogies sur les aspects géologiques et d'exploitation. Ces gisements sont pentés, situés à des profondeurs très voisines (entre 20 et 500 ou 600 m) et recèlent une ou deux veines de faible ou moyenne puissance (globalement 2 à 4 m, localement plus).

A quelques variantes près, les méthodes d'exploitation sont sensiblement les mêmes. On note que les chantiers les plus anciens ont été exploités par courtes tailles au pendage, désignées également « dépilages », puis par des tailles descendantes chassantes. Par la suite, on a systématiquement appliqué la méthode des tailles montantes ou des tailles chassantes mécanisées pour les chantiers peu pentés (pendage inférieur à 50°) et la méthode des chambres magasins pour les chantiers pentés à très pentés (pendage supérieur à 50°).

On notera quand même que les sites de Larchamp et de Halouze sont différents sur plusieurs points :

Pour la concession de Larchamp :

- les chantiers antérieurs à 1914 ont été réalisés par la méthode des tailles montantes remblayées ;

Pour la concession de Halouze :

- le flan sud du synclinal est très redressé ;
- le flanc nord est localement tabulaire, le pendage maximum est de l'ordre de 35 à 40° et n'affleure pas ;
- l'ouverture totale atteint les 8 m soit la plus grande connue dans les gisements de l'ouest (avec celle de Saint-Rémy-sur-Orne).

		MAY-SUR-ORNE (14)	SOUMONT (14)	LA FERRIERE (61)	SAINT-REMY-SUR-ORNE (14)	LARCHAMP (61)	HALOUZE (61)	SEGRE (49)
Dates d'exploitation		1896 - 1968	1907 - 1989	1905 - 1970	1875-1981	1901 - 1931	1811 - 1978	1907 - 1984
Profondeur maximale		450 m	650 m	400 m	200 m	140 m	350 m	490 m
Méthodes d'exploitation		Dépilages, Tailles descendantes (avant 1925) Chambres magasins (1925-1968)	Tailles montantes Chambres magasins Tailles chassantes ou « dépilages » (type quartier Livet)	Dépilages Tailles montantes Tailles rabattantes Chambres magasins (dressants)	Tailles montantes Chambres magasins Tailles chassantes	Tranches montantes remblayées Tailles chassantes	Tailles montantes Tailles chassantes Chambres magasins	Chambres magasins
Pendage	Flanc nord	85° à 90°	45° à 65°	absent	0 à 90°	absent	0 à 40°	80° à 90°
	Flanc sud	45° à 60°	30° à 60° 50° à 90° (plis)	25° à 45°	0 à 90°	0 à 90°	70 à 90°	60° à 70°
Nombre de couches exploitées		1 (très localement 2)	1	1	1 exploitée en deux fois sans intercalaire entre les deux	1	1	2 (couches A et B)
Puissance		3,5 à 4,0 m (localement : 6 à 7 m)	3 m (localement : 6 m)	3 à 4 m (localement : 5 m)	8 m	De 4 à 8 m	De 4 à 8 m	A : 1,5 à 5 m B : 1,5 à 6 m
Recouvrement jurassique discordant		0 à 60 m (calcaire jurassique)	0 à 50 m (calcaire jurassique)	absent	absent	absent	absent	absent
Zone d'altération du minéral		20 à 50 m sous le contact jurassique	20 à 50 m sous le contact jurassique	< 80 m	inconnue	inconnue	inconnue	< 80 m
Types de désordres observés		Fontis (rupture de couronne) Eboulements (6 dans le flanc sud, 2 dans le flanc nord) Débourage de puits ou cheminée	Affaissements (éboulements de 1929, 1951, 1961, 1965, 1966) Fontis (à l'aplomb de galeries proches de la surface) Deux gros éboulements en 1935 et 1936 avec fontis de 20 à 35 m en surface sur le flanc nord	Affaissements Fontis (rupture de couronne) Fontis (à l'aplomb de galeries proches de la surface)	Affaissements Eboulements Fontis (rupture de couronne) Fontis (à l'aplomb de galeries proches de la surface)	Effondrements localisés proche du débouché de la galerie de niveau 247	Effondrements localisés au droit des vieux travaux	Fontis (rupture de couronne) Débourage de cheminée

Tableau 1 : analyse comparative de différents bassins ferrifères de l'Ouest

Les désordres observés dans ces différents bassins sont comparables (essentiellement des effondrements localisés par rupture de couronne et de l'intercalaire, des débousses de puits ou cheminées des fontis dus à des éboulements de galeries). On note toutefois l'existence d'éboulements importants au fond, en phase d'exploitation, dans les exploitations de May-sur-Orne, de Soumont, de Saint-Rémy-sur-Orne et de la Ferrière-aux-Etangs et de Larchamp. A Soumont, à la Ferrière-aux-Etangs mais aussi à Saint-Rémy-sur Orne, certains désordres se sont manifestés en surface par des phénomènes que l'on peut classer comme des affaissements plutôt que comme des effondrements généralisés : forme de cuvettes d'affaissement à bords étalés, amplitude verticale de l'ordre du mètre avec présence de fissures ouvertes mais absence de cassures franches de cisaillement (avec rejet).

3.2 ANALYSE DU RISQUE D'EFFONDREMENT GENERALISE

Les témoignages et recherches documentaires ne recensent aucun événement de type effondrement généralisé sur les bassins étudiés (tableau 1) exploitant le minerai de fer.

Les mouvements de terrain de grande ampleur, observés sur ces différents bassins, sont :

- soit des effondrements du stot de protection de la surface dans le cas des chantiers subverticaux ou très pentés ;
- soit des affaissements de la surface consécutifs à des éboulements du fond dans le cas de chantiers faiblement ou moyennement pentés.

D'un point de vue général, les conditions d'apparition d'un effondrement généralisé peuvent être précisées pour les deux cas d'exploitation suivants :

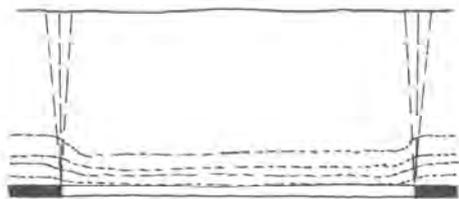
a) Cas d'une exploitation en plateure

Dans le cas d'un chantier situé dans un gisement stratifié subhorizontal ou très peu penté, constitué de *bancs suffisamment raides*, les mécanismes du comportement des bancs du toit sont bien connus : les points de rupture par flexion ou par cisaillement se situent sensiblement dans un plan proche de la verticale reliant les bords du chantier à la surface. Le panneau est généralement sollicité de manière homogène, ce qui permet une libération rapide de l'énergie emmagasinée à la rupture, entraînant des effets dynamiques. Les zones de cisaillement se développent simultanément au droit des bords du chantier et concernent, en surface, un domaine bien défini. L'effondrement est dit « généralisé ».

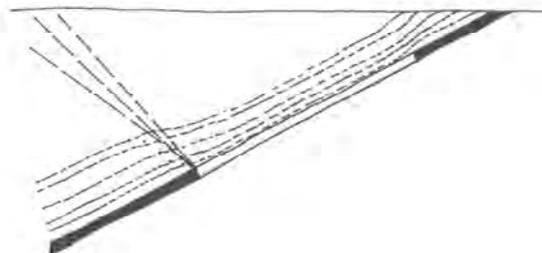
b) Cas d'une exploitation pentée

Dans le cas d'un chantier penté (en supposant toujours les bancs raides), les points de rupture, par flexion ou cisaillement, se distribuent en s'éloignant du bord inférieur du chantier selon un angle sensiblement perpendiculaire au pendage des bancs. La zone de cisaillement ou de glissement potentiel, mobilisée en aval, devient beaucoup trop grande pour permettre un effondrement généralisé. Le mécanisme attendu est alors un mécanisme de flexion progressif, même si des ruptures locales sont possibles. Lorsque le pendage croît, le caractère instantané

de la rupture devient peu probable. En devenant plus progressif, le phénomène d'effondrement fait place à un phénomène d'affaissement.



*Coupe d'un chantier en plateaux :
Lignes de rupture par cisaillement à
l'aplomb de l'exploitation*



*Coupe d'un chantier en gisement penté :
Lignes de rupture par cisaillement
à l'aplomb de l'exploitation*

Les exploitations du flanc sud du synclinal de Halouze, Larchamp ont été réalisées dans des terrains ayant un pendage localement très variable (de 0 à 90°) mais généralement supérieur à 45°. Une étude récente, réalisée pour le compte du Ministère de l'Economie, des Finances et de l'Industrie, sur les accidents affectant les exploitations minières pentées, ne recense aucun cas d'effondrement généralisé (Lambert 2005). Ce mode de rupture affecterait donc essentiellement les exploitations en plateaux ou faiblement pentées et fortement défruitées.

L'exploitation du flanc nord de Halouze a été réalisée dans une couche pentée de 0 à 30° mais généralement moins de 15°. Ce flanc du synclinal est découpé par de nombreuses failles décrochantes et présente une ride anticlinale en son milieu. L'exploitation est donc prédécoupée en panneaux sous-critique séparés régulièrement par des stot massifs.

Le recouvrement quant à lui est principalement constituée d'argilites et de siltites noires micacées. Ces matériaux ne lui confèrent pas un comportement de type banc raide. La rupture des piliers et/ou du toit devrait occasionner plutôt des déformations souples du recouvrement se traduisant en surface par des affaissements.

Conclusion : Ces différents arguments permettent d'exclure, au vu des connaissances actuelles, le scénario d'effondrement généralisé à caractère spontané sur l'exploitation du synclinal de Larchamp et Halouze.

3.3 ANALYSE DU RISQUE D'AFFAISSEMENT PAR MODELISATION NUMERIQUE

L'affaissement se manifeste par un réajustement des terrains de surface induit par l'éboulement de cavités souterraines résultant de l'extraction du minerai. Les désordres, dont le caractère est généralement lent, progressif et souple, prennent la forme d'une dépression topographique qui présente une allure de cuvette, sans rupture fragile significative (des fractures ouvertes sont possibles dans la zone en extension, située sur la bordure de l'affaissement).

La question que l'on peut se poser est de savoir si, en surface, les anciens travaux miniers peuvent être le siège de nouveaux phénomènes d'affaissement, tels que

ceux de Soumont flanc sud de 1929, 1961, 1965 et 1966 et celui de la Ferrière-aux-Etangs.

L'étude de stabilité des gisements ferrifères pentés, menée par modélisation numérique, montre que le déclenchement du processus d'affaissement s'opère par rupture en cisaillement des bancs jusqu'à la surface dans certaines conditions particulières (Renaud, 2004).

Les configurations d'exploitation qui permettent le déclenchement (ou non) du processus de rupture sont la combinaison des trois facteurs suivants :

- le pendage des couches ;
- le taux d'exploitation (ou taux de « défrètement ») ;
- l'ouverture (hauteur exploitée entre épontes).

L'analyse paramétrique réalisée dans cette étude montre que le processus d'affaissement peut être exclu dans les conditions suivantes :

Pendage	Taux de défrètement ($\tau\%$)	Ouverture (w)
> 55°	$\leq 90 \%$	$\leq 4 \text{ m}$
45° à 55°	$\leq 90 \%$	$\leq 3 \text{ m}$
	$\leq 80 \%$	$\leq 5 \text{ m}$
30° à 45°	$\leq 80 \%$	$\leq 3 \text{ m}$
	$\leq 70 \%$	$\leq 5 \text{ m}$

Tableau 2 : conditions d'exclusion du processus d'affaissement

L'influence de l'augmentation du pendage se manifeste par un déplacement des zones de rupture plus près de la surface (ou de l'affleurement) : plus le gisement est penté, plus sont affectés les terrains proches de la surface (points de ruptures ou points plastiques).

4. IDENTIFICATION DES ALEAS « MOUVEMENTS DE TERRAIN »

4.1 INTRODUCTION

La présente étude d'évaluation et de cartographie des risques miniers, menée sur le territoire des concessions de Halouze et de Larchamp ne concerne que les aléas géotechniques de « mouvements de terrain », liés aux exploitations minières (annexe A). Elle n'aborde pas les autres risques miniers tels que les émanations de gaz, par exemple, ou les impacts environnementaux sur les eaux et les sols.

4.2 LES DIFFERENTS ALEAS RETENUS

La phase informative a révélé, sur les travaux miniers du synclinal du bassin, un certain nombre de phénomènes de mouvements de terrain observés ou considérés comme prévisibles. Les scénarios accidentels sont examinés plus loin

de façon plus approfondie pour en déterminer l'intensité potentielle, la crédibilité de survenance et évaluer ainsi les niveaux d'aléas qui leur incombent.

Les phénomènes prévisibles identifiés sont les suivants :

- les phénomènes d'affaissement n'ont jamais été observés sur les concessions de Halouze et de Larchamp. Cependant, la configuration de certains quartiers de Halouze est à étudier plus en détail afin d'évaluer la prédisposition à ce phénomène ;
- les phénomènes d'effondrements localisés provoqués par la rupture du stot de protection (couronne) ou du toit des chambres de tous les chantiers miniers. Ces phénomènes peuvent se traduire en surface par des dépressions en forme de gouttières ou de tranchées qui suivent la couche à proximité de l'affleurement ;
- les phénomènes d'effondrements localisés liés à la rupture d'anciens orifices miniers (puits, cheminées d'aérage et trémies débouchant en surface) ou des galeries à faible profondeur. Ces phénomènes se traduisent en surface par l'ouverture d'un fontis en forme de cratère ou d'entonnoir, généralement circulaire ;
- les phénomènes de tassements ou glissements sur les anciennes minières et verses. Même si celles-ci ne présentent pas, à l'heure actuelle, de signes d'instabilités, ces apports de matériaux peuvent néanmoins être le siège de quelques mouvements résiduels.

Au vu des connaissances acquises et des arguments développés précédemment, le scénario d'effondrement généralisé sur le bassin a été exclu.

5. EVALUATION DES ALEAS SUR LES CONCESSIONS DE HALOUZE ET DE LARCHAMP

5.1 LES AFFAISSEMENTS

L'enquête historique ne mentionne aucun phénomène en surface que l'on peut assimiler à un affaissement sur la mine de Halouze. La rétroanalyse a montré que des phénomènes d'affaissements ne pouvaient cependant pas être totalement exclus, a priori, sur le synclinal, par référence aux événements passés observés sur d'autres bassins ferrifères (Soumont et la Ferrière-aux-Etangs).

5.1.1 FACTEURS DE PREDISPOSITION ET PROBABILITE D'OCCURRENCE

La phase informative a permis de vérifier que l'exploitation de la mine de Larchamp a été menée par la méthode des tranches montantes remblayées. De ce fait, il ne subsiste pas de vides suffisant dans les anciens chantiers souterrains susceptibles d'engendrer des affaissements. **Le phénomène d'affaissement est donc exclu sur la concession de Larchamp.**

La méthodologie développée en 2004 pour l'analyse de l'aléa affaissement sur les synclinaux ferrifères normands a permis de définir des critères d'exclusion applicables à des gisements pentés à plus de 30°.

Pour la concession de Halouze, le flanc sud a été exploité par la méthode des chambres magasins. Le pendage y est supérieur à 70°. **Si l'on se rapporte au tableau 5 de l'annexe A du présent rapport, une analyse du processus d'affaissement ne s'impose donc pas pour le flanc sud.**

En ce qui concerne le flanc nord, les secteurs les plus exploités ont un pendage inférieur à 30° et un taux de défrètement de l'ordre de 60 à 65% pour une profondeur comprise entre 180 et 350 m. Il n'est donc pas possible de tirer de conclusions pour ce secteur à la simple lecture du tableau 2 et à l'annexe A où ces valeurs ne sont pas dans les critères d'exclusion. Ce flanc de la mine doit plutôt être analysé comme une exploitation en plateure.

Une analyse plus fine du processus d'affaissement s'impose donc sur les travaux souterrains du flanc sud du synclinal de la mine de Halouze.

La démarche adoptée a donc été la suivante :

5.1.1.1 EVALUATION GLOBALE DE LA STABILITE PAR LA METHODE DE L'AIRES TRIBUTAIRE

Lorsque la largeur totale de la zone exploitée est au moins supérieure à une fois et demi la profondeur (annexe B) , on admet que chaque pilier doit supporter la partie des terrains de recouvrement qui se trouve au-dessus de lui ainsi que celle qui surplombe la moitié de la surface de la chambre qui l'entoure.

Il s'agit du modèle classique de **l'aire tributaire** (annexe B). Son application la plus simple consiste à diviser la charge supportée par un pilier par sa surface. Ceci donne ainsi une contrainte verticale moyenne qu'il est possible de comparer à la résistance ultime à la compression R_u , pour obtenir ainsi un coefficient de sécurité.

$$Q_n = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \tau} = 20 \text{ MPa (1 MPa = 1 MN/m}^2\text{)}$$

où :

γ : poids volumique moyen des terrains de recouvrement, en MN/m^3 soit **0,025**

H : hauteur du recouvrement maximale du panneau de dimension critique sur la zone exprimée en mètres, soit **270 m** pour Halouze

τ : taux de défrètement, correspondant au rapport de la surface des vides à la surface totale soit **66 %** pour Halouze.

Lorsque l'évaluation du risque d'instabilité nécessite un diagnostic approfondi qui ne s'inscrit pas dans le cadre d'un simple avis d'expert, l'étude de stabilité se traduit classiquement par l'estimation d'un coefficient de sécurité F_s (annexe B).

Les valeurs retenues pour réaliser ce calcul sont issue de la phase informative réalisée précédemment sur ce gisement. Rappelons cependant qu'aucune valeur de résistance n'ayant été retrouvée pour la concession de Halouze, nous avons retenu celle qui avait été utilisée en 2005 (Daupley, 2005) sur ce même gisement mais sur la concession voisine de La-Ferrière-aux-Etangs, soit $R_c = 200 \text{ MPa}$ (essai CEBTP, résistance au pic mesurée sur des éprouvettes d'élanement 2).

Afin d'évaluer la stabilité à long terme de l'exploitation, il est usuel d'évaluer la résistance ultime du matériaux en tenant compte de son vieillissement, de l'action de l'eau...

Dans le cas de la craie ou du gypse une valeur de $R_u = R_c/3$ et considérée comme sécuritaire

- $R_u = R_c/3$ soit environ 66 MPa

(d'après annexe B, effet du vieillissement, paragraphe 2.2.3)

Le calcul du coefficient de sécurité :

$$F_s = R/S$$

avec $R = R_u = 66$ MPa et $S = Q_n = 20$ MPa

Soit :

$$\mathbf{F_s = 3,3}$$

Par contre, pour expliquer l'affaissement de 1961 (bassin de Soumont) par rétroanalyse, il a fallu considérer $R_u = R_c/7$ voire $R_c/9$.

En prenant ces deux valeurs :

- $R_u = R_c/7$ soit environ 28,5 MPa

Le calcul du coefficient de sécurité :

$$F_s = R/S$$

avec $R = R_u = 28,5$ MPa et $S = Q_n = 20$ MPa

Soit :

$$\mathbf{F_s = 1,4}$$

- $R_u = R_c/9$ soit environ 22,2 MPa

Le calcul du coefficient de sécurité :

$$F_s = R/S$$

avec $R = R_u = 22,2$ MPa et $S = Q_n = 20$ MPa

Soit :

$$\mathbf{F_s = 1,1}$$

5.1.1.2 VERIFICATION DE L'ELANCEMENT DES PILIERS

La phase informative a permis d'identifier que les chantiers creusés en taille montante ont une largeur de 8 m, pour une ouverture de 4 à 8 m. Chaque taille est séparée par un pilier de 4 à 5 m de largeur.

L'élanement, qui correspond au rapport de la hauteur sur la plus petite largeur d'un pilier est donc probablement compris entre 1 et 2.

Même si généralement, on considère que la stabilité à long terme d'un pilier est plutôt meilleure pour un élanement inférieur à 1, elle n'est bien sûr absolument pas garantie. Comme le montre le tableau du paragraphe 2.2.2 de l'annexe B, une valeur supérieure à 1 est plutôt défavorable mais n'est pas une condition suffisante à elle seule pour déclarer une zone instable.

5.1.1.3 EVALUATION DE L'AIRE D'INFLUENCE

Pour que l'amplitude maximale possible d'un affaissement soit atteinte, la largeur du panneau éboulable au fond doit être supérieure à la profondeur moyenne de celui-ci, prise en milieu de panneau ($L > H$). En dessous ($L < H$), les affaissements diminuent progressivement et sont considérés comme imperceptibles à la largeur limite ($L < 0,4 H$).

Dans le cas de la mine de Halouze, le plan au 1/5000^{ème} du dossier d'arrêt (figure 4) permet d'isoler les zones de gros piliers pouvant servir de piliers barrières ou de stots et définir ainsi les secteurs dont la dimension est supérieure à $0,4 H$ à $0,6 H$ (annexe A, chapitre 2.2.3).

5.1.2 SECTEURS PREDISPOSES PAR UN EVENTUEL AFFAISSEMENT

L'analyse détaillée du plan des travaux 1/5000^{ème} du flanc nord de la mine de Halouze permet d'isoler un panneau qui remplit les conditions de non exclusion définies au chapitre précédent.

Même si sa stabilité semble garantie par le calcul suivant le modèle de l'aire tributaire ($F_s > 1$ (de 1,1 à 3,3 en fonction de la valeur du R_u considérée), les dimensions largement surcritiques de ce panneau ($D/H = 1,25$) font qu'en cas de rupture d'un ou de plusieurs piliers du fait de leur élancement probablement de l'ordre de 2 conjuguée à l'incertitude qui subsiste sur la valeur de la résistance ultime du minerai à Halouze, on ne peut pas exclure totalement l'apparition en surface d'un affaissement.

Compte tenu de l'analyse réalisée précédemment, en particulier du coefficient de sécurité calculé à une valeur supérieure à 1 mais aussi du fait qu'aucun affaissement ne s'est produit sur le site de Halouze, **la prédisposition sera qualifiée de peu sensible à sensible.**

5.1.3 INTENSITE DE L'AFFAISSEMENT

Il est reconnu que les caractéristiques d'affaissement qui matérialisent les dégâts les plus dommageables pour les biens situés en surface sont les déformations différentielles horizontales et les mouvements de mise en pente du sol plutôt que l'affaissement maximal en lui-même. Le tableau 2 de l'annexe A donne des valeurs indicatives des déformations et pentes qui permettent d'évaluer l'intensité du phénomène.

On sait, à partir de la rétroanalyse des affaissements de Soumont (Tritsch & Delaunay, 2004) que la valeur de l'affaissement maximal pour une exploitation pentée est de la forme :

$$A_{\max} = 0,3 \cdot w \cdot \tau$$

Dans le cas du flanc nord de Halouze, l'exploitation doit être considérée comme en plateure, la valeur de l'affaissement maximal pour une exploitation en plateure est de la forme :

$$A_{\max} = 0,5 \cdot w \cdot \tau$$

avec :

A_{\max} = affaissement maximal

w = ouverture exploitée (dans les quartiers exploités par chambres magasins)

τ = taux d'exploitation (ou taux de défruitement)

On peut en déduire facilement les valeurs des déformations (ε_{\max}) et pentes (μ_{\max}) à partir des relations classiques suivantes :

$$\varepsilon_{\max} = \alpha \cdot A_{\max} / P$$

$$\mu_{\max} = \beta \cdot A_{\max} / P$$

Où :

A_{\max} est l'affaissement maximal

P, la profondeur moyenne du panneau

$$\alpha = 1,5$$

$$\beta = 5$$

Les coefficients α et β sont déduits des études en retour d'expérience effectuées sur les mines de fer de Lorraine et adoptés pour leur caractère très sécuritaire.

Le tableau suivant (tableau 3) donne les résultats obtenus sur le panneau retenu, en considérant un taux d'exploitation moyen de 65 % et une ouverture maximum sécuritaire connue sur certains quartiers de la mine, prise égale à 8 m. On retiendra que ces valeurs sont purement indicatives et n'ont d'objet que de fixer des ordres de grandeur nécessaires à la réflexion.

Quartiers	180 à 350 m
Profondeur moyenne (P)	265 m
Ouverture exploitée max (w)	8 m
Affaissement maximal (A_{\max})	2,60 m
Déformation maximale (ε_{\max})	14,7 mm/m
Mise en pente (μ_{\max})	5%
Classe d'intensité (annexe A)	modérée

Tableau 3 : Valeurs indicatives des déformations horizontales et pentes calculées sur le site de Halouze par référence aux affaissements de Soumont

5.1.4 ÉVALUATION DE L'ALEA

D'une manière synthétique, compte tenu du contexte d'exploitation, un seul secteur a été retenu susceptible de présenter un affaissement à long terme. Le croisement d'une probabilité d'occurrence qualifiée de peu sensible à sensible avec une intensité qualifiée de modérée conduit à classer la zone retenue en **aléa affaissement de niveau moyen**.

5.1.5 LIMITES DU ZONAGE

Les limites matérialisant en surface la zone possiblement influencée par l'affaissement sont déterminées à partir d'un angle dit « angle d'influence », pris sur la verticale, qui relie l'extrémité du panneau, au fond, aux points de surface où

les affaissements, déformations ou pentes sont considérés comme imperceptibles ou nulles.

Le choix des valeurs de l'angle d'influence joue donc directement sur l'importance de la zone affectée et doit être pris avec précaution.

Pour évaluer l'aire de la cuvette d'affaissement en surface, si l'on considère le plus souvent dans une couche située en plateure (pendage subhorizontal), un angle d'influence (γ) de l'ordre de 20° à 35°, en gisement penté (pendage supérieur à 20°) on est conduit à distinguer trois angles limites qui varient en fonction du pendage :

- l'angle limite (γ), dans la direction de chassage dont la valeur est égale à l'angle limite en plateure ;
- l'angle limite « amont », plus petit que l'angle γ ;
- l'angle limite « aval », toujours plus grand que l'angle.

Dans le cas très particulier de la mine de Halouze, où le pendage varie finalement de 0 à 30° (valeur moyenne de l'ordre de 10°), la valeur de l'angle d'influence retenue sera celle appliquée sur les mines de fer de Lorraine dans le cas où le panneau affaissable est entouré de chambres et piliers exploités soit 20°.

Compte tenu de la démarche somme toute assez sécuritaire de la détermination des angles d'influence d'affaissement, nous n'avons pas pris de marge d'incertitude sur les zones à risque d'affaissement (carte 2).

5.2 LES ALEAS TASSEMENT ET GLISSEMENT ASSOCIES AUX MINIERES

Les minières ou anciennes fouilles ont été décrites en phase informative et positionnées sur la carte informative.

Les minières ouvertes peuvent atteindre une dizaine de mètres de profondeur. Les pentes de leurs flancs sont de l'ordre de 45°. Elles résultent de l'exploitation à ciel ouvert de la couche de minerai et de la mise en déblais des stériles. Depuis leur édification au fin 19^{ième} début 20^{ième}, on peut penser qu'un relatif profil d'équilibre des flancs des minières est atteint et que des phénomènes de glissement profond peuvent être exclus. Il demeure que des glissements superficiels peuvent survenir et sont localement observés (annexe A). Ils sont liés à la nature relativement ébouluse des matériaux qui constituent les talus. Compte tenu de l'intensité intrinsèquement limitée d'un tel phénomène, nous retiendrons un aléa glissement superficiel faible, appliqué à l'emprise de l'ensemble des minières ouvertes.

Pour les fouilles ayant été comblées par des remblais de nature inconnue, on retiendra un aléa tassement (annexe A) jugé faible, également pour le caractère intrinsèquement limité du phénomène considéré.

Ces aléas sont cartographiés en carte 2. On signalera qu'ils se superposent à l'aléa effondrement localisé classé en moyen pour les minières ouvertes.

5.3 ELEMENTS INDIQUES POUR MEMOIRE SUR LA CARTE D'ALEA

L'enveloppe correspondant à l'emprise des travaux est reportée sur la carte des

aléas pour garder en mémoire l'existence de l'exploitation souterraine, dans l'hypothèse où un ouvrage exceptionnel, sensible ou profond serait envisagé sur la zone d'étude. Naturellement, ici, la marge d'incertitude « moyenne » de 30 m correspondant aux erreurs possibles de calage cartographique a été appliquée comme limite de l'enveloppe.

5.4 EFFONDREMENTS LOCALISES

Seule la mine de Halouze était concernée pour l'évaluation de l'aléa affaissement. Aucun chapitre particulier n'a donc été rédigé pour la mine de Larchamp vis-à-vis de ce phénomène.

Dans la suite du rapport, la mine de Larchamp et la mine de Halouze seront étudiées dans deux chapitres distinct du fait de leurs configurations différentes.

5.5 EFFONDREMENTS LOCALISES SUR LA MINE DE LARCHAMP

5.5.1 EFFONDREMENTS LOCALISES PAR RUPTURE DU TOIT DES CHAMBRES OU DE PILIERS COURONNES

La mine de Larchamp a été exploitée par le méthode des tranches montantes remblayées dans les secteurs à faible pendage. Il est fort probable que des vides résiduels soient présents au sommet des chantiers du fait des tassements des remblais et/ou au non remblayage de la dernière tranche exploitée, pratique fréquente des anciens mineurs.

5.5.1.1 NATURE DES DESORDRES ET MECANISMES DE RUPTURE

Aucun désordre n'a été observé jusqu'à maintenant dans l'emprise de la mine de Larchamp. Compte tenu de l'expérience acquise sur les autres synclinaux ferrifères normands, ce phénomène n'est cependant pas à exclure.

Les désordres pourraient se présenter en surface sous la forme d'effondrements localisés de forme circulaire de type fontis, de dimension moyenne à grande.

Le mécanisme à l'origine de ce type de désordres est la rupture du toit au droit de la chambre et/ou d'un ou de quelques piliers, suivie d'une remontée de la cloche d'éboulement jusqu'à la surface.

5.5.1.2 CONFIGURATIONS D'EXPLOITATION

Les secteurs menacés du risque d'effondrement localisé se situent à l'aplomb de tous les chantiers miniers rattachés au niveau 223 (figure 1). Ces travaux sont approximativement réalisés entre 30 et 45 m de profondeur. Aucune taille ne semble avoir été réalisée à partir du niveau 247.

Les chantiers creusés à partir du niveau du dessous (niveau 193) ne rejoignent pas ceux du niveau 223 (rapport phase informative). Il n'y a donc pas de vides entre 45 et 60 m de profondeur.

5.5.1.3 INTENSITE DU PHENOMENE

Compte tenu de la configuration très particulière de cette mine et du remblayage probablement important des chantiers de taille, on ne peut envisager que des vides résiduels de faibles dimensions. Les éventuels phénomènes en surface seraient de

faible dimension pour finalement ne se traduire que par de légers affaissements circulaires. **Leur intensité est ainsi qualifiée de limitée à très limitée.**

5.5.1.4 FACTEURS DE PREDISPOSITION

Le seul facteur de prédisposition envisageable sur cette mine est la présence hypothétique de vides résiduels au toit des chambres exploitées à moins de 45 m de profondeur soit autour du niveau 223.

On précisera que pour des travaux situés à 60 m de profondeur, un calcul réalisé sous Excel montre qu'il n'y aura pas remontée au jour d'un fontis, en considérant un vide résiduel de 2,5 m au sommet des remblais.

Nous ne sommes donc pas dans une configuration de présence certaine de vide. **On rappellera par ailleurs qu'aucun fontis n'est apparu à ce jour à l'aplomb des chambres exploitées.**

La prédisposition de cette zone de travaux au développement et à l'apparition d'un fontis en surface est donc **qualifiée de peu sensible.**

5.5.1.5 EVALUATION DE L'ALEA : « EFFONDREMENT LOCALISE »

D'une manière synthétique, les travaux réalisés à partir du niveau 223 sont susceptibles d'engendrer des phénomènes de type effondrement localisé pour lesquelles la prédisposition a été évaluée à peu sensible et l'intensité de limitée à très limitée. **Le niveau d'aléa y sera donc qualifié de faible vis à vis de ce phénomène.**

Pour mémoire, de très vieux travaux ont été réalisés à partir des minières depuis le moyen âge. Des documents retrouvés lors de la phase informative montrent que lorsque que le filon n'était pas suffisamment épais, l'extraction se faisait via des galeries au fond des minières.

Ces travaux, de faible importance, situés à très faible profondeur dans les minières seront donc affectés systématiquement d'un niveau d'aléa faible dès lors qu'aucun plan n'indique de travaux plus récent en dessous, à moins de 50 m de profondeur.

5.5.1.6 LIMITES DU ZONAGE

On considère qu'un fontis peut se développer par rupture du toit à partir d'une profondeur inférieure à 50 m. Il peut progresser de manière sensiblement verticale jusqu'à la surface en prenant par « talutage » des bords une forme d'entonnoir (figure 1).

Dans le cas de la mine de Larchamp, la limite retenue n'est pas 50 m mais une valeur variable comprise entre 30 et 45 m car il n'y a pas de travaux en dessous avant une profondeur de 60 m.

La « marge de sécurité » intègre les deux notions de « marge d'influence » qui matérialise la largeur potentielle de la zone d'effondrement et de « marge d'incertitude » qui matérialise les incertitudes cartographiques dues aux levés et assemblage des plans qu'au report fond – surface des plans d'exploitation. Celle-ci a été retenue égale à 10 m autour du puits Gévelot.

La *marge d'influence* est déterminée en considérant un angle de talus naturel moyen de 45° tracé à partir de la zone d'altération superficielle, estimée à 10 m de profondeur. Cette valeur est établie en s'appuyant sur les l'analyse des coupes de

puits réalisées pendant la phase de prospection (puits Gévelot, puits des Hutterreaux..).

La marge de sécurité sera donc égale à 20 m autour de l'emprise des travaux situés de part et d'autre de la galerie de niveau 223.

L'aléa effondrement localisé de niveau faible, lié à la possible présence de travaux souterrains très anciens, au fond des minières sera cartographié uniquement dans l'emprise de la minière.

5.5.2 EFFONDREMENTS LOCALISES DE Puits OU DE MONTAGES

Les montages sont des ouvrages de liaison entre les travaux souterrains et le jour assurant principalement la fonction d'aérage et de secours. Ils débouchent principalement à l'aplomb des anciennes fouilles ou minières. Ces ouvrages sont au moins inclinés comme la couche du gisement et sont verticaux ou quasi verticaux lorsqu'ils débouchent au jour. Pour ces raisons, ils ont été classés avec les puits, les mécanismes à l'origine des effondrements localisés étant similaires.

5.5.2.1 NATURE DES DESORDRES ET MECANISMES DE RUPTURE

Les effondrements localisés de puits non sécurisés ou insuffisamment bien traités (remblayage, renforcement, protection en surface, etc.) relèvent de deux mécanismes distincts : le débouillage des remblais (pour les puits remblayés) ou la rupture de la tête de puits (après rupture du revêtement ou rupture de la dalle de protection, etc.).

Les désordres en surface correspondent à des effondrements circulaires coniques de type fontis, de diamètre très variable : 2 à 3 m jusqu'à plus de 10 ou 15 m.

5.5.2.2 ETAT DES Puits ET MONTAGES

L'inventaire des puits et montages, synthétisés dans les tableaux du rapport de la phase informative, révèle que ceux-ci ont connu des modes de fermeture très différents :

- le puits Gévelot, ouvrage principal de l'exploitation (3,5 m de diamètre), n'est pas traité et est toujours ouvert en 2006 ;
- les montages et les puits de recherche ont été semble t-il comblés par des remblais. On peut malheureusement en douter car au moins une cheminée d'aérage a été retrouvée et n'est fermée que par des rails recouvert d'une tôle. On rappellera que cette mine a été mise en sécurité de manière provisoire dans les années 30 avec comme objectif une reprise de l'activité ultérieurement. Aucun travaux de mise en sécurité définitif n'a donc été réalisé.
- Les puits de recherche des Hutterreaux et du Vieux fourneau, plus anciens ont visiblement été remblayés. Ils ne communiquent pas avec d'anciens travaux d'après les archives.

5.5.2.3 EVALUATION DE L'ALEA

Les puits liés à l'extraction, inventoriés sur le site Larchamp n'ont pas été traités à la fermeture de la mine. Ces ouvrages, avec ou sans revêtement, sont donc vides actuellement. Les têtes de ces puits sont généralement dans des terrains superficiels très altérés jusqu'à une profondeur estimée globalement à une dizaine de mètres.

Les ouvrages de recherche ont semble t-il été comblés et ne communiquaient pas avec des travaux.

On peut donc qualifier la prédisposition de l'ouvrage à la rupture de la tête de l'ouvrage de sensible pour les ouvrages d'exploitation et de peu sensible pour les ouvrages de recherche.

Les puits d'extraction étaient de profondeur variable de 20 à 100 m et de diamètre de l'ordre de 2 à 3,5 m. L'effondrement localisé de la tête de puits aura une dimension au moins supérieure à son diamètre, soit de quelques mètres à une dizaine de mètres (tableau 2 de l'annexe A). **L'intensité du phénomène redouté peut donc être jugée de limitée à modérée** (effondrement localisé de type fontis, relativement important, de quelques mètres à une dizaine de mètres de diamètre tout en étant limité par le volume disponible dans la colonne du puits).

Un certain nombre de ces ouvrages ont été retrouvés sur le terrain. D'autres n'ont pas été localisés.

Un seul niveau d'aléa est donc affecté à l'ensemble des puits liés à l'extraction du minerai, retrouvés ou non. On suppose en effet que compte tenu des données retrouvées à la phase informative, les puits non retrouvés sont aussi vides.

Le niveau d'aléa relatif aux différents puits et cheminées peut donc être considéré comme moyen pour ces ouvrages.

Pour les ouvrages anciens de recherche (puits du vieux Fourneau, puits des Huttereaux), et du fait de leur remblayage très probable et l'absence de recette, un aléa de niveau faible leur sera affecté, en effet dans ce cas, la probabilité de débouillage des remblais apparaît nul.

5.5.2.4 LIMITES DU ZONAGE

On admet globalement que les terrains de recouvrement peuvent avoir été déconsolidés par altération sur une profondeur de l'ordre de 10 m (valeur justifiée par les observations faites sur le terrain). L'angle de cône moyen (angle d'influence) de l'effondrement est estimé à 45° (constaté également sur les cas de fontis).

Si l'on considère un recouvrement constitué de 10 m de terrains déconsolidés, la zone « d'effet » potentiel (limite des effets possibles en surface autour du centre de l'ouvrage) forme ainsi un rayon « d'effet » égal à $R = r + 10$ m (r est le rayon du puits, les 10 m correspondant à la marge d'influence). Pour les ouvrages bien géoréférencés, on peut négliger l'incertitude de positionnement et négliger, de ce fait, la marge d'incertitude. Pour les autres puits ou montages, non retrouvés mais dont le calage des plans miniers permet de les situer à quelques mètres près, nous appliquons en plus de la marge d'influence de 10 m, une marge d'incertitude de positionnement variable de 5 à 50 m en fonction de l'ouvrage.

On précisera cependant que cette marge d'influence peut être très sécuritaire dans le cas des petits puits si il s'avère que ceux-ci ont bien été remblayés. Dans ce cas, le faible volume disponible limiterait fortement l'emprise de la zone effondrée pour finalement ne se traduire que par un affaissement souple voire un tassement limité au diamètre du puits.

Le schéma montrant la marge adoptée pour les puits et cheminées bien localisés est représenté sur la figure 2.

5.5.3 EFFONDREMENTS LOCALISES PAR EBOULEMENT DE GALERIES ISOLEES

La présence de galeries isolées situées à faible profondeur (galeries d'accès ou galeries de reconnaissance) peut provoquer, en cas d'éboulement, des phénomènes d'effondrement localisé dénommés fontis. Il ne faut pas confondre ce type d'accident avec les effondrements localisés de taille plus importante provoqués par les instabilités des travaux et chantiers de tous types, proches de la surface, dont les dimensions sont en général beaucoup plus importantes.

5.5.3.1 INTENSITE DU PHENOMENE

L'intensité du phénomène redouté en surface, en cas de remontée d'un fontis, est globalement proportionnelle au volume du vide et donc aux dimensions de la galerie. S'agissant de galeries relativement petites à Larchamp (3 m x 3 m, au maximum), on peut présumer que **l'intensité du phénomène ne soit au plus que modérée** (diamètre du cratère compris entre 3 et 10 m au maximum).

5.5.3.2 FACTEURS DE PREDISPOSITION

Un facteur important de prédisposition est la hauteur du recouvrement. La hauteur limite à partir de laquelle il y aurait, en cas d'éboulement au fond, autocomblement de la cloche de fontis ou de l'éboulement (par le phénomène de foisonnement des éboulis) est estimée à partir d'un modèle de calcul, établi par l'INERIS sous tableur Excel, considérant une remontée (ou « cheminée ») de fontis circulaire et un coefficient de foisonnement de 1,3 (valeur justifiée compte tenu de la nature schisteuse des terrains de recouvrement). Dans ce dernier calcul, pour une cheminée (cloche d'éboulement) de 2,5 m de diamètre (qui correspond à 80% de la largeur de la galerie), la hauteur d'autocomblement est de l'ordre de 30 m.

Quelques fontis ont été observés à l'aplomb de la galerie 247 en particulier au droit de son débouché au jour. Cette galerie se situe à environ 20 m de profondeur.

Il n'existe pas de galerie entre le niveau 247 et le niveau 223. Une prédisposition qualifiée de sensible est donc affectée à l'ensemble de la galerie de niveau 247. **Les galeries de niveaux inférieurs sont qualifiées d'une prédisposition nulle à négligeable.**

5.5.3.3 EVALUATION DE L'ALEA

L'intensité du phénomène redouté étant jugée de modérée, **le niveau de l'aléa peut être considéré comme moyen** si la galerie ou la descenderie est située à moins de 30 m de la surface (prédisposition favorable à la remontée). Par contre, à plus de 30 m de profondeur, l'aléa est considéré comme nul (processus bloqué par autocomblement) même si un risque de léger tassement n'est pas à exclure.

5.5.3.4 LIMITES DU ZONAGE

Le zonage de l'aléa se limite aux galeries situées à moins de 30 m de profondeur au droit desquelles on trace une bande de protection (de chaque côté de la galerie). On peut présumer, en effet, qu'un éboulement localisé de galerie remonterait, sous forme d'une cheminée plutôt circulaire, plus ou moins verticalement dans le milieu rocheux fracturé au moins jusqu'à 10 m de profondeur puis prendrait progressivement une forme classique d'entonnoir avec un angle de talus de 45°, environ, à partir de cette profondeur maximum de 10 m (terrains meubles ou déconsolidés) si le volume des vides au fond est suffisant.

Les galeries étant suffisamment bien géoréférencées à proximité des entrées, on peut négliger l'incertitude de positionnement et négliger de ce fait la marge d'incertitude sur les premières dizaines de mètres de son parcours. A plus longue distance des entrées, on a considéré que la marge d'incertitude sur la localisation pouvait atteindre 10 m environ (figure 3).

L'emprise de la zone sera donc de 30 m au maximum sur la carte .

5.6 EFFONDREMENTS LOCALISES SUR LA MINE DE HALOUZE

La mine de Halouze a été exploitée par plusieurs méthodes en fonction de la période.

Le flanc nord a été exploité entre 180 et 350 m de profondeur. Il ne peut donc pas être le siège d'effondrements localisés.

Seul, le flanc sud exploité jusqu'aux affleurements sera étudié dans cette partie du rapport.

5.6.1 EFFONDREMENTS LOCALISES PAR RUPTURE DU TOIT DES CHAMBRES OU DE PILIERS COURONNES

Les secteurs menacés du risque d'effondrement localisé à l'aplomb des panneaux proches de la surface affectent la quasi-totalité du gisement minier à proximité des affleurements de la couche de minerai.

5.6.1.1 NATURE DES DESORDRES ET MECANISMES DE RUPTURE

Les désordres observés ou mentionnés à la phase informative se présentent en surface sous la forme d'effondrements localisés de forme circulaire de type fontis, de dimension moyenne à grande.

Le mécanisme à l'origine de ce type de désordres est la rupture du toit au droit de la chambre et/ou d'un ou de quelques piliers, suivie d'une remontée de la cloche d'éboulement jusqu'à la surface, du type fontis.

5.6.1.2 CONFIGURATIONS D'EXPLOITATION

Les secteurs menacés du risque d'effondrement localisé se situent à l'aplomb de tous les chantiers miniers proches de la surface. Les chantiers concernés correspondent à ceux exploités par tailles rabattantes et chambres montantes dont aucun, comme c'était le cas général pour ce type d'exploitation, n'a fait l'objet d'un traitement des vides pendant ou après l'exploitation. Ces chantiers sont principalement les vieux travaux réalisés au dessus de la galerie de 40 (entre 20 et 50 m de profondeur, figure 5).

Nous retenons ces travaux depuis l'affleurement (étendu à la largeur de la minière connue) jusqu'à 50 m de profondeur. La représentation projetée en surface de cette zone est appelée « zone retenue prédisposée au phénomène » sur le figure 5. Les cas d'effondrements localisés, connus à Halouze, se situent tous dans cette gamme de profondeur. Aucun effondrement n'a été constaté à l'aplomb de travaux plus profonds. Les zones concernées sont étendues à l'emprise des fouilles (minières) ouvertes ou remblayées. Il est constaté, en effet, que, partout où ces fouilles existent, des travaux souterrains réalisés postérieurement sont venus les

sous-miner ou si de tels travaux n'existent pas, la phase informative a montré que des travaux souterrains peu profonds ont pu être réalisés au fond. On nuancera cependant l'intensité des phénomènes possibles pour ces derniers cas.

5.6.1.3 INTENSITE DU PHENOMENE

La rétroanalyse, effectuée dans le cadre de la phase informative, a permis de caractériser l'importance de ce type de phénomène. Les diamètres des fontis apparus au jour, de 2 à 3 m, pour 3 des 4 cas où leurs dimensions sont connues, permettent de qualifier l'intensité du phénomène comme étant **modérée**.

5.6.1.4 FACTEURS DE PREDISPOSITION

Tous les désordres de type effondrement localisé, par rupture du toit ou des piliers, sont apparus à l'aplomb des travaux les plus anciens aux dimensions mal connues. Cette configuration de travaux constitue le facteur de prédisposition principal pour que puisse s'initier un mécanisme de rupture et la progression dans le recouvrement d'une cloche de fontis.

Les conditions d'apparition au jour d'un fontis sont augmentées par le fait qu'il n'y a pas de banc résistant dans le recouvrement susceptibles de stopper la progression d'une cloche d'éboulement. Les terrains de recouvrement sont constitués uniquement de schistes de résistance mécanique peu élevée lorsqu'ils sont altérés, ce qui est généralement le cas près de la surface. On peut d'ailleurs penser que la compétence mécanique des terrains à proximité des minières, et a fortiori sous celles-ci, est diminuée du fait de l'infiltration préférentielle des eaux.

En fonction de ces facteurs et de la densité des désordres observés, les secteurs menacés sont qualifiés de **sensible** à l'apparition au jour de fontis.

5.6.1.5 EVALUATION DE L'ALEA : « EFFONDREMENT LOCALISE »

Les secteurs qualifiés sont potentiellement exposés au risque le plus sévère d'effondrement localisé par rupture du toit des chambres et/ou de piliers. Ils sont classés en aléa moyen. Il s'agit des zones à l'aplomb des travaux exploités au dessus de la galerie de 40 à moins de 50 m de profondeur. Elle s'étend sur toute la longueur de la mine industrielle.

Tous les autres secteurs sous-minés par les anciennes exploitations minières plus profondes sont considérés en aléa négligeable et ne sont pas, de ce fait, retenus.

Pour mémoire, de très vieux travaux ont été réalisés à partir des minières depuis le moyen âge. Des documents retrouvés lors de la phase informative montrent que lorsque que le filon n'était pas suffisamment épais, l'extraction se faisait via des galeries au fond des minières.

Ces travaux, de faible importance, situés à très faible profondeur dans les minières seront donc affectés systématiquement d'un niveau d'aléa **faible** dès lors qu'aucun plan n'indique de travaux plus récents en dessous, à moins de 50 m de profondeur.

5.6.1.6 LIMITES DU ZONAGE

On considère qu'un fontis peut se développer par rupture du toit à partir d'une profondeur inférieure à 50 m. Il peut progresser de manière sensiblement verticale jusqu'à la surface en prenant par « talutage » des bords une forme d'entonnoir.

La « marge de sécurité » intègre les deux notions de « marge d'influence » qui matérialise la largeur potentielle de la zone d'effondrement et de « marge d'incertitude » qui matérialise les incertitudes cartographiques dues aux levés et assemblage des plans cadastraux ainsi qu'au report fond – surface des plans d'exploitation (figure 5).

La *marge d'influence* est déterminée en considérant un angle de talus naturel moyen de 45° tracé à partir de la zone d'altération superficielle, estimée à 10 m de profondeur.

La marge de sécurité sera donc égale au minimum à 10 m à l'aplomb de la bordure aval des travaux situés à 50 m de profondeur et à 10 m au minimum à l'amont.

Les minières sont généralement bien limitées au sud par la barre de grès armoricain. Cette formation est considérée comme bloquant la remontée verticale d'un éventuel fontis. Le zonage est donc systématiquement écrêté au sud sur cette formation.

5.6.2 EFFONDREMENTS LOCALISES DE PUIITS OU DE MONTAGES

Les montages sont des ouvrages de liaison entre les travaux souterrains et le jour assurant principalement la fonction d'aéragé et de secours. Ils débouchent tous à l'aplomb des anciennes fouilles. Ces ouvrages sont au moins inclinés comme la couche du gisement et sont verticaux ou quasi verticaux lorsqu'ils débouchent au jour. Pour ces raisons, ils ont été classés avec les puits, les mécanismes à l'origine des effondrements localisés étant similaires.

5.6.2.1 NATURE DES DESORDRES ET MECANISMES DE RUPTURE

Les effondrements localisés de puits non sécurisés ou insuffisamment traités (remblayage, renforcement, protection en surface, etc.) relèvent de deux mécanismes distincts : le débouillage des remblais (pour les puits remblayés) ou la rupture de la tête de puits (après rupture du revêtement ou rupture de la dalle de protection, etc.).

Les désordres en surface correspondent à des effondrements circulaires coniques de type fontis de diamètre très variable : 2 à 3 m jusqu'à plus de 10 ou 15 m (annexe A).

5.6.2.2 ETAT DES PUIITS ET MONTAGES

L'inventaire des puits et montages, synthétisés dans le rapport de la phase informative, révèle que ceux-ci ont connu des modes de fermeture très différents :

- les puits 1, 1bis, 2, puits d'aéragé et puits à remblais, ouvrages principaux de l'exploitation (de 3 à 5 m de diamètre), profonds de 180 à 350 m, ont été remblayés. Par contre les recettes n'ont pas été obturées avant remblayage par de serrements ;
- les anciens puits et montages retrouvés ou non au fond des minières ont été soit remblayés par des fines soit simplement recouverts par des rails et des tôles. Ces ouvrages sont de section plus faible et aboutissaient généralement en tête de chambre.

5.6.2.3 EVALUATION DE L'ALEA

Les modes de fermeture mis en œuvre sur les ouvrages débouchant au jour, de type puits ou montage, ne permettent pas de garantir leur stabilité à long terme :

- les puits 1, 1bis, 2, puits d'aération et puits à remblais, la simple mise en place de remblais sans obturation préalable des recettes ne garantit pas contre le risque de débouillage de la colonne du puits. Pour ces ouvrages de grande profondeur, l'intensité du phénomène sera modérée. Ces ouvrages présentent une prédisposition **sensible** à l'apparition de phénomènes de type effondrement localisé, compte tenu de la nature des terrains encaissants et de leur mode de traitement non pérenne ;
- les anciennes cheminées d'extraction situées au fond des minières ne sont pas mises en sécurité. L'intensité du phénomène redouté peut être jugée modérée à limitée (effondrement localisé de plusieurs mètres de diamètre et à caractère spontané) pour tous les puits et montages. Ces ouvrages présentent une prédisposition **sensible à très sensible** à l'apparition de phénomènes de type effondrement localisé, compte tenu de la nature des terrains encaissants et de leur mode de traitement non pérenne.

Ceci conduit à classer, en aléa **moyen**, tous les ouvrages débouchant au jour qu'ils soient retrouvés ou non, remblayés ou non sur la mine de Halouze.

5.6.2.4 LIMITES DU ZONAGE

On admet globalement que les terrains de recouvrement sont déconsolidés par altération sur une profondeur de l'ordre de 10 m (valeur justifiée dans le cas des fontis). L'angle de cône moyen (angle d'influence) de l'effondrement est estimé à 45° (constaté également sur les cas de fontis).

Si l'on considère un recouvrement constitué de 10 m de terrains déconsolidés, la zone « d'effet » potentiel (limite des effets possibles en surface autour du centre de l'ouvrage) forme ainsi un rayon « d'effet » égal à $R = r + 10$ m (r est le rayon du puits compris entre 1,5 et 2,2 m, les 10 m correspondant à la marge d'influence). Pour les ouvrages bien géoréférencés, on peut négliger l'incertitude de positionnement et négliger, de ce fait, la marge d'incertitude. Pour les autres puits ou montages, non retrouvés mais dont le calage des plans miniers permet de les situer à quelques mètres près, nous appliquons en plus de la marge d'influence de 10 m, une marge d'incertitude de positionnement égale à 10 m.

On précisera cependant que cette marge peut être très sécuritaire dans le cas des petits puits si il s'avère que ceux-ci ont bien été remblayés. Dans ce cas, le faible volume disponible limiterait fortement l'emprise de la zone effondrée pour finalement ne se traduire que par un affaissement souple voire un tassement limité au diamètre du puits.

Le schéma montrant la marge adoptée pour les puits et cheminées bien localisés est représenté sur la figure 2.

5.6.3 EFFONDREMENTS LOCALISES PAR EBOULEMENT DE GALERIES ISOLEES

La présence de galeries isolées situées à faible profondeur (galeries d'accès ou galeries de reconnaissance) peut provoquer, en cas d'éboulement, des phénomènes d'effondrement localisé dénommés fontis. Il ne faut pas confondre ce

type d'accident avec les effondrements localisés de taille plus importante provoqués par les instabilités des travaux et chantiers de tous types, proches de la surface, dont les dimensions sont beaucoup plus importantes.

5.6.3.1 INTENSITE DU PHENOMENE

L'intensité du phénomène redouté en surface, en cas de remontée d'un fontis, est globalement proportionnelle au volume du vide et donc aux dimensions de la galerie. S'agissant de galeries relativement petites (3 m x 3 m, au maximum), on peut présumer que l'intensité du phénomène ne soit au plus que **modérée** (diamètre du cratère compris entre 3 et 10 m au maximum).

5.6.3.2 FACTEURS DE PREDISPOSITION

Un facteur important de prédisposition est la hauteur du recouvrement. La hauteur limite à partir de laquelle il y aurait, en cas d'éboulement au fond, autocomblement de la cloche de fontis ou de l'éboulement (par le phénomène de foisonnement des éboulis) est estimée à partir d'un modèle de calcul, établi par l'INERIS sous tableur Excel, considérant une remontée (ou « cheminée ») de fontis circulaire et un coefficient de foisonnement de 1,3 (justifié par un recouvrement de nature schisteuse). Dans ce dernier calcul, pour une cheminée (cloche d'éboulement) de 2,5 m de diamètre (qui correspond à 80% de la largeur de la galerie), la hauteur d'autocomblement est de l'ordre de 30 m.

Quelques fontis ont été observés à l'aplomb des galeries de la Bocagerie située à moins de 20 m de profondeur et au débouché de la galerie de 40 (carte 2).

En fonction de ces facteurs et de la densité des désordres observés, les secteurs menacés sont qualifiés de **sensibles** à l'apparition au jour de fontis.

5.6.3.3 EVALUATION DE L'ALEA

L'intensité du phénomène redouté étant jugée de **modérée** et la prédisposition de **sensible**, le niveau de l'aléa peut être considéré comme **moyen** si la galerie ou la descenderie est située à moins de 30 m de la surface (prédisposition favorable à la remontée). Par contre, à plus de 30 m de profondeur, l'aléa est considéré comme **nul** (processus bloqué par autocomblement).

5.6.3.4 LIMITES DU ZONAGE

Le zonage de l'aléa se limite aux galeries situées à moins de 30 m de profondeur au droit desquelles on trace une bande de protection (de chaque côté de la galerie). On peut présumer, en effet, qu'un éboulement localisé de galerie remonterait, sous forme d'une cheminée plutôt circulaire, plus ou moins verticalement dans le milieu rocheux fracturé au moins jusqu'à 10 m de profondeur puis prendre progressivement une forme classique d'entonnoir avec un angle de talus de 45°, environ, à partir de cette profondeur maximum de 10 m (terrains meubles ou déconsolidés) si le volume des vides au fond est suffisant.

Les galeries étant suffisamment bien géoréférencées à proximité des entrées, on peut négliger l'incertitude de positionnement et négliger de ce fait la marge d'incertitude sur les premières dizaines de mètres de son parcours. A plus longue distance des entrées, on a considéré que la marge d'incertitude sur la localisation pouvait atteindre 10 m environ (figure 3).

L'emprise de la zone sera donc de 30 m au maximum.

6. CONCLUSIONS

La présente analyse a conduit à la définition de l'aléa pour les risques « mouvements de terrains » liés aux exploitations souterraines et aux travaux de surface sur tout le secteur du bassin minier ferrifère des concessions de Halouze et de Larchamp.

Trois phénomènes ont été retenus sur le site :

- le phénomène d'effondrement localisé qui a différentes origines dont la rupture des toits des chambres exploitées (moins de 50 m) et la rupture des puits ou l'éboulement de galeries isolées proches de la surface (moins de 30 m) ;
- le phénomène d'affaissement des terrains au droit de travaux situés sur le flanc nord du synclinal de Halouze ;
- le phénomène de tassement et glissement associés aux minières.

L'analyse des différentes configurations d'exploitation a permis d'exclure l'occurrence d'effondrements généralisés sur l'ensemble des secteurs sous-minés du synclinal de Halouze – Larchamp.

L'affaissement

Seul un secteur a été considéré prédisposé à produire en surface un affaissement sur le flanc nord de la mine de Halouze. L'aléa a été classé à un niveau moyen.

Effondrements localisés à l'aplomb des chantiers exploités à moins de 50 m

Concession de Larchamp :

Aléa moyen sur les travaux réalisés à partir de l'étage 223.

Aléa faible à l'aplomb des minières qui ne sont pas sous-minées (d'après plan des travaux souterrains connus).

Concession de Halouze :

Aléa moyen à l'aplomb de toutes les minières sous cavées par les travaux réalisés à partir de la galerie de 40.

Aléa faible à l'aplomb des minières qui ne sont pas sous-minées (d'après plan des travaux souterrains connus).

Effondrements localisés par rupture des têtes de puits

La phase informative a mis en évidence qu'aucun puits n'a été mis en sécurité de façon pérenne après l'arrêt des travaux.

L'aléa a donc été classé au niveau moyen pour tous les ouvrages de type puits sur les deux concessions de Halouze et de Larchamp sauf pour les puits de recherche des Huterreaux et du Vieux fourneau qui ont été classés en aléa faible du fait de leur très petite taille et qu'ils ne débouchent pas dans des travaux

Effondrements localisés par éboulement de galeries

Une hauteur de recouvrement de 30 m a été retenue, comme limite de protection de la surface vis-à-vis du risque de fontis.

Le niveau de l'aléa a été considéré comme moyen si la galerie est située à moins de 30 m de la surface (prédisposition favorable à la remontée). Par contre, à plus

de 30 m de profondeur, l'aléa est considéré comme nul (processus bloqué par autocomblement).

Concession de Larchamp :

Aléa moyen lié à la présence de la galerie de niveau 247 sur toute sa longueur.

Concession de Halouze :

Aléa moyen à l'aplomb de toutes les galeries débouchant au jour au niveau de l'ancien carreau de la Bocagerie, au droit du débouché de la galerie de 40 et au droit de l'ancienne dynamitière du carreau du puits 1bis.

Tassement et glissement associés aux minières.

Un aléa tassement et glissement des anciennes minières a été cartographié à un niveau faible au droit de toutes les minières rencontrées et supposées sur les deux mines de Halouze et de Larchamp.

Remarque complémentaire

Bien que non pris en compte dans le cadre de cette étude, d'autres phénomènes ou nuisances pourraient être induits par la présence des exploitations minières maintenant arrêtées (risques liés aux gaz de mine, inondations, problèmes environnementaux, etc.).

7. BIBLIOGRAPHIE

Dossiers et articles relatifs à l'exploitation ferrifère :

Les mines de fer normandes. Université Inter-Ages de Basse-Normandie, antenne de Caen.

L CAUVIN (2006) : Bassin ferrifère de Normandie. Concessions de Saint-Clair-de-Halouze et de Larchamp (Orne 61). Contribution à la réalisation d'un Plan de Prévention des Risques Miniers. Phase informative. Rapport DRS-06-78448/R01PROJET, 35p.

F. DORE (1969) : Les formations cambriennes de Normandie. Thèse de l'Université de Caen, 1969.

J.A. VAROQUAUX et E. GERARD (1980) : Les gisements de minerai de fer français. Annales des Mines, p.135-154, juillet-août 1980.

HISTOIRE D'UN PAYS MINIER (2002) : Autour de May-sur-Orne. Collège Paul Verlaine Evrecy et Amicale des anciens mineurs. Editeur local, 2^e édition, 175 pages, avril 2002.

J. HUTCHINSON, C. PHILLIPS et G. CASCANTE (2002) : Risk considerations for crown pillar stability assessment for mine closure planning. Geotechnical and Geological Engineering, n°20, p.41-63, 2002.

V. RENAUD (2004) : Contribution à l'analyse des conditions d'effondrement des gisements pentés des bassins ferrifères de Soumont, May/Orne et Segré (Calvados, Maine-et-Loire), rapport INERIS-DRS-04-50864/RN01, 49 p., 2004.

J-J. TRITSCH, T. DELAUNAY (2004) : Evaluation et cartographie des aléas mouvements de terrain sur le bassin minier de May-sur-Orne. Rapport INERIS-DRS-04-48514/R02bis, 67 p., 25 juin 2004.

X. DAUPLEY (2005) : Bassin ferrifère de la Ferrière-aux-Etangs. Etude préliminaire à la réalisation d'un Plan de Prévention des Risques Miniers sur le territoire des concessions de la Ferrière-aux-Etangs et de Mont-en-Gérôme. Rapport INERIS-DRS-05-56323/R01, 56 p., 7 janvier 2005

L. CAUVIN (2005) : Bassin ferrifère de Normandie : Evaluation et cartographie des aléas « mouvements de terrain » dans l'emprise des concessions d'Estrées-la-Campagne, Cinglais, Urville et Gouvix (Calvados). Rapport INERIS-DRS-05-55973/R01, 36 p., 17 février 2005

J-J. TRITSCH (2005) : Etude préliminaire à la réalisation d'un Plan de Prévention des Risques Miniers sur le territoire des Communes de la Chapelle-sur-Oudon, Sainte-Gemmes-d'Andigné, Segré, Chazé-Henry et Pouancé (Maine-et-Loire). Rapport INERIS-DRS-05-55971/R01, 63 p., 7 janvier 2005.

C. LAMBERT (2005) : Contribution au développement d'outils d'aide à l'évaluation des aléas dans le cadre des PPRM Aléa « mouvements de terrain » pour les gisements pentés et filoniens. Rapport interne INERIS-DR-05-55102/R02 (à paraître).

V. MAURY (1979) : Utilisation des essais et mesures en laboratoires et in-situ dans cinq projets de stockage souterrains. Proceedings - 4^{ème} Congrès de la Société

Internationale de Mécanique des Roches - Montreux. Vol. 2, R12 - 598 (4) II, p. 417-428, 1979.

E. TINCELIN et G. VOUILLE (1989) : Société des mines de Soumont : Stabilité à terme des zones exploitées à la mine de Soumont, flanc sud. Rapport de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol, 40 pages, 1989.

R. SCHWARTZMANN (1991) : Rapport d'étude sur l'effondrement de la Pouèze. Ardoisières d'Angers, 9 p., déc. 1991.

LES GISEMENTS MINIERES DE BASSE-NORMANDIE (1998) : Document DRIRE de Basse-Normandie Division Environnement Sous-sol, 1998.

L'élaboration des Plans de Prévention des Risques Miniers. Guide méthodologique. Contribution de divers organismes (INERIS, BRGM, GEODERIS, ENSMP, IRSN, CSTB) sous la direction de L'INERIS. Rapport INERIS DRS-04-51198/R01 Projet n°2, 30 juin 2004.

8. LISTE DES FIGURES, ANNEXES ET CARTES

Repère	Désignation	Nombre de pages
	Figures	
Figure 1	Marge de sécurité appliquée sur la concession de Larchamp	1 A4
Figure 2	Définition de la marge de sécurité (marges d'influence) concernant les puits et cheminées d'aérage	1 A4
Figure 3	Définition de l'emprise de la zone d'aléa effondrement localisé sur galerie isolée	
Figure 4	Evaluation de l'aire d'influence à partir d'un plan (1/5000 ^{ème}) de localisation des stots et piliers majeurs restant après exploitation sur le flanc nord du synclinal	1 A4
Figure 5	Marge de sécurité appliquée sur la concession de Halouze	1 A4

	Annexe	
Annexe A	Evaluation et cartographie de l'aléa Méthodologie	22 A4
Annexe B	Méthode d'analyse de la stabilité	14 A4

	Cartes	
Carte 1	Carte de l'aléa effondrement localisé (échelle 1/5000 ^{ème})	1 plan hors texte
Carte 2	Carte des aléas affaissement et tassement et glissement (échelle 1/5000 ^{ème})	1 plan hors texte

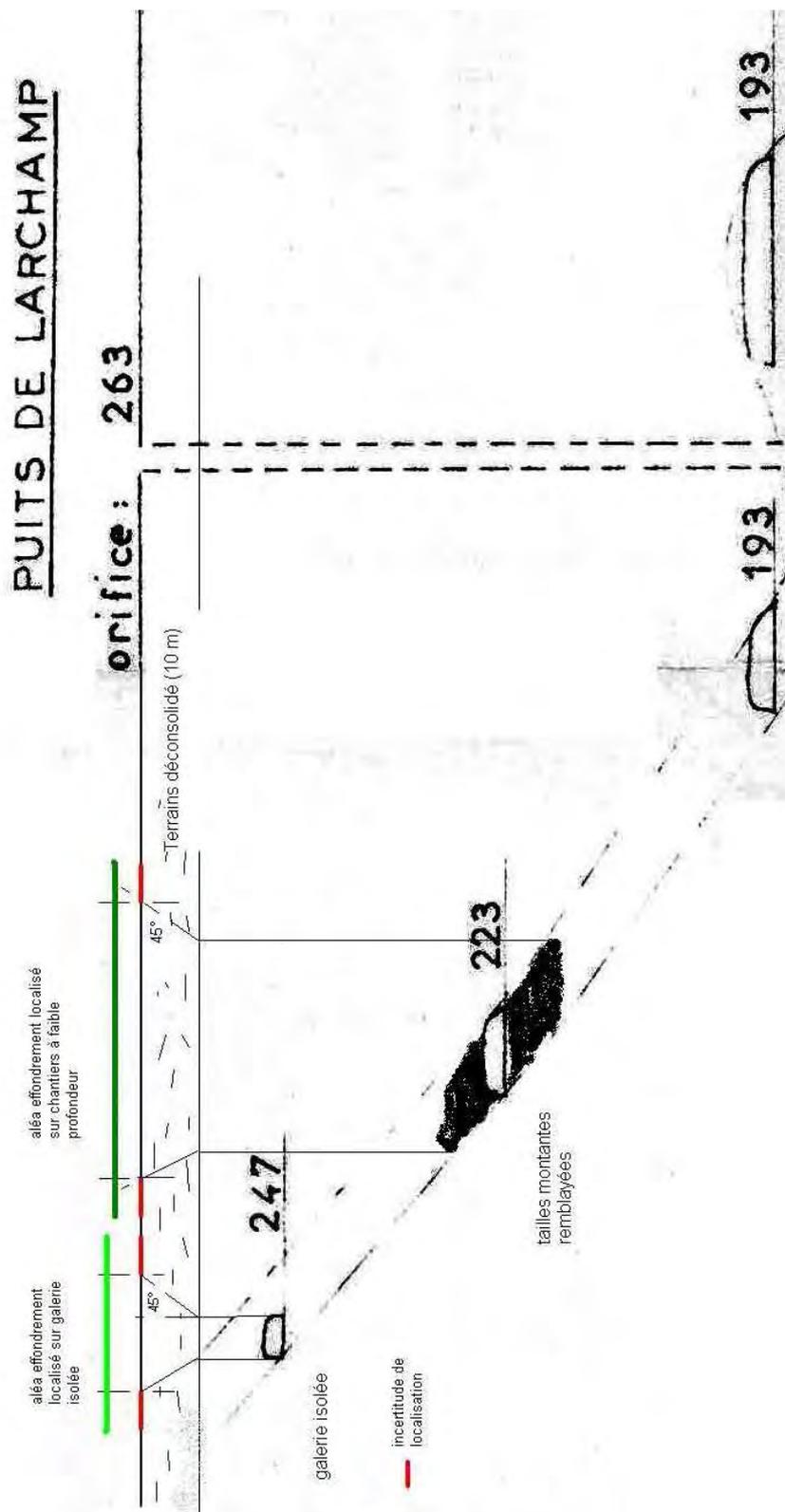


Figure 1 : marges de sécurité appliquée sur la concession de Larchamp.

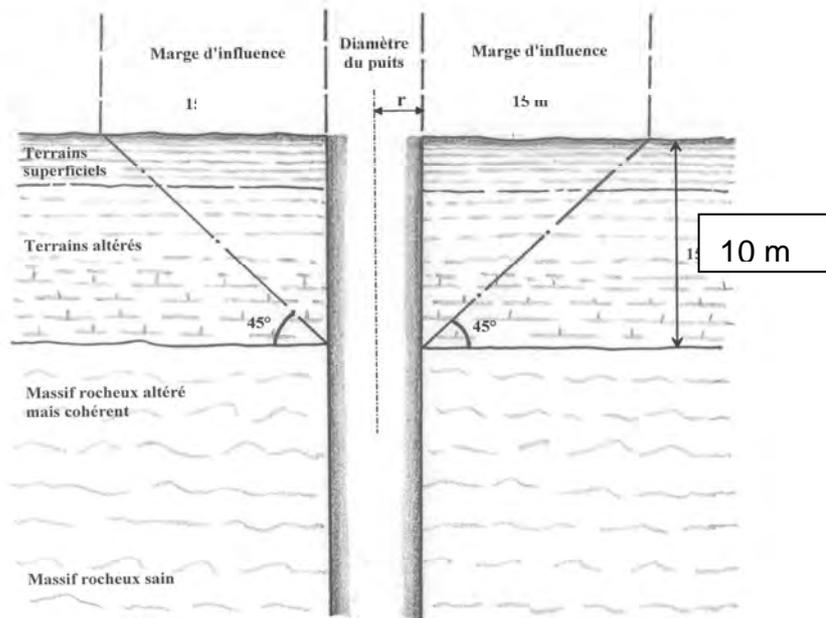


Figure 2 : définition de la marge de sécurité (marges d'influence) concernant les puits et cheminées d'aération.

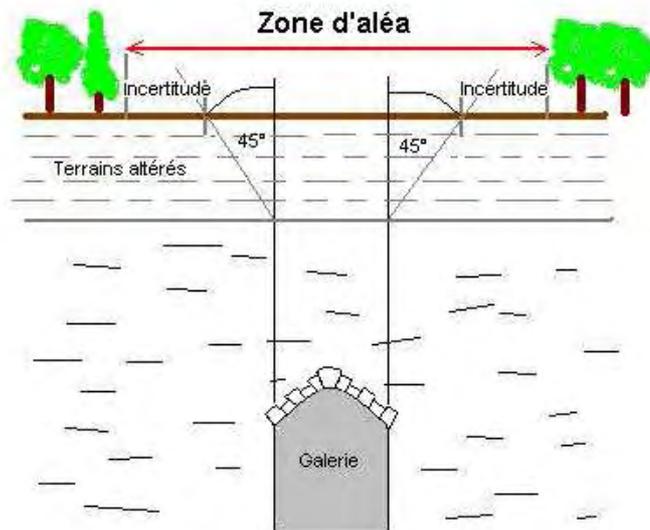


Figure 3 : définition de l'emprise de la zone d'aléa effondrement localisé sur galerie isolée.

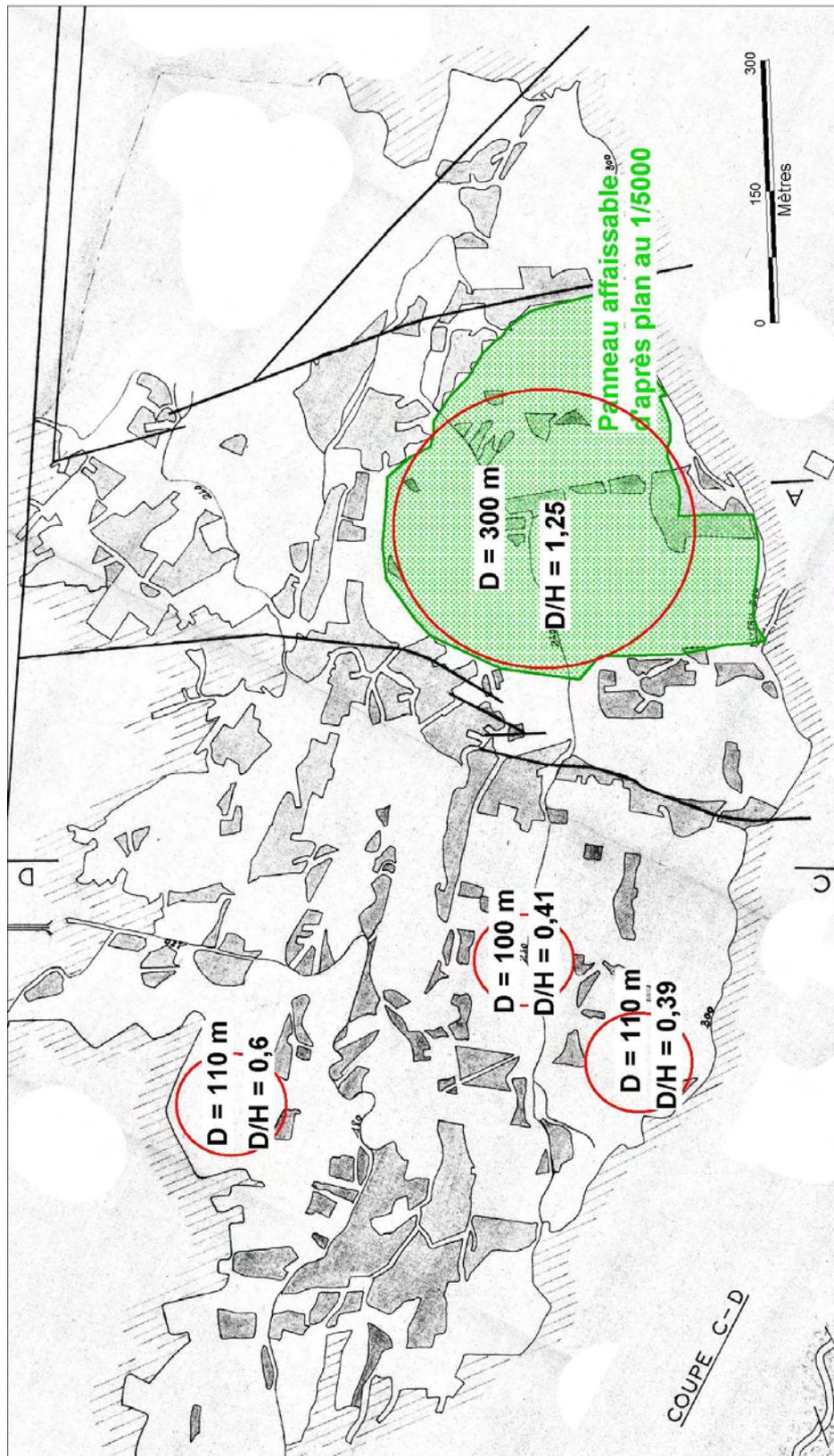


Figure 4 : évaluation de l'aire d'influence à partir d'un plan (1/5000^{ème}) de localisation des stots et piliers majeurs restant après exploitation sur le flanc nord du synclinal (dossier d'arrêt, DRIRE Basse Normandie).

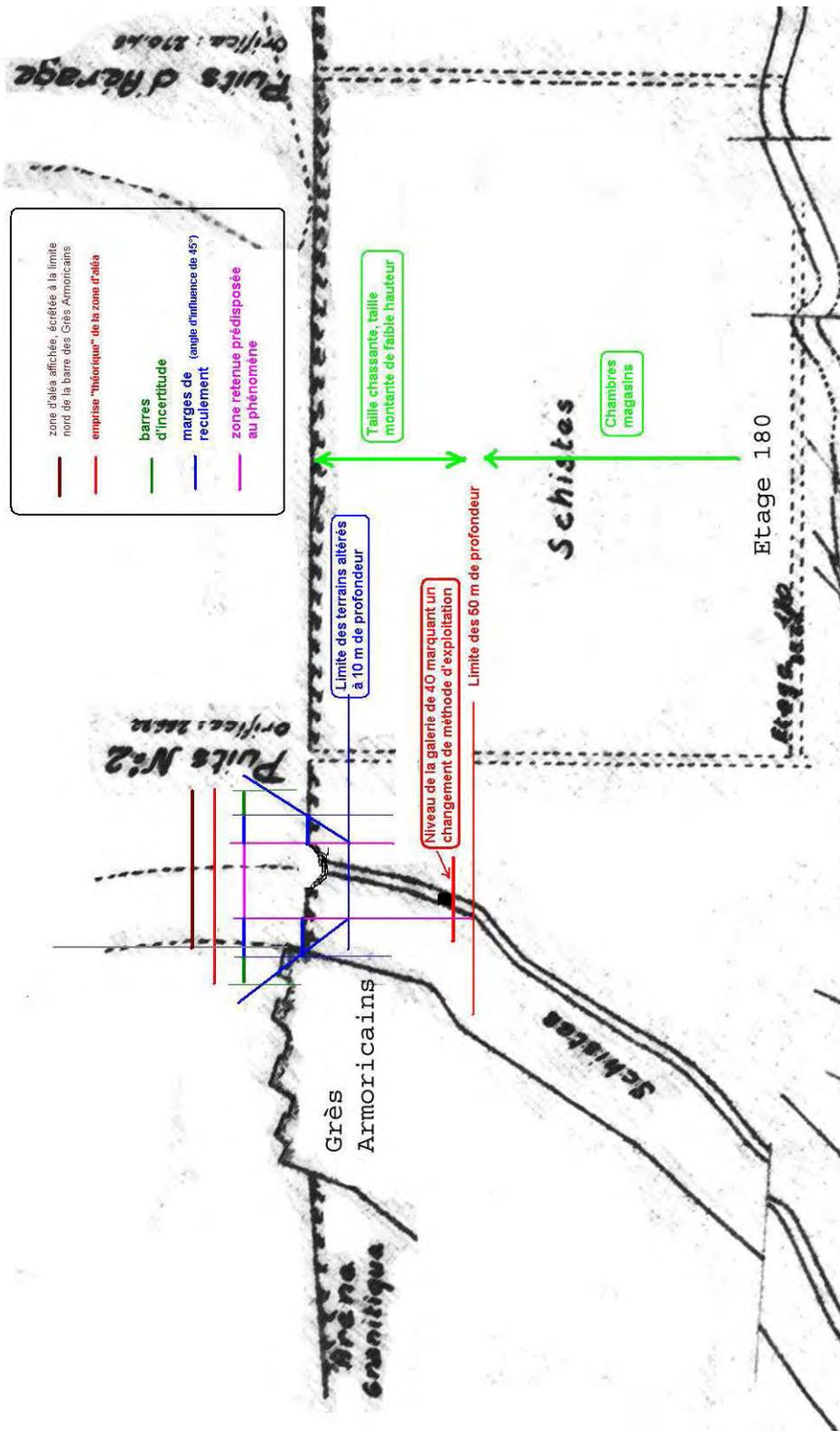


Figure 5 : marges de sécurité appliquée sur la concession de Halouze.

ANNEXE A

Méthode d'évaluation des aléas

1. GENERALITES SUR L'ALEA	4
1.1 Définition de l'aléa	4
1.2 Principes de qualification de l'aléa	5
1.2.1 Qualification des classes d'intensité	5
1.2.2 Qualification des classes de prédisposition	6
1.2.3 Qualification des classes d'aléa	8
2. DESCRIPTION ET EVALUATION DES ALEAS	9
2.1 Les effondrements localisés	9
2.1.1 Définition et effets en surface	9
2.1.1.1 Effondrement par rupture d'une couronne d'un chantier penté.....	9
2.1.1.2 Effondrement par débouillage de puits ou rupture de la tête de puits..	9
2.1.1.3 Effondrement par rupture de toit ou éboulement d'une galerie d'accès : le phénomène de fontis	10
2.1.2 Qualification de l'intensité	11
2.1.3 Qualification de la probabilité d'occurrence	11
2.1.3.1 concernant le risque de rupture de couronne	11
2.1.3.2 concernant le risque de débouillage ou rupture de tête de puits	12
2.1.3.3 concernant le risque de rupture de toit ou de rupture par éboulement d'une galerie à faible profondeur	12
2.2 L'aléa « affaissement »	12
2.2.1 Définition et effets en surface	12
2.2.2 Cas des exploitations en gisements pentés	13
2.2.3 Qualification de l'intensité	14
2.2.3.1 Critères fondamentaux	14
2.2.3.2 Facteurs d'influence	15
2.2.4 Qualification de la probabilité d'occurrence	15
2.3 L'aléa « écroulement rocheux »	17
2.3.1 Qualification de l'intensité	17
2.3.2 Qualification de la prédisposition	18
2.4 L'aléa « glissement ou mouvement de pente »	18
2.4.1 Qualification de l'intensité	18
2.4.2 Qualification de la prédisposition	19
2.5 L'aléa « tassement »	20
2.5.1 Qualification de l'intensité	20
2.5.2 Qualification de la prédisposition	20

3. ZONAGE ET CARTOGRAPHIE DES ALEAS.....	22
3.1 Limites et marge de sécurité	22
3.1.1 Marge d'influence	22
3.1.2 Marge d'incertitude	22
3.1.3 Cartographie de l'aléa.....	22

1. GENERALITES SUR L'ALEA

1.1 DEFINITION DE L'ALEA

L'aléa correspond à la probabilité qu'un phénomène donné se produise sur un site donné, au cours d'une période de référence, en atteignant une intensité qualifiable ou quantifiable. La caractérisation d'un aléa repose donc classiquement sur le croisement de **l'intensité prévisible du phénomène** avec sa **probabilité d'occurrence**.

Dans une optique de prévention des risques et d'aménagement du territoire telle que retenue dans le cadre de l'élaboration d'un PPRM, la période de référence pour identifier le niveau d'aléa est généralement le **long terme**. Il est ainsi nécessaire d'intégrer à l'analyse la dégradation inéluctable dans le temps des caractéristiques des matériaux rocheux ainsi que la propagation, dans l'espace, des fluides (eau ou gaz) soumis aux lois d'écoulement qui les caractérisent.

L'**intensité du phénomène** correspond à l'ampleur des désordres, séquelles ou nuisances susceptibles de résulter du phénomène redouté. Cette notion intègre à la fois une notion de hiérarchisation des grandeurs caractérisant les conséquences des événements redoutés (taille et profondeur d'un cratère, hauteur de tranche d'eau, nature et teneur d'une émission de gaz ou de substances toxiques...) mais également leur potentiel de gravité sur les personnes, les biens et l'usage du sol susceptible de caractériser potentiellement le site à terme (possibilité de faire des victimes ou des dégâts, existence et/ou coût de parades de prévention...).

La notion de **probabilité d'occurrence**, qui traduit pour sa part la sensibilité que présente un site à être affecté par l'un ou l'autre des phénomènes analysés, est généralement moins aisée à appréhender et à quantifier que celle d'intensité. Quelle que soit la nature des événements redoutés, la complexité des mécanismes, la nature hétérogène du milieu naturel, le caractère très partiel des informations disponibles et le fait que de nombreux désordres, séquelles ou nuisances ne soient pas répétitifs expliquent qu'il est généralement impossible de raisonner sur la base de probabilités quantitatives (x % de risque de développement d'un désordre). On privilégiera donc une classification qualitative caractérisant une **prédisposition** du site à subir tel ou tel type de désordres ou nuisances. C'est donc cette notion de **prédisposition** (au détriment de la probabilité d'occurrence) qui sera retenue dans la suite du document. L'évaluation de cette prédisposition dépend de la combinaison d'un certain nombre de facteurs favorables ou défavorables à l'initiation et au développement des mécanismes pressentis.

1.2 PRINCIPES DE QUALIFICATION DE L'ALEA

1.2.1 QUALIFICATION DES CLASSES D'INTENSITE

L'intensité du phénomène caractérise l'ampleur des répercussions attendues en cas de déclenchement d'un événement redouté. De manière à hiérarchiser les dégâts ou nuisances potentielles en cas de survenue du désordre, il est d'usage de définir quelques classes d'intensité (très limitée à très élevée), dont on s'attachera à définir le nombre et le contenu en fonction de la nature des mécanismes et phénomènes attendus sur le site.

La démarche d'évaluation de l'intensité des phénomènes consiste tout d'abord à identifier la, ou les grandeurs physiques les plus représentatives pour permettre de caractériser les conséquences des événements redoutés. On pourra ainsi choisir de s'intéresser à des critères portant sur la taille des cratères d'effondrement, sur l'amplitude des déformations horizontales des terrains de surface ou sur la nature, la teneur et le débit d'éventuelles émanations gazeuses, etc.

Ensuite, l'expert évalue, en intégrant l'ensemble des informations collectées, la valeur prévisible de cette grandeur pour le site concerné afin de définir à quelle classe d'intensité ce phénomène redouté correspond. Pour ce faire, il faut donc avoir, préalablement, défini les classes d'intensité retenues et, de fait, les valeurs seuils permettant de différencier ces classes entre elles.

Cette étape exige de se rapporter à la notion de « gravité » des phénomènes redoutés. On entend par gravité, l'importance des conséquences prévisibles sur les enjeux qui pourraient, un jour, être présents en surface. Il est essentiel de préciser ici que cette réflexion ne doit pas se limiter aux enjeux existants ni même aux projets futurs envisagés à court ou moyen terme. Il s'agit d'une démarche d'abstraction qui s'attache à identifier la gravité intrinsèque du phénomène. Cette gravité peut s'appliquer aux personnes (victimes), aux biens (dégâts) ou à l'usage du site (limites d'usage).

Pour ce qui concerne la dangerosité des événements redoutés sur la sécurité des personnes, on s'attache à regrouper les phénomènes en fonction du nombre de victimes potentielles qui pourraient résulter de leur déclenchement (pas de victimes redoutées, victimes isolées possibles, accidents collectifs, catastrophe majeure...). Dans ce type de démarche, c'est la notion de dangerosité du phénomène redouté qui l'emporte. On s'appuie donc principalement sur les notions de cinétique (caractère dynamique et brutal d'un effondrement, dangerosité d'une vague d'eau déferlante) et de flux et composition (mélange explosible de gaz).

Pour ce qui concerne les conséquences des événements redoutés sur les biens (bâti et infrastructures), on s'attache à regrouper les phénomènes en fonction de la difficulté et du coût de mise en œuvre des mesures qu'il s'avèrerait nécessaire d'entreprendre pour prévenir tout désordre ou nuisances ou réparer les dommages engendrés.

Enfin, pour ce qui concerne les conséquences des évènements redoutés sur l'utilisation et la valorisation possible du site (pour ce qui concerne le sol, le sous-sol et l'eau), on regroupera les phénomènes en fonction de l'importance des nuisances engendrées et des limitations d'usage ainsi que de la difficulté et du coût de mise en œuvre des mesures qu'il serait nécessaire d'entreprendre pour envisager l'usage souhaité du site.

Le nombre de classes d'intensité retenues pour l'analyse peut varier en fonction du contexte de l'étude et notamment de la précision et de l'exhaustivité des données d'entrée. Lorsque les circonstances le permettent, on se gardera de dégrader l'information disponible en réduisant au minimum le nombre de classes retenues.

Pour limiter les confusions entre les classes d'intensité, de prédisposition et d'aléa, on veillera à adopter une terminologie spécifique à chaque concept. ***Nous suggérons l'emploi des termes suivants pour définir l'intensité d'un phénomène : limitée, modérée, élevée.***

1.2.2 QUALIFICATION DES CLASSES DE PREDISPOSITION

Du fait du manque quasi systématique ou de la grande complexité des informations précises disponibles (composition minéralogique et comportement mécanique et des terrains, hétérogénéité du milieu), on raisonne en terme de prédisposition (ou sensibilité) d'un site à être affecté par l'un ou l'autre des phénomènes redoutés.

Prédisposition d'un site à l'apparition de désordres ou nuisances

La prédisposition d'un site à l'apparition de désordres ou nuisances est évaluée en fonction de paramètres caractérisant l'environnement du secteur considéré et la technique d'exploitation utilisée, autant de facteurs exprimant la « sensibilité » d'un site.

La détermination de la prédisposition s'appuie, en premier lieu, sur le retour d'expérience, à savoir l'existence passée, sur le site ou sur un site voisin similaire, de désordres ou nuisances du même ordre. Si certains de ces désordres ou nuisances pourront être identifiés sur site, il convient également de tenir compte des évènements passés, désormais non observables mais dont on aura retrouvé trace au travers d'archives ou de témoignages.

En complément de l'analyse en retour d'expérience, la détermination de la prédisposition repose également sur l'analyse des scénarios et mécanismes de survenue des phénomènes susceptibles d'affecter les terrains de surface. La conjugaison de paramètres favorables à cette survenue contribuera naturellement à surclasser la classe de prédisposition. Ainsi, à titre d'exemple, une épaisseur de recouvrement importante, des dimensions limitées de galeries et la présence de bancs résistants dans le recouvrement feront qu'un site présentera une prédisposition moins sensible à l'apparition de fontis en surface qu'un secteur d'exploitation peu profond situé sous un recouvrement exclusivement marneux.

Cette identification des classes de prédisposition est une démarche délicate qui relève en pratique de l'expertise du spécialiste dans le domaine concerné par l'étude (géotechnique, hydrogéologie, gaz). Elle doit être décrite et explicitée avec la plus grande attention, de manière à rendre la démarche aussi transparente que possible vis-à-vis des différents partenaires impliqués à un moment ou un autre dans la procédure d'élaboration du PPRM. A ce titre, le choix de paramètres aisément justifiables et quantifiables doit être privilégié, autant que faire se peut.

Prise en compte de l'incomplétude des informations disponibles

On ne dispose pas systématiquement, notamment lorsque les études portent sur de très anciennes exploitations, de l'ensemble des informations requises pour mener à bien une analyse précise et exhaustive de l'aléa. Il n'est en effet pas rare de ne pas connaître avec certitude l'existence et/ou la localisation de l'ensemble des anciens vides miniers ou de ne pas disposer des données indispensables à la détermination de l'extension précise des désordres ou nuisances possibles. On est alors régulièrement amené à gérer le manque d'informations disponibles par la notion de « présomption ».

Autant il n'irait pas dans le sens de la sécurité de s'en tenir aux seules données prouvées, autant il serait déraisonnable d'accorder la même susceptibilité aux zones pour lesquelles on suspecte seulement que puisse se développer le phénomène redouté qu'aux zones pour lesquelles le risque est avéré. Il est, de fait, recommandé de « pondérer » la prédisposition du site à l'apparition de désordres par cette notion de présomption intégrant les doutes résultant des lacunes d'informations.

Ainsi, en un lieu donné du territoire, la prédisposition, d'un aléa résulte de la combinaison entre l'existence d'un ou de plusieurs, dangers avérés et susceptibles d'évoluer vers un risque ou une nuisance et la présomption qu'un ou plusieurs autres dangers non encore avérés puissent à terme se développer en ce lieu.

Il est souhaitable que la cartographie de l'aléa puisse mettre en évidence cette nuance.

Qualification de la prédisposition d'un site

La combinaison, lorsque nécessaire, des deux concepts précédents aboutit à qualifier la sensibilité d'un site à voir se développer tel ou tel type de manifestation et permettre, ainsi, d'identifier les secteurs les plus sensibles au développement de désordres ou nuisances en surface.

Notons que la démarche doit être mise en œuvre pour chaque type de phénomène qui se voit attribuer une sensibilité spécifique (en un point donné, les probabilités de voir se développer un effondrement généralisé, un affaissement progressif ou une inondation par remontée de nappe n'ont aucune raison d'être identiques).

Pour limiter les confusions entre les classes d'intensité, de prédisposition et d'aléa, ***nous suggérons l'emploi des termes suivants pour définir la prédisposition d'un site à la rupture : peu sensible, sensible, très sensible.***

1.2.3 QUALIFICATION DES CLASSES D'ALEA

La qualification de l'aléa a pour objectif de hiérarchiser les niveaux d'aléa. Les termes « aléa fort » ou « aléa très fort » signifient que les zones concernées sont plus prédisposées à l'apparition de manifestations importantes en surface que les zones « d'aléa moyen » ou « aléa faible ».

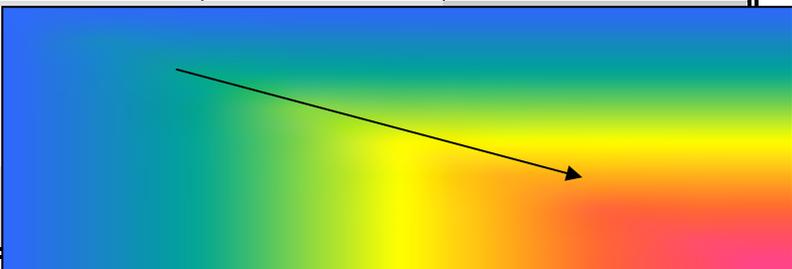
L'aléa résulte du croisement d'une intensité avec la prédisposition correspondante. Le principe de qualification de l'aléa consiste donc à combiner les critères permettant de caractériser l'intensité d'un phénomène redouté avec les critères permettant de caractériser sa classe de prédisposition.

Plusieurs principes, explicites ou implicites, permettent de combiner entre elles des valeurs qualitatives ou de croiser des critères qualitatifs et quantitatifs. On citera pour mémoire les techniques par cotation, par surclassement, par hiérarchisation multi-critères, etc.

Si c'est le principe des tableaux croisés qui est retenu, on utilise une matrice de synthèse dont les principes de constitution sont illustrés dans le tableau suivant, en précisant bien, une fois encore, que chaque site peut donner lieu à des ajustements pour s'adapter au contexte spécifique qui le caractérise¹.

Pour ne pas compliquer inutilement les analyses et leur valorisation en vue du zonage réglementaire, ***on se limitera, autant que faire se peut, à trois classes d'aléas : faible, moyen et fort.***

Prédisposition	Peu sensible	Sensible	Très sensible
Intensité			
Limitée			
Modérée			
Elevée			



Il est souhaitable de privilégier une démarche visant à faciliter une homogénéisation des classes d'aléa à l'échelle du territoire national et ce quelle que soit la nature des désordres pressentis. Les différentes valeurs guides qui seront proposées dans la suite de l'ouvrage, bien qu'elles ne soient fournies qu'à titre indicatif, ont pour objectif d'y contribuer.

¹ Afin de conserver l'ensemble des informations disponibles et des analyses mises en œuvre, l'expert en charge de la réalisation du PPRM peut toutefois envisager d'établir des cartes d'intensité ou de prédisposition indépendantes. Ces documents optionnels ne seront pas joints au dossier officiel mais resteront à la disposition du service instructeur. Ces cartes ne se limitent pour leur part pas à un nombre de classe limité, comme c'est recommandé pour l'aléa.

Il n'en demeure pas moins que les classifications proposées dans les PPRM restent souvent **relatives**. La tendance naturelle des experts est en effet de hiérarchiser, sur un site donné, les phénomènes prévisibles les uns par rapport aux autres en favorisant l'utilisation de l'ensemble des classes existantes (faible à fort). On gardera, de fait, à l'esprit que les classes d'aléa définies sur un site minier donné pourraient éventuellement induire un niveau d'aléa moindre sur d'autres sites où les exploitations minières présenteraient des configurations nettement plus défavorables.

2. DESCRIPTION ET EVALUATION DES ALEAS

2.1 LES EFFONDREMENTS LOCALISES

2.1.1 DEFINITION ET EFFETS EN SURFACE

Un effondrement localisé se caractérise par l'apparition soudaine en surface d'un cratère d'effondrement dont l'extension horizontale varie généralement de quelques mètres à quelques dizaines de mètres de diamètre. La profondeur du cratère dépend principalement de la profondeur et des dimensions des travaux souterrains mais il n'est pas rare qu'elle atteigne une dizaine de mètres même si, dans la majorité des cas, elle se limite à quelques mètres. Dans le cas de gisements pentés, l'effondrement peut prendre la forme d'une gouttière ou d'une tranchée allongée dans la direction du plan de la veine.

En fonction du mécanisme initiateur du désordre et de la nature des terrains de subsurface, les parois du cratère peuvent être subverticales ou inclinées, donnant ainsi naissance à une forme caractéristique d'entonnoir d'effondrement.

Les dimensions du désordre et le caractère brutal de sa manifestation en surface font des effondrements localisés des phénomènes potentiellement dangereux lorsqu'ils se développent au droit ou à proximité de secteurs urbanisés.

2.1.1.1 EFFONDREMENT PAR RUPTURE D'UNE COURONNE D'UN CHANTIER PENTE

Lorsque l'exploitation d'une veine pentée s'est développée près de la surface, une rupture peut se développer par cisaillement le long des interfaces minéral - éponges ou encore par éboulement progressif de la couronne à un endroit où le minéral est souvent altéré (on parle alors de rupture du pilier en couronne).

La forme du cratère en surface dépend étroitement de la nature des terrains et des caractéristiques d'exploitation mais peut différer du fontis par un contour plus allongé, aligné dans l'orientation de la veine. Si la largeur de l'effondrement n'excède ainsi que très rarement quelques dizaines de mètres, son extension longitudinale peut être plus importante dans le sens de la veine.

2.1.1.2 EFFONDREMENT PAR DEBOURRAGE DE Puits OU RUPTURE DE LA TETE DE Puits

Un ancien puits d'exploitation, mal traité (au niveau des recettes) ou mal remblayé (à l'aide de matériaux qui peuvent être remobilisés, notamment en présence d'eau), peut débourrer, c'est-à-dire voir son remblai s'écouler au sein des

ouvrages souterrains auquel il est raccordé, avec pour conséquence la formation d'un cratère présentant les mêmes dimensions que la colonne du puits.

Ce débouillage peut, dans certains cas (assez fréquents lorsqu'il s'agit de très vieux puits), s'accompagner, ou être suivi, d'une rupture du revêtement du puits et d'un effondrement des terrains peu compétents environnants, comme le sont généralement les terrains superficiels. Il se produit alors un cône d'effondrement dont les dimensions dépendent de l'épaisseur et des caractéristiques géologiques et mécaniques locales des terrains.

Par ailleurs, si la tête d'un puits non remblayé est foncée dans des terrains de moindre résistance ou meubles (remblais, sols, roche altérée, etc.), la rupture du cuvelage ou du dispositif de fermeture sous-dimensionné peut entraîner la migration de ces matériaux dans la colonne de puits.

La manifestation en surface peut ainsi se restreindre à un cratère de petite taille (quelques mètres de diamètre au maximum) ou générer des désordres plus importants (diamètre pouvant dépasser une dizaine de mètres). Des effondrements de diamètre beaucoup plus grands sont tout à fait exceptionnels et correspondent généralement à la présence de sables bouillants proches de la surface.

Les travaux de traitement réalisés pour la mise en sécurité peuvent être un critère permettant de diminuer de façon substantielle, voire éradiquer, la prédisposition au débouillage ou à la rupture de la tête du puits. Par exemple, un bouchon autoportant réalisé en tête de puits, conformément à l'état de l'art, paraît être une solution efficace et suffisamment pérenne. En revanche s'il reste ouvert et est simplement recouvert d'une dalle bétonnée, la stabilité du puits n'est pas garantie contre les risques de rupture du cuvelage et des bords susceptibles de s'opérer à long terme par altération ou vieillissement (surtout si la largeur de la dalle est insuffisante).

2.1.1.3 EFFONDREMENT PAR RUPTURE DE TOIT OU EBOULEMENT D'UNE GALERIE D'ACCES : LE PHENOMENE DE FONTIS

On parle de « fontis » lorsque le désordre, de forme conique, qui affecte la surface résulte de la remontée au jour d'un éboulement localisé, initié au sein d'une excavation souterraine (galerie, chambre d'exploitation, etc.). Si la voûte initiée par la rupture du toit de l'excavation ne se stabilise pas mécaniquement du fait de la présence de bancs résistants et massifs au sein du recouvrement, elle se propage progressivement vers la surface. Il faut également que l'espace disponible au sein des vieux travaux soit suffisant pour que les matériaux éboulés et foisonnés puissent s'y accumuler sans être bloqués par « autocomblement », processus qui empêcherait la cloche de fontis d'atteindre la surface.

L'apparition de ce type de désordre en surface ne concerne que les travaux peu profonds. Les retours d'expérience menés sur plusieurs bassins miniers ont ainsi montré que, sauf spécificité géologique ou d'exploitation, au-delà d'une cinquantaine de mètres de profondeur (et parfois moins), les anciens vides miniers (dans des gammes d'ouvertures classiques : 2 à 4 ou 5 m) n'étaient plus susceptibles de provoquer ce phénomène en surface.

2.1.2 QUALIFICATION DE L'INTENSITE

Le phénomène d'effondrement localisé est de nature à porter atteinte à la sécurité des personnes et des biens présents en surface.

C'est principalement le *diamètre de l'effondrement* qui va influencer sur les conséquences du phénomène vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens présents dans la zone d'influence du désordre. C'est donc ce paramètre que nous retenons comme grandeur représentative. La profondeur du cratère influe sur la dangerosité du phénomène mais, souvent délicate à prévoir, notamment pour ce qui concerne les fontis et les débousses de puits, elle n'est pas retenue a priori.

Parmi les principaux facteurs susceptibles d'influer sur la grandeur du diamètre de l'effondrement, on retient : la dimension des vides résiduels au sein des travaux souterrains (volume) ainsi que l'épaisseur et la nature des terrains constituant le recouvrement dont le rôle est prépondérant sur les dimensions de l'entonnoir d'effondrement en surface.

Classe d'intensité	Diamètre de l'effondrement (valeurs purement indicatives)
Très limitée	Effondrements autocomblés, à proximité immédiate de la surface (profondeur centimétrique)
Limitée	$\emptyset < 2-3 \text{ m}$
Modérée	$2-3 \text{ m} < \emptyset < 10 \text{ m}$
Elevée	$\emptyset > 10 \text{ m}$

Tableau 2 : Classes d'intensité de l'aléa « effondrement localisé »

2.1.3 QUALIFICATION DE LA PROBABILITE D'OCCURRENCE

Quel que soit le contexte d'exploitation, deux critères fondamentaux gouvernent la prédisposition d'un site au développement d'effondrements localisés :

- l'existence d'anciens mouvements de type « effondrement localisé », encore visibles en surface ou décrits dans les archives ou encore leur survenance sur un site présentant des caractéristiques géologiques et d'exploitation similaires ;
- la présence de terrains déconsolidés en surface, notamment sur une grande épaisseur ;
- la profondeur des travaux.

Les principaux facteurs de prédisposition spécifiques aux phénomènes identifiés sur les gisements synclinaux angevin-breton et normands sont les suivants :

2.1.3.1 CONCERNANT LE RISQUE DE RUPTURE DE COURONNE

dimensions et résistance des couronnes (épaisseur, présence d'extraction à ciel ouvert en sub-surface, degré d'altération, présence de failles ou d'accidents tectoniques, etc.) ;

caractéristiques du gisement (pendage, nature des terrains encaissants, interfaces entre le filon et les épontes, etc.).

2.1.3.2 CONCERNANT LE RISQUE DE DEBOURRAGE OU RUPTURE DE TÊTE DE PUIITS

Les facteurs identifiés dépendent des deux mécanismes d'instabilité qui peuvent affecter une ancienne tête de puits :

cas de l'effondrement de la structure mise en place en tête d'un puits vide (cuvelage, plancher, voûte en briques, dalle, bouchon, etc) : caractéristiques de cette structure, altérabilité dans le temps, nature du cuvelage, nature résistance des terrains encaissants ;

cas du débouillage d'un puits remblayé : conditions hydrogéologiques (remontée des eaux, battements de nappe), présence de galeries connectées au puits et non obturées par des serrements, ancienneté du remblayage, facteurs défavorables (vibrations, surcharges, variations du niveau de la nappe, etc.).

2.1.3.3 CONCERNANT LE RISQUE DE RUPTURE DE TOIT OU DE RUPTURE PAR EBOULEMENT D'UNE GALERIE A FAIBLE PROFONDEUR

La prédisposition d'un site au développement d'un fontis à l'aplomb dépend de la combinaison de deux processus : la rupture de l'ouvrage souterrain en lui-même et la remontée de l'instabilité jusqu'en surface.

Facteurs de prédisposition à la rupture de l'ouvrage souterrain :

la largeur (ou portée) du toit des chambres ou des galeries concernées ;

la nature et l'épaisseur des premiers bancs rocheux, l'existence de soutènement.

Facteurs de prédisposition du recouvrement conditionnant la remontée de fontis en surface :

facteurs favorisant la stabilisation du phénomène par formation d'une voûte stable : présence de bancs homogènes suffisamment épais et résistants (par exemple : présence et surtout épaisseur des terrains jurassiques recouvrant les terrains primaires) ;

concernant la stabilisation du phénomène par autocomblement : volume des vides résiduels disponibles au sein des vieux travaux, nature des terrains de recouvrement (épaisseur, comportement et coefficient de foisonnement).

Concernant les galeries minières isolées de dimensions classiques des gisements angevin-breton et normands, le retour d'expérience semble montrer qu'au-delà d'une profondeur d'une trentaine de mètres, la probabilité de remontée de fontis jusqu'en surface devient négligeable.

2.2 L'ALEA « AFFAISSEMENT »

2.2.1 DEFINITION ET EFFETS EN SURFACE

L'affaissement se manifeste par un réajustement des terrains de surface induit par l'éboulement de cavités souterraines résultant de l'extraction du minerai. Les désordres, dont le caractère est généralement lent, progressif et souple, prennent la forme d'une dépression topographique qui présente une allure de cuvette, sans rupture cassante importante (des fractures ouvertes sont possibles dans la zone en extension, située sur la bordure de l'affaissement).

Ce type de manifestation concerne aussi bien les exploitations en plateau menées à grande profondeur (plusieurs centaines de mètres) et présentant des extensions horizontales importantes que les exploitations pentées (ou éventuellement filoniennes) profondes ayant laissé des vides résiduels importants après extraction.

L'amplitude maximale de l'affaissement est directement proportionnelle à l'ouverture des travaux souterrains. Le coefficient de proportionnalité dépend notamment de la profondeur des travaux, de la méthode d'exploitation (défruitement) et de traitement des vides (foudroyage ou remblayage). Dans la majorité des cas, les amplitudes maximales observées sont d'ordre décimétrique à métrique.

2.2.2 CAS DES EXPLOITATIONS EN GISEMENTS PENTES

Les exploitations en couche pentée se caractérisent par une dissymétrie de la cuvette d'affaissement plus ou moins importante en fonction du pendage. L'existence d'un pendage influe, en effet, directement sur les valeurs des angles d'influence en amont et en aval (figure 1).

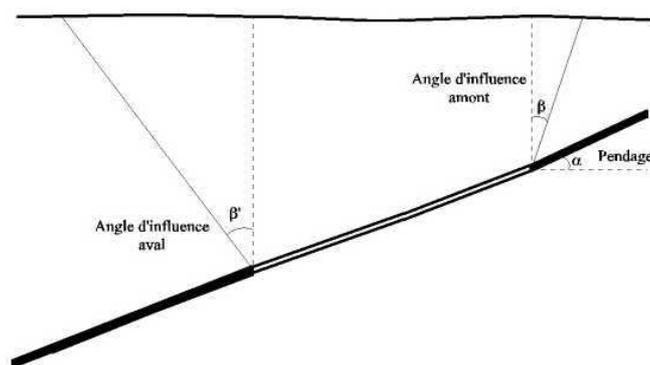


Figure 1 : Schéma montrant la dissymétrie des angles d'influence amont et aval en gisement penté

Quand la profondeur d'exploitation devient importante, l'influence de l'angle aval se traduit généralement par une large extension de la cuvette d'affaissement mais, en contrepartie, par des amplitudes d'affaissement vertical et des déplacements différentiels horizontaux plus faibles. En revanche, coté amont les déplacements augmentent sensiblement.

Notons, par ailleurs, que contrairement aux exploitations totales par tailles foudroyées ou dépilage, l'occurrence d'affaissements à l'aplomb d'exploitations par chambres et piliers abandonnés ou par chambres laissées vides (telles que les chambres magasins) dépend directement de la rupture des cavités (éboulement). Des phénomènes d'affaissement peuvent alors être initiés plusieurs années ou décennies après la fermeture des travaux si les structures souterraines sont suffisamment résistantes pour demeurer stables jusqu'à ce terme.

2.2.3 QUALIFICATION DE L'INTENSITE

2.2.3.1 CRITERES FONDAMENTAUX

Il est reconnu que les caractéristiques d'affaissement qui matérialisent les dégâts les plus dommageables pour les biens situés en surface sont les déformations différentielles horizontales et les mouvements de mise en pente du sol plutôt que l'affaissement maximal en lui-même. Le tableau ci-dessous donne des valeurs indicatives des déformations et pentes qui permettent d'évaluer l'intensité du phénomène.

Classe d'intensité	Déformations différentielles horizontales ε (en mm/m)	Mise en pente μ (en %)
Négligeable	$\varepsilon < 1$	$\mu < 0,2$
Très limitée	$1 < \varepsilon < 5$	$0,2 < \mu < 1$
Limitée	$5 < \varepsilon < 10$	$1 < \mu < 3$
Modérée	$10 < \varepsilon < 30$	$3 < \mu < 6$
Elevée	$\varepsilon > 30$	$\mu > 6$

*Tableau 3 : Classes d'intensité de l'aléa « affaissement »
(valeurs purement indicatives)*

La valeur de ces deux paramètres peut être sensiblement influencée par les facteurs suivants :

la géométrie des travaux (largeur exploitée des panneaux) ;

l'ouverture des chantiers souterrains (tailles) ;

la méthode d'exploitation (taux de défrètement, etc.) ;

le pendage des couches (au delà de 20° ou 30°) ;

la profondeur des panneaux ;

la nature des terrains de recouvrement, la présence de failles, la topographie de surface, etc.

Dans les gisements ferrifères de l'Ouest, les valeurs de ces paramètres sont calculées en se fondant sur la retroanalyse des affaissements de Soumont. Il apparaît ainsi que la valeur de l'affaissement maximal est de la forme :

$$A_{\max} = 0,3 \cdot w \cdot \tau$$

avec :

A_{\max} = affaissement maximal ;

w = ouverture exploitée (dans les quartiers exploités par chambres magasins) ;

τ = taux d'exploitation (ou taux de défrètement).

On peut en déduire facilement les valeurs des déformations (ε_{\max}) et pentes (μ_{\max}) à partir des relations classiques suivantes :

$$\varepsilon_{\max} = \alpha \cdot A_{\max} / H$$

$$\mu_{\max} = \beta \cdot A_{\max} / H$$

Où :

H est la profondeur moyenne du panneau

α et β des coefficients estimés respectivement à 1,5 et 5.

Les valeurs des coefficients α et β sont déduits des études en retour d'expérience effectuées sur les mines de fer de Lorraine et adoptés pour leur caractère très sécuritaire.

2.2.3.2 FACTEURS D'INFLUENCE

En plus de ces critères fondamentaux, d'autres facteurs ou conditions d'exploitation doivent être pris en compte pour éventuellement minimiser l'aléa, comme :

condition n° 1 : pour que l'affaissement se donne en totalité il faut que les dimensions des chantiers (largeur L) atteignent ou dépassent la profondeur (H) (soit : $L \geq H$), ce qui représente, dans le contexte de ces exploitations, une largeur au pendage de 250 à 290 m (profondeur inférieure à 220–250 m). En dessous ($L < H$), les affaissements sont d'autant plus limités et l'aléa plus faible ;

condition n° 2 : on considère qu'il n'y a pas de répercussions en surface (affaissements non perceptibles) si le chantier présente une largeur $L < 0,4 H$;

condition n° 3 : si la profondeur limite des travaux est supérieure à 250 - 300 m (en fonction de la géométrie des chantiers), on considère que les zones en rupture ont peu de chances d'atteindre la surface.

Action des facteurs d'influence sur la réduction de l'aléa	Rapport L/H	Profondeur (H)
aucune	$L/H > 1$	< 250 m
faible	$L/H \# 1$	< 250 m
sensible	$0,4 < L/H < 1$	< 250 m
importante	$L/H < 0,4$	< 250 m
	$L/H \geq 1$	> 250-300 m

Tableau 4 : Conditions de site susceptibles de minorer l'aléa « affaissement »

2.2.4 QUALIFICATION DE LA PROBABILITE D'OCCURRENCE

Dans les exploitations pentées des gisements ferrifères de l'Ouest, c'est principalement la stabilité des stots, des dalles ou des piliers laissés en place pour assurer la tenue des épontes qui gouverne la prédisposition du site aux affaissements de surface.

Pour évaluer la stabilité à long terme des terrains sous-minés, il convient de tenir compte principalement :

des dimensions des panneaux ;

du pendage des couches ;

du taux d'exploitation (ou taux de « défruitement ») ;

de l'ouverture (hauteur exploitée entre épontes) ;

des propriétés de résistance des ouvrages miniers laissés en place.

D'une façon plus précise, une analyse paramétrique a été menée sur le cas des affaissements de la mine de Soumont (Renaud, 2004^[2]). Elle fournit des indications fondamentales sur les configurations de gisement et d'exploitation pour lesquelles on peut exclure l'occurrence d'un affaissement (tableau ci-dessous).

Pendage	Taux de défruitement ($\tau\%$)	Ouverture (w)
> 55°	≤ 90 %	≤ 4 m
	≤ 85 %	≤ 5 m
45° à 55°	≤ 90 %	≤ 3 m
	≤ 80 %	≤ 5 m
30° à 45°	≤ 80 %	≤ 3 m
	≤ 70 %	≤ 5 m

Tableau 5 : conditions d'exclusion du processus d'affaissement (d'après Renaud, 2004)

Une interprétation plus fine du critère est possible à partir de la figure 2 en 3D, ci-dessous. Elle indique le statut des différentes modalités dans l'espace pendage-taux de défruitement-ouverture.

^[2] V. RENAUD (2004) : Contribution à l'analyse des conditions d'effondrement des gisements pentés des bassins ferrifères de Soumont, May/Orne et Segré (Calvados, Maine-et-Loire), rapport INERIS-DRS-04-50864/RN01, 49 p., 2004.

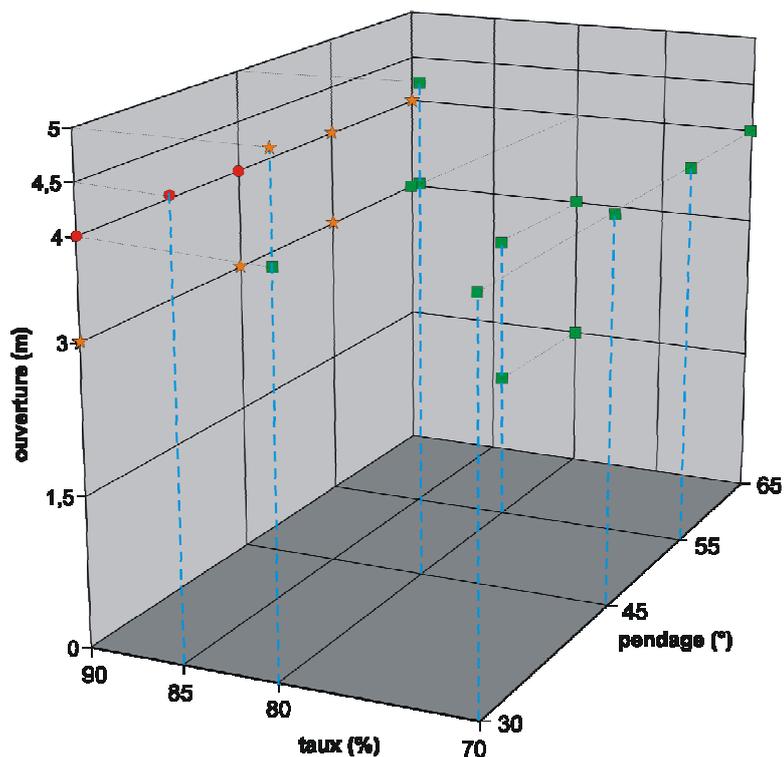


Figure 2 : statut des différentes modalités dans l'espace pendage-taux de défrètement-ouverture

Par ailleurs, l'influence de l'augmentation du pendage se manifeste par un déplacement des zones de rupture plus près de la surface (ou de l'affleurement) : plus on est penté, plus on affecte les terrains proches de la surface (points de ruptures ou points plastiques).

2.3 L'ALEA « ECROULEMENT ROCHEUX »

2.3.1 QUALIFICATION DE L'INTENSITE

C'est le **volume de matériau mis en mouvement** qui sera retenu pour discriminer les classes d'intensité. Suivant le volume de matériau écroulé, le type de désordre est de nature à porter atteinte à la sécurité des personnes et des biens présents en surface.

Les deux principaux facteurs susceptibles d'influer sur le volume de matériau mis en mouvement sont la morphologie du front rocheux et la densité de discontinuités qui l'affectent.

Les valeurs seuils présentées dans le tableau suivant sont fournies à titre purement indicatif. Elles pourront être adaptées au contexte par l'expert en charge de la réalisation de l'évaluation des aléas.

Classe d'intensité	Description	Volume mis en jeu
Limitée	Chute de pierres isolées	< 0,1 m ³

Modérée	Chute de blocs	$0,1 \text{ m}^3 < v < 10 \text{ m}^3$
Elevée	Ecroulement	$10 \text{ m}^3 < v < 10^4 \text{ m}^3$
Très élevée	Ecroulement majeur	$> 10^4 \text{ m}^3$

2.3.2 QUALIFICATION DE LA PREDISPOSITION

L'existence d'anciens mouvements de type « écroulements rocheux » doit être recherchée avec la plus grande attention lors des visites sur site entreprises au cours de la phase informative. Toutes choses égales par ailleurs, Toutes choses égales par ailleurs, elle peut contribuer à augmenter la prédisposition qu'un site voisin, présentant des caractéristiques géologiques et d'exploitation sensiblement similaire puisse subir, à l'avenir, d'autres phénomènes de ce type.

Parallèlement aux retours d'expérience, les facteurs de prédisposition au développement d'instabilités rocheuses sont principalement de trois ordres :

- la **géométrie des fronts de fosse** : plus la hauteur du front de taille sera importante et la pente prononcée et plus le front sera découpé, mettant ainsi des volumes rocheux en surplomb, plus la configuration sera défavorable à la chute d'éléments rocheux ;
- le **réseau de discontinuités** affectant le massif (présence de joints de stratification, failles, fractures ou diaclases, contacts entre le massif et les terrains superficiels). Ces discontinuités sont en effet susceptibles de découper des masses rocheuses et de faciliter leur détachement du front de falaise ;
- les **facteurs extérieurs** pouvant jouer un rôle aggravant : l'absence de système de gestion des eaux de ruissellement, les phénomènes climatiques de type gel/dégel, l'existence de sollicitations dynamiques (séismes, tirs de mine...) ou statiques (surcharge en crête de falaise), etc.

2.4 L'ALEA « GLISSEMENT OU MOUVEMENT DE PENTE »

2.4.1 QUALIFICATION DE L'INTENSITE

C'est principalement le **volume de matériau mis en mouvement** qui influera sur l'intensité du phénomène. La définition des classes d'intensité s'appuiera principalement sur la notion d'effets prévisibles sur les biens même si, dans certaines circonstances défavorables, les désordres infligés aux bâtiments sont de nature à mettre en péril la sécurité des personnes qui y résident.

Parmi les principaux facteurs susceptibles de jouer sur le volume de matériau mis en mouvement, on citera : la nature et la granulométrie des matériaux constituant le talus, la hauteur et la morphologie de la pente, l'intensité des ruissellements prévisibles, l'existence ou non de mesures d'aménagement (géotextiles, engazonnement...).

Les valeurs seuils présentées dans le tableau suivant sont fournies à titre purement indicatif. Elles pourront être adaptées au contexte par l'expert en charge de la réalisation de l'évaluation des aléas.

Classe d'intensité	Description	Volume mis en jeu
Très limitée	Reptations, ravinements	quelques m ³
Limitée	Glissements superficiels, ravinements importants	De 10 à 100 m ³
Modérée	Glissements profonds	100 à 5 000 m ³
Elevée	Glissements majeurs	> 5 000 m ³

2.4.2 QUALIFICATION DE LA PREDISPOSITION

Les facteurs qui contribuent à augmenter la prédisposition d'un talus à subir des glissements ou mouvements de pente superficiels sont, pour la plupart, communs à l'ensemble des talus concernés par l'après-mine (digues, terrils, fosses non remblayées creusées en terrain tendre...). Parmi les principaux, on citera, sans souci de hiérarchisation :

- l'**existence d'indices d'anciens** mouvements de type « **mouvement de pente** » (encore visibles en surface ou décrits dans les archives), dans un secteur proche présentant des caractéristiques géologiques et d'exploitation voisines, peut contribuer à augmenter la prédisposition au développement futur de ce type de phénomènes ;
- une mauvaise **gestion des eaux de surface**. Ceci peut résulter de l'absence de mesures adéquates ou de la dégradation du dispositif de drainage préexistant (rupture de canalisation, drains bouchés, canaux de ruissellement remplis par des éboulis...). Les talus situés dans des régions sujettes à des précipitations violentes (orages méditerranéens par exemple), seront plus prédisposés à subir des mouvements défavorables ;
- la **topographie et morphologie des flancs** : présence de banquettes, pente moyenne du flanc ;
- la **nature des matériaux** constituant le talus : nature et granulométrie des matériaux, existence de discontinuités stratigraphiques ou tectoniques. La présence de matériaux contenant une proportion importante de particules fines augmentera par exemple la prédisposition du site à être affecté par des phénomènes d'érosion et de ravinement ;
- la présence de **signes traduisant l'activité des mouvements** déjà initiés (fissures de décompression, bourrelets en pied, arbres penchés...) ;
- la présence **d'anciens travaux miniers** souterrains au droit du talus susceptible de se rompre et d'engendrer la déstabilisation du flanc de fosse ou des terrains d'assise supportant l'ouvrage de dépôt ;
- l'éventuelle **modification des conditions hydrauliques** locales (affaiblissement de la butée de pied en cas de crues sévères, altération du dispositif de drainage ou d'aménagement des écoulements, création de bassins de décantation...)

- l'existence de **réaménagements** ou de **parades**, dans la mesure où ces dernières présentent des garanties satisfaisantes de pérennité et d'entretien ;
- l'existence de **facteurs aggravants** tels que l'absence de végétalisation adaptée en surface, l'existence possible de sollicitations dynamiques (séismes, vibrations...), le développement de certaines activités humaines (VTT, moto-cross, surcharge en bord de crête...) ou la présence d'animaux fouisseurs sont également susceptibles de contribuer à la déstabilisation des flancs de talus.

2.5 L'ALEA « TASSEMENT »

2.5.1 QUALIFICATION DE L'INTENSITE

Les éventuelles nuisances initiées par le phénomène de tassement résultent principalement du développement de **tassements différentiels**. En présence de tassements différentiels, c'est principalement l'amplitude verticale de ces mouvements qui conditionne l'intensité du phénomène prévisible. Puisqu'il s'avère généralement difficile de prévoir l'amplitude de ces tassements différentiels, on se réfère généralement à l'amplitude des tassements globaux prévisibles.

Ce type de désordre est de nature à engendrer des dégradations aux biens (bâti et infrastructures) présents en surface mais pas à mettre en danger les populations. Sauf exception, l'intensité des conséquences d'un phénomène de tassement demeure limitée (ordre centimétrique à décimétrique).

Classe d'intensité	Description
Très limitée	Tassements limités
Limitée	Tassements sensibles

2.5.2 QUALIFICATION DE LA PREDISPOSITION

Critères de prédisposition communs

Quel que soit le contexte d'exploitation, trois critères fondamentaux gouvernent la prédisposition d'un site au développement de tassements :

- **l'existence d'indices d'anciens** mouvements de type « **tassements** » (encore visibles en surface ou décrits dans les archives), dans un secteur proche présentant des caractéristiques géologiques et d'exploitation voisines, peut contribuer à augmenter la prédisposition au développement futur de ce type de phénomènes ;

- la **modification** lente (remontée de nappe) ou plus rapide (rupture de canalisation, obturation de drains...) **des conditions hydrauliques** (eaux de surface et souterrains) est souvent à l'origine du déclenchement de phénomènes de tassements ;
- l'application de fortes **surcharges en surface** dans le cadre d'un aménagement du site (constructions, entreposage...).

Anciennes exploitations menées par foudroyage du toit

La **profondeur des anciens travaux** constitue le facteur principal de prédisposition au développement de tassements perceptibles en surface à l'aplomb d'anciennes exploitations totales. La limite de profondeur en deçà de laquelle l'intensité des effets n'est plus négligeable est souvent prise voisine de 50 mètres. Cette valeur peut toutefois varier en fonction des configurations spécifiques rencontrées (importante épaisseur exploitée par exemple).

Ouvrages de dépôt et découvertes exploitées par auto-remblayage

Parmi les principaux facteurs de prédisposition, on citera :

- l'épaisseur du dépôt ;
- la nature et la granulométrie des matériaux déposés ;
- la méthode de mise en place du dépôt (avec ou sans compactage).

Compaction secondaire de terrains meubles

La prédisposition d'un site à ce type de mécanisme, assez rare, exige la conjugaison de deux facteurs :

- la présence de terrains sensibles au phénomène de compaction secondaire (tourbe notamment) ;
- des conditions hydrogéologiques défavorables (remontée ou battement de nappe affectant ces mêmes terrains).

On notera que la présence d'anciens travaux miniers ne constituent pas, dans ce cas très particulier, un facteur de prédisposition indispensable au développement de ce type d'instabilités.

Remontée des terrains

La remontée de la surface qui accompagne la remontée de nappe après l'arrêt des pompages d'exhaure est un phénomène assez fréquent qui peut engendrer des mouvements verticaux d'amplitude décimétrique. Toutefois, la manifestation en surface s'effectue sur des secteurs très étendus, générant ainsi des mouvements très étalés.

La prédisposition au développement de tassements différentiels dommageables sera donc, dans l'immense majorité des cas, très faible. Seules des **configurations géologiques et/ou d'exploitation exceptionnelles et défavorables** contribueront donc à générer des nuisances sur les biens pouvant être imputées à ce type de mouvements.

3. ZONAGE ET CARTOGRAPHIE DES ALEAS

3.1 LIMITES ET MARGE DE SECURITE

La marge de sécurité débordant les travaux miniers est la résultante de deux marges distinctes : la marge d'influence et la marge d'incertitude.

3.1.1 MARGE D'INFLUENCE

La représentation des contours délimitant les zones d'aléas s'établit en considérant, outre la zone sous-minée directement affectée par les travaux miniers, la zone située en bordure susceptible d'être influencée par l'évolution du désordre attendu. Cette dernière zone constitue la « marge d'influence » qui, depuis l'aplomb des travaux, s'étend jusqu'à une limite en surface matérialisée par l'angle d'influence des travaux miniers, qu'il s'agisse d'un effondrement localisé ou d'un affaissement.

3.1.2 MARGE D'INCERTITUDE

Cette autre marge représente une limite supplémentaire qui matérialise les incertitudes cartographiques dues à la précision des levés, des points de référence, du fond de plan et de son échelle, de l'assemblage des plans cadastraux (lorsque ce travail est nécessaire) et surtout du report fond – jour des plans d'exploitation.

En fonction de la présence ou non de points de référence permettant un bon « calage » des plans (comme les puits repérés, par exemple), l'incertitude cartographique peut ne représenter que quelques mètres pour atteindre une dizaine de mètres, voire davantage, dans certains cas (manque de repères fond – jour). Pour simplifier, on retient classiquement, une marge d'incertitude de 10 à 20 m pour le zonage des effondrements localisés ou des affaissements et aucune marge de sécurité pour les ouvrages de surface bien repérés (puits, entrées de galeries).

3.1.3 CARTOGRAPHIE DE L'ALEA

L'étape qui suit l'analyse consiste à reporter, sur un fond cartographique de la surface du sol, les différentes zones d'aléas en leur attribuant une couleur conventionnelle. On veille, en général, compte tenu des incertitudes évoquées précédemment, à lisser les contours des différentes zones.

ANNEXE B

Méthodes d'analyse de stabilité

TABLE DES MATIÈRES

1. PRINCIPES.....	3
2. RESISTANCE ULTIME DU MATERIAU.....	3
2.1 Dispersion des valeurs des caractéristiques	3
2.2 Facteurs d'influence	3
2.2.1 Effet d'échelle	4
2.2.2 Effet d'élancement	5
2.2.3 Effet du temps.....	6
3. MODELES DE CALCUL ANALYTIQUE.....	7
3.1 Les modèles relatifs à la charge appliquée aux piliers	7
3.2 Les modèles relatifs à la charge appliquée au toit des chambres	9
3.2.1 Modèle de la plaque reposée sur quatre piliers (Timoshenko)	10
3.2.2 Modèle de plaque rectangulaire (Timoshenko).....	12
3.2.3 Les modèles de poutre (Obert – Duvall)	12
3.2.3.1 Modèle de poutre sur appuis simples	12
3.2.3.2 Modèle de poutre avec appuis encastres	12
3.3 Les modèles relatifs à la résistance du mur	13
4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	14

1. PRINCIPES

Lorsque l'évaluation du risque d'instabilité nécessite un diagnostic approfondi qui ne s'inscrit pas dans le cadre d'un simple avis d'expert, l'étude de stabilité se traduit classiquement par l'estimation d'un coefficient de sécurité :

$$F_s = R/S$$

Il s'agit de déterminer, d'une part, la contrainte admissible par le matériau (R), exprimée par sa résistance, et, d'autre part, la contrainte (solicitation) régnant au sein la structure (S).

La connaissance de la répartition des contraintes dans le massif ne pouvant pas s'obtenir à partir de simples mesures in situ, on doit recourir à des modèles de comportement du massif. Parmi les nombreux modèles susceptibles de décrire le comportement d'un massif rocheux, il faut choisir celui qui correspond le mieux à la morphologie du site et à la nature des roches en place. L'utilisation du modèle choisi doit, chaque fois que cela est possible, s'accompagner de mesures in situ afin de pouvoir le caler grâce à des conditions aux limites précises.

2. RESISTANCE ULTIME DU MATERIAU

La résistance ultime du matériau, « en grand » et à « long terme », R_u , est généralement évaluée à partir de formules empiriques faisant intervenir des données issues des essais de laboratoire, et intègre les diverses corrections suivantes :

- la première approche s'appuie sur la prise en compte de la dispersion des valeurs des caractéristiques mesurées ;
- la seconde approche repose sur l'analyse des trois principaux facteurs d'influence que sont : l'effet d'échelle (prise en compte des dimensions « in situ »), l'effet d'élancement et l'effet du temps.

2.1 DISPERSION DES VALEURS DES CARACTERISTIQUES

La première approche consiste à prendre en compte la dispersion des résultats. Une approche purement statistique du type $R_u = R - k\sigma$ (σ = écart-type) est une solution courante. Elle est souvent trop sévère mais parfois au contraire trop peu sécuritaire car elle donne beaucoup d'importance à la forme de la loi statistique (log normale en général) et aux valeurs extrêmes. En outre, le nombre le plus souvent insuffisant des essais est source d'incertitude sur l'évaluation de la dispersion (écart-type) et donc du résultat final.

2.2 FACTEURS D'INFLUENCE

La seconde approche consiste à estimer la résistance du massif en place à partir de corrections opérées sur les valeurs obtenues au laboratoire sur des échantillons. Là aussi, les facteurs d'influence (effet d'échelle, effet d'élancement et effet du temps) sont très différents d'un matériau à un autre et peuvent être très importants. Plusieurs formules proposées à partir de simulations au laboratoire et

in situ, donnent la résistance d'un pilier en fonction de sa taille, de son élancement et du temps. La formule correctrice est de la forme :

$$R_U = \Psi \cdot R_e$$

Avec :

$\Psi = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$, coefficients intégrant les effets d'échelle, d'élancement et du temps.

R_e = résistance limite élastique moyenne du banc le plus faible.

Le choix de la valeur représentative reste un problème délicat à traiter. Il doit, chaque fois que cela est possible, s'appuyer sur le retour d'expérience (rétroanalyse d'accident). Pour faciliter cette démarche, il est utile que soit rassemblée dans les zones les plus affectées, toute l'expérience acquise et le plus souvent dispersée (rapports d'accident, sondages et caractérisation, étude de sites, etc.).

2.2.1 EFFET D'ECHELLE

Les essais géomécaniques réalisés en laboratoire sont presque toujours menés sur des échantillons de très petites dimensions en regard des dimensions des piliers. Or, d'une manière générale, la résistance d'un échantillon diminue lorsque ses dimensions croissent. Ceci résulte notamment du fait que, plus les échantillons sont de grande taille, plus la probabilité qu'ils soient affectés par des discontinuités macroscopiques est élevée (on ne choisit en effet pas d'échantillons trop fracturés pour mener à bien les essais).

Les formulations les plus fréquemment proposées par les auteurs [Holland (1973), Hustrulid (1976), Herget (1988)] sont de la forme suivante :

$$R_{cD} = R_{cd} (d/D)^\alpha$$

avec :

d : dimension du côté de l'échantillon testé ;

R_{cd} : résistance à la compression simple d'un échantillon de côté d ;

α : constante établie par les différents auteurs pour les différents sites étudiés.

Connaissant la résistance en laboratoire d'un échantillon de dimension d , il est ainsi possible d'évaluer la résistance d'un pilier de dimension D par ce processus de calcul. Dans les faits, on n'affecte généralement pas à D la largeur intégrale du pilier mais une valeur de largeur « critique », pour laquelle la résistance demeure inchangée quelle que soit la taille de l'échantillon. Pour les expérimentations menées par Hustrulid, la taille critique minimale des échantillons au-delà de laquelle l'effet d'échelle n'a plus d'influence s'est avérée égale à 90 cm. Pour Herget l'effet d'échelle n'a plus guère d'influence pour un rapport $d/D < 1/10$.

Pour la plupart des roches, le coefficient α varie, pour Herget entre 0,18 (roches dures élasto-fragiles) et 0,07 (roches compressibles au comportement plastique).

Pour des échantillons de charbon, α peut être compris entre 0,17 (Evans et al., 1961) et 0,5 (Holland, 1973 ; et Hustrulid, 1976). On remarquera donc, sans trop s'en étonner compte tenu de la nature micro-fracturée du charbon, que le facteur correctif lié à l'effet d'échelle des échantillons induit une baisse très sensible de la résistance macroscopique à l'échelle du pilier.

On peut citer quelques valeurs empiriques de ces coefficients issues d'expérimentations et d'analyses fondamentales en retours d'expérience (in situ) :

site	gisement	Effet d'échelle
M'DILA	Phosphate	0,75
MEUDON	craie	0,83
JONZAC	calcaire	0,83
HERGET, 1988	Hard rock	0,70

2.2.2 EFFET D'ELANCEMENT

Concernant l'effet d'élanement ($R_c = k.R_c'$)^[*] nous retiendrons essentiellement les relations empiriques suivantes valables sur différents types de roches et non pas uniquement sur le charbon :

$$k = 0,778 + 0,222.L/H \quad (\text{Obert – Duvall, 1967})$$

$$k = L^{0,5}/H^{0,5} \quad (\text{formule de l'USBM, Holland, 1973})$$

NB^[] : la valeur R_c correspond à un spécimen de référence d'élanement 1, R_c' à un échantillon de dimensions quelconques, de largeur L et de hauteur H.*

A titre d'exemples, pour différentes géométries, ces relations donnent les coefficients d'élanement (K) suivants :

Valeurs d'élanement	$K = 0,778 + 0,222.L/H$	$K = L^{0,5}/H^{0,5}$
0,5	1,22	1,41
0,75	1,07	1,15
1	1	1
1,25	0,96	0,89
1,50	0,93	0,82
2	0,89	0,71

2.2.3 EFFET DU TEMPS

L'approche la plus courante vise à évaluer la résistance à long terme (résistance ultime) à partir des valeurs de la résistance obtenue sur un essai de durée limitée (essai de fluage), en adoptant : $R_U = R_{\text{fluage}}$. Les essais directs de fluage, longs, difficiles et coûteux, ne sont réalisés qu'en petit nombre. Plusieurs méthodes de détermination indirecte sont utilisables. Les plus simples consistent à adopter la limite élastique, R_e ou l'apparition de la dilatance de l'éprouvette avec différentes estimations simplistes mais pratiques, comme : $R_U = 2/3 R_e$ ou $R_U = R_c/2$, voire $R_c/3$ pour certains matériaux comme le gypse.

Citons quelques exemples d'essais de fluage donnant des valeurs indicatives des rapports R_{flu}/R_c pour différentes roches :

site	gisement	R_{flu}/R_c
Meudon	craie	0,49 – 0,62
Jonzac	calcaire	0,6 – 0,74
Lorraine	Minerai de fer	0,47
LCPC	gypse	0,6 – 0,37
LCPC	gypse	0,33
Rush, 1960	béton	0,80
Lama Vutukuri, 1978	béton	0,75
Munday	granodiorite	0,85

On peut citer quelques valeurs empiriques de ces coefficients issues d'expérimentations et d'analyses fondamentales en retours d'expérience (in situ) :

site	gisement	Effet temps
M'DILA	Phosphate	0,82
MEUDON	craie	0,72 – 0,86
JONZAC	calcaire	0,75 – 0,82
HAUTIL	gypse	0,85
RIFLE, Colorado	Oil shale	0,86

3. MODELES DE CALCUL ANALYTIQUE

De tels modèles permettent de fournir des ordres de grandeur et ne correspondent qu'à une vision simplifiée des choses, où l'état de fracturation et d'altération de la roche ne peut être réellement pris en compte. Ces approches sont davantage adaptées à la détermination du dimensionnement de futures exploitations qu'au diagnostic de stabilité des carrières abandonnées. Néanmoins, elles peuvent permettre au géotechnicien de se faire une opinion sur le bien fondé du dimensionnement de la carrière vis-à-vis des conditions de stabilité (taux de défrètement, taille des piliers, portance du toit, etc.).

3.1 LES MODELES RELATIFS A LA CHARGE APPLIQUEE AUX PILIERS

Lorsque le toit immédiat de l'exploitation est constitué de bancs assez minces, fracturés suivant des directions très variables ou constitués de matériaux peu résistants, et surtout lorsque la largeur totale de la zone exploitée est au moins supérieure à une fois et demi la profondeur, on admet que chaque pilier doit supporter la partie des terrains de recouvrement qui se trouve au-dessus de lui ainsi que celle qui surplombe la moitié de la surface de la chambre qui l'entoure.

Il s'agit du modèle classique de **l'aire tributaire** (figure 1). Son application la plus simple consiste à diviser la charge supportée par un pilier par sa surface. Ceci donne ainsi une contrainte verticale moyenne qu'il est possible de comparer à la résistance ultime à la compression R_u , pour obtenir ainsi un coefficient de sécurité.

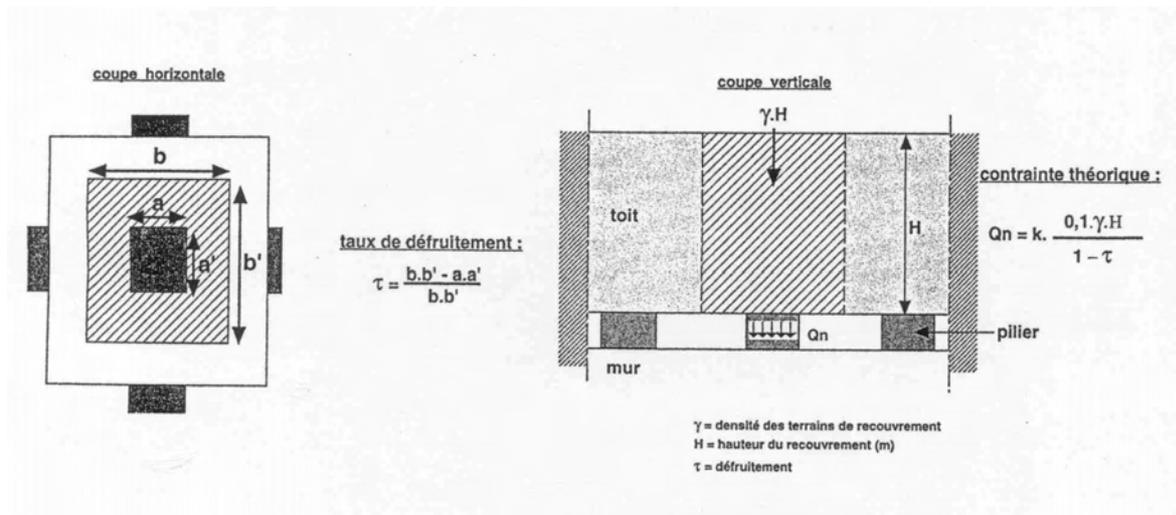


Figure 1 : Evaluation de la contrainte verticale s'exerçant sur les piliers par le modèle de "l'aire tributaire"

La contrainte verticale théorique, Q_n , exercée sur les piliers est fonction du poids des terrains sus-jacents et du taux de défrèvement de la carrière. Sa plus simple expression est de la forme :

$$Q_n = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \tau} \quad \text{en MPa (1 MPa = 1 MN/m}^2\text{)}$$

où :

γ : poids volumique moyen des terrains de recouvrement, en MN/m^3 ;

H : hauteur du recouvrement, en mètres ;

τ : taux de défrèvement, correspondant au rapport de la surface des vides à la surface totale.

Lorsque la largeur exploitée est inférieure à la profondeur (donc sous-critique), le recouvrement massif et résistant (au moins au niveau de certains bancs), la charge à supporter par les piliers ou le toit d'une galerie peut être supposée égale au poids des terrains contenus dans un dôme dont le contour dépend des hypothèses choisies (modèles de cloches de foudroyage potentielles de formes paraboliques ou elliptiques).

Malgré son apparente simplicité, le modèle de l'aire tributaire fournit des résultats intéressants. Aisé à mettre en œuvre, ce modèle ne nécessite que la connaissance de la résistance à la compression des piliers pour établir un diagnostic de leur stabilité.

En réalité, la distribution des contraintes verticales au sein du pilier est plus complexe et il faudrait prendre aussi en considération les contraintes horizontales (principalement au cœur des piliers larges) qui sont fonction de la loi de comportement du matériau rocheux (élasticité, élasto-plasticité, etc.). Le calcul peut être conduit par la méthode des éléments finis ou bien de façon analytique moyennant des hypothèses simplificatrices supplémentaires.

3.2 LES MODELES RELATIFS A LA CHARGE APPLIQUEE AU TOIT DES CHAMBRES

Le domaine étudié s'applique au cas des toits stratifiés caractéristiques des terrains sédimentaires que l'on rencontre dans la grande majorité des carrières souterraines.

Les chutes de toit se développent souvent dans les zones où les dalles du bas-toit présentent une surface non soutenue maximale. C'est le cas des carrefours de galeries ou des zones affectées par la ruine d'un ou plusieurs piliers. Pour tenter d'évaluer la stabilité d'un toit de mine ou de carrière, différents modèles ont été mis au point afin d'estimer les contraintes qu'exercent les terrains sus-jacents sur le toit immédiat. La modélisation du comportement des bancs du toit doit être effectuée en analysant différentes hypothèses :

la première consiste à examiner le comportement du toit immédiat pour déterminer s'il présente ou non des risques d'effondrement sous son propre poids (décollement fréquemment observé du banc) ;

s'il s'avère que le ou les bancs sus-jacents s'appuient également sur le banc de toit immédiat (banc « pesant »), le calcul doit appliquer une surcharge correspondant au (ou aux) banc(s) sus-jacent(s), ou encore à la « voûte de détente » qui se forme dans les bancs de toit supérieurs ;

dans certains cas, c'est l'ensemble du recouvrement (cas d'un recouvrement de type sol) qui peut se révéler être totalement pesant sur le banc inférieur.

Le choix du modèle adapté doit se faire en fonction de la configuration du site étudié (géométrie de l'exploitation, fracturation, altération, nature des différents terrains...). En fait, on applique généralement les différents types de modèles classiques au cas considéré et on retient celui qui impose le dimensionnement garantissant le mieux la sécurité de l'édifice. Les modèles de plaque reflètent souvent bien la réalité mais leur application est compliquée par l'utilisation d'abaques non nécessaires aux modèles de poutre. Un compromis doit, en général, être trouvé entre un modèle de plaque et un modèle de poutre encastree.

3.2.1 MODELE DE LA PLAQUE REPOSEE SUR QUATRE PILIERS (TIMOSHENKO)

Ce modèle considère une carrière souterraine exploitée en chambres et piliers avec une plaque de toit limitée aux quatre piliers voisins, dont l'aménagement est caractérisé par deux grandeurs géométriques fondamentales, a et b , selon le schéma suivant :

Lorsque le rapport a/b est inférieur à 2, on utilise préférentiellement le modèle de plaque posée sur quatre appuis, sinon on utilise le modèle de poutre.

Aussi appelé modèle de la dalle monolithique, le modèle de plaque a été établi par Timoshenko (1961). Il est applicable lorsque le premier banc est épais et résistant, peu fracturé verticalement (dalle monolithique) et la largeur exploitée assez grande (deux fois la profondeur). Il définit le toit comme une dalle limitée par quatre piliers carrés de côté u .

La dalle est ici considérée comme un carré de largeur a (il existe un modèle équivalent pour les dalles rectangulaires) et les piliers comme des appuis rigides appliquant des réactions constantes concentrées à leur centre (angle de la dalle), le toit étant chargé uniformément par la pression, q .

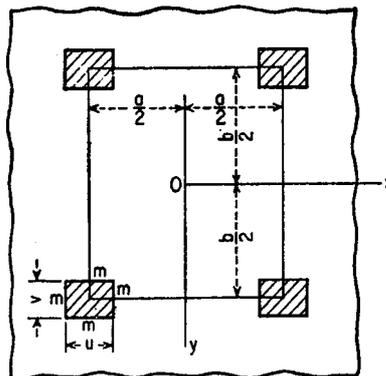


FIG. 123

Figure 2 : Schéma représentant le modèle de plaque sur appuis simples de Timoshenko

Le moment fléchissant maximal (qui s'exerce généralement au centre de la plaque) et l'effort de cisaillement maximal (qui s'exerce généralement sur ses bords) sont établis, par mètre de largeur, à partir des relations suivantes :

$$M_{\max} = \beta \cdot q \cdot a^2 \text{ (N.m)} \quad \text{et} \quad V_{\max} = \gamma \cdot q \cdot a \text{ (N)}$$

où β et γ sont des coefficients fournis par des abaques dépendant du rapport u/a .

u/a	v = 0,2		v = 0,3	
	β	γ	β	γ
0	∞	∞	∞	∞
0,1	0,196	2,730	0,212	2,958
0,15	0,157	1,920	0,170	2,080
0,2	0,131	1,400	0,142	1,517
0,25	0,111	1,030	0,120	1,116
0,3	0,093	0,842	0,101	0,912
0,35	0,082	0,650	0,089	0,704
0,4	0,068	0,530	0,074	0,574
0,45	0,056	0,450	0,061	0,488
0,5	0,049	0,419	0,053	0,454
0,55	0,038	0,370	0,041	0,401
0,6	0,031	0,350	0,034	0,379
0,65	0,024	0,330	0,026	0,358
0,7	0,018	0,320	0,020	0,347

Valeurs des coefficients en fonction du rapport u/a (bords en appuis simples)

La valeur de la pression, q, correspond, quant à elle, à la pression exercée sur la plaque et est égale à tout ou partie de la charge des terrains supérieurs (selon les trois hypothèses examinées précédemment). Ainsi, on prend généralement :

$$q = \gamma H \text{ (N/m}^2\text{)}$$

H peut varier de la seule hauteur du banc du toit immédiat (h), jusqu'à la totalité du recouvrement (en fonction essentiellement de la raideur du recouvrement, de l'extension de la zone exploitée et du taux de défruitement).

Les valeurs M_{\max} et V_{\max} ainsi calculées, ne doivent pas excéder les valeurs maximales admissibles par le premier banc du bas toit, M_L et V_L , sous peine d'entraîner sa rupture. Ces valeurs seuils sont déterminées grâce aux formules suivantes et aux résistances du matériau à la flexion et au cisaillement.

$$M_L = R_f \cdot h^2 / 6 \text{ (N.m)} \quad \text{et} \quad V_L = 2/3 R_Q \cdot h \text{ (N)}$$

où :

M_L : moment de flexion maximal admissible par le premier banc ;

V_L : effort maximal de cisaillement admissible par le premier banc ;

R_f : résistance du premier banc à la flexion. Elle représente la résistance à la traction des fibres extérieures de la poutre ;

R_Q : résistance du premier banc aux efforts de cisaillement ;

h : épaisseur du premier banc.

Ces formules donnent des estimations des efforts subis par la plaque. La comparaison entre M_{\max} et M_L et entre V_{\max} et V_L donne des indications sur la stabilité de l'édifice et sur le mécanisme de rupture le plus probable (flexion ou cisaillement).

3.2.2 MODELE DE PLAQUE RECTANGULAIRE (TIMOSHENKO)

Ce type de modélisation est également appliqué, dans le cas de galeries isolées, selon le modèle de **plaque rectangulaire**, avec appuis simples ou bords encastés. On définit le paramètre b , qui prend en compte la profondeur (longueur) de la galerie par rapport à sa largeur entre appuis, L . Le principe de calcul exposé ci-dessus est le même en intégrant les valeurs L et b (rapport b/L) par des coefficients β et γ donnés dans les abaques correspondants.

Lorsque le rapport b/L tend vers l'infini ($b > 5L$), la solution se ramène au modèle de poutre standard ($M = 0,125 \cdot qL^2$ en appuis simples, et $M = 0,0833 \cdot qL^2$ sur bords encastés).

3.2.3 LES MODELES DE POUTRE (OBERT – DUVAL)

Les modèles de poutre peuvent s'appliquer en présence d'un premier banc assez épais (0,50 m au moins) affecté par une fracturation d'orientation constante. De plus, la largeur exploitée doit être inférieure au double de la profondeur. Ils sont plus particulièrement adaptés au cas des galeries isolées très rares en carrière. Pour pouvoir les appliquer aux exploitations par chambres et piliers, on ne prend pas comme longueur de poutre la largeur de la galerie mais plutôt la distance maximale séparant deux piliers (intersection de galerie). On utilise donc pour le cas des galeries isolées leur largeur L , sinon on prend la longueur de la diagonale du carrefour, $L\sqrt{2}$.

3.2.3.1 MODELE DE POUTRE SUR APPUIS SIMPLES

Pour de longues galeries d'exploitation, la solution proposée par les modèles de calcul classiques de résistance des matériaux est celle d'une poutre d'épaisseur h , uniformément chargée soit par son propre poids, soit par tout ou partie du recouvrement sur une hauteur H . Lorsqu'on considère la poutre en appuis simples sur les deux extrémités, on peut calculer, connaissant la géométrie de l'exploitation et l'épaisseur du premier banc, les moments de flexion et les efforts de cisaillements maximaux auxquels est soumis le toit.

$$M_{\max} = (\gamma H L^2) / 8 \quad \text{et} \quad V_{\max} = (\gamma H L) / 2$$

Comme pour le modèle précédent, on est amené à comparer les efforts de cisaillements et les moments de flexion maximaux avec la résistance du matériau à la flexion et au cisaillement.

En pratique, cette estimation a peu de valeur car les couches du toit sont généralement homogènes et, donc, mieux décrites par les poutres encastées. Même en présence de failles, les contraintes horizontales et la friction des épontes en regard assurent à l'ensemble une cohésion non prise en compte dans le modèle sur appuis simples.

3.2.3.2 MODELE DE POUTRE AVEC APPUIS ENCASTRES

Pour les roches bien litées, résistantes et peu fracturées, le modèle le plus adapté est celui d'une poutre encastée à ses extrémités, par le pilier et le banc qui la surplombe. Les formules des moments de flexion changent considérablement par rapport au cas précédent. Ils sont, en valeur absolue, plus faibles que pour le modèle avec appuis simples et atteignent une valeur maximale sur les bords de la plaque et non plus en son centre.

$$M_{\text{centre}} = (\gamma H L^2) / 24$$

$$M_{\text{bords}} = - (\gamma H L^2) / 12$$

$$V_{\text{max}} = (\gamma H L) /$$

Tout matériau ne présentant pas des résistances suffisantes pour pouvoir encaisser ces contraintes sera soumis à une rupture, soit par flexion, soit par cisaillement.

3.3 LES MODELES RELATIFS A LA RESISTANCE DU MUR

Une approche sommaire du comportement du mur est fourni pour le modèle d'un simple pied de pilier de forme carrée (Terzaghi et Peck, 1957) qui suggère que la pression maximale admissible par le mur pour éviter un poinçonnement est déterminée par la relation :

$$P_{\text{max}} = 7,4 R_Q$$

où :

P_{max} : pression maximale admissible par le mur,

R_Q : résistance du mur au cisaillement.

Si l'on considère généralement $R_Q = R_C / 2$, il vient :

$$P_{\text{max}} = 3,7 R_C$$

où :

R_C : résistance à la compression uniaxiale du mur.

En fait, cette formulation empirique apparaît quelque peu optimiste. Il est plus raisonnable d'adopter la relation ci-dessous, proposée par les spécialistes de calculs de fondations :

$$P_{\text{max}} = 3 R_C$$

4. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

EVANS I., POMEROY C. D., BERENBAUM R. (1961) : The compressive strength of coal. Colliery Engng., n°38, pp 126 à 128.

HERGET G. (1988) : Stresses in Rock. Balkema (ed.), 179 p.

HOLLAND C. T. (1973) : Pillar design for permanent and semi-permanent support of the overburden in coal mines. Proc. Of 9th Canadian Rock Mechanics Symp. (Montreal), pp 114 à 139.

HUSTRULID W. A. (1976) : A review of coal pillar strength formulas. Rock Mech., n°8, pp 115 à 145.

OBERT L. et DUVALL W. (1967) : Rock Mechanics and the design of structures in rock. Wiley & sons, inc., 650 p.

TERZAGHI K. et PECK R. B. (1957) : Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment. Dunod (ed.), Paris, 565 p.

TIMOSHENKO S. (1961) : Théorie des plaques et coques, Ed. Béranger, 1961, 579 p.



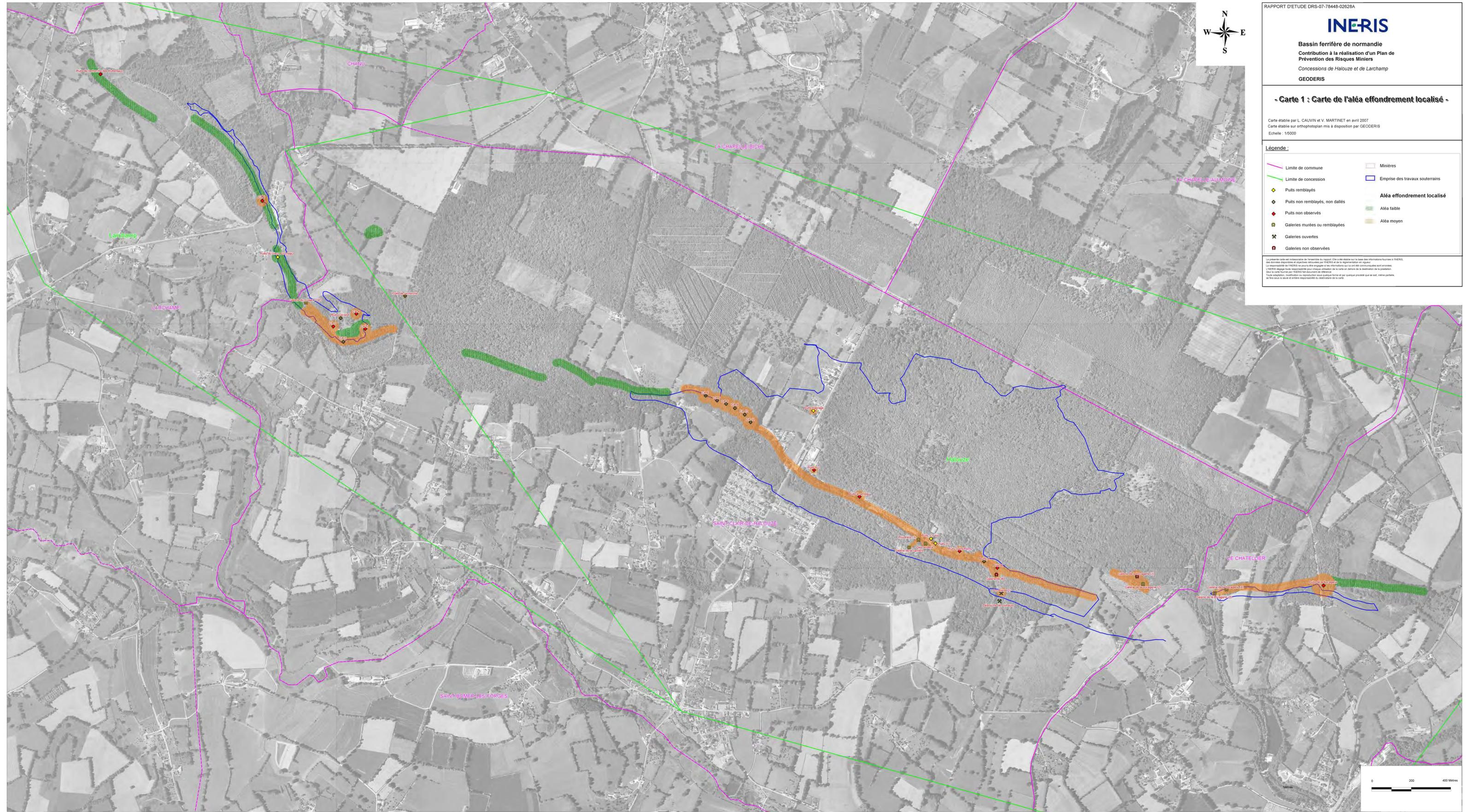
- Carte 1 : Carte de l'aléa effondrement localisé -

Carte établie par L. CAUVIN et V. MARTINET en avril 2007
Carte établie sur orthophotoplan mis à disposition par GEODERIS
Echelle : 1/5000

Légende :

- Limite de commune
 - Limite de concession
 - ◆ Puits remblayés
 - ◆ Puits non remblayés, non dallés
 - ◆ Puits non observés
 - Galeries murées ou remblayées
 - Galeries ouvertes
 - Galeries non observées
 - Minières
 - Emprise des travaux souterrains
- Aléa effondrement localisé**
- Aléa faible
 - Aléa moyen

La présente carte est destinée à l'information et ne constitue pas un avis de l'INERIS sur la sécurité des installations minières. Les données disponibles et actualisées sont celles fournies par l'exploitant ou le concessionnaire. L'INERIS ne peut être tenu responsable de l'exactitude ou de l'absence de données. Toute utilisation non autorisée de cette carte est formellement interdite. Toute diffusion, modification ou reproduction sans autorisation de l'INERIS est formellement interdite. Seuls les droits de l'exploitant ou du concessionnaire sont réservés.



- Carte 2 : Carte des aléas affaissement - tassement et glissement -

Carte établie par L. CAUVIN et V. MARTINET en avril 2007
Carte établie sur orthophotoplan mis à disposition par GEODERIS
Echelle : 1/5000

Légende :

	Limite de commune		Minières
	Limite de concession		Emprise des travaux souterrains
	Puits remblayés	Aléa affaissement	
	Puits non remblayés, non dallés		Aléa moyen
	Puits non observés		Aléa tassement et glissement
	Galeries murées ou remblayées		Aléa faible
	Galeries ouvertes		
	Galeries non observées		

La présente carte est une synthèse de l'ensemble du rapport DRS à destination du public. Elle ne constitue pas un document officiel. Les données disponibles et actualisées sont celles fournies par INERIS et de la Régulation en quai. La responsabilité de l'INERIS ne peut être engagée en cas d'erreurs ou de modifications non autorisées. L'INERIS engage toute responsabilité pour chaque utilisateur de la carte en dehors de la destination de la prestation. Toute utilisation non autorisée de l'ensemble des données est formellement interdite. Toute réimpression ou utilisation non autorisée sans la permission écrite de la Société INERIS est formellement interdite. Toute réimpression ou utilisation non autorisée sans la permission écrite de la Société INERIS est formellement interdite.

