



(ID Modèle = 454988)

Ineris - 217537 - 2759347 - v1.0

10/02/2023

Etude d'impact des séismes sur les puits de  
StocaMine

MINES DE POTASSE D'ALSACE SA

## **PRÉAMBULE**

Le présent document a été établi sur la base des informations transmises à l'Ineris. La responsabilité de l'Ineris ne peut pas être engagée, directement ou indirectement, du fait d'inexactitudes, d'omissions ou d'erreurs ou tous faits équivalents relatifs aux informations fournies.

L'exactitude de ce document doit être appréciée en fonction des connaissances disponibles et objectives et, le cas échéant, de la réglementation en vigueur à la date d'établissement du présent document. Par conséquent, l'Ineris ne peut pas être tenu responsable en raison de l'évolution de ces éléments postérieurement à cette date. La prestation ne comporte aucune obligation pour l'Ineris d'actualiser le document après cette date.

L'établissement du présent document et la prestation associée sont réalisés dans le cadre d'une obligation de moyens.

Au vu de la mission qui incombe à l'Ineris au titre de l'article R131-36 du Code de l'environnement, celui-ci n'est pas décideur. Ainsi, les avis, recommandations, préconisations ou équivalent qui seraient proposés par l'Ineris dans le cadre de cette prestation ont uniquement pour objectif de conseiller le décideur. Par conséquent la responsabilité de l'Ineris ne peut pas se substituer à celle du décideur qui est donc notamment seul responsable des interprétations qu'il pourrait réaliser sur la base de ce document. Tout destinataire du document utilisera les résultats qui y sont inclus intégralement ou sinon de manière objective. L'utilisation du présent document sous forme d'extraits ou de notes de synthèse s'effectuera également sous la seule et entière responsabilité de ce destinataire. Il en est de même pour toute autre modification qui y serait apportée. L'Ineris dégage également toute responsabilité pour toute utilisation du document en dehors de son objet.

En cas de contradiction entre les conditions générales de vente et les stipulations du présent préambule, les stipulations du présent préambule prévalent sur les stipulations des conditions générales de vente.

Nom de la Direction en charge du rapport : DIRECTION SITES ET TERRITOIRES

Rédaction : BALLAND Cyrille ; RENAUD VINCENT; GOMBERT PHILIPPE

Vérification : FRANCK CHRISTIAN; KLEIN EMMANUELLE

Approbation : Document approuvé le 10/02/2023 par BAROUDI HAFID

Liste des personnes ayant participé à l'étude :

## Table des matières

1	Objectifs.....	5
2	Contexte .....	6
2.1	Puits de mines .....	6
2.2	Scénario d'épanchement modélisé.....	7
3	Environnement sismique des puits de StocaMine .....	8
3.1	Distribution des séismes .....	8
3.2	Phénomènes d'amplification .....	10
4	Impact des séismes.....	13
4.1	Phénomènes redoutés.....	13
4.1.1	Endommagement des puits et de l'encaissant rocheux .....	13
4.1.2	Liquéfaction des sols .....	14
4.2	Estimation de l'effet des surcontraintes dynamiques sur les puits.....	15
4.2.1	Aspects règlementaires.....	15
4.2.2	Estimation des propriétés élastodynamiques des terrains.....	19
4.2.3	Calcul de la vitesse particulière avec l'Eurocode 8 .....	20
4.2.4	Application aux puits de StocaMine.....	20
4.3	Impact des séismes sur la saumure piégée dans le stockage.....	26
5	Impact attendu d'un séisme sur les mécanismes d'envoyage et d'épanchement de saumure ....	28
6	Conclusion .....	29
7	Références.....	30
8	Liste des annexes .....	32

## Résumé

Le site de stockage souterrain de déchets ultimes StocaMine (Wittelsheim, Haut-Rhin) est en cours de fermeture, l'ennoyage des vides miniers devrait se poursuivre sur une durée de l'ordre de 300 ans et envahir le site de stockage, induisant une remontée de saumure potentiellement polluée qui atteindrait la nappe d'Alsace à partir de 1000 ans environ. La question est de savoir si les séismes qui se produiraient pendant cette période pourraient avoir un impact sur les puits de mine et donc sur les débits d'ennoyage ou d'épanchement de saumure.

Cette étude s'est appuyée sur les précédents travaux réalisés pour les intégrer aux nouvelles connaissances sur l'activité sismique autour du site de StocaMine. La distribution spatiale magnitude-fréquence des séismes déduite des derniers catalogues donne un temps de retour du séisme de Bâle ( $M=6.9 \pm 0,2$ ) de l'ordre de 3400 ans. La probabilité qu'un tel séisme se produise pendant la période d'ennoyage ou d'épanchement de saumure est de 8%.

Nous pouvons aussi exclure raisonnablement l'existence d'un effet de site majeur en surface conduisant à l'amplification des ondes en surface ou au fond même s'il n'existe pas d'étude spécifique pour l'environnement du site de StocaMine. En effet, les isosismiques de plusieurs séismes ne montrent pas d'anomalie de l'intensité ou de la magnitude dans cette zone.

Les surcontraintes dynamiques subies par les revêtements des puits ont été calculées suivant la norme Eurocode 8. Elles ont logiquement un poids plus élevé dans la contrainte totale (statique + dynamique) à proximité de la surface, le poids des terrains y étant le plus faible mais l'état de contrainte total reste très éloigné du seuil de rupture. Elles sont plus faibles en profondeur là où les contraintes statiques sont plus fortes et plus proches du seuil de rupture. Les contraintes dynamiques ne représentent alors que 3 % des contraintes totales. Elles ne sont donc pas de nature à modifier significativement l'équilibre mécanique des revêtements des puits.

Les sollicitations sismiques agissent aussi sur les fluides comme la saumure emprisonnée dans les vides résiduels. La surpression est environ égale au cinquième de celle régnant dans le massif de sel. L'amplitude maximale de variation de la pression de saumure est égale à 0,22 MPa ou 2,2 bars. Cette surpression n'est pas de nature à fragiliser les ouvrages de scellement en place dans les galeries (barrages) et les puits (bouchons).

Compte tenu de ces données et des scénarios prévisibles d'ennoyage de la mine et du site de stockage de déchets, et d'épanchement de saumure par les puits de mine, la survenue d'un séisme majeur au cours de cette période n'aura pas d'impact significatif supérieur à ce qui a déjà été intégré.

### Pour citer ce document :

Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques, Verneuil-en-Halatte : Ineris - 217537 - 2759347 - v1.0, 10/02/2023.

### Mots-clés :

Séismes, StocaMine, puits, mines de potasse

# 1 Objectifs

Le site de stockage souterrain de déchets ultimes StocaMine (Wittelsheim, Haut-Rhin) a fait l'objet en 1997 d'une autorisation de stockage souterrain réversible de déchets dangereux pour une durée de trente ans. Ce site a été exploité de 1999 à 2002, période pendant laquelle il a reçu 44 000 tonnes de déchets dangereux, dont 44% de déchets de classe 1 (résidus d'incinération et déchets amiantés) et 56% de déchets de classe 0 (terres polluées, déchets mercuriels, chromés, arséniés, et produits phytosanitaires).

Depuis l'arrêt de l'activité de stockage de déchets en 2002, les Mines de potasse d'Alsace (MDPA) assurent l'entretien et la surveillance des installations de ce site. En parallèle, de nombreuses études ont été entreprises pour proposer une solution de fermeture définitive de StocaMine. Sur le plan environnemental, il en a résulté un risque, à long terme (de l'ordre de mille ans), d'émission de saumure potentiellement polluée dans la nappe phréatique d'Alsace. Le produit le plus dangereux identifié pour l'homme et l'environnement au sein des déchets stockés étant le mercure, il a été procédé de 2014 à 2017 à l'extraction de près de 95% des déchets mercuriels et à leur restockage dans une mine de sel en Allemagne.

A la suite de ces travaux, les MDPAs ont été conduites en janvier 2022, par arrêté préfectoral, à présenter un nouveau dossier de transformation de l'autorisation initiale de stockage souterrain réversible en autorisation de stockage en couches géologiques profondes pour une durée illimitée. L'enjeu environnemental principal de ce projet résidant dans la protection à long terme de la nappe phréatique d'Alsace, l'étude d'impact doit contenir les informations nécessaires pour renforcer la confiance dans les informations et les choix présentés, et montrer que l'option qui sera retenue est la meilleure pour l'environnement. Certaines parties prenantes pensent que la tenue sismique des puits remblayés doit être mieux étudiée, dans la mesure où l'effondrement de puits en cas d'évènement sismique ou la création de chemins d'infiltration préférentielle à l'interface entre les vieux cuvelages et la roche seraient susceptibles de modifier la vitesse d'envolement de la mine (modification du délai d'envolement de la mine et augmentation de l'effet d'une pollution possible par remontée de saumure à travers des massifs moins bien cicatrisés).

Pour répondre à ce questionnement, ce rapport s'appuie sur une revue des récentes études de l'activité sismique dans l'environnement de StocaMine, depuis l'étude de Cara et Bour (1990) pour les MDPAs, et sur une estimation des sollicitations sismiques attendues sur les puits de mine suivant les normes européennes en vigueur. L'impact principal de ces sollicitations a ensuite été identifié comme susceptible d'induire des surcontraintes dynamiques s'appliquant sur le revêtement des puits. L'influence de ces surcontraintes a été évaluée en se fondant sur le calcul de la distance au critère de rupture des matériaux constituant le revêtement des puits (fonte, béton et moellons rocheux). Leur amplitude a été calculée suivant une approche élasto-dynamique afin de connaître leurs impacts potentiels sur la vitesse d'envolement et sur les conditions d'épanchement de saumure.

## 2 Contexte

### 2.1 Puits de mines

Vingt-quatre puits ont été foncés durant l'exploitation de la mine de potasse qui a commencé au début du 20<sup>ème</sup> siècle. Le revêtement de ces puits est de trois principaux types (Figure 1, Tableau 1) : en fonte pour les terrains de surface en contact avec les aquifères, en moellons ou en béton pour les couches plus profondes. Vingt-quatre puits ont fait l'objet d'une mise en sécurité définitive par remblayage, de manière générale selon une méthode reproductible entre les différents puits. L'Ineris a réalisé en 2011 une étude relative à l'évaluation des aléas liés ces puits (Caudron, 2011), intégrée par Geoderis en 2015 (Lisée, 2015) puis complétée des deux puits Joseph et Else encore ouverts (Salmon, 2018). Ces deux derniers puits sont les seuls non encore remblayés. Ils sont situés sur la commune de Wittelsheim, à 230 mètres l'un de l'autre. Les remblayages réalisés sur les 24 puits fermés et ceux envisagés sur les deux puits restants ouverts sont décrits dans la Figure 1. Ils reposent sur la combinaison de plusieurs modes de traitement selon les niveaux de la colonne du puits considéré avec un comblement par du béton, un bouchon de cendres, des remblais et des injections.

Compte tenu des terrains en surface et de la présence éventuelle de vides résiduels dans le remblayage ou dans les terrains encaissants, ces études ont finalement mis en évidence un aléa d'effondrement de la tête de puits de niveau moyen pour 6 puits et faible pour 20 puits dont les puits Joseph et Else.

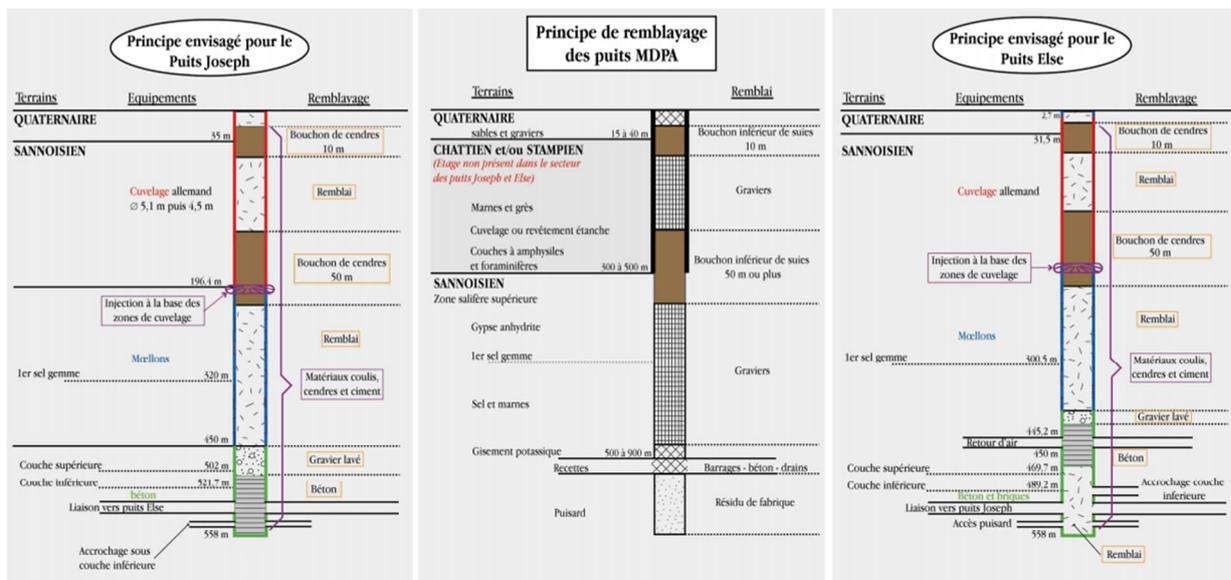


Figure 1 : Schéma de principe de remblayage des puits déjà remblayés et des deux puits encore ouverts (puits Joseph et Else) : extrait de l'Annexe 4 du dossier de demande d'autorisation de fermeture de StocaMine, 2015.

Tableau 1 : Revêtement des puits et géométrie typique des puits en fonction de la profondeur utilisée dans cette étude.

Profondeur (m)	Revêtement	Epaisseur (cm)	r <sub>1</sub> (rayon interne, m)	r <sub>2</sub> (rayon externe, m)
0 – 20	Fonte	3,5	5,315	5,35
20 – 80		3,5	4,815	4,85
80 – 140		4,0	4,81	
140 – 200		4,5	4,805	
> 200	Béton	30	4,8	5,1
	Moellons	40	4,8	5,2

## 2.2 Scénario d'épanchement modélisé

Tel qu'il résulte de l'étude hydrogéologique de l'Ineris, le scénario d'évolution prévisible de la mine et du site de stockage est le suivant (Gombert, 2010) :

1. L'eau douce de la nappe d'Alsace percole à travers les 15 puits d'accès du secteur ouest de la mine, remplit les vides miniers en environ 300 ans, et se transforme en saumure en dissolvant le sel ;
2. Par l'action conjointe de ce remplissage et de la compaction des vides miniers, cette saumure va remplir en premier lieu les vides miniers les plus profonds (environ 1000 m) puis remonter vers la surface ; une partie devrait envahir le site de stockage de déchets (situé vers 600 m de profondeur), se chargeant localement en substances dissoutes issues des déchets ;
3. La saumure potentiellement polluée poursuit sa remontée par les 5 puits d'accès à la mine Amélie, qui sont à la fois les plus hauts du secteur ouest et les plus proches du site de stockage, et s'épanche à la base de la nappe alluviale d'Alsace à partir de 1000 ans environ, en fonction de la résistance des barrières de confinement qui auront été mises en place.

Dans ce contexte, le rôle des barrières de confinement qui auront été mises en place pour isoler le site de stockage sera principalement de retarder la mise en contact des déchets avec la saumure. Cela devrait réduire le débit de production de saumure potentiellement polluée et donc sa concentration globale en éléments issus des déchets.

Ainsi, malgré la présence des barrières de confinement, il a été considéré dans le cadre d'une approche majorante que des épanchements de saumure potentiellement contaminée par les produits stockés pourraient se produire au droit des 5 anciens puits d'accès de la mine Amélie et risquer ainsi de contaminer la nappe d'Alsace (Gombert, 2010).

La question est donc ici de savoir si les sollicitations sismiques risquent de modifier la vitesse et *in fine* le temps de réalisation de chacun de ces processus.

## 3 Environnement sismique des puits de StocaMine

### 3.1 Distribution des séismes

Le graben du Rhin supérieur est un rift continental orienté NNE-SSW d'environ 320 km de long allant de Bâle au Sud jusqu'à Francfort au Nord. Dans ce graben, 22 tremblements de terre avec des intensités macrosismiques (Annexe 1) maximales  $I \geq VII$  se sont produits depuis plus de 1000 ans. (Grünthal et al., 2009). Le plus grand événement connu s'est produit au sud de Bâle en 1356 avec une intensité  $I=IX$  et une magnitude  $M=6,9 \pm 0,2$  (Fäh et coll., 2009). Des mécanismes de failles normales semblent dominer à différentes profondeurs. Plenefisch et Bonjer (1997) ont cependant mis en évidence une domination de failles décrochantes dans la croûte supérieure et une domination de failles normales dans la croûte inférieure, ce qui indique un découplage mécanique à l'intérieur de la croûte terrestre.

Dobre et al (2021) ont synthétisé l'activité sismique historique et instrumentale de la région (Figure 2). Au plus près de StocaMine, de nombreuses structures tectoniques ont été identifiées dans la région appelée Sundgau, au sud de Mulhouse, où le horst de Mulhouse divise l'extrémité sud du graben du Rhin en deux grabens secondaires : celui de Dannemarie (Db) et celui de Sierentz (Sb) (Nivière et Winter, 2000). Ce dernier graben concentre la densité la plus élevée de séismes dans la région. Le catalogue historique rapporte cependant plus d'événements le long de la frontière ouest de cette zone, à la frontière avec les Vosges, avec des événements de faible intensité à l'exception d'un événement d'intensité VII survenu en 1363.

Plus précisément, Barth et al (2015) ont quantifié la sismicité du graben du Rhin nous permettant de cibler l'activité sismique à la latitude de StocaMine. Leur analyse repose sur les distributions spatiales magnitude-fréquence suivant la loi de Gutenberg-Richter avec  $\log N = a - b M$ ,  $N$  désignant le taux de séismes avec la magnitude  $M$ . La valeur de  $b$  (*b-value*) donne donc le ratio entre les petits et gros séismes et ainsi témoigne de l'activité sismique potentielle d'un site. Comme Dobre et al. (2021), les auteurs ont combiné des catalogues de séismes instrumentaux avec les séismes historiques pour obtenir une base de données pour les événements de magnitude  $M \geq 2.0$  soient 274 séismes enregistrés entre 1971 et 2012 et 34 événements historiques identifiés depuis 1250.

Leur analyse révèle d'importantes variations de la valeur  $b$  le long du graben du Rhin qui permettent de différencier quatre régions avec des différences significatives dans les distributions de magnitude des séismes (Annexe 3) :

- I. La région de Bâle dans la région frontalière Suisse-France-Allemagne avec  $b = 0,83$  ;
- II. La région où se situe StocaMine entre Mulhouse et Fribourg avec  $b = 1,42$  ;
- III. Le centre du graben avec  $b = 0,93$  ;
- IV. Le nord du graben avec  $b = 1,06$ .

Suivant cette étude, plus précisément à la latitude de StocaMine, la valeur de  $b$  est d'environ 1,2. Sur cette base, la période de retour moyenne calculée d'un séisme de magnitude  $M = 4$  y est donc de 186 ans (taux  $N$  de 0,005 /an) et 11 700 ans (taux  $N$  de  $8,5 \cdot 10^{-5}$  /an) pour les séismes de magnitude  $M = 5.5$ . A titre de comparaison, et d'après cette même étude, la période de retour du séisme de Bâle dans la région I est comprise entre 3 400 et 6 400 ans suivant l'incertitude de la magnitude définie par Fäh et al. (2009).

L'étude initiale de Cara et Bour (1990) pour les MDPa avait à disposition deux estimations de la valeur de  $b$  de 0,73 et 0,95 basées sur de plus anciens catalogues. Ils avaient aussi connaissance d'une magnitude du séisme de référence de Bâle comprise entre  $M=6$  et  $M=6.5$  contrairement à celle qui est admise aujourd'hui :  $M=6.9 \pm 0,2$  (Fäh et coll., 2009), ce qui donnait une période de retour de l'ordre de 1000 ans. Dans leur étude, la probabilité d'occurrence d'un séisme de 5.5 à la latitude de StocaMine sur la faille vosgienne et d'un séisme équivalent à celui de Bâle pendant la période critique d'ennoyage et de transport de la saumure était donc plus importante (3x environ) que la probabilité qui ressort de l'étude de Barth et al (2015).



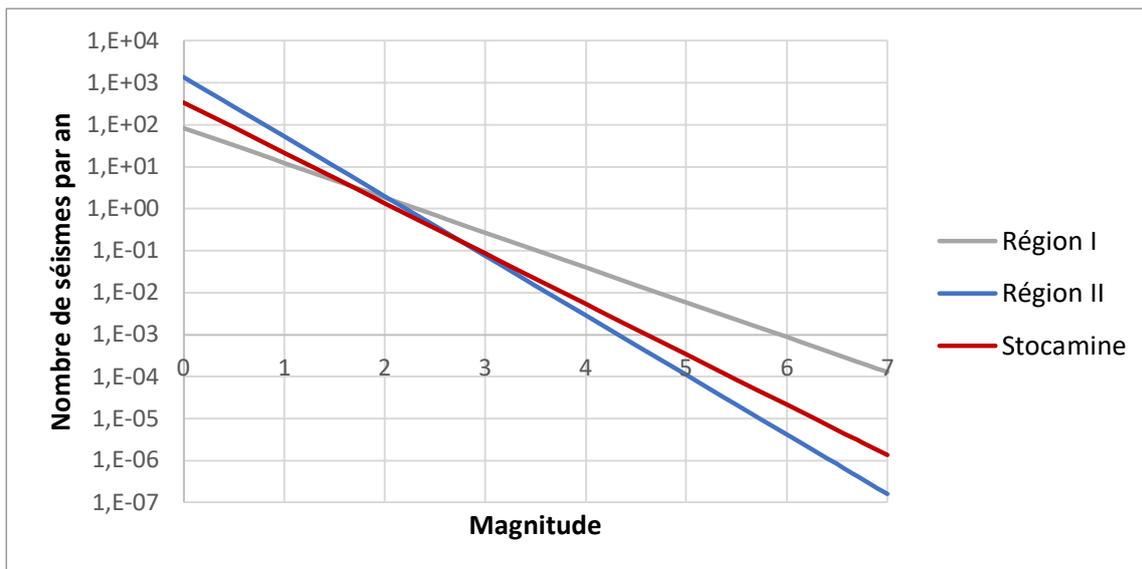


Figure 3 : Lois de distribution (Gutenberg-Richter) des séismes dans les deux régions voisines de StocaMine à partir de Barth et al (2015).

### 3.2 Phénomènes d'amplification

Il est reconnu que les mouvements de terrains d'origine sismique sont généralement plus forts en surface qu'en souterrain. Pour les ouvrages souterrains peu profonds, Power et al. (1996) ont estimé le rapport entre le mouvement de surface et celui à différentes profondeurs, et ils ont observé qu'il baissait de 10% tous les 15 m. Cette observation est cependant loin d'être généralisable, elle dépend en grande partie de l'environnement géologique. Plus récemment Aydan et al. (2009) ont comparé l'accélération du séisme de l'Aquila en Italie ( $M = 6.3$ ) entre une station de surface et une station placée dans une galerie souterraine du laboratoire de physique de Gran Sasso situé à 1400 m de profondeur. Dans ce cas, l'accélération des ondes en surface est jusqu'à plus de 6 fois supérieure à celle en galerie, à comparer avec le ratio de 5 observé par Cara et Bour (1990) dans un forage situé à 25 km de StocaMine et à 500 m de profondeur.

Plusieurs études ont aussi été réalisées pour des tirs à l'explosif dont celle de Renaud et Verdel (2001) qui montre une diminution nette de l'amplitude des ondes dans une mine de fer souterraine par rapport à celles se propageant en surface. Cette amplification est due principalement à l'interface entre le sol et l'atmosphère, les ondes de volume sont en grande partie réfléchies ou réfractées, tandis que des ondes de surfaces (ondes de Love ou de Rayleigh) ne se propagent qu'en surface.

Il y a aussi des effets de site qui amplifient localement les mouvements de terrains. Les ondes sont emprisonnées dans les couches géologiques avec les caractéristiques mécaniques les plus faibles ; cet effet est plus important pour les couches sédimentaires superficielles. Ce phénomène peut aussi se produire dans des couches isolées plus profondes. C'est le cas des argilites du Callovo-Oxfordien en bordure du Bassin parisien où les sollicitations sismiques suivant la fréquence dominante, sont parfois du même ordre qu'en surface (Balland et Rebours, 2012 ; Figure 4). Pour certains séismes, suivant leur fréquence dominante, les stations sismiques mesurent une diminution de l'amplitude maximale avec la profondeur, notamment dans les calcaires à -254 m puis une augmentation dans les argilites à -465 et -490 m.

Même s'il n'y a pas d'étude spécifique pour l'environnement de StocaMine, nous pouvons exclure raisonnablement l'existence d'un effet de site majeur en surface. En effet, les isosismiques de plusieurs séismes ne montrent pas d'anomalies dans cette zone ni de l'intensité ni de la magnitude. Par exemple, Fracassi et al. (2005) ont comparé les isosismiques de deux séismes de magnitude comparable (Kaiserstuhl en 1926,  $M = 5.2$  et Rastatt en 1933,  $M = 5.3$ ) avec le remplissage alluvionnaire du graben du Rhin reconnu comme responsable d'éventuels effets de sites (Figure 5). Dans ce cas, l'intensité estimée de ces deux séismes dans l'environnement de StocaMine ne semble pas amplifiée. Au contraire, plus au nord, là où le remplissage alluvionnaire est le plus important, ces séismes semblent amplifiés avec au maximum un doublement des intensités.

Dans leur étude, Cara et Bour (1990) ont considéré une atténuation d'un facteur 4 avec la profondeur en se basant sur une extrapolation des mesures faites à 500 m de profondeur et à 25 km de distance au nord-est du stockage de StocaMine. Le remplissage alluvionnaire s'approfondissant dans cette zone, il est possible que l'amplification soit plus forte en surface et donc que la diminution avec la profondeur soit légèrement surestimée. D'ailleurs, dans cette classe de sol et cette zone sismique, les normes en vigueur présentées dans l'Eurocode 8 donnent un ratio beaucoup plus faible (1,5). Cette différence d'estimation d'amplification sera prise en compte dans l'estimation des contraintes dynamiques réalisées par la suite.

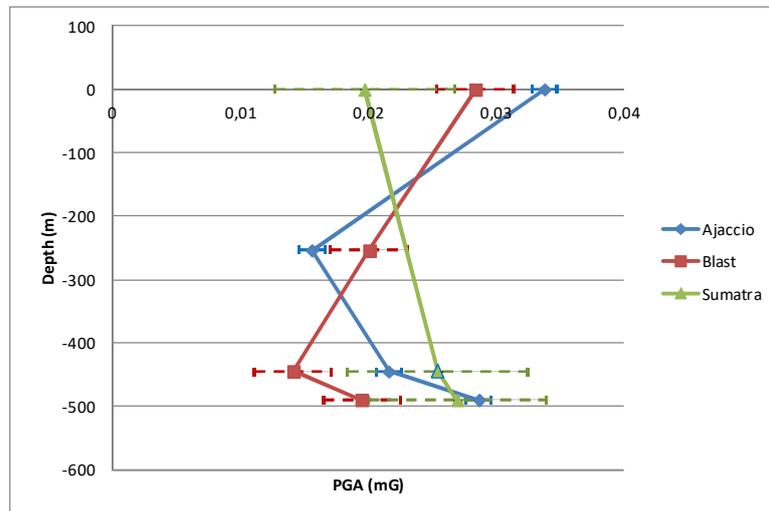


Figure 4 : Variation des pics d'accélération en fonction de la profondeur dans le laboratoire souterrain de Meuse/Haute-Marne de l'Andra pour deux séismes (Ajaccio M = 4.4 le 4/3/2012 et Sumatra M = 8.6 le 11/4/2012) et un tir de mine (Balland et Rebours, 2012)

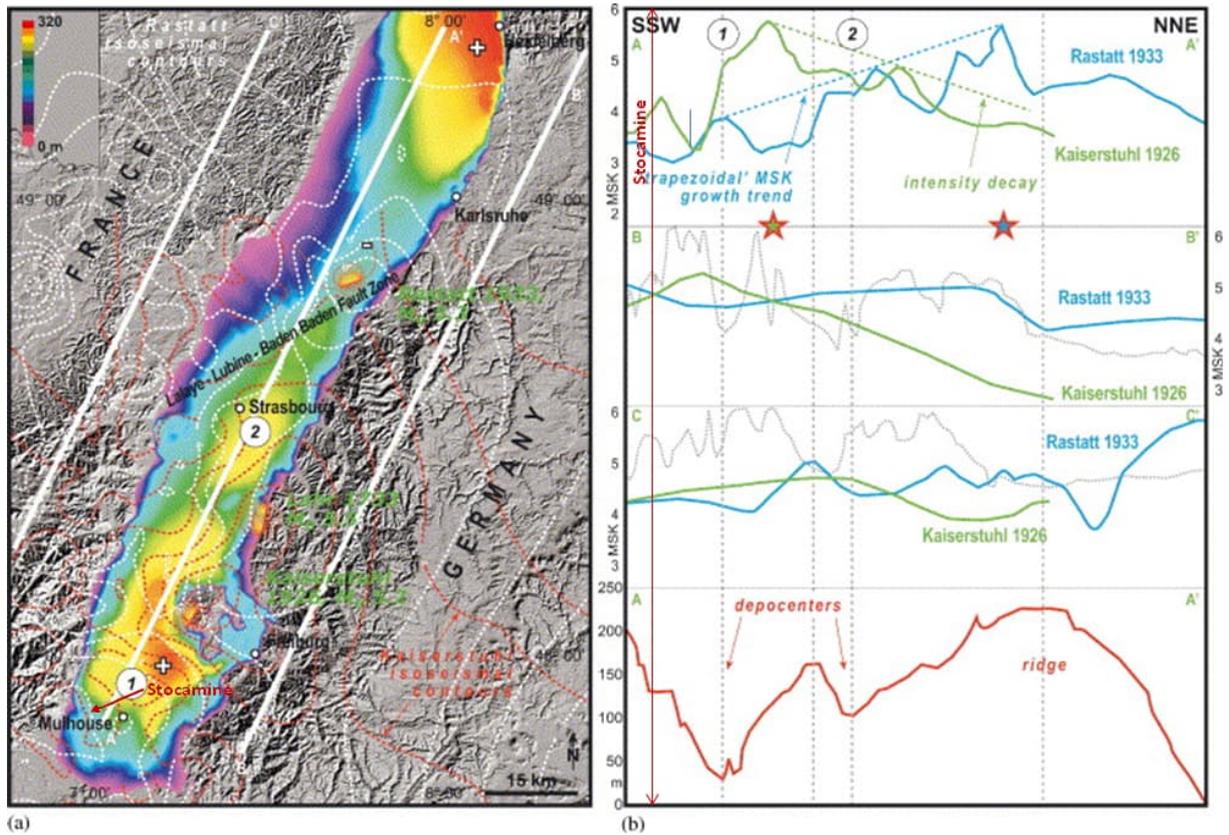


Figure 5 : (a) Relation entre l'épaisseur des dépôts quaternaires et le schéma isosismique global de deux séismes significatifs (Kaiserstuhl 1926,  $M_e = 5.2$  & Rastatt 1933,  $M_e = 5.3$ , lignes pointillées rouges et blanches respectivement). La barre de couleur en haut à gauche indique la profondeur du remplissage sédimentaire quaternaire. b) Profils SSW-NNE, interceptant la distribution des intensités des séismes (Fracassi et al, 2005).

## 4 Impact des séismes

### 4.1 Phénomènes redoutés

#### 4.1.1 Endommagement des puits et de l'encaissant rocheux

Pour connaître les sollicitations d'un ouvrage souterrain vide et les capacités de celles-ci à le déstabiliser, il convient de déterminer d'une part les caractéristiques de l'onde (polarisation, orientation, longueur d'onde et amplitude) et son interaction avec la structure de l'ouvrage. Cette interaction dépend essentiellement de la géométrie de l'ouvrage et de la présence ou non d'un revêtement. Pour un ouvrage revêtu, il faut tenir compte de l'interaction entre le massif et la structure. Ce sont les cas des tunnels de transport routiers ou ferroviaires qui sont les plus étudiés (Owen et Scholl, 1981 ; Wang, 1993 ; Hashash et al., 2001). Les résultats de ces études sont néanmoins facilement transposables aux puits des MDPA.

La déformation d'un tunnel ou d'un puits soumis à des sollicitations sismiques est complexe du fait des interactions avec la structure et la formation d'ondes de surface. C'est pourquoi les mécanismes de déformation sont restreints à leurs 3 premiers modes (Figure 6) avec :

- La compression et l'extension (ondes de pression P) ;
- La flexion longitudinale (ondes P) ;
- L'ovalisation ou la distorsion (ondes transversales S).

Le mode le plus simple est une onde de pression se propageant le long de l'axe du puits, dans ce cas, l'alternance compression-extension de la roche n'est pas influencée par le puits. Dès que l'onde de pression arrive sur le puits avec une incidence différente de la verticale, ce qui est généralement le cas, le puits se courbe très légèrement longitudinalement en fonction de cet angle, de la vitesse et de la fréquence de l'onde. Pour une onde de cisaillement, quelle que soit sa polarisation, la contrainte différentielle exercée ovalise ou distord la section du puits suivant qu'elle soit respectivement circulaire ou rectangulaire.

Après simplifications, des calculs analytiques (Kurose, 2000, Wojtkowiak et al, 2001) permettent d'estimer les contraintes supplémentaires qui s'appliquent sur le tunnel en fonction du type d'onde et du mode, elles sont de l'ordre de 1 MPa pour des vitesses particulières de 10 cm/s (limite réglementaire en France). Wang (1993) a montré que les déformations produites par les ondes de Rayleigh dominant sur les structures proches de la surface mais à des distances importantes de la source sismique. Il a aussi montré que les ondes S se propageant perpendiculairement sont la principale cause des distorsions des ouvrages. Il est cependant difficile de connaître pour chaque cas, les ondes qui sont prépondérantes dans les déplacements et vitesses particulières subies par l'ouvrage.

A noter aussi qu'*in situ* les simulations numériques (Kurose, 2000) et les observations (Singh, 2002) montrent que l'impact d'une onde sur un ouvrage est maximal lorsque la longueur de cette onde est de l'ordre de 1 à 4 fois son diamètre. Les sollicitations sismiques attendues sur le site de StocaMine pour les séismes les plus forts présentent cependant des longueurs d'ondes largement plus grandes (kilométriques) que le diamètre des puits. C'est pourquoi, nous nous intéresserons principalement à la contrainte dynamique maximale qui peut s'appliquer sur le revêtement des puits, et négligerons des phénomènes de distorsion et flexion qui seraient prépondérants pour des séismes plus proches, plus faibles et véhiculant des ondes de plus hautes fréquences.

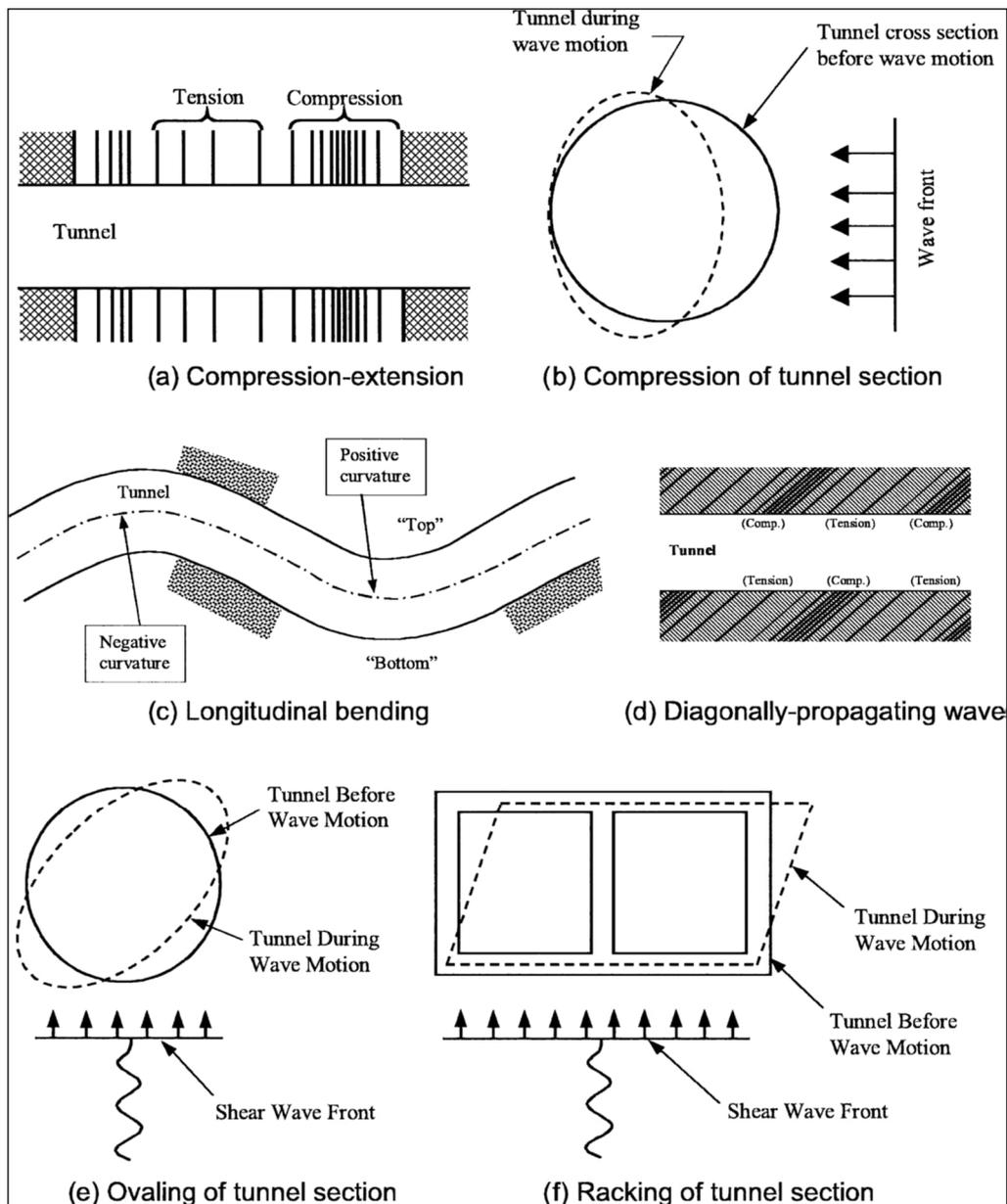


Figure 6 : Modes de déformation d'un tunnel sous sollicitation sismique (Owen and Scholl, 1981, Hashash et al, 2001)

#### 4.1.2 Liquéfaction des sols

Un autre phénomène lié aux sollicitations sismiques est la liquéfaction des sols. C'est un phénomène associé à l'augmentation de la pression de pores et à la réduction des contraintes effectives dans un sol saturé et peu cohérent. Ce phénomène est prépondérant dans les sables ou encore dans les remblais. Il pourrait donc se produire dans le remblayage des puits et dans le sol encaissant en surface. Hashash et al. (2001) donnent les conséquences principales de la liquéfaction d'un sol avec :

- L'augmentation de la pression latérale appliquée sur l'ouvrage par l'encaissant et/ou le remblayage liquéfié ;
- La perte de résistance latérale du matériau encaissant ;
- La flottabilité de l'ouvrage dans le sol liquéfié ;
- Des déplacements latéraux importants ;

- Des ruptures en traction et compression une fois le phénomène de liquéfaction disparu ; c'est-à-dire après dissipation de la pression de pores et de la consolidation du sol ou du remblayage.

Ces différents phénomènes sont illustrés sur la Figure 7 avec la simulation numérique d'un tunnel soumis à des ondes de cisaillement et la validation des modèles sur banc d'essai par Towhata (2008).

Pour un sol non saturé peu cohérent, les vibrations peuvent avoir un impact sur l'aléa effondrement localisé. Il n'y a pas d'étude sur ce sujet dans la littérature, mais il est probable que la liquéfaction des sols de couverture accélère l'écoulement des terrains de couverture dans les vides résiduels de la même manière qu'un béton est vibré pour remplir l'ensemble d'un coffrage. *A contrario*, ce phénomène peut aussi améliorer à terme les caractéristiques mécaniques des matériaux de remblayage et des matériaux encaissant en contact avec le parement du puits avec principalement une augmentation de la densité et une diminution de la perméabilité.

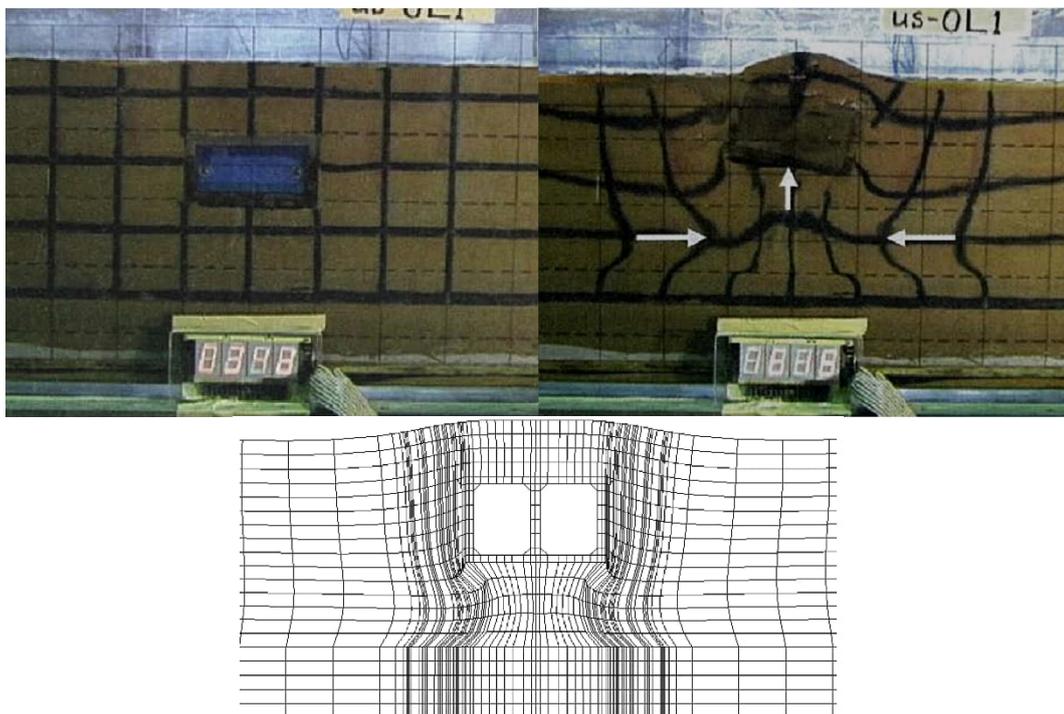


Figure 7 : Expérimentation en laboratoire et modélisation de la liquéfaction d'un sol autour d'une galerie (Towhata, 2008)

## 4.2 Estimation de l'effet des surcontraintes dynamiques sur les puits

### 4.2.1 Aspects réglementaires

Les vérifications de tenue sismique des équipements au séisme réglementaire doivent être conformes aux spécifications des normes Eurocode 8 et aux annexes nationales correspondantes. Les calculs et vérifications doivent s'appuyer sur les normes suivantes en fonction du type d'équipement considéré :

- Eurocode 8 :
  - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments pour les vérifications générales d'équipements de type bâtiment ;
  - Partie 2 : ponts ;
  - Partie 4 : silos, réservoirs et canalisations ;
  - Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques pour les vérifications des fondations de l'ensemble des équipements ;
  - Partie 6 : tours, mâts et cheminées.

Les autres normes Eurocode, sur lesquelles s'appuient régulièrement les différentes parties de l'Eurocode 8, pourront également être applicables en fonction du type de construction considérée :

- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 : Calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton ;
- Eurocode 5 : Calcul des structures en bois ;
- Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie ;
- Eurocode 7 : Calcul géotechnique ;
- Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Force est de constater que les ouvrages souterrains ne sont pas explicitement considérés par l'Eurocode 8 puisque celui-ci s'intéresse aux équipements de surface, plus vulnérables aux composantes horizontales d'un séisme. Néanmoins, l'Eurocode 8 fournit des relations (notamment pour estimer la vitesse particulière) pouvant être utilisées pour les puits de mine des MDPA.

L'action sismique réglementaire définie dans l'Eurocode 8 est représentée sous forme de spectres de réponse en accélération verticale. Ils sont définis par une forme spectrale standard, forfaitaire, qui dépend de la zone sismique. Les accélérations d'ancrage de ces spectres sont censées correspondre à une probabilité annuelle de dépassement inférieure à  $2 \times 10^{-4}$ , soit une période de retour au moins égale à 5000 ans.

Les avancées scientifiques et l'arrivée du nouveau code européen de construction parasismique (l'Eurocode 8 ou EC8) ont conduit à déduire le zonage sismique de l'Europe non plus d'une approche déterministe mais d'un calcul probabiliste. Ainsi, l'application des normes parasismiques implique le calcul de la probabilité qu'un mouvement sismique donné se produise au moins une fois en un endroit et pour une période de temps donnée, la période de retour préconisée par les EC8 étant de 475 ans.

Cela se traduit pour l'aléa sismique par la probabilité suivante (figurant sur les cartes de risques sismiques :

$$P(\gamma > \gamma_{ref}) = \frac{D}{T} \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{D-1} = 10\% \quad (1)$$

Avec D : la durée de vie moyenne d'un ouvrage bâti (surface) = 50 ans (cette durée peut être augmentée dans le cas d'ouvrages spécifiques, ce qui induit une augmentation de la probabilité P) ;

T : la période de retour de l'événement sismique = 475 ans.

Dans notre cas suivant les périodes de retour calculées d'après Barth et al. (2015), pour une durée de vie des puits de 300 ans, cela conduit à une probabilité qu'ils soient affectés par un séisme de M=5.5 sur la faille vosgienne et un séisme du type de Bâle M=6.7 (fourchette basse) respectivement de 2% et 8%.

Le zonage sismique en France métropolitaine est encadré par le décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique qui nomme et hiérarchise les zones de sismicité du territoire (Figure 8). Le territoire métropolitain est divisé selon les 4 zones de sismicité croissante (définie par le décret cité ci-dessus) suivant un découpage communal par le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 codifié à l'article D. 5638-1 du Code de l'Environnement (Tableau 2). L'article 4 de l'arrêté du 22 octobre 2010 fixe l'accélération de référence au rocher permettant le dimensionnement des structures (Tableau 2). Ces niveaux d'accélération correspondent à un mouvement au rocher. Ils ne tiennent pas compte d'éventuels effets de site. L'Eurocode 8 distingue cinq catégories principales de sols situés entre 0 et 30 m de profondeur pour tenir compte de la nature locale du sol qui influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des ouvrages de surface (de la classe A pour un sol de type rocheux à la classe E pour un sol mou) pour lesquelles un coefficient de sol S est défini. Ce paramètre S traduit l'amplification de la sollicitation sismique exercée en surface par certains sols (Tableau 3).

Le tableau, issu de la norme NF EN 1998-1 établit la classe de sol à partir du profil stratigraphique et des paramètres de sol mesurés.

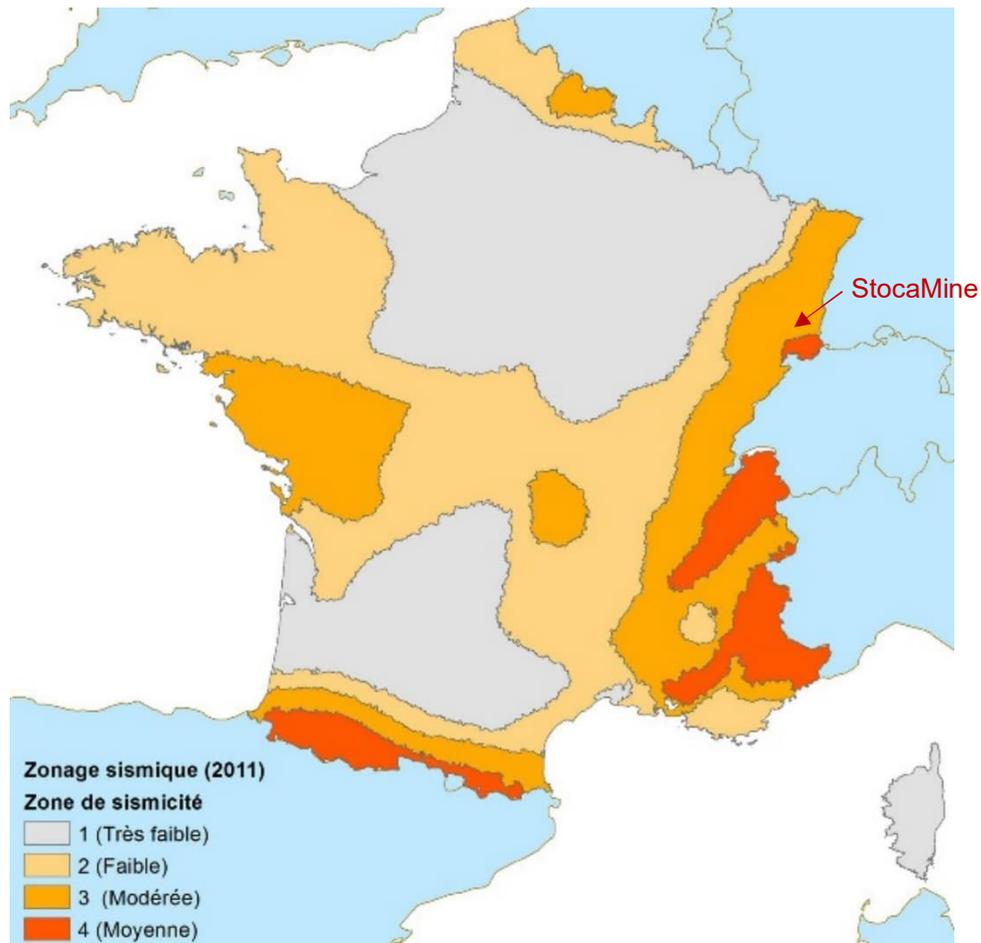


Figure 8 : Zonage sismique de la France métropolitaine, annexe nationale de l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1/NA).

Tableau 2 : Zonage sismique, valeurs de référence de l'accélération maximale à la surface  $a_{gr}$  ( $m/s^2$ ), accélérations horizontale  $a_g$  ( $m/s^2$ ) et verticale  $a_{vg}$  ( $m/s^2$ ) de calcul pour les installations existantes et magnitude de moment  $M_w$  dans les différentes zones sismiques de la France métropolitaine.

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	$a_{gr}$ ( $m/s^2$ )	$a_g$ ( $m/s^2$ )	$a_{vg}$ ( $m/s^2$ )	Magnitude $M_w$
Zone 1	très faible	0,4	0,74	0,67	5,0
Zone 2	faible	0,7	1,3	1,17	5,5
<b>Zone 3</b>	<b>modéré</b>	<b>1,1</b>	<b>2,04</b>	<b>1,84</b>	<b>6,0</b>
Zone 4	moyen	1,6	2,96	2,37	6,5

Tableau 3 : Valeurs du paramètre  $S$  d'amplification de la sollicitation sismique et de la période  $T_c$  du spectre horizontal selon le type de sol en France métropolitaine.

Classes de sol	Zones 1 à 3		Zones 4 à 5	
	S	$T_c$ (s)	S	$T_c$ (s)
A (roche)	1	0,2	1	0,4
B	1,35	0,25	1,2	0,5
C	1,5	0,4	1,15	0,6
D	1,6	0,6	1,35	0,8
E (sol mou)	1,8	0,45	1,4	0,5

Tableau 4 : Classes de sol à partir du profil stratigraphique et de la vitesse des ondes  $S$  entre 0 et 30 m de profondeur.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	$V_{s,30}$ (m/s) entre 0 et 30 m
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile surconsolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360-800
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres.	180-360
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes.	<180
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $V_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s.	-

Dans le domaine d'application de la norme EN 1998, la sollicitation sismique en un point donné de la surface est représentée par un spectre de réponse élastique d'accélération du sol (Figure 9). L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse. L'accélération maximale du sol (PGA) joue un rôle dominant dans la définition de la sollicitation sismique (composantes horizontale et verticale définies dans le Tableau 2). Pour un calcul sécuritaire, seule la période  $T_c$  (Tableau 3) est à prendre en compte, car c'est l'unique paramètre du spectre intervenant dans le calcul des vitesses particulières :

- Vitesse verticale :  $v_z = \frac{a_{vg} T_c}{2\pi}$  (indépendante de la classe de sol) (2)

- Vitesse horizontale :  $v_h = \frac{a_g S T_c}{2\pi}$  (3)

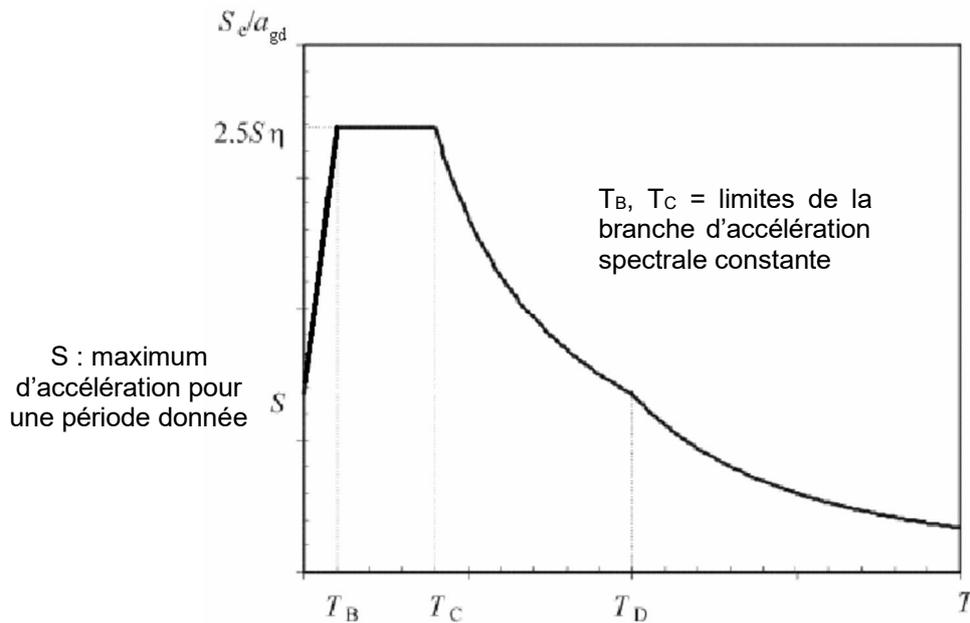


Figure 9 : Allure du spectre de réponse élastique pour la direction horizontale.

Les accélérogrammes artificiels doivent être établis de manière à correspondre aux spectres de réponse élastiques réglementaires pour un amortissement de 5%. La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques propres à l'événement sismique servant à la définition de  $a_g$  (Tableau 2). A défaut de données spécifiques, les valeurs de durée données dans le Tableau 5 sont recommandées par le DT 106 (Octobre 2014).

Tableau 5 : Durée de phase forte des accélérogrammes artificiels en France métropolitaine.

Zone de sismicité	Durée de phase forte
Zone 1	3 à 6 s
Zone 2	5 à 10 s
<b>Zone 3</b>	<b>8 à 12 s</b>
Zone 4	10 à 15 s

#### 4.2.2 Estimation des propriétés élastodynamiques des terrains

D'après un précédent rapport réalisé à EDF-SEPTEN (Coladant, 1991), la coupe géologique des puits fait apparaître un dépôt quaternaire épais d'environ 35 m. Celui-ci surmonte des couches de Marnes argileuses, schisteuses avec apparition d'anhydrite, de gypse et de sel gemme, formations évaporitiques venues injecter ces marnes. Les propriétés de ces alluvions ont été estimées à partir de celles mesurées sur le site de la centrale nucléaire de Fessenheim, située à 28 km au nord-est. A Fessenheim, les alluvions contiennent peu de limons, ce qui explique que l'essai de *cross-hole*<sup>1</sup> fournisse une valeur élevée :  $V_s > 500$  m/s. Cependant, ce rapport mentionne qu'il s'agit des valeurs les plus fortes rencontrées sur les sites d'EDF pour des alluvions. Comme Wittelsheim est éloignée de Fessenheim, il est plus raisonnable de considérer la valeur de 350 m/s qui est couramment obtenue pour les alluvions quaternaires. D'après le Tableau 4,  $V_s = 350$  m/s correspond à un sol de classe C.

<sup>1</sup> L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes P et S entre plusieurs forages pour déterminer les vitesses sismiques  $V_p$  et  $V_s$  ainsi que les paramètres élastodynamiques (module d'Young E et coefficient de Poisson  $\nu$ ).

### 4.2.3 Calcul de la vitesse particulière avec l'Eurocode 8

La commune de Wittelsheim est classée en zone de sismicité 3 (Figure 8) avec des accélérations horizontale et verticale au rocher et en surface ayant pour valeurs  $a_g = 2,04 \times 1,5 = 3,06 \text{ m/s}^2$  (0,31 g) et  $a_{vg} = 1,84 \text{ m/s}^2$  (0,19 g) à comparer avec les valeurs de 0,35 g et 0,4 g soit entre +13% et +28% pour les accélérations horizontales estimées par Cara et Bour (1990) respectivement pour un séisme du type de Bâle sur la faille d'Illfurth et un séisme de  $M=5,5$  sur la faille Vosgienne (Figure 2).

Les directives de l'Eurocode 8 appliquées à la sismicité en France métropolitaine (NF EN 1998-1/NA) fournissent les valeurs du paramètre  $T_c$  pour les spectres de réponse élastique (Tableau 3). En appliquant les relations (2) et (3) avec les Tableau 2 et Tableau 3, on obtient des valeurs de vitesses particulières induites par le séisme de référence variant de 5,9 à 31,2 cm/s suivant les classes de sol (Tableau 6).

Tableau 6 : Valeurs des vitesses particulières verticales et horizontales (en surface) du séisme de référence en zone 3 selon le type de sol en France métropolitaine.

Classes de sol	$v_z$ (cm/s)	$v_h$ (cm/s)
A (roche)	5,9	6,5
B	7,3	11,0
C	11,7	19,5
D	17,6	31,2
E (sol mou)	13,2	26,3

### 4.2.4 Application aux puits de StocaMine

L'objet de cette partie est d'évaluer l'impact mécanique, en termes de surcontraintes dynamiques, des séismes (période de retour = 475 ans) sur des puits remblayés. Le puits étudié est un puits générique représentant l'ensemble des puits, en considérant un revêtement de nature variable selon la profondeur : en fonte de 0 à 200 m de profondeur, en béton ou en moellons entre 100 et 500 m de profondeur. Les calculs sont réalisés selon deux démarches : l'approche réglementaire s'inscrivant dans le cadre des Eurocodes (utilisant les données du Tableau 6) et une démarche locale s'appuyant sur les travaux précédents de Cara et Bour (1990). On note qu'il n'est pas utile de considérer une période de retour plus élevée (et donc des séismes statistiquement plus importants) puisque les revêtements sont considérés rompus (par d'autres phénomènes) avant la fin de cette période.

D'après le Tableau 6, les vitesses particulières de surface (verticale et horizontale) à retenir sur le site de StocaMine (sol en surface de classe C) sont :  $v_z = 11,7 \text{ cm/s}$  et  $v_h = 19,5 \text{ cm/s}$ .

Il s'agit de vitesses en surface qui valent théoriquement le double des vitesses en profondeur dans un milieu semi-infini homogène. De plus, la vitesse particulière horizontale a subi une amplification de  $S = 1,5$  (donnée par l'Eurocode 8) qui est appliquée pour la couche de sol comprise entre 0 et 30 m de profondeur (Figure 10). En-dessous de cette profondeur, il est plus réaliste de considérer une vitesse particulière horizontale sans l'amplification  $S$  :  $v_h = 19,5/1,5 = 13 \text{ cm/s}$ . Enfin, pour des profondeurs plus élevées ( $> 100 \text{ m}$ ), il convient de diviser ces valeurs par 2 pour tenir compte du fait que la vitesse particulière en surface est théoriquement le double (hors effet de site) de celle à la base de la colonne vibrante (en surface, les effets des ondes incidentes et réfléchies s'additionnent). Ainsi, si  $p > 100 \text{ m}$ ,  $v_z = 5,85 \text{ cm/s}$  et  $v_h = 6,5 \text{ cm/s}$ .

En tenant compte des amplifications en surface, pour les sollicitations estimées par Cara et Bour (1990), la vitesse particulière de surface  $V_z$  est près 28% supérieure à celle donnée par l'Eurocode 8 (Figure 10). On retrouve cependant une vitesse du même ordre (- 4%) en profondeur du fait du facteur d'atténuation qui avait été choisi par Cara et Bour (1990).

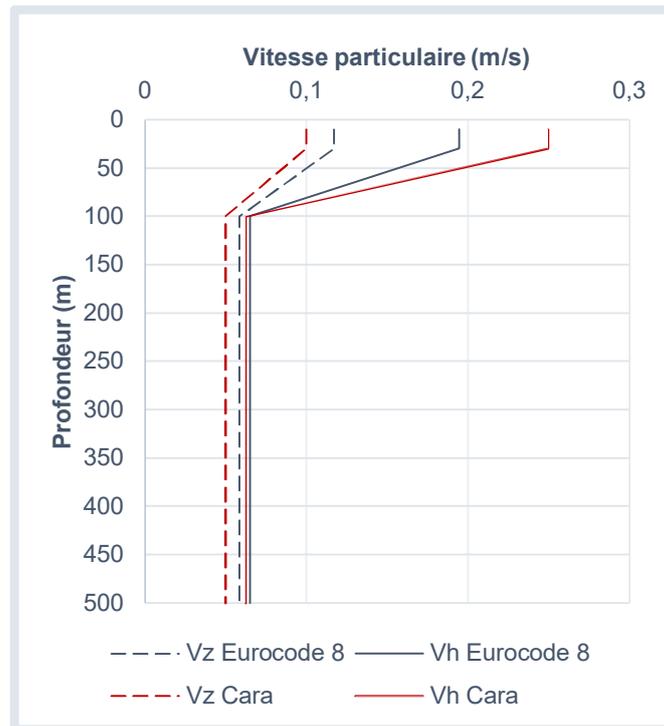


Figure 10 : Profils des vitesses particulières appliquées sur les ouvrages en fonction de la profondeur suivant l'Eurocode 8 et Cara et Bour (1990).

La démarche qui suit consiste à calculer la distance au critère de rupture des revêtements (cuvelage en fonte, béton et moellons) en modes statique et dynamique afin d'évaluer l'influence du séisme sur le facteur de sécurité de ces structures. Les données d'entrée nécessaires à ces calculs sont les propriétés mécaniques de la fonte, du béton et des moellons (Tableau 7) ainsi que la géométrie typique des puits (Tableau 1).

Pour la fonte, comme il s'agit d'un cuvelage ancien (antérieur à 1948 lorsque la fonte à graphite sphéroïdal GS a été inventée), le type de fonte est de type GL (graphite lamellaire). Dans une optique conservatrice, les propriétés les plus faibles d'une fonte GL avec un module de Young se rapprochant de  $E = 94 \text{ GPa}$  (rapport EDF-SEPTEN) ont été retenues.

Tableau 7 : Propriétés physiques et mécaniques de la fonte, du béton et des moellons.

	Propriété	Module de Young	Coef. de Poisson	Masse volumique	Résistance à la compression	Angle de frottement	Vitesses des ondes P et S	
	Symbole	E (MPa)	$\nu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Rc (MPa)	$\phi$ (°)	V <sub>P</sub> (m/s)	V <sub>S</sub> (m/s)
Fonte	Valeur	94 000	0,26	7100	225	48	4025	2292
Béton		25 000	0,3	2500	30	38	3669	1961
Moellon		20 000	0,3	2500	20	35	3282	1754

Les vitesses des ondes P et S sont calculées à partir des valeurs de E,  $\nu$  et  $\rho$  :

$$V_p = \sqrt{E \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)\rho}} \text{ et } V_s = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}}$$

Il s'agit maintenant d'estimer l'état de contrainte dans le cuvelage. Pour une structure cylindrique creuse soumise à une pression externe  $p_2$  (convergence des terrains) et interne  $p_1$  (remblayage), les

relations ci-dessous permettent de calculer les contraintes radiale (mineure) et orthoradiale (majeure) ainsi que le déplacement radial dans la fonte, le béton ou les moellons :

$$\sigma_{rr} = \frac{p_2 r_2^2 (r^2 - r_1^2) + p_1 r_1^2 (r_2^2 - r^2)}{r^2 (r_2^2 - r_1^2)} = \sigma_3 \quad \sigma_{\theta\theta} = \frac{p_2 r_2^2 (r^2 + r_1^2) - p_1 r_1^2 (r^2 + r_2^2)}{r^2 (r_2^2 - r_1^2)} = \sigma_1$$

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} \frac{(p_2 - p_1) r_1^2 r_2^2 + (p_2 r_2^2 - p_1 r_1^2) r^2 (1-2\nu)}{r (r_2^2 - r_1^2)} \quad (2)$$

On note qu'avec  $r_2$  proche de  $r_1$ , la contrainte orthoradiale peut facilement atteindre des valeurs élevées, supérieures à la contrainte verticale :  $\sigma_v = \rho g z$ .

L'attente principale porte sur la variation de stabilité des puits due aux sollicitations dynamiques. C'est pourquoi nous avons défini, sur la Figure 11, un facteur sécurité  $F_s$  défini comme le rapport entre le rayon  $r_b$  du cercle tangent au critère de rupture passant par  $\sigma_3$  et le rayon  $r_a$  du cercle de Mohr au point considéré (délimité par les contraintes principales minimale  $\sigma_3$  et maximale  $\sigma_1$ ). Plus ce facteur de sécurité est élevé, plus l'état de contrainte d'une zone est éloigné du critère de rupture. Des facteurs  $F_s$  proches de 1 révèlent des situations potentiellement instables ( $F_s = 1$  étant la valeur minimale obtenue en cas de rupture).

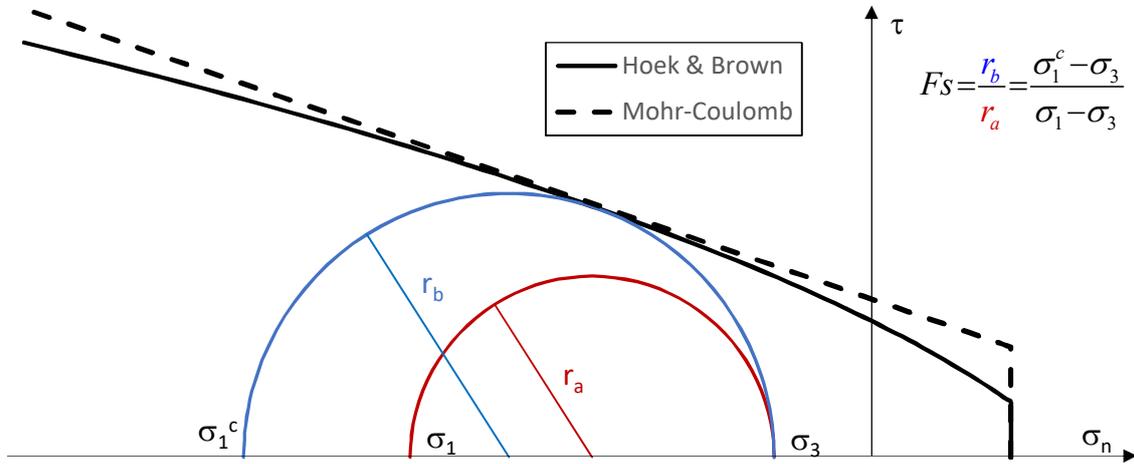


Figure 11 : Définition du facteur  $F_s$  à partir de la représentation des cercles de Mohr (définis par les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ ) dans le plan  $\tau$  (contrainte de cisaillement) /  $\sigma_n$  (contrainte normale) et dans le cadre de l'utilisation des critères de Mohr-Coulomb et Hoek & Brown.

Pour les matériaux de cette étude, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé :

$$\sigma_1^c = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 + R_c.$$

Pour une onde progressive d'incidence verticale, le tenseur de contrainte dynamique relatif à des sollicitations dynamiques simultanées en ondes P et S est (Annexe 3) :

$$\bar{\sigma}_{dyn}(t) = \rho \begin{pmatrix} \frac{\nu}{1-\nu} V_P v_z(t) & 0 & V_S v_x(t) \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} V_P v_z(t) & V_S v_y(t) \\ V_S v_x(t) & V_S v_y(t) & V_P v_z(t) \end{pmatrix}$$

On retrouve en 3<sup>ème</sup> colonne les relations classiques des contraintes dynamiques normale et de cisaillement :  $\sigma_n^{dyn} = \rho V_P v_z$  et  $\sigma_s^{dyn} = \rho V_S v_h$ .

Comme l'angle d'incidence du séisme est inconnu, nous allons considérer les contraintes principales, calculées avec les valeurs propres de  $\bar{\sigma}_{dyn}(t)$  :

$$\begin{pmatrix} \sigma_1^{dyn} \\ \sigma_2^{dyn} \\ \sigma_3^{dyn} \end{pmatrix} = \frac{\rho}{2(1-\nu)} \begin{pmatrix} V_p v_z + \sqrt{V_p^2 v_z^2 (1-2\nu)^2 + V_s^2 (v_x^2 + v_y^2) (2-2\nu)^2} \\ 2V_p v_z \nu \\ V_p v_z - \sqrt{V_p^2 v_z^2 (1-2\nu)^2 + V_s^2 (v_x^2 + v_y^2) (2-2\nu)^2} \end{pmatrix} \quad (3)$$

En surface, dans le cuvelage en fonte, cela correspond à  $= \begin{pmatrix} 6,87 \\ 1,18 \\ -2,35 \end{pmatrix}$  MPa .

Les contraintes principales statiques mineure et majeure du cuvelage sont présentées dans le plan horizontal. Ne connaissant pas l'orientation du tenseur des contraintes principales dynamiques propre à chaque séisme, nous allons supposer que ses contraintes principales mineure et majeure sont elles aussi horizontales (hypothèse conservatrice). Cela permettra de calculer un majorant de Fs.

Le facteur Fs est minimal à l'intrados du cuvelage. Il faut donc estimer les valeurs de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  en paroi de cuvelage. Cet état de contrainte (horizontal) est inconnu car il dépend de la convergence des terrains mettant en compression le puits. Nous allons donc faire deux hypothèses de chargement horizontal : le cas de référence correspondant à l'équilibre élastique d'un massif homogène semi-infini à surface horizontale et à déformation latérale nulle (ratio  $\sigma_h/\sigma_v = K_0 = \nu/(1-\nu)$ ) et le cas de référence 50% de charges horizontales en plus.

- $\sigma_h = \nu/(1-\nu) \sigma_v \approx 0,5 \sigma_v$  ;
- $\sigma_h = 0,75 \sigma_v$ .

En paroi interne du cuvelage, le facteur Fs (statique) s'écrit :  $F_s^{stat} = \frac{(N_\phi - 1) p_1 + R_c}{\sigma_1^{stat} - p_1}$  (4)

En injectant les surcontraintes dynamiques dans cette expression, on obtient :

$$F_s^{dyn} = \frac{(N_\phi - 1) \sigma_3 + R_c}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} (p_1 + \sigma_3^{dyn}) + R_c}{\sigma_1^{stat} + \sigma_1^{dyn} - p_1 - \sigma_3^{dyn}} \quad (5)$$

L'application numérique des relations (2) à (5) avec les 2 hypothèses de chargement horizontal est représentée sur les Figure 12 et Figure 13. Ces 2 hypothèses de chargement correspondent à un encadrement des sollicitations mécaniques agissant sur le puits. Le but ici n'est pas d'évaluer précisément les contraintes dans le revêtement des puits mais plutôt de vérifier l'influence du séisme avec différentes hypothèses permettant d'encadrer la situation réelle. Le chargement avec  $\sigma_h = 0,5 \sigma_v$  correspond à un cas où le facteur Fs est relativement élevé : dans ce cas, la structure est élastique avec une distance élevée au critère de rupture. Au contraire, le chargement avec  $\sigma_h = 0,75 \sigma_v$  correspond à un état limite proche de la rupture.

Pour les trois matériaux étudiés, la variation de Fs est relativement élevée en surface (jusqu'à -73% pour la fonte avec l'Eurocode 8). Cela vient du fait que les surcontraintes dynamiques sont élevées en surface et sont théoriquement divisées par deux avec la profondeur. A l'inverse, les contraintes statiques sont faibles en surface et augmentent avec la profondeur. Ce résultat est valable pour les deux hypothèses de chargement horizontal. Cependant, cette variation relative élevée concerne des valeurs absolues de Fs très éloignées du critère de rupture ( $F_s > 10$ ).

En revanche, lorsque Fs est proche de la rupture, la variation relative de Fs est faible (de l'ordre de 3 %). Cela s'explique par le fait que la composante dynamique (constante à partir de 100 m de profondeur) est relativement plus faible comparée à la composante statique qui elle est de plus en plus élevée avec la profondeur.

Ainsi, même si la prise en compte des surcontraintes dynamiques induit une diminution du facteur  $F_s$ , celle-ci n'est pas de nature à précipiter la rupture du revêtement du puits. Lorsque l'état statique est proche de la rupture, le séisme réglementaire de zone 3 en sol de type C est un facteur faiblement aggravant. En effet, si la rupture se produit, c'est à 97% dû aux contraintes statiques (poids des terrains).

De plus, il convient de rappeler que les contraintes principales dynamique mineure et majeure ont été considérées comme horizontales (pas de réduction avec l'angle d'incidence), ce qui constitue une hypothèse fortement conservatrice.

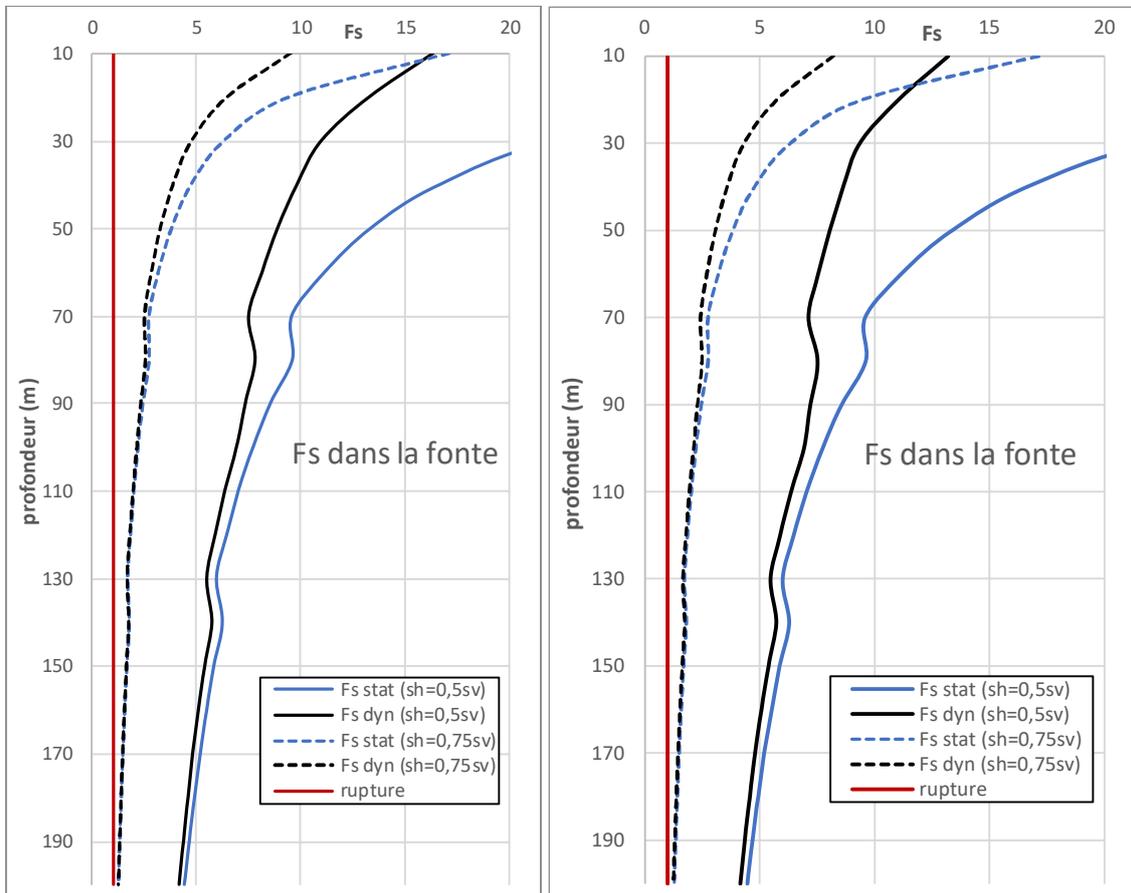


Figure 12 : Variation du facteur  $F_s$  en fonction de la profondeur, de l'hypothèse de chargement horizontal et du mode de calcul (statique ou dynamique) à gauche avec les données Eurocode 8, à droite avec les données de Cara et Bour (1990).

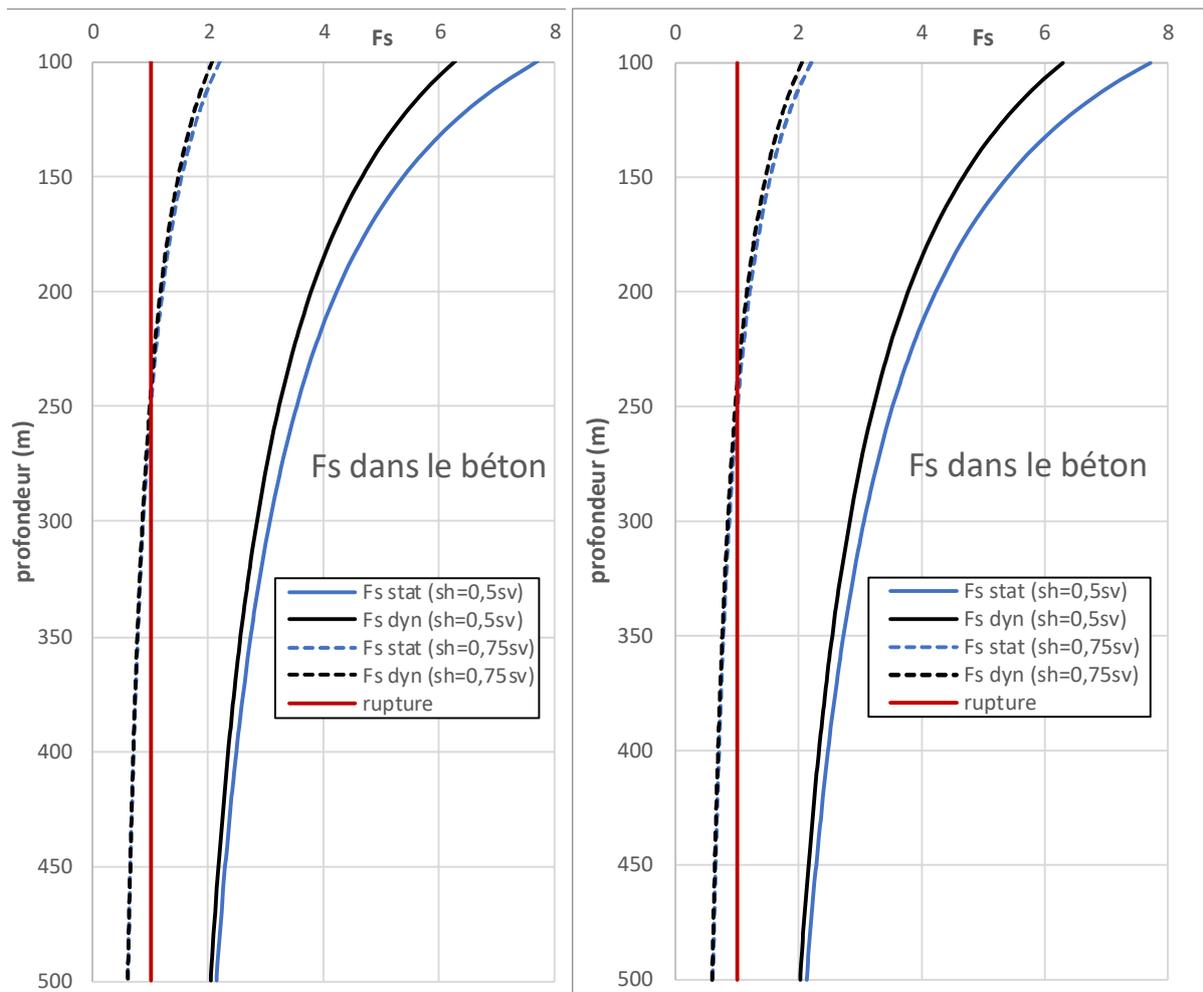


Figure 13 : Variation du facteur  $F_s$  en fonction de la profondeur, de l'hypothèse de chargement horizontal et du mode de calcul (statique ou dynamique), dans le béton, à gauche avec les données Eurocode 8, à droite avec les données de Cara et Bour (1990).

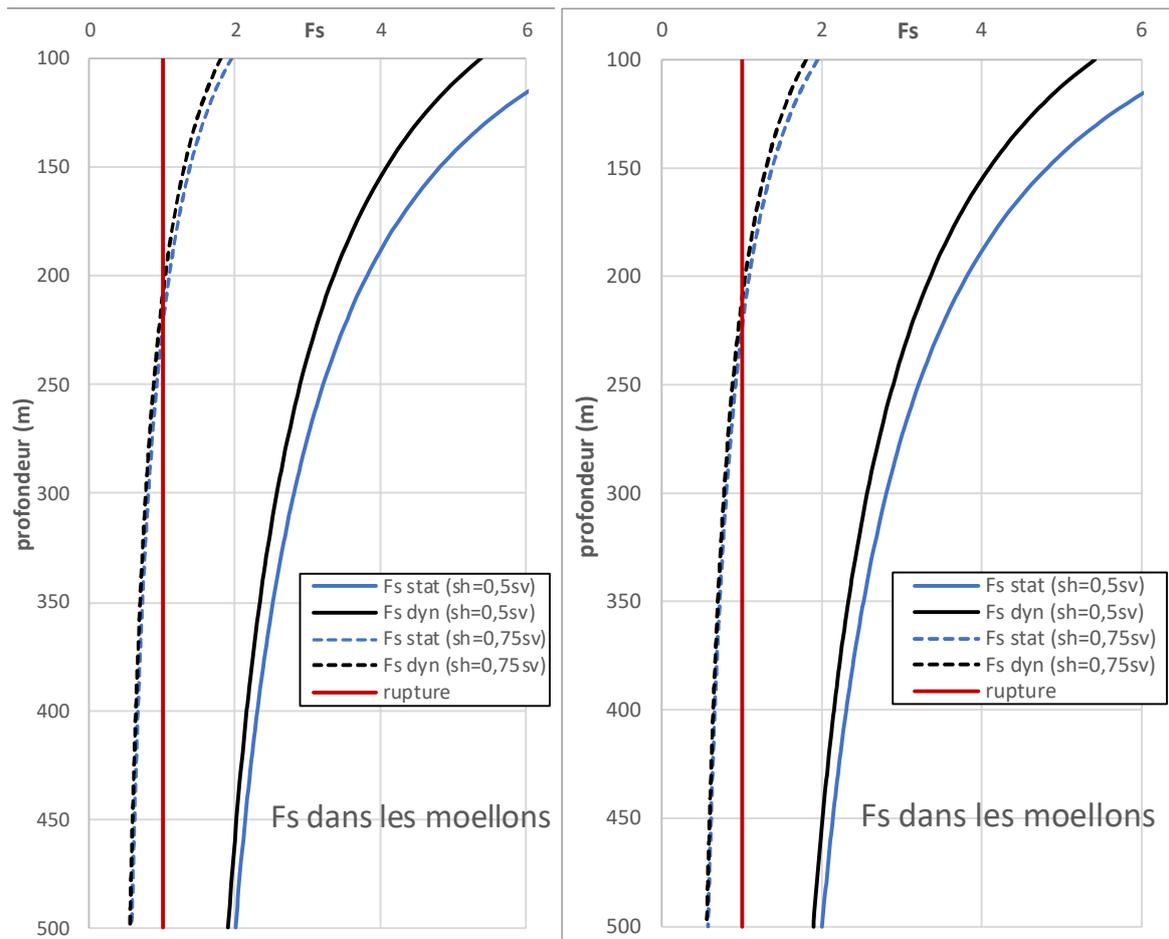


Figure 14 : Variation du facteur  $F_s$  en fonction de la profondeur, de l'hypothèse de chargement horizontal et du mode de calcul (statique ou dynamique) dans les moellons à gauche avec les données Eurocode 8, à droite avec les données de Cara et Bour (1990).

### 4.3 Impact des séismes sur la saumure piégée au voisinage des ouvrages

L'objet de cette partie est d'évaluer l'impact hydromécanique, à savoir les surpressions dynamiques, des séismes (période de retour = 475 ans) sur la saumure piégée dans les ouvrages (à la base des puits). Le but est de vérifier si l'amplitude de ces surpressions dynamiques est de nature à induire la rupture des ouvrages de scellement (bouchons dans les puits ou barrages dans les galeries).

Il est possible, moyennant quelques hypothèses simplificatrices, d'estimer analytiquement les surpressions induites par une sollicitation dynamique dans le massif et la saumure.

La surpression  $\Delta P_s$  dans une colonne de saumure (de masse volumique  $\rho_s$ ) traversée par une onde (se propageant à la vitesse  $c$ ) subissant une variation de vitesse particulière moyenne  $\Delta v$  s'écrit :

$$\Delta P_s = \rho_s c \Delta v \quad (5)$$

On admet que la masse volumique de la saumure ( $\rho_s$ ) à  $T = 20^\circ\text{C}$  est égale à :  $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$ .

La vitesse de propagation de l'onde est déterminée par la relation :

$$\frac{1}{c^2} = \frac{1}{c_{ss}^2} + \rho_s \beta_m \quad (6)$$

Dans les conditions normales de température et de pression, la vitesse de propagation d'une onde dans la saumure saturée est :  $c_{ss} = 1800 \text{ m/s}$ . Connaissant le coefficient de compressibilité de la

cavité dans le massif de sel ( $\beta_m = 3,77 \cdot 10^{-5} \text{ MPa}^{-1}$ ) et la masse volumique de la saumure ( $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$ ), la vitesse de propagation de l'onde est :  $c = 1681 \text{ m/s}$ .

En profondeur, il n'y a pas lieu de tenir compte du paramètre S d'amplification. Pour évaluer une vitesse réaliste à la base des puits, il convient de diviser par deux les vitesses horizontale et verticale calculées en surface. En effet, en surface, les vitesses cumulent les effets des ondes incidente et réfléchie. On peut donc évaluer  $\Delta v$  avec la norme du vecteur vitesse :

$$\Delta v = \frac{1}{2} \frac{T_c}{2\pi} \sqrt{a_{vg}^2 + a_g^2 + a_g^2} = \frac{0,4}{4\pi} \sqrt{1,84^2 + 2 \times 2,04^2} = 0,109 \text{ m/s}$$

Les variations de pression sont égales à :

- Pour la saumure :  $\Delta P_s = \rho_s c \Delta v = 0,22 \text{ MPa}$  avec  $\rho_s = 1200 \text{ kg/m}^3$  et  $c = 1681 \text{ m/s}$  ;
- Pour le massif de sel :  $\Delta P_m = \rho_m c_m \Delta v = 1,08 \text{ MPa}$  avec  $\rho_m = 2180 \text{ kg/m}^3$  et  $c_m = 4530 \text{ m/s}$ .

La surpression dynamique transmise à la saumure est environ égale au cinquième de celle régnant dans le massif de sel. L'amplitude maximale de variation de la pression de saumure est égale à 0,22 MPa ou 2,2 bars. Cette surpression n'est pas de nature à fragiliser les ouvrages de scellement en place dans les galeries (barrages) et à la base des puits (bouchons) d'autant plus que la longueur d'onde dominante des séismes les plus importants est largement supérieure aux dimensions des unités géologiques locales et encore plus aux dimensions des ouvrages souterrains. Il n'y a donc pas de phénomènes différentiels attendus, c'est-à-dire que tous les éléments du massif encaissant subiront au même moment les sollicitations d'un séisme de magnitude importante.

## 5 Impact attendu d'un séisme sur les mécanismes d'ennoyage et d'épanchement de saumure

Le devenir de la mine après son abandon a été défini dans le rapport INERIS DRS-10-108130-12810B (Gombert, 2010).

En ce qui concerne la phase d'ennoyage des vides miniers résiduels, et conséquemment du site de stockage de déchets de StocaMine, il a été considéré que ceux-ci seront envahis en quelques siècles par des eaux douces issues de la nappe alluviale d'Alsace. Le débit d'ennoyage dépendra de la circulation des eaux à l'intrados et à l'extrados des puits, et de l'état de conservation de leurs différentes composantes au cours du temps. En raison de la dissolution du sel par l'eau douce circulant à l'extrados des puits et de la dégradation progressive de leur équipement, l'hypothèse choisie dans le scénario de référence repose sur une dégradation totale du revêtement des puits avec des débits d'ennoyage se rapprochant de ceux observés au cours du fonçage des puits, soit de l'ordre de 105 000 m<sup>3</sup>/an. De ce fait, la survenue éventuelle d'un séisme qui serait susceptible de dégrader les revêtements des puits en cours d'ennoyage de la mine n'aura pas d'impact sur le débit d'ennoyage majorant, et donc sur la vitesse de remontée de la saumure ou la durée d'ennoyage de la mine et du site de stockage de déchets. En effet, ces revêtements ont été considérés comme « transparents » vis-à-vis des circulations d'eau, ce qui est une approche majorante forte.

C'est une fois remplie la totalité des vides résiduels de la mine et du site de stockage de déchets, qu'est pris en compte la possibilité de survenue d'épanchements de saumure potentiellement contaminée au niveau des puits de la mine Amélie (notamment Joseph et Else), à la base de la nappe alluviale d'Alsace. Pour rappel, le débit total de ces épanchements sera de l'ordre de 0,7 m<sup>3</sup>/an et il se diluera de plus de 600 fois dans le débit de saumure saine qui ressortira de ces mêmes puits. Ces calculs ont également été basés sur l'hypothèse d'une dégradation totale des revêtements des puits à cette échéance avec ou sans séisme, située entre 300 ans et 1000 ans suivant la résistance des barrières de confinement. Ainsi, comme précédemment, la survenue éventuelle d'un séisme qui serait susceptible de dégrader les équipements des puits en phase d'épanchement de saumure potentiellement contaminée n'aura pas d'impact sur ce débit d'épanchement, car la subsistance de ces revêtements n'a pas été considérée à cette échéance.

Le seul impact possible de la survenue éventuelle d'un séisme pourrait concerner la surpression induite dans la mine remplie de saumure qui pourrait donc augmenter temporairement le débit d'épanchement au sein de la nappe alluviale. On rappelle que les puits miniers ont été considérés comme hydrauliquement ouverts (non étanches), même après leur traitement (remblayage, scellement...), ce qui a pour corollaire que la pression de la saumure resterait constante après le remplissage hydraulique total des vides miniers (Laouafa, 2010a, 2010b). De ce fait, la surpression dynamique transmise à la saumure au cours d'un séisme, n'aurait qu'un effet négligeable sur le débit d'épanchement de saumure, compte tenu à la fois de sa très courte durée, de la faible variation attendue de la pression de saumure (2,2 bars d'amplitude maximale), et de la présence d'une tranche d'eau douce de 25 à 30 m au-dessus de la zone d'épanchement potentiel (induisant une pression hydrostatique de 2,5 à 3 bars). En outre, l'éventuel excédent temporaire de saumure épanchée affecterait autant le flux de saumure saine issue des vides miniers que celui de saumure potentiellement contaminée issue du site de stockage de déchets, lequel serait donc toujours dilué dans un flux nettement plus important de saumure saine, ce qui n'induirait pas d'augmentation significative du risque de pollution de la nappe alluviale d'Alsace.

Compte tenu de ces données et des scénarios prévisibles d'ennoyage de la mine et du site de stockage de déchets, et d'épanchement de saumure par les puits de mine, ainsi que des approches considérées par l'Ineris sur la dégradation des revêtements, la survenue d'un séisme majeur au cours de cette période n'aura pas d'impact significatif sur le débit d'ennoyage.
---

## 6 Conclusion

L'ennoyage des vides miniers devrait se poursuivre sur une durée de l'ordre de 300 ans et envahir le site de stockage de déchets de StocaMine, induisant une remontée de saumure potentiellement polluée qui atteindrait la nappe d'Alsace à partir de 1000 ans environ. La question est de savoir si les séismes qui se produiraient pendant cette période de 300 ans pourraient avoir un impact sur les puits de mine et donc sur les débits d'ennoyage ou d'épanchement de saumure.

Cette étude s'est appuyée sur les précédents travaux réalisés, notamment ceux de Cara et Bour (1990), pour les intégrer aux nouvelles connaissances sur l'activité sismique autour du site de StocaMine. La magnitude du plus grand séisme historique de la région a récemment été réactualisée à  $M=6.9 \pm 0.2$  (Fäh et coll., 2009) soit 0.6 à 1.1 de plus que ce qui était admis en 1990. En même temps, la distribution spatiale magnitude-fréquence des séismes déduite des derniers catalogues donne un temps de retour du séisme de Bâle plus important, de l'ordre de 3400 ans plutôt que les 1000 ans précédemment calculés. La probabilité qu'un tel séisme se produise pendant la période d'ennoyage ou d'épanchement de saumure est de 8%. Pour un séisme de magnitude plus faible (5.5) et situé dans la zone de StocaMine (même latitude), le temps de retour est estimé à 11 700 ans avec une probabilité de 2%.

Nous pouvons aussi exclure raisonnablement l'existence d'un effet de site majeur en surface conduisant à l'amplification des ondes en surface ou au fond. Même s'il n'existe pas d'étude spécifique à l'environnement du site de StocaMine, les isosismiques de plusieurs séismes ne montrent pas d'anomalie de l'intensité ou de la magnitude dans cette zone.

Suivant la norme Eurocode 8, le secteur de StocaMine est classé en zone de sismicité 3 avec des accélérations horizontale et verticale au rocher et en surface évaluées dans le présent rapport.

Sur la base de ces niveaux de sollicitation sismique, les surcontraintes dynamiques subies par les revêtements des puits ont été calculées. Elles ont logiquement un poids plus élevé dans la contrainte totale (statique + dynamique) à proximité de la surface, le poids des terrains y étant le plus faible, mais l'état de contrainte total reste très éloigné du seuil de rupture. Elles sont plus faibles en profondeur là où les contraintes statiques sont plus fortes. Les contraintes dynamiques ne représentent alors que 3% des contraintes totales. Elles ne sont donc pas de nature à modifier significativement l'équilibre mécanique des revêtements des puits.

Les sollicitations sismiques agissent aussi sur les fluides comme la saumure emprisonnée dans les vides résiduels. La surpression est environ égale au cinquième de celle régnant dans le massif de sel. L'amplitude maximale de variation de la pression de saumure est égale à 0,22 MPa ou 2,2 bars. Cette surpression n'est pas de nature à fragiliser les ouvrages de scellement en place dans les galeries (barrages) et les puits (bouchons).

Compte tenu de ces données et des scénarios prévisibles d'ennoyage de la mine et du site de stockage de déchets, et d'épanchement de saumure par les puits de mine, la survenue d'un séisme majeur au cours de cette période n'aura pas d'impact significatif supérieur à ce qui a déjà été intégré.

## 7 Références

- Aydan O., Kumsar H., Toprak S., Barla G., (2009), Characteristics of 2009 l'Aquila earthquake with an emphasis on earthquake prediction and geotechnical damage. *J Mar Sci Technol* 9(3):23–51
- Balland C., Rebours H., (2012) Earthquake induced vibrations versus depth at the Underground Research Laboratory of Meuse/Haute-Marne, 5th meeting on "Clays in natural and Engineered Barrier for Radioactive Waste Confinement" (Montpellier, October 22-25)
- Bérest P., Bergues J., Brouard B., Frelat J. & Durup J.G. (1997): Salt caverns and the compressibility factor, S.M.R.I. Fall Meeting, El Paso
- Dobre C, Meghraoui, M, Masson F, Lambotte S, Jund, H, Bès de Berc M, Grunberg M (2021) Seismotectonics in Northeastern France and neighboring regions, *Comptes Rendus. Géoscience*, Tome 353 no. S1, pp. 153-185.
- Cara M, Bour, M (1990), Estimation des mouvements sismiques à la côte -500 m, en haute Alsace, Rapport de l'IPGS pour les MDP
- Caudron, M, (2011), Evaluation des aléas liés aux puits des mines de potasse d'Alsace (MDP) et recommandations pour la mitigation des risques résiduels, rapport Ineris DRS-10-114702-14204A
- Coladant C. (1991) : Mines de potasse d'Alsace – Tenue au séisme du cuvelage du puits Joseph. Ref. EDF SEPTEN : GC 90-43 B, 17 pp.
- Collectif (2014) : Mise en application de la section II. [Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations] de l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié. DT 106. Octobre 2014.
- Fäh D., Gisler M., Jaggi B., Kästli P., Lutz T., Masciadri V., Matt C., Mayer-Rosa D., Rippmann D., Schwarz-Zanetti G., Tauber J., Wenk T. (2009) The 1356 Basel earthquake: an interdisciplinary revision *Geophys. J. Int.*, 178 (2009), pp. 351-374
- Fracassi U, Nivière, B, Winter T,(2005) First appraisal to define prospective seismogenic sources from historical earthquake damages in southern Upper Rhine Graben, *Quaternary Science Reviews*, Volume 24, Issues 3–4,
- Gombert P, 2010. Stockage souterrain de StocaMineE (68). Etude hydrogéologique de l'ennoyage du site. Rapport Ineris DRS-10-108130-12810B, 09/03/1991, 190 p.
- Grünthal G., Stromeyer D., Wahlström R. (2009) Harmonization check of MW within the central, northern, and northwestern European earthquake catalogue (CENEC) *J. Seismol.*, 13 (2009), p. 613 à 632
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I., (2001), Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 247–293
- Kurose, A., (2000), Effets des séismes sur les ouvrages souterrains, these de doctorat de l'école polytechnique
- Karimi-Jafari M. (2007) : Sur le comportement transitoire des cavités salines profondes – Etude numérique et interprétation des essais in-situ. Thèse de doctorat de l'Ecole Polytechnique soutenue le 12/11/2007, 220 pp
- Laouafa F, (2010a). Analyse critique des études géomécaniques du stockage de Stocamine. Rapport INERIS DRS-10-108130-04240A, 02/04/2010, 21 p.
- Laouafa F, (2010b). Étude géomécanique du stockage de StocaMine. Rapport INERIS DRS-10-108130-14273A, 23/12/2010, 115 p.
- Lizée, M. (2015) Evaluation des aléas mouvement de terrain liés aux puits des mines de potasse d'Alsace, rapport Geoderis E2014/233DE-14ALS2270
- Nivière B.; Winter T. (2000) Pleistocene northwards fold propagation of the Jura within the southern upper Rhine graben: Seismotectonic implications, *Glob. Planet. Change*, Volume 27, pp. 263-288
- Owen, G.N., Scholl, R.E., (1981), Earthquake engineering of large underground structures. Report no. FHWA\_RD-80\_195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- Plenefisch T., Bonjer K.P. (1997) The stress field in the Rhine Graben area inferred from earthquake focal mechanisms and estimation of frictional parameters, *Tectonophysics, Stress and Stress Release*

in the Lithosphere — Structure and Dynamic Processes in the Rifts of Western Europe, 275 (1997), pp. 71-97

Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J., (1996). Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York

Renaud, V., et Verdel, T., (2001), Etude d'impact de l'extension de carrières souterraines sur les anciens travaux souterrains, DRS-01-27425/RN01

Salmon, (2018), Évaluation des aléas liés aux puits Joseph et Else des Mines de Potasse d'Alsace (MDPA) et recommandations pour la mitigation des risques résiduels, rapport Ineris DRS-18-175582-03668A

Wang, J.-N., (1993), Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.

Wojtkowiak, F. et al, (2001), Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains, Guide AFPS/AFTES

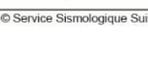
## 8 Liste des annexes

Annexe 1 : Echelle d'intensité macrosismique

Annexe 2 : Analyse régionale magnitude-fréquence du graben du Rhin (Barth et al, 2015)

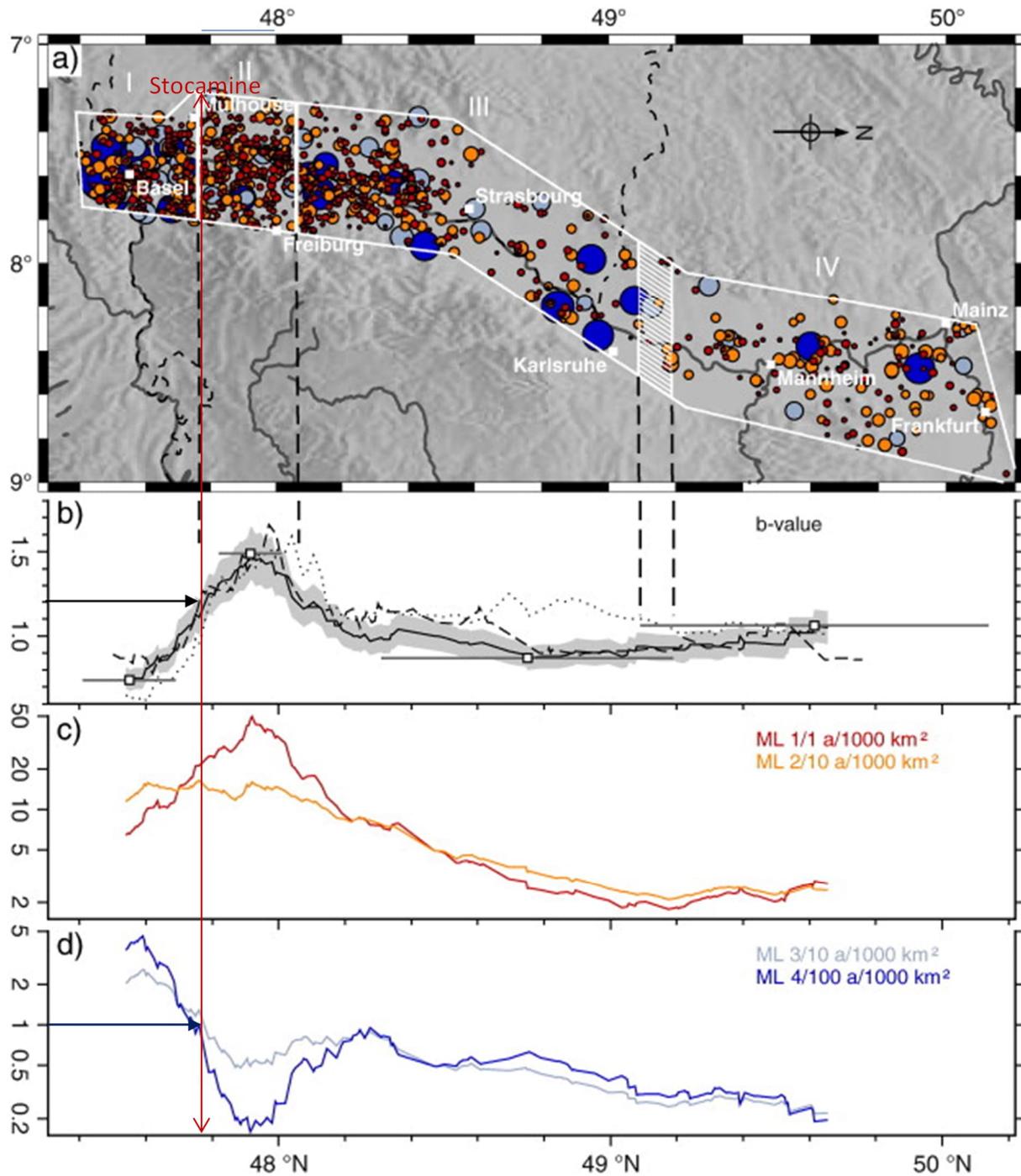
Annexe 3 : Solutions analytiques élastodynamiques

## Annexe 1 : Echelle d'intensité macrosismique

EMS-98 Intensité	Ressenti	Effets	Magnitude (Approximation)	Dégâts des bâiments (Maçonnerie)
I	Non ressenti	Non ressenti	2	
II-III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.	3	
IV	Léger	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.	4	
V	Modéré	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.	5	
VI	Fort	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.	6	
VII	Très fort	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés: petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chutes de parties de cheminées; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.	7	
VIII	Violent	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.	8	
IX	Très violent	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants: défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.	9	
X+	Extrême	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.	10	

© Service Sismologique Suisse

Annexe 2 : Analyse régionale magnitude-fréquence du graben du Rhin (Barth et al, 2015)



Résultat de l'analyse régionale magnitude-fréquence du graben du Rhin (Barth et al, 2015) :  
 a) Séismes  $ML \geq 1.0$  (colorisation selon les sous-figures c et d et les nouvelles régions I à IV.  
 b) valeurs de  $b$  (c + d) Taux d'événements moyens normalisés à une zone de 1000  $km^2$  pour  $ML \geq 1.0$  et  $ML \geq 2.0$  c) ainsi que  $ML \geq 3.0$  et  $ML \geq 4.0$  d)

*Annexe 3 : Solutions analytiques élastodynamiques*

Lorsqu'une onde d'incidence verticale rencontre l'interface séparant deux couches ( $i$  et  $i+1$ ) d'impédances acoustiques différentes ( $Z_i$  et  $Z_{i+1}$ ), une partie de l'onde (arrivant de la couche  $i$ ) est transmise (coefficient  $t$ ) dans la couche  $i+1$  tandis qu'une autre partie se réfléchit (coefficient  $r$ ) sur l'interface. Cette grandeur  $Z$  (impédance acoustique) permet de qualifier et quantifier ces phénomènes de transmission et de réflexion.

Les impédances acoustiques et les coefficients de réflexion des couches modélisées sont calculés à partir des relations suivantes ( $i = 1$  à la base du modèle, sens de propagation =  $i$  vers  $i+1$ ) :

$$Z = \rho V_P \quad t = \frac{2Z_i}{Z_i + Z_{i+1}} \quad r = \frac{Z_i - Z_{i+1}}{Z_i + Z_{i+1}} = t - 1 \quad (2)$$

Le coefficient de réflexion est donc maximisé (en valeur absolue) lorsqu'il y a des contrastes importants d'impédances acoustiques. Comme l'impédance acoustique est proportionnelle à la masse volumique  $\rho$  et à la vitesse des ondes P et que le coefficient de variation de  $\rho$  est 7 fois plus faible que celui de  $V_P$ , on peut donc en conclure que les coefficients de réflexion élevés sont dus aux contrastes de vitesse à l'interface des couches.

Il faut noter que les ondes injectées (séismes) dans le modèle sont plus ou moins affectées suivant l'épaisseur des couches, les contrastes de vitesse et les différentes longueurs d'ondes qu'elles contiennent. A incidence verticale, les ondes sont principalement transmises ou réfléchies et présentent donc peu d'énergie dans des ondes réfractées ou converties.

Si on néglige tout effet diffusif et toute anisotropie, la propagation verticale d'une onde plane dans un milieu solide vérifie la plus simple des équations d'onde : l'équation de d'Alembert :

$$\square u = \Delta u - \frac{1}{V^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{1}{V^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \text{ pour le déplacement } u \text{ dépendant de la position } z \text{ et du temps } t.$$

Cette relation étant linéaire, les ondes ne sont pas déformées au cours de leur propagation. Les solutions de l'équation de d'Alembert sont la somme des ondes progressive (f+) et régressive (f-) :

$$u(z,t) = f_+ \left( t - \frac{z}{V} \right) + f_- \left( t + \frac{z}{V} \right)$$

### **Elasticité dynamique en milieu homogène**

En élasticité linéaire le tenseur des contraintes s'écrit (en fonction des vitesses des ondes P et S) :

$$\bar{\sigma} = \rho \begin{pmatrix} V_P^2 & V_P^2 - 2V_S^2 & V_P^2 - 2V_S^2 & 0 & 0 & 0 \\ V_P^2 - 2V_S^2 & V_P^2 & V_P^2 - 2V_S^2 & 0 & 0 & 0 \\ V_P^2 - 2V_S^2 & V_P^2 - 2V_S^2 & V_P^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2V_S^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2V_S^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2V_S^2 \end{pmatrix} \bar{\varepsilon} \quad (A1)$$

avec  $\bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}$  en notations de Voigt.

Par définition, le tenseur des déformations est :  $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$  pour  $i$  de 1 à 3 ( $x_1=x$ ,  $x_2=y$  et  $x_3=z$ )

Dans le cas classique d'une onde plane, seules les dérivées du déplacement par rapport à  $z$  ne sont pas nulles :

$$\bar{\varepsilon} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{\partial u_x}{\partial z} \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{\partial u_y}{\partial z} \\ \frac{1}{2} \frac{\partial u_x}{\partial z} & \frac{1}{2} \frac{\partial u_y}{\partial z} & \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{pmatrix}$$

Cela permet de calculer les déformations en fonction des vitesses particulières  $v_i$  :

$$\frac{\partial u_i}{\partial z} = \frac{\partial u_i}{\partial t} \frac{\partial t}{\partial z} = v_i \frac{\partial t}{\partial z} \text{ et comme } u_i = u_i \left( t \mp \frac{z}{V_i} \right) \text{ (- pour les ondes progressives, + pour les ondes}$$

$$\text{régressives), alors } \frac{\partial t}{\partial z} = \frac{\frac{\partial}{\partial z} \left( t \mp \frac{z}{V_i} \right)}{\frac{\partial}{\partial t} \left( t \mp \frac{z}{V_i} \right)} = \mp \frac{1}{V_i} \text{ soit } \frac{\partial u_i}{\partial z} = \mp \frac{v_i}{V_i} \text{ avec } V_1 = V_2 = V_S \text{ et } V_3 = V_P. \text{ De plus, pour}$$

les ondes S,  $v_z \left( t \mp \frac{z}{V_P} \right) = 0$  alors que  $v_x \left( t \mp \frac{z}{V_S} \right) = v_y \left( t \mp \frac{z}{V_S} \right) = 0$  pour les ondes P.

$$\text{Ainsi, } \bar{\varepsilon}_{dyn}^S(t) = \mp \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{v_x(t)}{V_S} \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{v_y(t)}{V_S} \\ \frac{1}{2} \frac{v_x(t)}{V_S} & \frac{1}{2} \frac{v_y(t)}{V_S} & 0 \end{pmatrix} \text{ et } \bar{\varepsilon}_{dyn}^P(t) = \mp \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{v_z(t)}{V_P} \end{pmatrix}$$

Un signal réel possède 3 composantes : 2 horizontales (ondes S) et 1 verticale (ondes P). Il suffit donc d'additionner les 2 tenseurs précédents pour obtenir le tenseur de déformations dynamiques (d'un milieu homogène infini) relatif à des sollicitations dynamiques concomitantes en ondes P et S.

$$\bar{\varepsilon}_{dyn}(t) = \bar{\varepsilon}_{dyn}^P(t) + \bar{\varepsilon}_{dyn}^S(t) = \mp \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{v_x(t)}{V_S} \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \frac{v_y(t)}{V_S} \\ \frac{1}{2} \frac{v_x(t)}{V_S} & \frac{1}{2} \frac{v_y(t)}{V_S} & \frac{v_z(t)}{V_P} \end{pmatrix} \quad (\text{A2})$$

Cela permet de calculer les tenseurs des contraintes dynamiques suivants :

$$\text{Pour les sollicitations de cisaillement (horizontales, ondes S) : } \bar{\sigma}_{dyn}^S(t) = \mp \rho V_S \begin{pmatrix} 0 & 0 & v_x(t) \\ 0 & 0 & v_y(t) \\ v_x(t) & v_y(t) & 0 \end{pmatrix}$$

Pour les sollicitations normales (verticales, ondes P), le tenseur de contrainte est diagonal donc

$$\text{principal : } \bar{\sigma}_{dyn}^P(t) = \mp \rho V_P v_z(t) \begin{pmatrix} \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \text{ car } \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{V_P} = V_P \frac{\nu}{1-\nu}.$$

De même que précédemment, le tenseur de contrainte dynamique relatif à des sollicitations dynamiques simultanées en ondes P et S est :

$$\bar{\sigma}_{dyn}(t) = \bar{\sigma}_{dyn}^P(t) + \bar{\sigma}_{dyn}^S(t) = \mp \rho \begin{pmatrix} \frac{\nu}{1-\nu} V_P v_z(t) & 0 & V_S v_x(t) \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} V_P v_z(t) & V_S v_y(t) \\ V_S v_x(t) & V_S v_y(t) & V_P v_z(t) \end{pmatrix} \quad (\text{A3})$$

Le signe dépend de la nature de l'onde : - pour les ondes incidentes (ou progressives) et + pour les ondes réfléchies (ou régressives).

