



(ID Modèle = 454913)

Ineris - 177743 - 909091 - v1.0

17/12/2019

Vulnérabilité des fermetures de puits de carrières
souterraines

INERIS

maîtriser le risque |
pour un développement durable |

PRÉAMBULE

Le présent document a été réalisé au titre de la mission d'appui aux pouvoirs publics confiée à l'Ineris, en vertu des dispositions de l'article R131-36 du Code de l'environnement.

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 utilisées.

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 document. Par conséquent, l'Ineris ne peut pas être tenu responsable en raison de l'évolution de ces éléments postérieurement à cette date. La mission ne comporte aucune obligation pour l'Ineris d'actualiser ce document après cette date.

Au vu de ses missions qui lui incombent, l'Ineris, n'est pas décideur. Les avis, recommandations, préconisations ou équivalents qui seraient proposés par l'Ineris dans le cadre des missions qui lui sont confiées, ont uniquement pour objectif de conseiller le décideur dans sa prise de décision. 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 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 chaque utilisation du document en dehors de l'objet de la mission.

Nom de la Direction en charge du rapport : Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol

Rédaction : ALHEIB Marwan -

Vérification : WATELET JEAN-MARC; LAHAIE FRANZ

Approbation : PASCAL BIGARRE - le 17/12/2019

Liste des personnes ayant participé à l'étude :

Table des matières

1.	Contexte général de l'étude.....	6
2.	Caractéristiques des têtes de puits	7
2.1	Typologies des carrières et des puits.....	7
2.2	Modes de construction de fermeture de puits	8
2.3	Désordres associés en surface	12
2.4	Détection et auscultation préventive	14
2.5	Traitement et mise en sécurité	16
2.5.1	Construction d'une dalle en béton.....	16
2.5.2	Renforcement par une nappe de géosynthétique	17
2.5.3	Bouchons autoportants	18
2.5.4	Remblayage	19
3.	Etude de la stabilité à l'aide de modélisations analytique et numérique	20
3.1	Etude de la stabilité à l'aide d'une approche analytique	20
3.2	Etude de la stabilité à l'aide de la modélisation numérique	23
3.2.1	Modèle de voûte	23
3.2.2	Modèle de dalle horizontale et inclinée	25
4.	Prise en compte des facteurs aggravants de l'instabilité	27
4.1	Facteurs intrinsèques à la configuration de la fermeture du puits	27
4.1.1	Effet de la forme de la voûte	27
4.1.2	Effet de l'épaisseur du sol au-dessus de la voûte	30
4.1.3	Effet de la géométrie des blocs	31
4.1.4	Effet de l'épaisseur des blocs.....	31
4.1.5	Effet du comportement de l'interface	32
4.1.6	Effet de la hauteur du puits ou des piliers	34
4.1.7	Effet de la forme de l'appui.....	34
4.1.8	Effet du banc de limon.....	34
4.2	Facteurs extérieurs.....	38
4.2.1	Effet d'un véhicule	38
4.2.2	Effet d'une fondation	40
4.2.3	Effet d'une fuite d'eau.....	40
5.	Synthèse et conclusion.....	43
6.	Références	45
7.	Liste des annexes.....	46

Figure 1 : Méthode d'exploitation par chambres et piliers abandonnés (Ineris, 2012)	7
Figure 2 : Méthode d'exploitation en forme de bouteille avec puits réguliers (Ineris, 2012)	8
Figure 3 : Méthode d'exploitation de crayères en Champagne (d'après P. Tourtebatte in Ineris 2012))	8
Figure 4 : Bouchon mis en place sur un puits de marnière (LCPC, 2008).....	9
Figure 5 : Exemple des fermetures de tête de puits circulaire en briques (Pas-de-Calais) et rectangulaire par maçonnerie en moellons (Marne)	9
Figure 6 : Exemple d'un puits d'aération d'une ancienne carrière souterraine fermé par une dalle en béton - Saint-Cyr-en-Bourg (49), 2012 (Cerema)	10
Figure 7 : Croquis de fermeture d'un puits par un bouchon en tenant compte des caractéristiques des terrains superficiels (National Coal Board 1982 in Coal Authority)	10
Figure 8 : Méthode de construction de tête de puits - voûte en encorbellement, www.parc-causses-du-quercy.fr	11
Figure 9 : Formes et dimensions de blocs différentes pour des fermetures de têtes de puits ou de chambres d'exploitation.....	12
Figure 10 : Affaissement de terrain sur une tête de crayère (Marne)	13
Figure 11 : Evolution de la rupture d'une tête de catiche ou de puits	14
Figure 12 : Numérisation d'une catiche (Catiches de Lille).....	15
Figure 13 : Systèmes radar et microphone installés respectivement sous et à côté d'un puits de catiche	16
Figure 14 : Réalisation d'une dalle en béton – au-dessus de tête de puits (Ville de Lille – services de carrières).....	17
Figure 15 : Renforcement par géosynthétique (Projet RAFAEL) et mise en place au-dessus d'une tête de catiche (Lille)	18
Figure 16 : Principe d'un bouchon autoportant et exemple d'un puits traité par bouchon autoportant (GEODERIS)	19
Figure 17 : Stabilité de la colonne du sol au-dessus de la fermeture du puits.....	20
Figure 18 : Evaluation du coefficient de sécurité (FS) en fonction de l'épaisseur de terrain (h) pour différents types de sol (c : cohésion et phi : angle de frottement) au-dessus de la fermeture de la tête de catiche	21
Figure 19 : Comportement d'une voûte soumise à un chargement uniforme	22
Figure 20 : Différentes configurations géométriques de la voûte modélisées avec UDEC	23
Figure 21 : Résultats de simulations numériques pour différentes configurations.....	25
Figure 22 : Effet de la géométrie de la voûte (Antonelli et al., 2016)	28
Figure 23 : Modèle analytique de la stabilité de la voûte	28
Figure 24 : Calcul du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de la voûte pour un puits de 2 m de diamètre.....	29
Figure 25 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte – déplacement vertical	30
Figure 26 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte – contraintes maximales	30
Figure 27 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte - ouverture des blocs.....	31
Figure 28 : Profils d'affaissement (déplacement vertical) en surface pour le cas de référence (sans banc de limon) et avec un banc d'une épaisseur de 1 m.....	36
Figure 29 : Effet de l'eau sur les caractéristiques mécaniques de sols argileux.....	36
Figure 30 : Effet d'un chargement ponctuel sur l'occurrence des fontis	38
Figure 31 : Configurations modélisées et résultats obtenus – effet d'un véhicule	40
Figure 32 : Conduite d'eau qui débouche en tête de catiche (Ville de Lille – Service des carrières) ...	40
Figure 33 : Conditions aux limites hydrauliques pour simuler une fuite d'eau	41
Figure 34 : Evolution du déplacement vertical (en surface) en fonction de la durée de fuite (une fuite de 10 litre/sec)	42

Résumé

Les cavités souterraines (carrières et mines) à faible profondeur, uniquement accessibles par un puits à partir de la surface, sont nombreuses sur le territoire français. Leur présence est souvent mal connue ou oubliée. La rupture de ces têtes de puits peut être à l'origine d'instabilités localisées apparaissant brutalement. Ce travail a pour objectif d'étudier la vulnérabilité des fermetures d'accès verticaux par puits dans les carrières souterraines abandonnées. Le travail réalisé comporte quatre parties :

- identification de différentes typologies de fermeture de puits des carrières souterraines ;
- identification des facteurs influençant la stabilité des têtes de puits ;
- évaluation de la stabilité des têtes de puits à l'aide de deux approches : analytique et numérique ;
- proposition d'une grille d'évaluation de l'aléa mouvement de terrains des têtes de puits.

Trois principaux types de fermetures ont été identifiés : une dalle, une voûte (coupole) et deux dalles inclinées. La stabilité des fermetures d'accès de puits dépend principalement :

- du type et de la géométrie de la fermeture : deux dalles sont plus stables qu'une voûte, notamment lorsque est réalisée avec des grands blocs, qui est elle-même plus stable qu'une dalle horizontale.
- des appuis : les appuis fracturés et/ou un sol déformable contribue à l'instabilité des fermetures. Des appuis fragiles accélèrent l'instabilité et l'effondrement de la tête des puits ;
- de facteurs extérieurs : la fuite de réseaux ou bien la fréquence du trafic routier, notamment de poids lourds, augmentent les déformations de l'ensemble et favorisent l'instabilité.

Une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité des fermetures de puits a été proposée en se basant sur les données acquises et les calculs effectués. Le diagnostic de la stabilité de têtes de puits doit être réalisé par des spécialistes, en inspectant si possible l'état de la fermeture au plus près et en tenant compte précisément des paramètres suivants :

- paramètres géométriques ;
- caractérisations mécaniques ;
- méthode de construction ;
- facteurs extérieurs.

TERRITOIRE : France

Pour citer ce document, utilisez le lien ci-après :

Institut national de l'environnement industriel et des risques, , Verneuil-en-Halatte : Ineris - 177743 - v1.0, 17/12/2019.

Mots-clés :

Carrière souterraine, puits, fermetures, aléa, stabilité

1. Contexte général de l'étude

Les cavités souterraines (carrières et mines) à faible profondeur, uniquement accessibles par un puits à partir de la surface, sont nombreuses sur le territoire français. L'arrêt des travaux souterrains a laissé de nombreux ouvrages d'accès : puits, galeries, descenderies, plus ou moins bien obturés et répertoriés.

Les puits sont généralement creusés pour exploiter/extraire/aérer la carrière ou pour servir d'exhaure (pompage des eaux). Les puits étudiés concernent notamment les formations exploitées sous des plateaux (craies du Nord, de Champagne ou de Normandie) ou des gisements lenticulaires localisés (gypse du Trias par exemple).

Ces ouvrages débouchant au jour sont souvent invisibles dans le paysage. Ils ont été obturés en fin d'exploitation par des fermetures de différents types. Plusieurs modes de construction ont été opérés à travers le temps avec un comportement mécanique qui dépendait des savoir-faire locaux. Dans les cas de carrières de craie du Nord de la France, des bouchons en maçonneries ont été construits au niveau des têtes de puits puis recouverts par une couche de sol de faible épaisseur.

Outre le fait que leur présence est souvent mal connue ou oubliée, la rupture de ces têtes de puits peut être à l'origine d'instabilités localisées apparaissant brutalement. Dans les carrières connues et accessibles, les inspections au fond permettent de visualiser l'état apparent de ces fermetures mais du fait de la hauteur des puits, le diagnostic reste souvent imprécis. Certains services d'inspection ont ainsi développé des méthodes empiriques pour juger de la stabilité de ces ouvrages.

Les objectifs de ce rapport sont de mettre en avant les différents types de fermeture de puits et de mouvements de terrains associés à leur défaillance. Il s'agit également d'évaluer l'impact des facteurs intrinsèques et extérieurs dans le déclenchement de la rupture et l'occurrence des mouvements de terrains.

Ce travail est réalisé dans le cadre d'une opération d'un programme d'appui pour le BRNT du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire, relative aux outils d'évaluation et de mitigation des risques liés aux cavités souterraines abandonnées.

Cette approche participe également à la connaissance et au développement de solutions régionales adaptées pour réduire le risque dans le cadre du projet INTERREG V RISSC avec la région de Wallonie où il existe de nombreux ouvrages identiques.

2. Caractéristiques des têtes de puits

2.1 Typologies des carrières et des puits

L'extraction dans les carrières souterraines a souvent été menée suivant des méthodes développées localement en fonction des configurations de gisement et des contraintes environnementales du site (topographie de surface, présence de nappe, etc.).

En région de plaine avec des couches géologiques subhorizontales, la technique d'exploitation partielle par la méthode de chambres et piliers abandonnés est classiquement pratiquée (Figure 1). Des puits d'accès verticaux sont creusés au travers des terrains de couverture non exploitables (de 8 à 30 m de profondeur selon la géologie locale et la présence de nappes phréatiques) puis un réseau de galeries est creusé de part et d'autre de ces puits de manière à laisser en place des piliers destinés à soutenir les terrains sus-jacents. Souvent, le matériau était taillé et trié au fond puis remonté par des puits et les déchets étaient abandonnés au fond, formant un remblai plus ou moins épais dans les galeries.

Les puits étaient creusés de loin en loin afin de rejoindre les zones de travaux et dans le but d'étendre le champ d'exploitation. Une carrière souterraine peut avoir plusieurs puits de différentes fonctions : extraction, aération, exhaure, communication, etc. Plusieurs exploitations pouvaient aussi se côtoyer et communiquer ponctuellement, laissant un réseau de galeries extrêmement étendu et simplement accessible par ces puits. A la fin de l'exploitation, les puits étaient fermés en surface et soit laissés vides, soit partiellement ou totalement remblayés et oubliés.

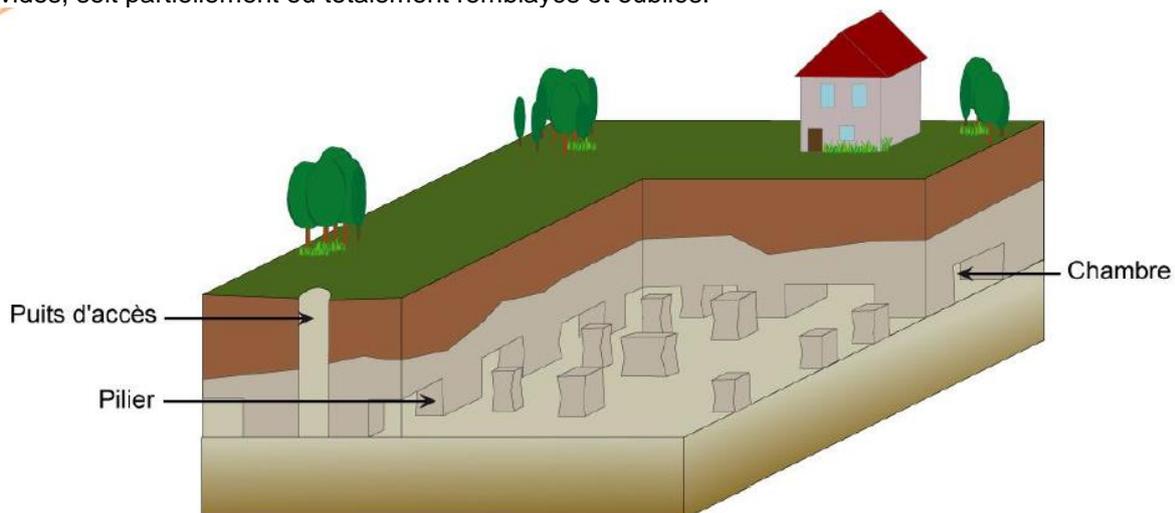


Figure 1 : Méthode d'exploitation par chambres et piliers abandonnés (Ineris, 2012)

Dans certaines régions françaises, les exploitations pouvaient avoir des formes particulières, étroites en partie haute où les terrains étaient altérés et fracturés, puis s'évasant à la base où le matériau exploité était plus massif et résistant. Ces exploitations dites « en bouteille » sont fréquentes, par exemple dans le Nord où elles sont appelées localement « catiches » (Figure 2) en Champagne (« crayères » Figure 3) en Provence (« gours »).

Dans le Nord de la France, les puits étaient creusés à distance régulière les uns des autres (une dizaine de mètres tout au plus). Ensuite, chaque « bouteille » était reliée à la voisine par une galerie de petites dimensions (Figure 3).

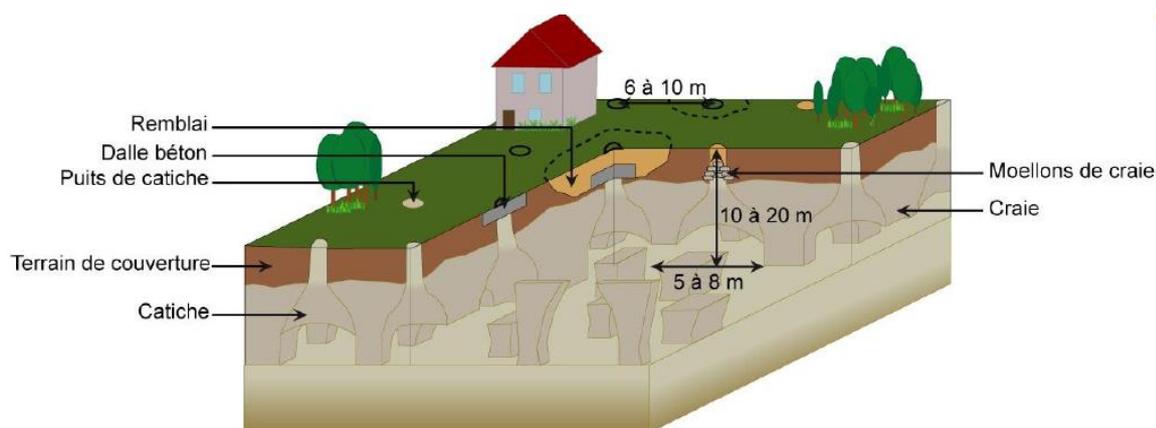


Figure 2 : Méthode d'exploitation en forme de bouteille avec puits réguliers (Ineris, 2012)

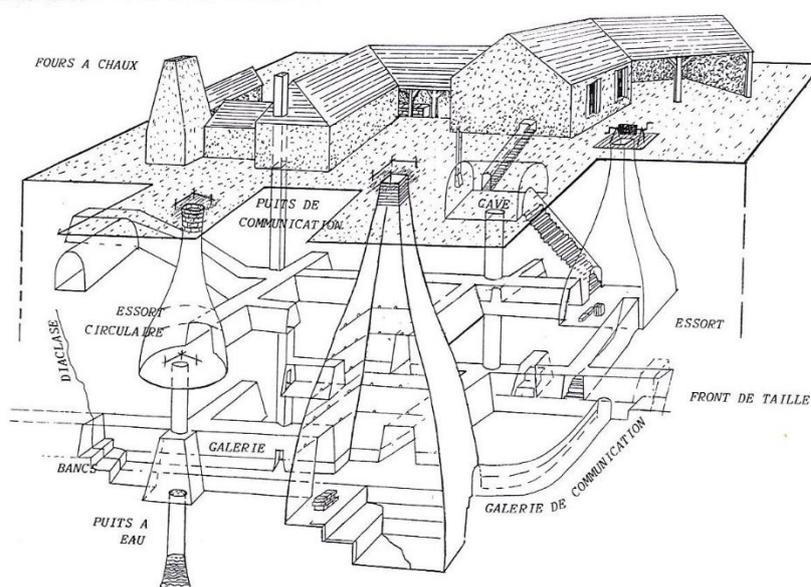


Figure 3 : Méthode d'exploitation de crayères en Champagne (d'après P. Tourtebatte in Ineris 2012))

En Normandie (Adam et al., 2008), l'extraction de la craie, nécessaire à l'amendement des terres agricoles, a donné lieu à des modes d'exploitation assez similaires. Les « marnières » étaient creusées à partir de puits de diamètres limités (1 à 2 m maximum, soit la taille d'un homme), foncés par des moyens manuels au travers des formations superficielles argileuses. Une fois le puits creusé, l'extraction était poursuivie à l'horizontale dans la craie, par le creusement de chambres de tailles limitées (volumes maximaux de l'ordre de 200 m³). Les puits d'accès ont parfois été comblés, sur toute ou partie de leur hauteur, et leur emplacement matérialisé par la plantation d'un arbre ou quelques arbustes.

La plupart des puits sont de forme circulaire avec un diamètre variable entre 1 m pour les plus petits (aération, lumière, etc.) jusqu'à 4 m pour ceux utilisés pour l'exploitation (accès, remontée des blocs et descente des matériels de grande dimension).

2.2 Modes de construction de fermeture de puits

Une fois l'extraction terminée, on procède à la fermeture du puits (Poulard et al., 2017). On distingue trois méthodes de fermeture et d'abandon :

- abandon définitif avec remplissage total du puits ;
- abandon définitif avec remplissage partiel accompagné par la mise en place d'un bouchon au niveau de la tête de puits ;
- abandon en l'état avec mise en place d'un bouchon en surface ou subsurface.

Dans le premier cas (abandon définitif avec remplissage total), les puits sont comblés. Un comblement, réalisé dans les règles de l'art, permet d'éliminer tout risque associé car la colonne de vide initiale, à l'origine d'une possible instabilité, est supprimée. Malheureusement, dans beaucoup de cas, la stabilité du remblai n'est pas assurée dans le temps, ce qui conduit au débouffrage dans les galeries adjacentes (si elles ne sont pas elles même traitées) et à l'ouverture du puits.

Pour les autres cas, le mode de fermeture des têtes de puits varie d'une région à l'autre, d'une période à une autre. Il peut s'agir d'une simple condamnation « artisanale » par des poutres en bois (Figure 4) que l'on retrouve notamment dans les fermetures de marnières, ou bien une véritable construction maçonnée plus ou moins élaborée, que l'on mettait en place par exemple dans les catiches du Nord ou les crayères de Champagne (Figure 5) selon le matériau disponible et la forme du puits.

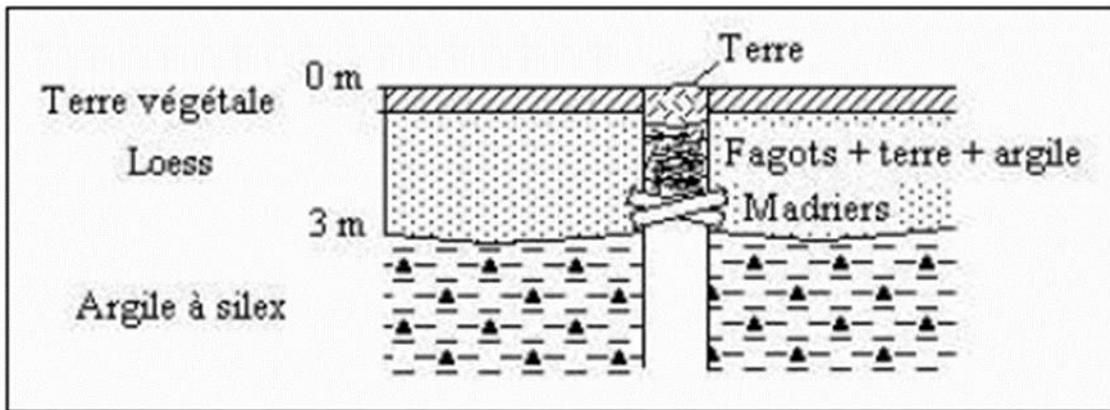


Figure 4 : Bouchon mis en place sur un puits de marnière (LCPC, 2008)



Figure 5 : Exemple des fermetures de tête de puits circulaire en briques (Pas-de-Calais) et rectangulaire par maçonnerie en moellons (Marne)

Quand les vides ont été réutilisés (notamment par les champignonnistes) et lorsque des travaux de mise en sécurité de la surface ont été réalisés, on retrouve des fermetures composées de dalles en béton plus ou moins bien dimensionnées (Figure 6) et tenant compte de la géologie de surface. Ces dalles en béton sont normalement fondées sur une couche résistante. Un remblai est ensuite mis en place jusqu'à la surface du sol d'origine (Figure 7).



Figure 6 : Exemple d'un puits d'aération d'une ancienne carrière souterraine fermé par une dalle en béton - Saint-Cyr-en-Bourg (49), 2012 (Cerema)

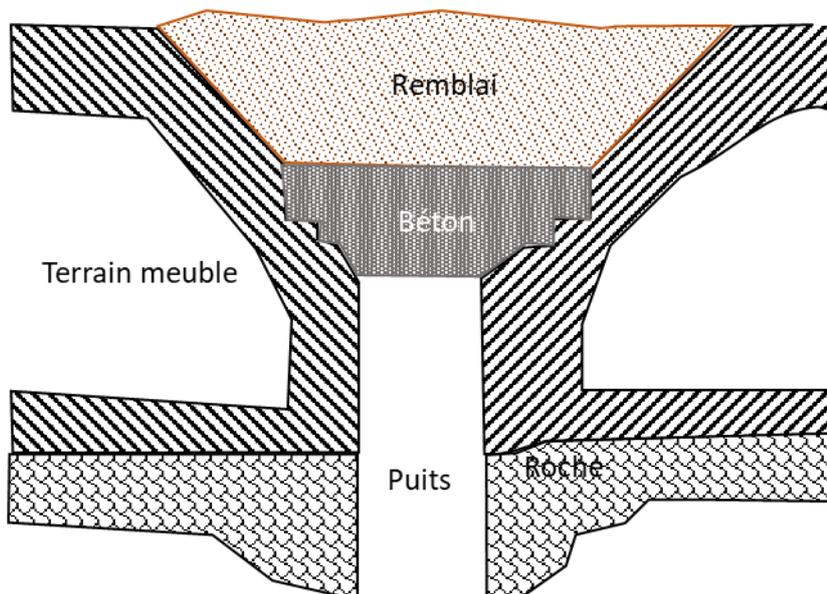


Figure 7 : Croquis de fermeture d'un puits par un bouchon en tenant compte des caractéristiques des terrains superficiels (National Coal Board 1982 in Coal Authority)

Pour les bouchons réalisés en maçonnerie traditionnelle, les blocs utilisés pour la construction du bouchon ont une provenance locale (par exemple dans le Nord, briques ou craie issue de l'exploitation) et sont sommairement rectifiés. Ils sont mis en place sous la forme d'une voûte d'une hauteur égale à la moitié du diamètre que l'on appelle « voûte en encorbellement ». Cette technique convient notamment à des constructions rondes et fermées comme les puits. À chaque rang, la pierre du dessus s'avance un peu dans le vide vers l'intérieur (Figure 8). Le profil de la pente peut être courbe ou droit. Plus les pierres sont petites, plus la pente est raide. Une pierre est posée à la fin, formant un anneau de blocage.

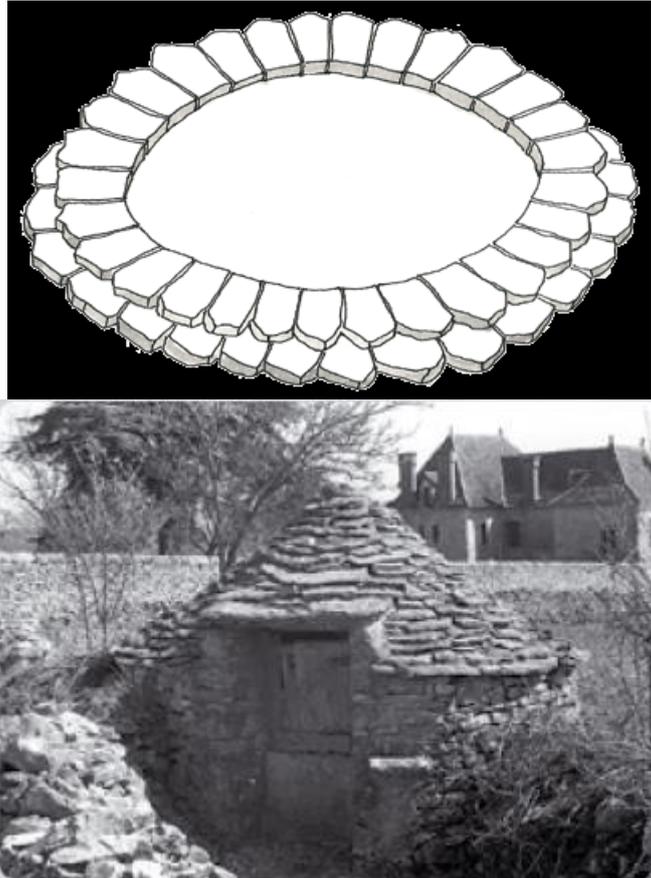


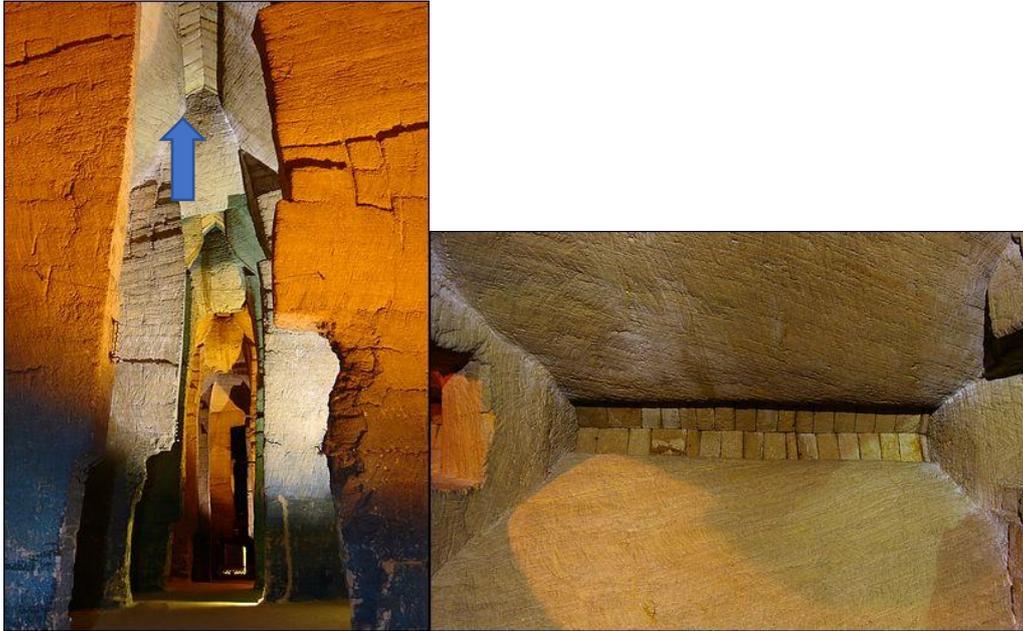
Figure 8 : Méthode de construction de tête de puits - voûte en encorbellement, www.parc-causses-du-quercy.fr

Une fois que le bouchon est terminé, il est couvert par les terrains en place. Les blocs sont la plupart du temps assemblés sans mortier. Ils sont stables grâce à la forme du bouchon et au frottement entre les blocs. Dans les carrières, notamment carrières de craie du Nord, les blocs qui forment le bouchon sont de deux types (Figure 9) :

- des blocs de grandes dimensions : 40 cm * 20 cm et 17 cm de hauteur. Ces blocs avaient les mêmes dimensions que les blocs destinés à la vente mais étaient utilisés pour cette fonction car ils comportaient des défauts. Les blocs étaient posés de manière à avoir 1/3 de leur largeur en porte-à-faux.
- des blocs de petites dimensions de 10 cm de côté. Les blocs étaient posés les uns sur les autres jusqu'à la fermeture du puits.
- des dalles inclinées permettant la fermeture de la tranchée d'exploitation (Figure 9-b).
- des dalles en tôle, pour le dernier niveau ou des niveaux intermédiaires (Figure 9-c).



a- tête de catiches



b- fermeture d'une tranchée site des Perrières
<http://tchorski.morkitu.org/2/touraine/perrieres.htm>



c- carrière de Prebants, fermeture d'une cheminée vers un niveau supérieur
<http://tchorski.morkitu.org/2/touraine/prebants>

Figure 9 : Formes et dimensions de blocs différentes pour des fermetures de têtes de puits ou de chambres d'exploitation

2.3 Désordres associés en surface

La rupture d'une tête de puits peut être soit associée à la rupture du bouchon lui-même ou à ses appuis ou encore, à la dégradation du puits sans ou avec revêtement (MISSTER, 2014, Ineris, 2015). Elle peut être également la conséquence de la rupture des terrains de subsurface qui s'écoulent dans le puits après effondrement. L'état de dégradation du puits ainsi que la faible résistance du terrain de surface constituent des caractéristiques favorables à la rupture de la tête de puits. L'effondrement correspondant à la rupture des parements du puits entraîne la déstabilisation du bouchon et la formation d'un fontis en surface. L'effondrement d'un bouchon est généralement dépendant des différents facteurs externes et internes suivants :

Facteurs internes à l'ouvrage et au massif

- la géométrie de la fermeture et le matériau utilisé. Il est à noter que certains puits sont fermés par des planches de bois voir des dalles en béton non armées de faible épaisseur ;

- la méthode de construction et/ou les dimensions des éléments constitutifs de la maçonnerie. Les bouchons construits avec des blocs de grande dimension constitués de roche saine sont plus stables que ceux construits avec des petits blocs ;
- la nature du sol d'appui : l'effondrement est plus probable lorsque l'assise est constituée par un sol limoneux que dans le cas d'une roche saine ;
- les dégradations des parties supérieures des parements d'appui qui peuvent également contribuer à la dégradation du bouchon ;
- la variation du niveau hydrogéologique.

Facteurs extérieurs

- les intempéries : ces ouvrages se situent souvent au contact des zones de percolations d'eau en subsurface et sont donc sensibles aux ruissellements. Il y a classiquement toujours plus d'effondrements de puits lors des périodes de forte pluie ;
- les enjeux de surface : bien que plus difficiles à évaluer, les vibrations et les surcharges statiques et/ou dynamiques jouent également un rôle dans la déstabilisation des têtes de puits.

Le risque associé à ce type d'effondrement localisé est la chute accidentelle de personnes ou la destruction d'une partie des structures en surface, en particulier si la colonne du puits n'est pas remblayée.

Les fermetures des puits d'accès réalisées en moellons posés les uns sur les autres sont susceptibles de se rompre en entraînant les terrains situés au-dessus. La dégradation de la tête maçonnée peut se manifester selon plusieurs façons, plus ou moins concomitantes : perte localisée de plusieurs blocs, affaissement ou déflexion de la tête de puits, écaillage des appuis (Figure 10). Cette dégradation évolue en fonction du temps mais la rupture de la tête de puits peut se produire de manière très brutale.



Figure 10 : Affaissement de terrain sur une tête de crayère (Marne)

Le débouillage du remblai d'anciens puits d'accès peut survenir à la suite de l'entraînement gravitaire des remblais (par exemple remobilisés par la présence d'eau) dans les galeries et les cavités connectées au puits. Le débouillage correspond au coulissage des remblais dans la colonne de l'ouvrage. A cause de l'eau, le remblai saturé et lâche s'effondre et perd toute sa résistance. Le

débouillage est également rencontré dans le cas de puits mal remblayés. Ce comportement peut être aggravé par la présence de vibrations en surface liées à des engins de chantier ou au trafic routier.

Il s'agit souvent d'un effondrement localisé de type fontis. Initialement, l'extension de l'effondrement est généralement limitée au diamètre du puits puis elle évolue au cours du temps, conduisant à la formation d'un entonnoir. Le diamètre de ce dernier, en surface, dépend de l'épaisseur de terrain meuble ou peu résistant. La pente du talus dépend de l'épaisseur et de la nature de terrains de recouvrement. (Figure 11).

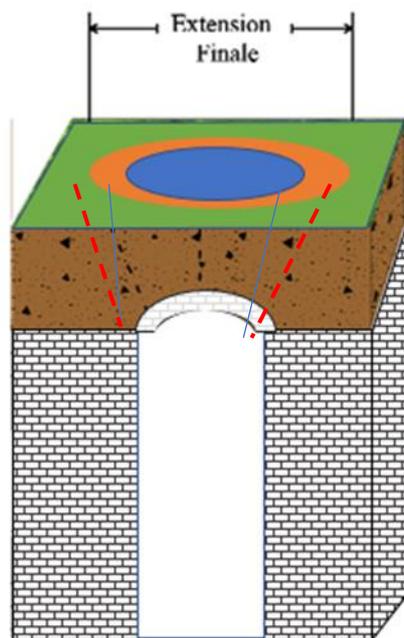


Figure 11 : Evolution de la rupture d'une tête de catiche ou de puits

Dans certains cas, on n'observe qu'un affaissement en surface : il s'agit d'une cuvette d'affaissement à l'emplacement de l'ouvrage débouchant au jour. Ce tassement ou affaissement peut être lent et progressif. L'amplitude de ces désordres est généralement comprise entre 0 et 0,5 m. Ce tassement est sans conséquence grave dans les zones peu urbanisées. Il peut avoir des conséquences importantes pour une route ou un bâtiment.

D'après une analyse de 423 cas d'instabilité liés à des puits (Ineris, 2015), la typologie la plus fréquente est le débouillage qui correspond à 35% des cas, puis l'effondrement de la tête correspondant à 28%. Le tassement en surface ne représente que 14% des cas répertoriés.

2.4 Détection et auscultation préventive

Certaines démarches de prévention permettent d'assurer la sécurité des terrains de surface vis-à-vis de la stabilité des fermetures de puits et le cas échéant, d'engager des travaux de sécurisation (arrêté, 2003, Ineris, 2012).

Il s'agit de :

1. **la détection des ouvrages** : la détection représente le premier niveau d'identification et d'évaluation de l'aléa. Elle consiste à retrouver à l'aveugle l'emplacement de ces puits et leur superposition avec des enjeux de surface. Cette approche n'est pas traitée dans ce document et relève de différentes démarches bibliographiques, géophysiques (plus ou moins destructives) et mécaniques (décapage, forage) développées dans d'autres documents et guides¹. Notons

¹ Guide Ifsttar /Cerema « Méthodes de reconnaissances des cavités - Synthèse des connaissances actuelles » - en cours de finalisation en 2019.

Guide LCPC « les marnières de Haute Normandie – Méthodologies d'études et de prévention 2008 »

simplement que si la reconnaissance de zones d'exploitation par catiches, où les têtes de puits sont contiguës sur de larges emprises, peut se révéler assez aisée, la détection de puits isolés est en revanche plus difficile et nécessite des campagnes de reconnaissance fines et dont le coût reste élevé, notamment en zone urbaine.

2. **la reconnaissance et le diagnostic** : lorsque les cavités sont accessibles par le fond, ou le deviennent par suite d'un effondrement, la première phase d'inspection et de cartographie permet de positionner le(s) puits de l'ancienne exploitation et d'en observer l'état (remblayé, effondré ou vide) et éventuellement d'en contrôler la fermeture (Ineris, 2012, Pluquet et al., 2014). Il est important à ce stade de bien repérer l'épaisseur des terrains de couverture. Les plans en 2D permettent de juger de ces éléments mais des nouvelles technologies comme le Scan Laser 3D sont opérationnelles et définissent rapidement et précisément ces caractéristiques. Elles permettent en outre aux techniciens d'exposer clairement la réalité de l'aléa aux décideurs et aux populations (Figure 12). On peut également utiliser la photogrammétrie, pour lever et caractériser l'état des parois de puits ainsi que la tête.

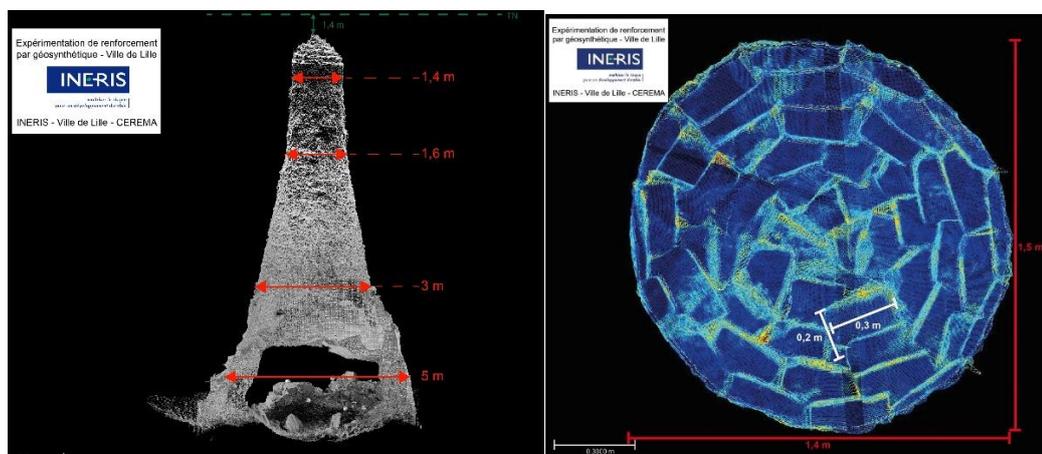


Figure 12 : Numérisation d'une catiche (Catiches de Lille)

Plus récemment, des drones ont commencé à être employés pour inspecter les têtes de puits, notamment dans des zones peu accessibles. L'utilisation de drones volants constitue une avancée notable pour l'inspection « de près » mais les conditions de vol en milieu confiné posent certains problèmes de turbulence, notamment dans les passages étroits entre parois (Figure 13). L'Ineris a testé un drone léger spécifique pouvant répondre à ces contraintes et qui pourrait à terme aider à expertiser ces maçonneries.



Figure 13 : Inspection par drone d'une tête de crayère (Marne)

3. **L'examen visuel** : il permet d'établir un premier diagnostic de l'état des fermetures. Les signes précurseurs de l'instabilité se traduisent en général par des écaillages des blocs, la désolidarisation des éléments de la maçonnerie au niveau des joints, le détachement d'un bloc. La présence de racines ou de traces d'écoulement sont également des signes de dégradation. L'observation de ces fermetures s'effectue « à distance » et malgré les éclairages puissants actuels, il est parfois difficile de bien distinguer ces indices de dégradation et leur évolution. Les services d'inspection confrontés régulièrement à cette problématique (notamment le service d'inspection des carrières du Nord – voir annexe B) ont établi un mode de pré-diagnostic permettant de juger de la vulnérabilité de ce type d'ouvrage.
4. En dernier lieu, **la surveillance** régulière du site permet de compléter le diagnostic initial. L'utilisation de bâches posées au sol ou de peinture sont de bons témoins de surveillance « tout-ou-rien » pour évaluer une dégradation entre deux passages². Des techniques de surveillance instrumentée par radar et/ou par microphone (Figure 13) sont également installés pour juger de la dégradation des structures mais restent encore un peu imprécises pour évaluer une évolution fine.



Figure 13 : Systèmes radar et microphone installés respectivement sous et à côté d'un puits de catiche

2.5 Traitement et mise en sécurité

2.5.1 Construction d'une dalle en béton

La mise en sécurité de la tête d'un puits peut être assurée par la construction d'une dalle en béton armé d'une épaisseur de 20 à 30 cm (Figure 14). Les dimensions, et donc les calculs de dimensionnement, dépendent du diamètre de puits et de l'encaissant géologique. Classiquement (et souvent en l'absence de note de calcul), la dalle en béton représente une surface carrée de 4 m de côté pour une tête de

² Guide surveillance de l'Ineris disponible sur le site internet <https://www.ineris.fr/fr/guide-de-surveillance-des-cavites-souterraines-dorigine-anthropique>

puits de 2 m de diamètre. Elle est généralement réalisée à une certaine profondeur, de l'ordre de 1 m. Au-delà de cette profondeur, la réalisation de la dalle en béton devient plus délicate et plus onéreuse (surtout en milieu péri-urbain). Les dalles visibles ne sont pas recommandées car elles peuvent être utilisées comme plateforme et présentent un risque au lieu d'assurer la sécurité. La mise en place de la dalle nécessiterait, dans le cas où elle serait coulée en place (elle peut éventuellement être préfabriquée), les étapes suivantes :

- terrassement jusqu'à la tête de puits (les déblais sont stockés sur site) ;
- préparation des points d'appuis en fonction de la nature du sol ;
- mise en place d'un coffrage perdu au niveau de l'ouverture ;
- ferrailage et coulage des dalles ;
- remblaiement jusqu'au niveau de terrain naturel avec les matériaux de déblai.

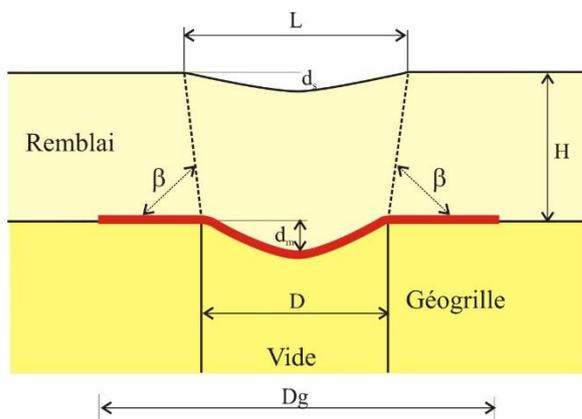
La dalle peut être équipée d'un regard en surface, permettant d'assurer la surveillance visuelle de l'état du remblai ou de revêtement du puits obturé. Son coût moyen varie entre 5000 et 10000 € selon les conditions d'exécution locales.



Figure 14 : Réalisation d'une dalle en béton – au-dessus de tête de puits (Ville de Lille – services de carrières)

2.5.2 Renforcement par une nappe de géosynthétique

Le renforcement par géosynthétique est utilisé depuis de nombreuses années en raison de ses avantages économiques, environnementaux et de la facilité de sa mise en œuvre. L'emploi du géosynthétique peut, dans certaines configurations, être une solution passive efficace pour réduire la vulnérabilité des personnes et partiellement des biens. Elle se prête particulièrement bien à la protection des personnes dans les jardins ou dans les espaces publics. Sa fonction est d'arrêter la progression du fontis jusqu'en surface ou d'en limiter l'intensité, en évitant un effondrement soudain des terrains en surface (Figure 15). Elle est adaptée à des fontis de petites dimensions (< 4 m). Au-delà de ce diamètre, la géogrille n'est plus opérante.



L : Largeur ou diamètre de fontis ;

D : Diamètre de la cavité ou de terrains déconsolidés ;

D_g : Diamètre ou largeur de géogrille ;

d_m : déplacement admissible de géogrille ;

d_s : déplacement en surface du sol ;

H : hauteur de la couche du remblai au-dessus de la nappe de géogrille ;

β : angle délimitant la zone d'influence de la cuvette d'affaissement, il est de l'ordre de 55° (90-γ), γ est l'angle d'influence de l'ordre de 35°.

Figure 15 : Renforcement par géosynthétique (Projet RAFAEL) et mise en place au-dessus d'une tête de catiche (Lille)

2.5.3 Bouchons autoportants

Les bouchons autoportants sont des techniques réservées généralement aux puits miniers. Néanmoins, ils peuvent être employés dans le cas des carrières souterraines. Les bouchons sont réalisés en tête des puits, ils sont souvent en béton armé et ils prennent appui sur les deux côtés. Leur stabilité est assurée aussi par le frottement entre le bouchon et le revêtement du puits. La hauteur du bouchon dépend de la nature de l'interface. Des règles de calculs existent pour déterminer cette hauteur. Le bouchon est appelé aussi autoporteur, même en présence du remblai. La mise en place d'un bouchon béton impose la détermination de plusieurs paramètres : la profondeur d'ancrage, la hauteur du bouchon béton et de la colonne de remblais, ainsi que le mode de mise en place.

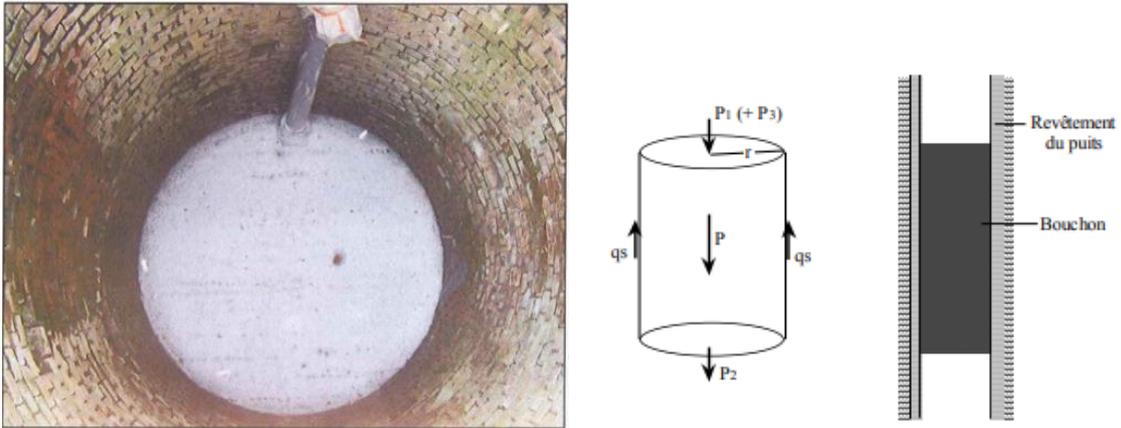


Figure 16 : Principe d'un bouchon autoportant et exemple d'un puits traité par bouchon autoportant (GEODERIS)

2.5.4 Remblayage

Le comblement ou le remblayage total d'un puits rend l'accès aux travaux souterrains inaccessible (Jeffery et Walker). Le remblayage d'un puits permet en conséquence d'éviter la dégradation du revêtement et donc son effondrement qui pourrait conduire à des mouvements non-contrôlés en surface (affaissement, fontis, etc.). Il est important de réaliser des études hydrogéologiques, environnementales et géologiques avant de réaliser le comblement. En outre, des investigations poussées (visuelles ou l'aide de drones) de l'état du puits doivent être menées avant de condamner définitivement un puits. Il est également nécessaire de réaliser une inspection préalable du puits avec une caméra vidéo ou à l'aide de drone.

Les puits remblayés, notamment ceux datant du siècle dernier, sont souvent des puits peu profonds. Ils étaient comblés par de la terre non compactée, ce qui posait évidemment des soucis d'affaissements et de débouillage. Parfois, le remblai était limité à la partie supérieure de l'ouvrage et déposé sur un plancher ou une voûte de briques. D'autre part, la consolidation du remblai sous son propre poids conduit à un tassement en surface voire à la création d'un fontis (photo de la Figure 10). L'état de remblayage des puits est rarement connu et peut évoluer à terme, notamment à la suite de l'écoulement des remblais dans des galeries, à leur tassement ou à leur affouillement à la suite d'infiltrations d'eaux.

3. Etude de la stabilité à l'aide de modélisations analytique et numérique

L'objectif de cette partie est d'étudier la stabilité de la tête de puits en fonction de sa géométrie, de la nature du sol et ses appuis. L'analyse de la stabilité a été réalisée à l'aide d'une approche analytique et d'une modélisation numérique en 2D. Elle s'appuie sur une géométrie propre aux exploitations de craie du Nord de la France et en particulier aux types de fermetures des puits et catiches. Nous avons choisi ce cas afin d'illustrer la démarche et d'identifier les points les plus sensibles à prendre en compte pour réaliser le diagnostic et juger de la vulnérabilité des ouvrages d'accès aux carrières souterraines débouchant au jour.

3.1 Etude de la stabilité à l'aide d'une approche analytique

Les méthodes analytiques sont déployées pour étudier trois types de rupture qui sont fréquents et conduisent à l'effondrement de la tête du puits :

- rupture des terrains de remblai au-dessus de la tête de puits,
- rupture des appuis,
- rupture de la fermeture du puits elle-même.

Stabilité des terrains

Si on considère que le bouchon a la forme d'une voûte ou d'une dalle située à une profondeur h , la voûte doit porter les terrains sus-jacents correspondant à une colonne (Figure 17). La voûte/dalle du sol est sollicitée par la somme des forces correspondant au poids du terrain et des charges extérieures au-dessus de la voûte/dalle ($F_{\text{extérieur}}$ et F_{sol}). L'équilibre est assuré lorsque cette charge est inférieure à la résistance au cisaillement du remblai (F_{ac}). La résistance du remblai dépend pour l'essentiel de son angle de frottement et de sa cohésion.

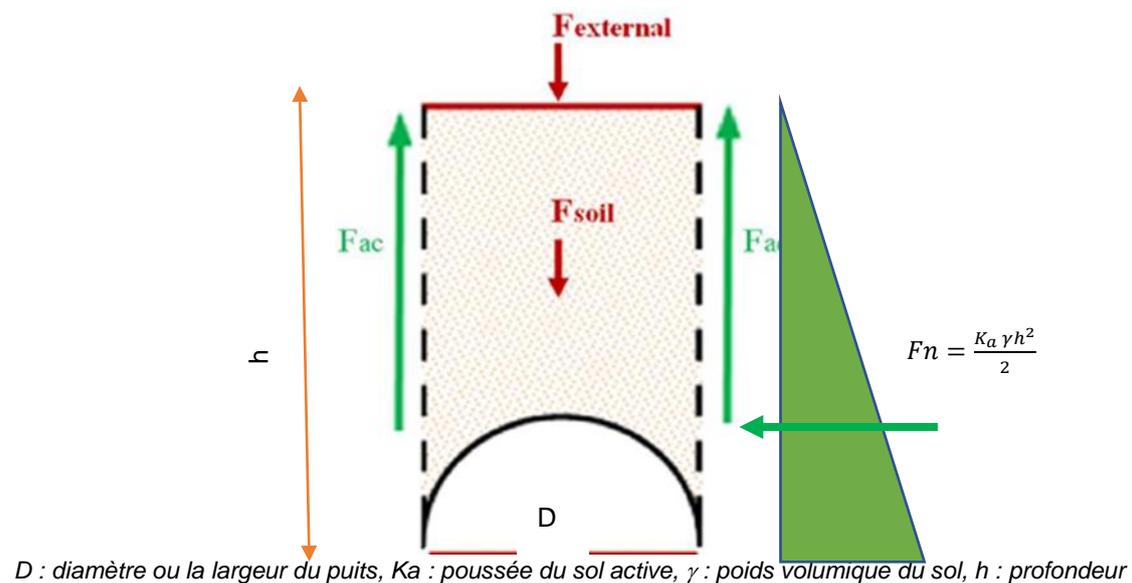


Figure 17 : Stabilité de la colonne du sol au-dessus de la fermeture du puits

Dans le cas d'un remblai d'une hauteur « h » et d'un puits de diamètre D , le poids du sol (F_{sol}) est donné par la relation suivante :

$$F_{\text{sol}} = \gamma h \frac{\pi D^2}{4}$$

Et la force de résistance est donnée par l'équation suivante :

$$T_{\text{ac}} = F_{\text{ac}} = F_n * \tan \varphi + F_c = \pi D \left(\frac{K_a \gamma h^2}{2} \tan \varphi + ch \right)$$

Un simple calcul permet d'estimer le coefficient de sécurité.

$$FS = \frac{F_{sol}}{F_{ac}}$$

Un exemple d'application est donné ci-après pour un diamètre de voûte/dalle pris égal à 2 m. Trois types de sol ont été retenus : un sol sablo-argileux (1) un sol plutôt sableux (2) et un sol plutôt argileux (3). Des caractéristiques géomécaniques standard sont données dans le Tableau 1. L'épaisseur du sol a été considérée variable de 0,5 à 2 m.

Type du sol	Poids volumique kN/m ³	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Sol – surface (1)	18	1	25
Sol – surface (2)	18	0	30
Sol – surface (3)	18	2	20

Tableau 1 : Caractéristiques géomécaniques du sol au-dessus de la voûte/dalle.

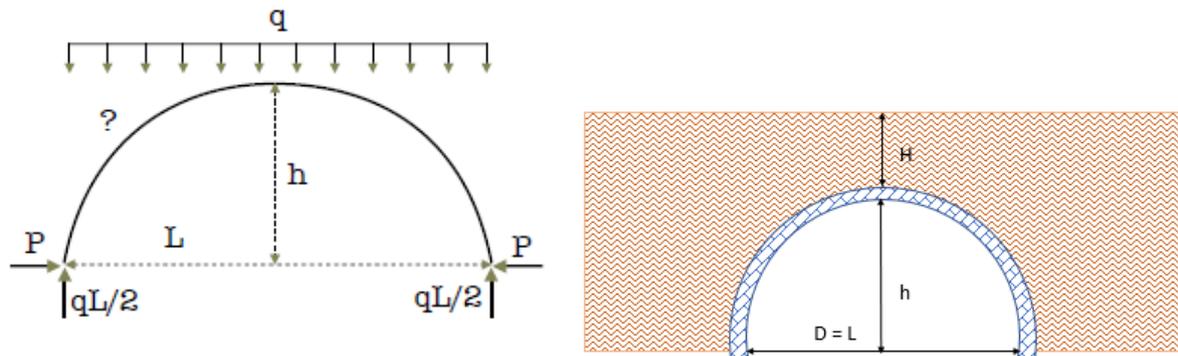
La Figure 18 représente les valeurs du coefficient de sécurité en fonction de l'épaisseur du sol au-dessus de la fermeture de la tête de puits pour les trois types de sol. On note que la colonne de sol est quasiment instable pour toutes les configurations étudiées jusqu'à 2 m de profondeur, avec un coefficient de sécurité égal ou inférieur à 1. En outre plus l'épaisseur des terrains de couverture est faible, plus le risque de rupture est important. En conséquence, le bouchon mis en place est sollicité par une partie ou la totalité du poids du sol et des charges extérieures et sa rupture dépend de la nature du bouchon et de sa composition.



Figure 18 : Evaluation du coefficient de sécurité (FS) en fonction de l'épaisseur de terrain (h) pour différents types de sol (c : cohésion et phi : angle de frottement) au-dessus de la fermeture de la tête de catiche

Rupture des appuis

Dans le cas d'une voûte, les appuis doivent être stables sous l'effet du poids de la voûte et de la surcharge extérieure (q) induite par le poids propre du terrain situé au-dessus de la voûte (Figure 19). La réaction verticale, au niveau de l'appui, doit être comparée à la résistance à la compression du sol/roche au niveau de l'appui. Dans le cas d'un sol peu résistant, un tassement de l'appui peut conduire à la déstabilisation de la fermeture et son effondrement. La réaction horizontale P doit être vérifiée par rapport au risque de glissement, donc en fonction de l'angle de frottement de l'appui. La réaction horizontale est donnée par la relation suivante : $P = \frac{qL^2}{8h}$.



H : Hauteur du sol au-dessus de la voûte, P : réaction horizontale, $D=L$: diamètre ou la largeur du puits, q : charge répartie verticale

Figure 19 : Comportement d'une voûte soumise à un chargement uniforme

Un exemple est donné en vérifiant la stabilité d'une voûte en demi-cercle ($h=L/2$) avec une épaisseur de sol sus-jacent de 1 m. Il est à noter que la charge verticale est au maximum égale au poids de terrain au-dessus de la voûte. Le calcul du coefficient de sécurité est effectué pour les données présentées dans le Tableau 2.

Diamètre $L=D$	Epaisseur du sol H	Charge verticale $q = \gamma H$	Réaction horizontale $P = \frac{qL^2}{8h}$	Angle de frottement φ	Coefficient de sécurité $F_s = \frac{q \tan \varphi}{P}$
2 m	1 m	18 kN/m	9 kN/m	30°	1,15
				20°	0,72
				10°	0,35

Tableau 2 : Calcul de la stabilité de la voûte sur le critère du glissement des appuis

On note que les appuis de la voûte sont instables à cause du glissement horizontal, sauf pour un terrain présentant un angle de frottement supérieur à 30°. L'instabilité des appuis (le glissement même faible des blocs constitutifs de la voûte) se traduirait par une déflexion et des déplacements relatifs entre les blocs de la voûte, et favoriserait en conséquence l'effondrement partiel ou total de la voûte et la formation d'un fontis en surface en l'absence du foisonnement suffisant des terrains éboulés.

Il est également à noter que la charge verticale peut augmenter dans plusieurs situations : présence de remblai, route, structure. L'angle de frottement peut également diminuer dans le cas d'une dégradation de la surface de contact entre la voûte et les appuis ou de percolations d'eau importantes au sein des terrains superficiels.

La géométrie de la voûte est également un paramètre critique, une voûte aplatie ayant une hauteur moins importante se traduit par une réaction horizontale et des contraintes de traction plus importantes, ce qui conduit à une instabilité de la voûte.

En conclusion, l'approche analytique présentée ci-avant permet, sur la base de certaines hypothèses, de préciser les conditions d'instabilité de la voûte en fonction de trois facteurs :

- les caractéristiques géomécaniques du sol superficiel ;
- la profondeur de l'ouvrage (ou l'épaisseur des remblais) ;
- la nature des appuis.

La voûte est plus sollicitée dans le cas de terrains de couverture ayant une faible épaisseur. A partir du moment où la voûte est sollicitée, le risque de rupture dépend de la stabilité des appuis. Le risque d'effondrement augmente dans le cas où l'angle de frottement des appuis est faible.

3.2 Etude de la stabilité à l'aide de la modélisation numérique

La modélisation numérique est employée pour analyser la stabilité globale et locale des têtes de puits en tenant compte de l'ensemble des paramètres géométriques et géomécaniques. Nous avons étudié plusieurs modes de fermeture : dalle horizontale, dalles inclinées et voûte. La modélisation est réalisée avec le code de calcul UDEC, basé sur la méthode des éléments distincts et permettant de modéliser le milieu discontinu et la maçonnerie (Itasca). L'annexe C représente la méthode de calcul et le code de calcul. Le modèle est en 2D, il permet d'étudier la stabilité et l'interaction avec les terrains de surface et les appuis (Figure 33).

3.2.1 Modèle de voûte

Pour étudier le comportement global de la voûte et le mécanisme de rupture possible, nous avons mené une modélisation numérique permettant de simuler les blocs de la voûte, les appuis et les terrains de la surface. La géométrie du modèle est un rectangle de 10 m de long et de 5 m de haut. Le diamètre de la tête de puits est de 2 m, sa base se trouve à 2 m de la surface. Concernant la fermeture par des blocs en maçonnerie, 3 configurations ont été étudiées (Figure 20) :

- la première configuration correspond à des blocs de 40 cm de long et 17 cm de haut. Chaque bloc est posé sur 2/3 de l'autre ;
- la deuxième configuration correspond à une voûte en demi-cercle découpée en blocs de 17 cm de large ;
- la troisième configuration correspond également à une voûte en demi-cercle mais découpée en blocs de petites dimensions.

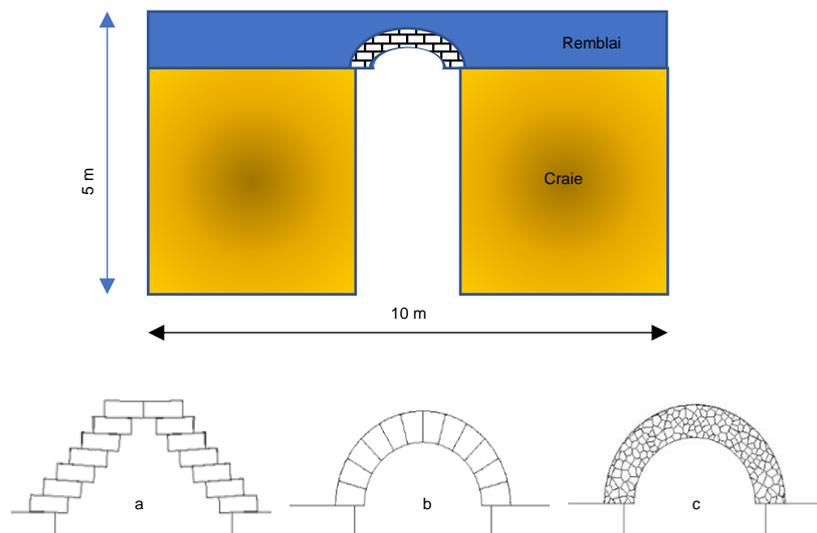


Figure 20 : Différentes configurations géométriques de la voûte modélisées avec UDEC

Les blocs formant la tête de puits sont liés en joints secs, ayant essentiellement du frottement et sans aucun mortier. Pour les terrains, on distingue trois ou quatre matériaux en fonction de la présence ou non de limon entre la voûte et les appuis (piliers) :

- le premier matériau est celui des blocs de fermeture de l'ouvrage ; ils sont constitués de craie de bonne qualité ;
- le deuxième matériau constitue les appuis de la tête de puits ; il est généralement constitué de craie plus altérée et fracturée dans sa partie supérieure ;
- le troisième matériau est celui des terrains de recouvrement, composés généralement d'un sol superficiel (remblais et terre végétale) de caractéristiques mécaniques faibles.
- le quatrième matériau est la couche de limon qui peut se trouver entre la craie et les terrains de recouvrement et constituer dans ce cas l'appui de la voûte maçonnée.

Les caractéristiques géomécaniques utilisées sont issues d'essais réalisés à Lille par le Cerema, DTer Nord-Picardie, à l'occasion d'un plot d'essai concernant le traitement par géotextile d'une tête de

catiche. La bibliographie disponible a également été utilisée. Le Tableau 3 représente les caractéristiques mécaniques des couches de sol, des blocs de maçonnerie et des joints entre les blocs. Le critère de rupture adopté est celui de Mohr-Coulomb, il est défini par l'angle de frottement et la cohésion.

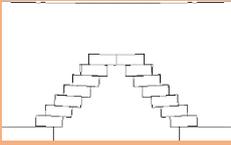
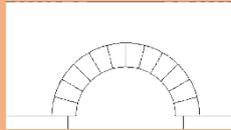
Matériau	Poids volumique kN/m ³	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	Résistance à la traction (kPa)
Craie	18	1000	0,3	100	30	10
Moellon – catiche	20	1000	0,3	1000	30	100
Limon	18	100	0,3	10	20	1
Sol – surface	18	100	0,3	1	25	0,1
Joints		Raideur normale Jkn MPa/m	Jkn/Jks			
		833	100		30°	

Tableau 3 : Caractéristiques géomécaniques des terrains et des joints entre les blocs de la voûte

Les conditions aux limites correspondent respectivement à des déplacements imposés sur la base et les limites latérales du modèle. Le chargement correspond au poids propre du terrain, il est en fonction du poids volumique.

Nous avons réalisé 8 modèles numériques. Ils couvrent les paramètres suivants : la géométrie des blocs, la nature des appuis et les caractéristiques des joints entre les blocs.

Nous avons analysé la stabilité/instabilité de chaque configuration et les points critiques associés : tête de puits, ouverture de joints, tassement en surface (Figure 21). La contrainte normale nulle ou de traction se traduit par l'ouverture de ces joints. L'ouverture des joints entre les blocs doit être interprétée comme un facteur favorisant l'infiltration d'eau et réduisant en conséquence l'angle de frottement à terme.

Cas 1	Grands blocs & appuis en craie	
Tête de catiche stable, ouverture de joints entre le sol et les moellons, faible tassement en surface.		
Cas 2	Grands blocs en forme de voûte & appuis en craie	
Tête de catiche stable, absence de joints ouverts, peu de tassement		
Cas 3	Grands blocs & appuis en limon	

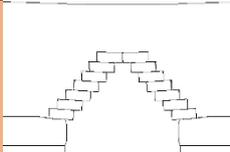
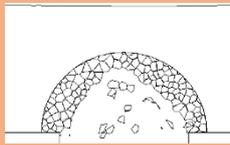
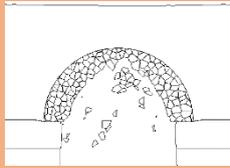
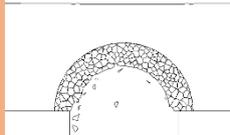
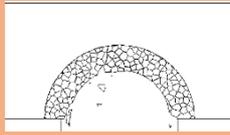
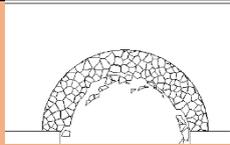
Tête de catiche présentant des ouvertures relativement importantes : écrasement de la couche de Limon, ouverture de joints entre le sol et les moellons, tassement en surface significatif	
Cas 4	Petits blocs & appuis en craie
Tête de catiche instable notamment dans la partie centrale, tassement en surface significatif. Conséquence à terme : un effondrement de la tête.	
Cas 5	Petits blocs & appuis en limon
Tête de catiche totalement instable, Ecrasement de la couche de limon, Ouverture de joints entre le sol et les moellons, Tassement en surface significatif. Conséquence à terme : un effondrement de la tête.	
Cas 6	Petits blocs & appuis en craie & angle de frottement de joints de 45° (plus élevé qu'au cas 4)
Tête de catiche localement instable, tassement en surface faible. Conséquence à terme : tête stable.	
Cas 7	Petits blocs & appuis en craie & angle de frottement de joints de 60°
Tête de catiche très localement instable Tassement en surface très faible	
Cas 8	Petits blocs & appuis en craie & Angle de frottement de joints de 75°
Tête de catiche localement instable, Tassement en surface très faible	

Figure 21 : Résultats de simulations numériques pour différentes configurations

3.2.2 Modèle de dalle horizontale et inclinée

Dans certaines carrières souterraines, la fermeture du puits était assurée par des pierres inclinées ou des dalles horizontales en béton pour réutiliser les terres de surface (plus particulièrement la mise en culture). L'obturation du puits se faisait avec des plaques mises bout à bout et appuyées l'une contre l'autre.

Nous avons étudié leur stabilité à l'aide de la modélisation numérique avec le code UDEC en conservant la même dimension pour l'ouvrage que dans le cas d'une voûte (ou d'une tranchée). Pour les dalles inclinées, nous avons fait varier la hauteur H (entre la base et le sommet) de 1 m à 0 m. La dernière configuration correspond à une dalle horizontale.

Le Tableau 4 résume et compare les résultats obtenus en termes de déplacement en surface et au centre de la dalle ainsi que de contraintes maximales de compression et de traction observées dans les éléments de fermeture (dalle, voûte ou dalles inclinées). On note que la solution des dalles inclinées formant une voûte d'une hauteur de 1 m, présente une solution stable par rapport aux deux solutions de dalle horizontale et d'une voûte en blocs. Le déplacement en surface est généralement plus faible que celui obtenu pour les deux configurations (voûte et dalle horizontale).

Les contraintes sont principalement de compression et inférieures à la résistance à la compression moyenne de la craie sauf dans le cas d'une dalle horizontale où les contraintes de tractions sont importantes. Pour cette dernière raison, il est indispensable de réaliser la dalle en béton armé.

La diminution de l'épaisseur de dalle en béton réduit sa rigidité à la flexion. Cette diminution de l'épaisseur se traduit en conséquence, par une augmentation du déplacement de la dalle.

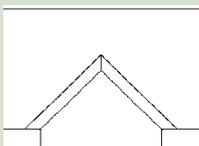
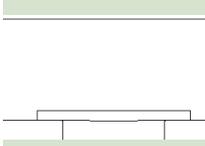
Couverture	Voûte en craie	Dalles inclinées en craie			Dalle horizontale en béton
					
Epaisseur (m)	0,17	0,20			
Largeur du puits (m)	2				
Hauteur (m)	2	1	0,5	0,25	0
Déplacement surface (mm)	40	1,5	10	16,1	11,2
Déplacement dalle (mm)	40	4	12	25	16
Contrainte max. de compression (MPa)	0,72	1,42	1,16	2,15	2,78
Contrainte max. de traction (MPa)	0,094	0,097	0,096	0,097	2,75

Tableau 4 : Stabilité des différents modes de fermeture des puits

4. Prise en compte des facteurs aggravants de l'instabilité

Plusieurs facteurs intrinsèques et extérieurs modifient le comportement des fermetures des puits abandonnés. Parmi les facteurs intrinsèques, on peut citer la géométrie, l'élançement de la voûte et la nature des appuis.

Des facteurs extérieurs tels que la présence de racines, en se propageant dans la roche, induisent et agrandissent les fractures déjà présentes. La fuite ou la rupture de canalisations induisent une venue d'eau à fort débit et en pression. Cela entraîne une surcharge hydraulique continue et ponctuelle par infiltration d'eau dans les terrains sus-jacents et active des mécanismes d'instabilité d'ensemble.

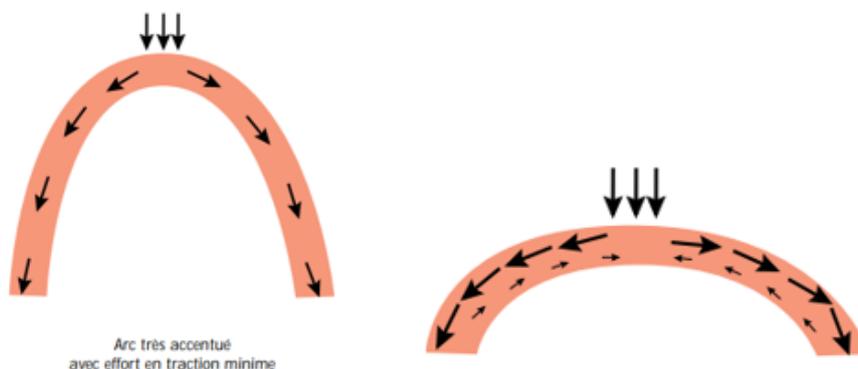
De manière identique, une surcharge statique, à l'aplomb d'une cavité proche de la surface, peut déstabiliser l'ouvrage. Cette surcharge peut correspondre à l'édification d'un bâtiment ou encore au stationnement d'un véhicule lourd.

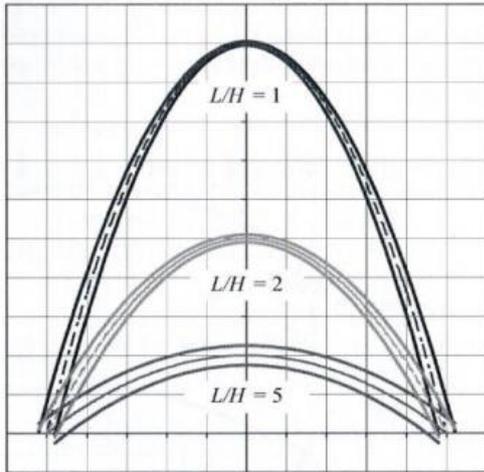
Nous avons donc essayé de préciser l'influence de ces facteurs à l'aide d'approches analytique et/ou numérique. Les calculs numériques ont également été réalisés avec le code UDEC. Plusieurs paramètres ont été étudiés tels que l'épaisseur du bloc constituant la fermeture de la tête de catiche, les caractéristiques de l'interface, le mode de chargement, la présence d'une fuite, la résistance des appuis, la forme géométrique de la catiche.

4.1 Facteurs intrinsèques à la configuration de la fermeture du puits

4.1.1 Effet de la forme de la voûte

La forme de la voûte joue un rôle important dans sa stabilité, avec le risque de développer des contraintes de traction. Des études réalisées ont montré que des voûtes ayant un rapport L/H important (>2) sont moins stables à cause du développement de contraintes de traction. Les voûtes ayant un L/H faible nécessite une épaisseur de la voûte plus importante pour rester stable (Figure 22). Les voûtes présentant un grand rapport L/H favorisent le développement des contraintes de traction qui peuvent être à l'origine des instabilités. En revanche dans le cas où L/H est très faible, grande hauteur, le risque de rupture par flambage existe.





L/H		Gain de matière obtenu par l'arc à "pattes d'éléphant"
1		33,9%
2		29,5%
3		23,3%
4		17,9%
5		13,7%
10		4,7%

Figure 22 : Effet de la géométrie de la voûte (Antonelli et al., 2016)

Le modèle analytique permet d'étudier la stabilité des appuis de la voûte (Figure 23). La réaction horizontale est dépendante du rapport L/h . Ce modèle considère que les appuis sont stables vis-à-vis du glissement si la force horizontale (P : réaction horizontale de l'appui = $qL^2/8h$) est inférieure à la résistance au glissement. La résistance au glissement (cisaillement) est calculée en fonction de la force normale et le coefficient de frottement de l'interface ($F_s = F_n \tan \varphi$).

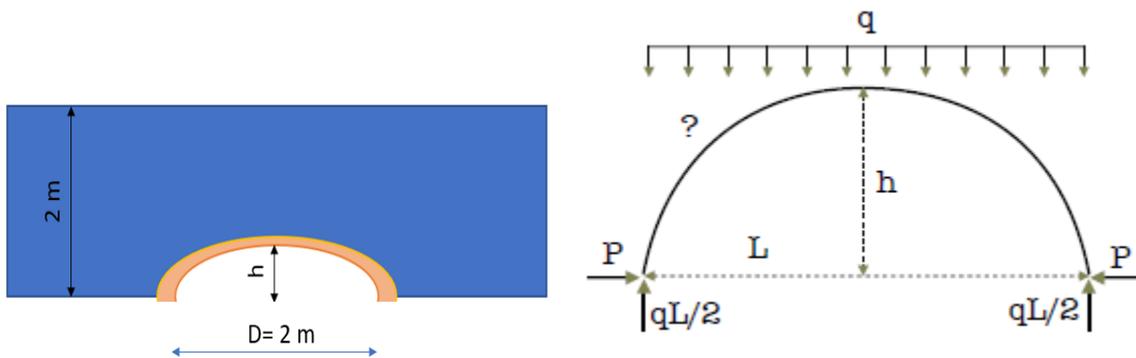


Figure 23 : Modèle analytique de la stabilité de la voûte

Pour un chargement (q) et un diamètre du puits (L ou D) donnés, l'angle de frottement doit être plus grand pour des voûtes de faible hauteur par rapport à des voûtes de grande hauteur ($\tan \varphi > 1/4h$).

Le coefficient de sécurité augmente avec la hauteur de la voûte (Figure 24). Le calcul montre également que la stabilité est associée à l'angle de frottement du terrain à l'interface voûte-appuis. Une voûte avec des appuis ayant un faible angle de frottement et une faible hauteur sera instable. A titre d'exemple, pour un puits de 2 m de largeur (D), une voûte de 1 m de hauteur ne sera stable que si l'angle de frottement est égal ou supérieur à 30° . Une diminution de cet angle rendra la voûte instable même pour des voûtes de grande hauteur ($h > 1$ m).

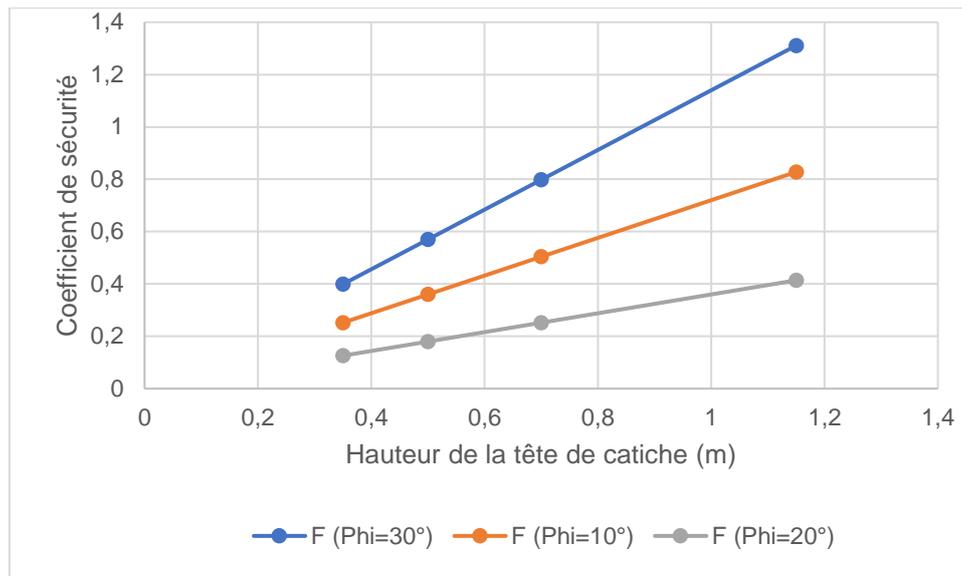


Figure 24 : Calcul du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de la voûte pour un puits de 2 m de diamètre

Nous avons également réalisé un modèle numérique afin d'estimer l'effet de la hauteur de cloche. Le modèle est basé sur la première géométrie, correspondant à celle décrite en tant que fermeture des têtes de catiche (Figure 20-a). Cinq hauteurs ont ainsi été modélisées de 0,17 m (très faible hauteur et L/H=11) à 1 m (L/H=2). L'unité (bloc) constituant la voûte a été gardée constante (17 cm d'épaisseur et 40 cm de longueur).

Les déplacements verticaux et les contraintes de compression et de traction maximales ont ainsi été analysés. Le Tableau 5 résume les principaux résultats obtenus. On note que la voûte ayant une très faible hauteur (L/H=11) est complètement instable, l'effet de voûte n'étant pas formé. A partir de 50 cm de hauteur, la voûte est stable, néanmoins les contraintes, notamment en compression, et les déplacements sont plus importants que ceux du modèle de référence correspondant à 1 m de hauteur. Les résultats du calcul numérique confirment ceux obtenus ci-dessus analytiquement. Néanmoins, l'effet de la hauteur de voûte est moins important pour une voûte construite avec les blocs.

Hauteur de la voûte (m)	0,17	0,5	0,70	0,85	1
Déplacement surface (mm)	464	42	39	41	33
Déplacement catiche (mm)	385	60	60	56	42
Contrainte max. de compression (MPa)	0,62	0,64	0,71	0,50	0,56
Contrainte max. de traction (MPa)	0,099	0,097	0,094	0,099	0,096
Stabilité	instable	stable	stable	stable	stable

Tableau 5 : Effet de la hauteur de la voûte – résultats de la modélisation numérique

4.1.2 Effet de l'épaisseur du sol au-dessus de la voûte

Nous avons fait varier l'épaisseur de la couche du sol entre 1,5 et 5 m toute en gardant la même géométrie de la voûte. Rappelons que la hauteur de voûte est de 1 m (configuration de référence), l'épaisseur du sol, au-dessus de la voûte, varie donc entre 0,5 m et 4 m.

Les caractéristiques mécaniques et les conditions aux limites du modèle sont identiques au modèle de référence (cf. Tableau 3). Nous avons suivi les déplacements maximaux verticaux en surface et au centre de la tête de catiche. Le déplacement maximal au-centre de la voûte augmente pratiquement linéairement avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du sol (Figure 24). En revanche le déplacement maximal mesuré en surface devient constant pour une épaisseur égale ou supérieure à 3 m. Les blocs de la tête de la voûte s'ouvrent et l'ouverture maximale augmente également linéairement avec l'augmentation de l'épaisseur (Figure 27). L'augmentation de l'épaisseur du sol a une autre conséquence : il s'agit de l'augmentation de la contrainte verticale de compression sans qu'elle soit associée à l'augmentation de la contrainte de traction (Figure 26). L'augmentation de la contrainte verticale de compression se traduit par la rupture des appuis de la craie, en présence de diaclases avec une configuration défavorable ou d'une couche de limon. L'épaisseur du sol peut donc avoir un rôle déstabilisateur sur la stabilité de la tête de catiche.

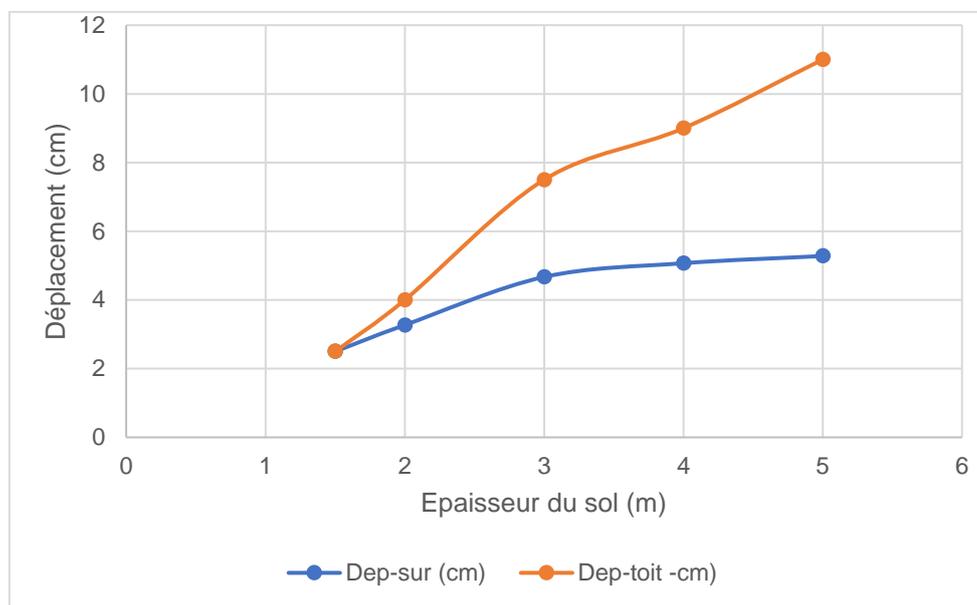


Figure 25 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte – déplacement vertical

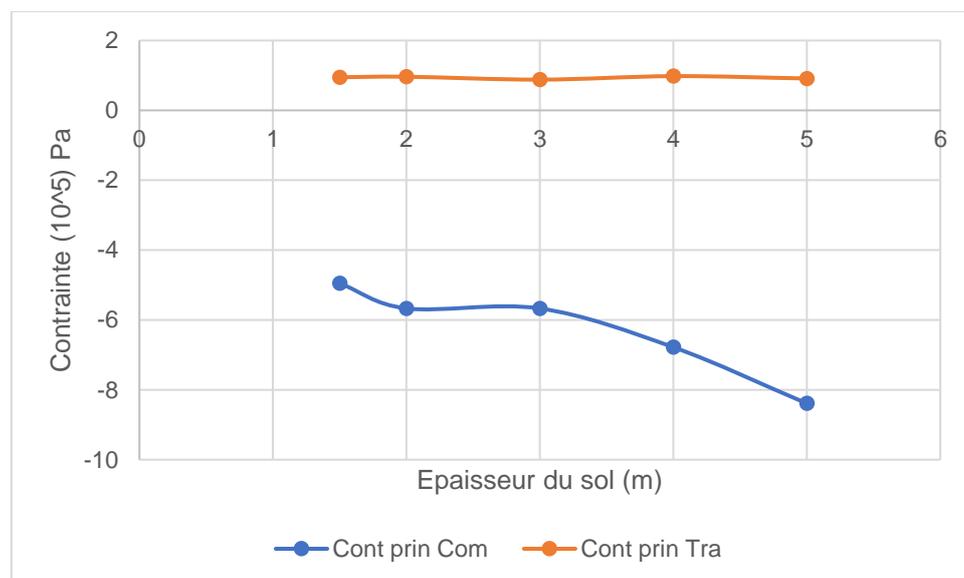


Figure 26 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte – contraintes maximales

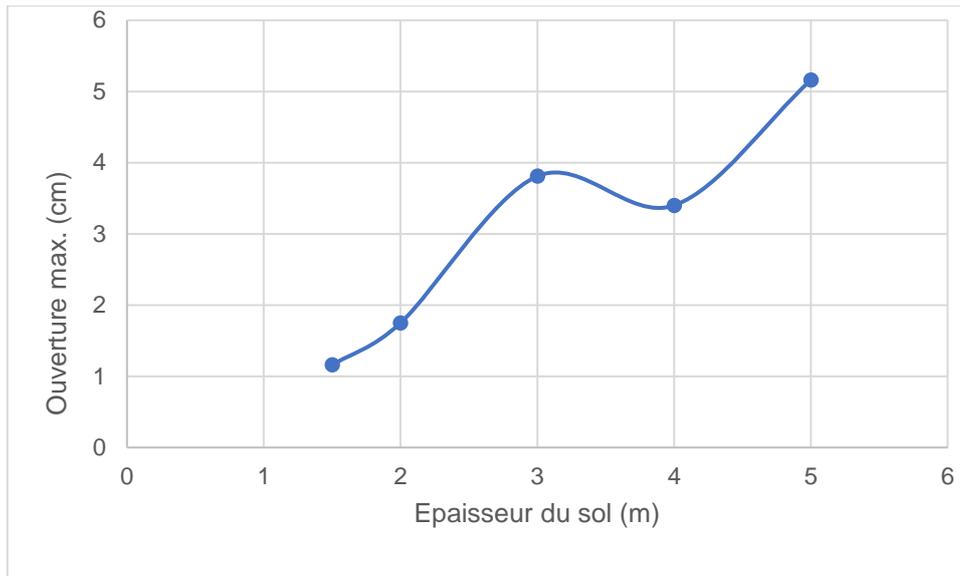


Figure 27 : Influence de la hauteur du sol au-dessus de la voûte - ouverture des blocs

4.1.3 Effet de la géométrie des blocs

La méthode de construction de la voûte par des blocs superposés dépend de la géométrie des blocs. Deux configurations ont été étudiées, la première correspond à des blocs construits superposés en porte-à-faux « moitié sur moitié ». La deuxième configuration correspond à des blocs construits avec un tiers en porte-à-faux. Chaque configuration a été enrichie par deux sous configurations correspondant à deux épaisseurs des blocs, respectivement 10 et 30 cm.

Les calculs ont été conduits soit pour des blocs ayant un comportement élastique (E) ou un comportement élasto-plastique (P). Les caractéristiques mécaniques et les conditions aux limites sont identiques au calcul présenté ci-avant (cf. Tableau 3).

Les résultats ont été analysés en termes de contraintes maximales de compression et de traction, de déplacement maximal et de points plastiques (uniquement pour les calculs élasto-plastiques). Le Tableau 6 présente la synthèse des résultats obtenus. L'augmentation de la partie des blocs en porte-à-faux, soit la moitié du bloc au lieu d'un tiers conduit à :

- 1- l'augmentation de la contrainte de traction maximale. Elle passe de 620 kPa à 823 kPa – cas d'un calcul élastique ;
- 2- l'augmentation des zones plastiques. Elle passe de 470 points (zones) à 1073 points – cas d'un calcul plastique ;
- 3- l'instabilité de la tête de la catiche. Cette instabilité est associée à une augmentation de l'affaissement en surface, donc au risque de fontis.

4.1.4 Effet de l'épaisseur des blocs

Le Tableau 6 représente également les résultats de deux épaisseurs de blocs : 10 et 30 cm. L'augmentation de l'épaisseur des blocs de 10 cm à 30 cm se traduit par un effet bénéfique sur la stabilité de la voûte ou de la tête de catiche. Plus précisément, pour une épaisseur de blocs plus importante, cela se traduit par une diminution de la contrainte maximale de traction et des zones plastiques.

Longueur en porte-à-faux	1/2	1/3	1/2	1/3	1/2	1/2
Epaisseur	10	10	10	10	30	30
Type de calcul	E	E	P	P	E	P

Points plastiques			1073	470		592
Contrainte maximale traction	823 (kPa)	620 (kPa)	89 (kPa)	95,7 (kPa)	239 (kPa)	95 (kPa)
Contrainte maximale compression	1010 (kPa)	830 (kPa)	819 (kPa)	700 (kPa)	600 (kPa)	1005 (kPa)
Déplacement vertical max.	3,5 mm	3 mm	70 mm	16 mm	1.2 mm	6 mm
Situation de stabilité	stable	stable	instable	stable	stable	stable

Tableau 6 : Effet de la géométrie des blocs et de leur comportement

4.1.5 Effet du comportement de l'interface

La modélisation numérique (UDEC) présentée ci-avant correspond à un comportement de l'interface (joint) entre les blocs de la maçonnerie de type élasto-plastique parfait et un critère de plasticité (de rupture) de Mohr-Coulomb (M-C). Or, ce comportement ne correspond pas au comportement observé sur des joints ou des interfaces lors d'essais de cisaillement en laboratoire ou in situ (en présence de l'eau, de remplissage argileux, etc.). Dans ce cas, on observe une réduction des caractéristiques mécaniques des matériaux, notamment l'angle de frottement des joints sans mortier. D'autres comportements sont proposés et implantés dans le code UDEC.

Il est généralement admis que le comportement de type « endommagement continu » (C-Y) est plus adapté pour ces configurations (cf. annexe A). Ce comportement nécessite deux angles de frottement : un angle initial et un angle résiduel.

Nous avons ainsi réalisé le calcul pour le cas de fermetures par voûte et 4 géométries ont été étudiées (Tableau 7). Les données géotechniques sont identiques aux modèles de référence (Tableau 3) sauf pour les joints dont le comportement est de type « endommagement continu ». Quatre couples de valeurs de l'angle de frottement initial et résiduel ont été choisis : 50-30, 50-20, 50-15 et 50-10. L'angle de frottement initial est identique pour l'ensemble de calculs réalisés.

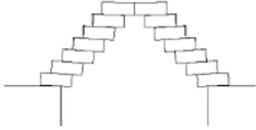
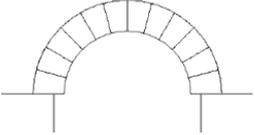
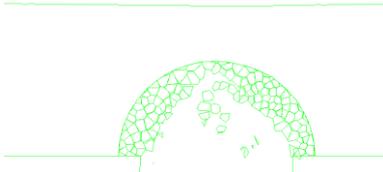
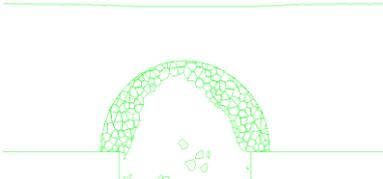
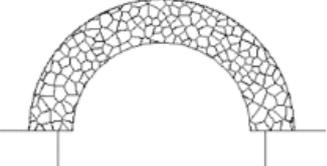
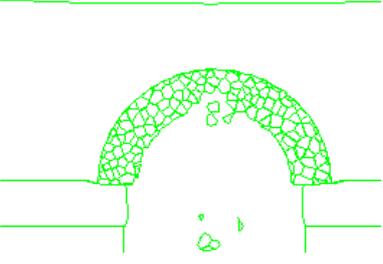
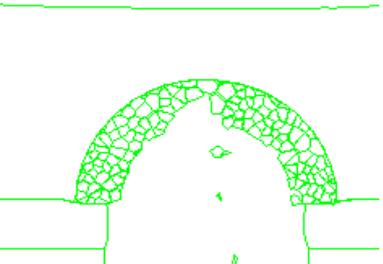
Les calculs ont été réalisés jusqu'à la stabilité « numérique » en respectant les critères d'arrêt de calcul ou dans le cas où les blocs se déforment beaucoup l'un par rapport aux blocs voisins avec une pénétration qui dépasse la valeur limite imposée (overlap).

Le Tableau 7 présente la synthèse des observations effectuées : positionnement des blocs de la tête à la phase finale, les valeurs de déplacement maximal au centre des voûtes pour les cas stables, sans chute de blocs et la géométrie finale avec la forme de cloche instable.

La première configuration montre que le déplacement de la voûte diminue en fonction de la diminution de l'angle de frottement résiduel, mais la voûte reste stable. Pour la deuxième configuration, voûte en demi-cercle en grands blocs, elle n'est pas sensible à la diminution de l'angle de frottement résiduel.

Les configurations 4 et 5 (cf. Tableau 47) sont assez sensibles au comportement de l'interface. Le risque d'effondrement augmente avec la diminution de l'angle résiduel notamment dans le cas des appuis en limon.

Configuration	Observations	ϕ_{res} (°)	Dép. (cm)
	Les voûtes ont été stables. Les déplacements maximaux obtenus sont plus importants par rapport au critère de M-C avec un angle de frottement de 30°.	30	5
		20	6
		15	7

		10	8
	<p>Les déplacements maximaux obtenus sont identiques. Cette géométrie est stable et les joints ne sont pas mobilisés au cisaillement</p>	30	2,5
		20	2,5
		15	2,5
		10	2,5
<p>Geom 4 : appuis craie</p> 	<p>L'instabilité augmente avec la diminution de l'angle de frottement résiduel par rapport au cas de référence en utilisant le critère de M-C. Lorsque la rupture touche l'épaisseur totale de la maçonnerie, l'affaissement en surface augmente significativement pour générer un fontis.</p>		
<p>Configuration : $\varphi_{res} = 30^\circ$</p> 	<p>Configuration $\varphi_{res} = 20^\circ$</p> 		
<p>Configuration $\varphi_{res} = 15^\circ$</p> 	<p>Configuration $\varphi_{res} = 5^\circ$</p> 		
<p>Geom 5 : appuis limon</p> 	<p>L'instabilité augmente avec la diminution de l'angle de frottement résiduel (idem. Geom 4) avec accélération de la chute des blocs même pour de valeur de l'angle de frottement résiduel élevée.</p>		
<p>Configuration : $\varphi_{res} = 30^\circ$</p> 	<p>Configuration : $\varphi_{res} = 20^\circ$</p> 		

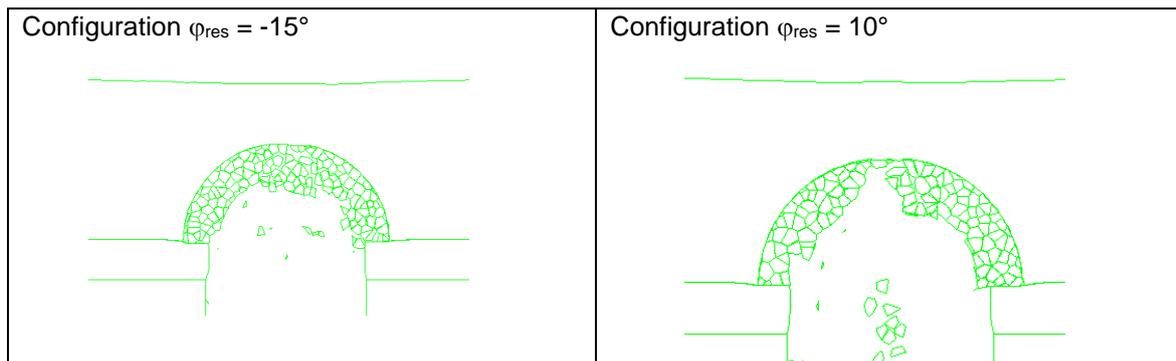


Tableau 7 : Synthèse des résultats en fonction de la géométrie et des angles de frottement (initial et résiduel) – comportement de type CY

4.1.6 Effet de la hauteur du puits ou des piliers

La hauteur des catiches ou des puits peut être très importante (>40 m). Afin d'étudier l'impact de la hauteur du puits ou des piliers dans le cas des catiches, nous avons fait varier la hauteur initiale jusqu'à 7 m. Les résultats sont identiques à ceux obtenus pour le cas de référence (hauteur de 4 m). La hauteur des piliers ou du puits n'influence donc pas vraiment la stabilité de la tête de catiche.

4.1.7 Effet de la forme de l'appui

La forme modélisée dans le calcul en 2D correspond à des appuis verticaux. Nous avons cherché à prendre en compte l'inclinaison des parements d'appui en faisant varier cette inclinaison entre un angle droit (le calcul de référence) et un angle de 73° . Nous avons analysé pour les différentes configurations : les contraintes principales, les déplacements verticaux et la stabilité de la tête de catiche (rupture de la maçonnerie).

La première géométrie étudiée correspond au modèle de référence, à des blocs superposés (2/3 et 1/3). Dans les cas où les piliers sont inclinés, le déplacement vertical de la tête de catiche est plus important, notamment par rapport au cas où les piliers sont légèrement inclinés, ce qui favorise l'instabilité. Néanmoins, cette situation induit également une diminution des contraintes de compression et de traction dans les blocs de la tête de catiche donc réduit le risque de rupture des blocs de la maçonnerie.

La deuxième géométrie modélisée correspond à la présence de la couche de limon. Les résultats de la modélisation ont clairement montré que la forme des piliers joue un rôle. Les déplacements verticaux augmentent, la valeur maximale passe de 10 cm pour des piliers verticaux à 18 cm pour des piliers inclinés à 63° , soit presque le double. Cette augmentation du déplacement vertical maximal est accompagnée par la diminution de la contrainte principale de traction qui passe de 87,3 kPa (piliers verticaux) à 67,5 kPa (piliers inclinés à 63°). L'effet est inversé pour les contraintes de compression. Cette évolution favorise la rupture de la tête de catiche : en présence d'une couche très déformable et d'appuis très inclinés, l'augmentation des déplacements de la configuration 2 est largement plus significative que la configuration précédente (géométrie 1).

4.1.8 Effet du banc de limon

Le « limon » correspond dans nos exemples à une couche déformable ayant une influence significative sur la stabilité de la tête de catiche. Elle favorise l'instabilité soit par glissement soit par compression. Dans cette partie, nous avons tenté d'étudier l'effet de l'épaisseur et des caractéristiques mécaniques du limon.

4.1.8.1 Effet de l'épaisseur

Quatre épaisseurs ont été étudiées pour la couche de limon qui forme les appuis pour la tête de catiche en blocs de maçonnerie : 25, 50, 75 et 100 cm. Les résultats ont été comparés au cas du modèle de référence (sans banc de limon). Les résultats ont montré que la présence du banc de limon ne modifie pas globalement la stabilité compte tenu de la forme des blocs. La présence d'un banc de limon se traduit par l'augmentation des déplacements en surface et au niveau de la tête de la voûte (Tableau 8). Ces déplacements passent du simple au triple par la présence de ce banc plus

compressible. On note un deuxième point important concernant l'extension de la zone d'affaissement

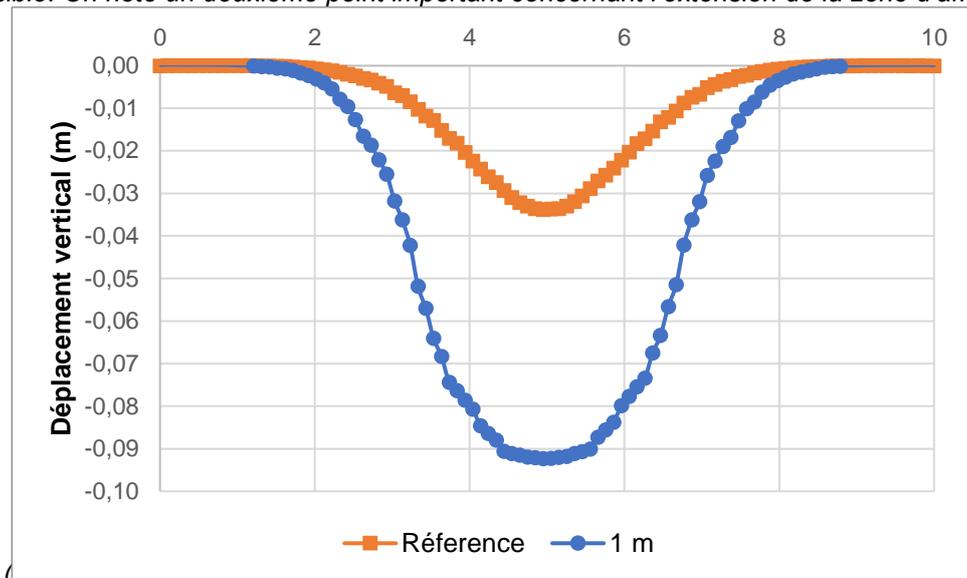


Figure 28). Elle augmente en fonction de l'épaisseur du banc de limon.

On note enfin que l'augmentation des déplacements en surface se traduit par une diminution des contraintes maximales de compression et de traction (Tableau 8). En conséquence, le mode de rupture associé à l'écrasement du banc de limon correspond à l'effondrement total et global de la fermeture.

Epaisseur (m)	0	0,25	0,5	0,75	1
Déplacement surface (mm)	32,73	83,4	69,3	83,4	92,5
Déplacement catiche (mm)	42,1	100,1	90,4	100,1	100,7
Contrainte max. de compression (MPa)	0,56	0,13	0,22	0,19	0,22
Contrainte max. de traction (MPa)	0,094	0,01	0,08	0,076	0,054

Tableau 8 : Effet de l'épaisseur de limon

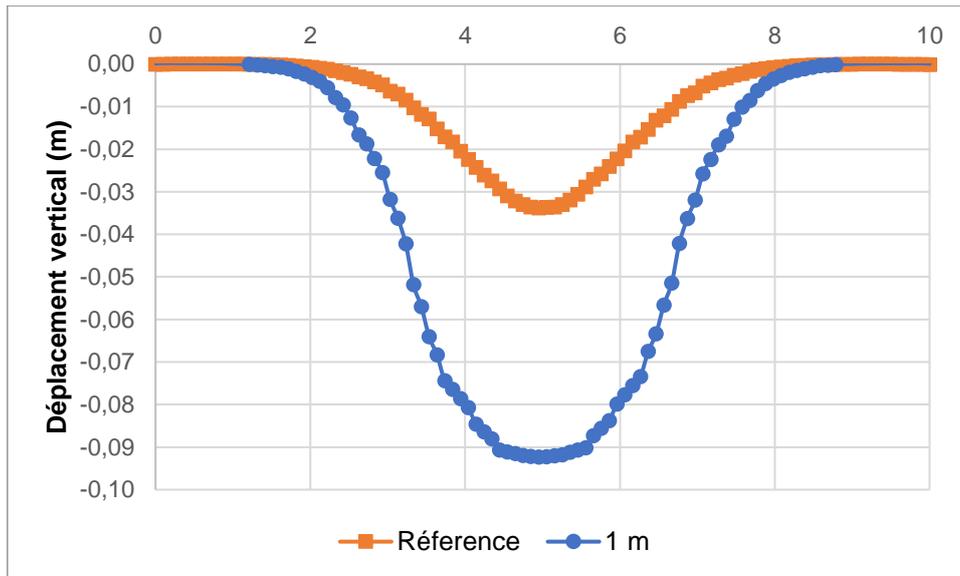


Figure 28 Profils d'affaissement (déplacement vertical) en surface pour le cas de référence (sans banc de limon) et avec un banc d'une épaisseur de 1 m.

4.1.8.2 Effet des caractéristiques du Limon

Le limon pris en compte est également un sol très sensible à l'eau. La Figure 28 présente un exemple de variation de la cohésion en fonction de la teneur en eau. L'augmentation de la teneur en eau réduit généralement la cohésion. La résistance à la traction est directement associée à la cohésion. Quatre calculs ont été réalisés pour étudier l'effet de la diminution des caractéristiques mécaniques (Tableau 9) sur le comportement de la fermeture.

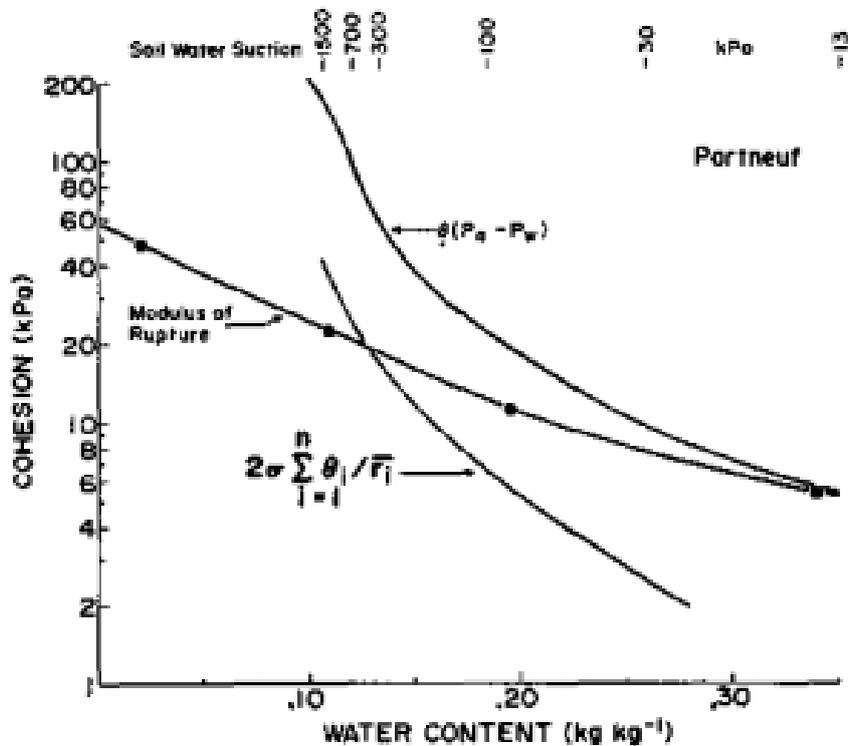


Figure 29 : Effet de l'eau sur les caractéristiques mécaniques de sols argileux

Sol	Poids vol kN/m ³	K (MPa)	G (MPa)	Angle de Frottement (°)	Cohésion (kPa)	Résistance à la traction Rt (kPa)
Limon	18	83,3	38,4	20	10	1
				20	5	0,5
				20	2,5	0,25
				20	0,5	0

Tableau 9 : Caractéristiques du banc de limon

Le Tableau 10 présente l'évolution des déplacements et des contraintes principales maximales de compression et de traction. Il est clairement noté que la diminution des caractéristiques du banc de limon augmente significativement les déplacements. En revanche, il y a peu d'effet sur les contraintes maximales. Dans le cas où le banc de limon est épais et très déformable, cela correspondrait toutefois à une situation défavorable à la stabilité.

Cohésion – résistance à la traction (kPa)	10 - 1	5 – 0,5	2,5 – 0,25	0,5 - 0
Déplacement surface (mm)	69,3	120	178	162
Déplacement catiche (mm)	90,0	146	198	193
Contrainte max. de compression (MPa)	0,22	0,18	0,21	0,21
Contrainte max. de traction (MPa)	0,081	0,058	0,056	0,075

Tableau 10 : Effet des caractéristiques mécaniques de limon (cohésion et résistance à la traction)

4.2 Facteurs extérieurs

4.2.1 Effet d'un véhicule

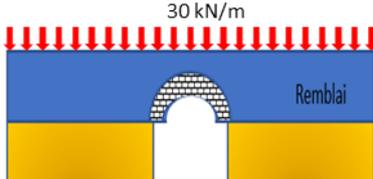
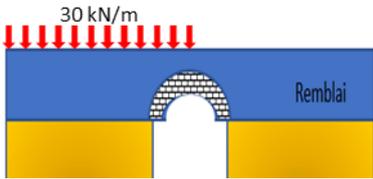
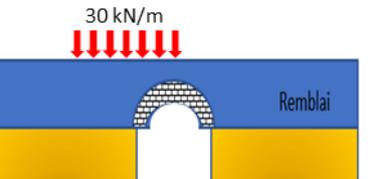
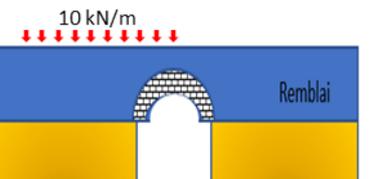
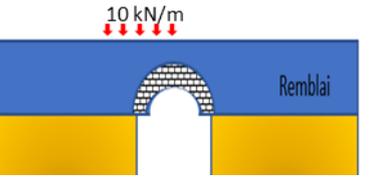
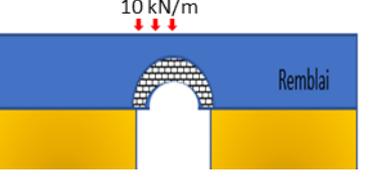
La majorité des fontis apparaissent lors de passages de poids lourds. La Figure 30 présente un exemple d'un véhicule se trouvant dans le cratère d'un fontis.



Photo CG 33

Figure 30 : Effet d'un chargement ponctuel sur l'occurrence des fontis

Dans cette partie du rapport, nous avons cherché à modéliser la présence d'un véhicule au-dessus de la cavité. La charge d'un véhicule est traitée comme une contrainte ponctuelle ou une charge répartie. Nous avons adopté une charge répartie (Figure 31) : nous avons considéré 8 configurations différentes. Notamment nous avons fait varier le positionnement de la charge par rapport à la surface du modèle et de la cavité. Une surcharge de 30 kN/m, pour mémoire, correspond à 1,5 m de sol au-dessus de la cavité. Tous les calculs ont été arrêtés à cause d'overlap (pénétration d'un bloc dans l'autre à cause des contraintes de compression). La Figure 31 présente les configurations modélisées et les principaux résultats obtenus en termes de contraintes et de déplacements.

	<p>Les résultats montrent que les contraintes sont concentrées aux appuis, correspondant aux deux piliers et aux blocs de maçonnerie à la base de la tête de catiche. Les contraintes principales passent de -723 kPa et 93 kPa (sans chargement) à -868 kPa et 95 kPa (avec chargement).</p>
	<p>Les résultats montrent une forme de dissymétrie de la déformation de la tête de catiche à cause de la dissymétrie de la charge. Les contraintes principales obtenues sont plus faibles en compression -584 kPa et plus forte en traction soit, 100 kPa. Cette dissymétrie influence également l'ouverture des joints de la tête de catiche. Cette configuration est plus défavorable que celle où la charge concerne toute la surface.</p>
	<p>Les résultats montrent davantage encore une forme de dissymétrie de la déformation de la tête de catiche. Les contraintes principales obtenues sont plus faibles en compression -542 kPa et en traction soit, 98 kPa. Cette dissymétrie influence également l'ouverture des joints de la tête de catiche.</p>
	<p>Les résultats montrent une forme de dissymétrie de la déformation de la tête de catiche. Les contraintes principales obtenues sont plus faibles en compression -466 kPa et en traction soit, 98 kPa. Cette dissymétrie influence l'ouverture des joints de la tête de catiche.</p>
	<p>Les résultats montrent davantage une forme de dissymétrie de la déformation de la tête de catiche. Les contraintes principales obtenues sont plus faibles en compression -506 kPa, les contraintes de traction sont de même ordre de grandeur. Cette dissymétrie influence également l'ouverture des joints de la tête de catiche.</p>
	<p>Les résultats montrent davantage une forme dissymétrie de la déformation de la tête de catiche. Les contraintes principales obtenues sont plus faibles en compression -506 kPa et en traction soit, 96 kPa. Cette dissymétrie influence également l'ouverture des joints de la tête de catiche.</p>
	<p>Les résultats montrent une forme symétrique. Les contraintes principales obtenues sont de -622 kPa en compression et de 91 kPa en traction. Le déplacement vertical maximal en surface est de 10 cm (avec chargement) contre uniquement 4 cm sans chargement.</p>

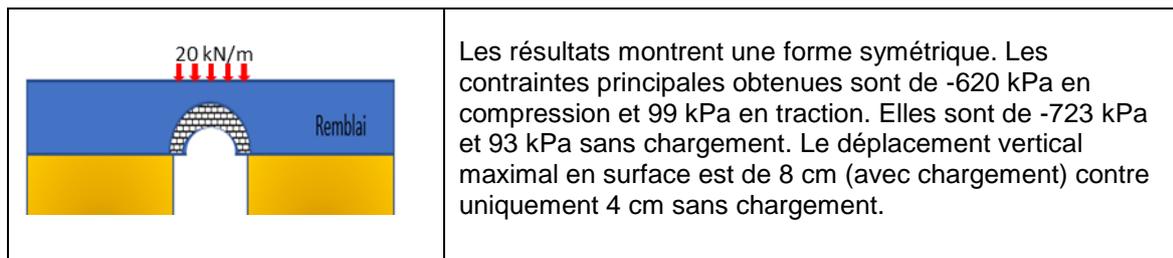


Figure 31 : Configurations modélisées et résultats obtenus – effet d'un véhicule

Les résultats ont mis en évidence les points suivants :

- la charge en surface simulant un véhicule influence l'état de la tête de catiche ;
- cette influence est relativement faible et se traduit surtout par une augmentation de la contrainte de traction ;
- les contraintes de compression augmentent ou diminuent en fonction de la position de la charge par rapport à la tête de catiche ;
- les déplacements en surface augment également avec la charge appliquée sans pour autant induire un effondrement.

4.2.2 Effet d'une fondation

Nous avons cherché à modéliser une fondation à proximité de la tête de catiche. Plusieurs configurations ont été simulées en faisant varier la charge en surface de 10 kPa à 100 kPa. La modélisation de la fondation n'a pas permis de mettre en évidence un rôle significatif dans l'augmentation de la charge. Une charge de fondation augmente la dissymétrie aux niveaux d'appuis sans pour autant déstabiliser complètement la tête de catiche, selon le modèle utilisé dans cette étude.

4.2.3 Effet d'une fuite d'eau

Des fuites nombreuses affectent les cavités souterraines et notamment celles proches de la surface. Les fermetures de têtes de puits sont particulièrement concernées par les fuites (Figure 32).



Figure 32 : Conduite d'eau qui débouche en tête de catiche (Ville de Lille – Service des carrières)

Dans cette partie, nous étudierons l'influence d'une fuite d'eau à partir d'un réseau d'assainissement ou d'eau potable, voire d'une inondation par ruissellement. L'écoulement hydraulique de l'eau change les contraintes totales et en conséquence les contraintes effectives.

Le calcul réalisé est un calcul couplé Hydromécanique H-M. Le modèle géométrique réalisé est semblable au modèle mécanique de référence (Figure 20). De plus, nous avons introduit une fracture qui relie la surface, au-dessus de la tête de catiche, ou la zone de fuite à la tête en maçonnerie (2). Le recouvrement étant considéré comme imperméable, l'écoulement s'effectue au niveau de la fracture. Le calcul H-M nécessite d'introduire des paramètres hydrauliques tels que l'ouverture hydraulique des

discontinuités, des interfaces et des joints, la perméabilité (cf. Annexe A et Documentation de UDEC). De plus, il est nécessaire d'introduire les conditions hydrauliques, soit en pression soit en débit.

Pour ce calcul, les caractéristiques hydrauliques retenues sont une perméabilité $k=10^8$ m²/sec Pa, une ouverture hydraulique initiale de 0,2 mm et une ouverture résiduelle de 0,05 mm. Deux types de conditions aux limites ont été étudiées (Figure 33). La première considère une pression hydrostatique linéaire et fonction de la profondeur ; elle est appliquée aux limites du modèle. La deuxième considère que la pression initiale est nulle. De plus, une infiltration est appliquée au niveau de la fracture qui communique avec la maçonnerie de la tête de catiche. Il s'agit d'un débit de l'ordre d'1 à 10 litres par seconde. Deux géométries de fractures ont également été étudiées, une fracture verticale et une fracture inclinée.

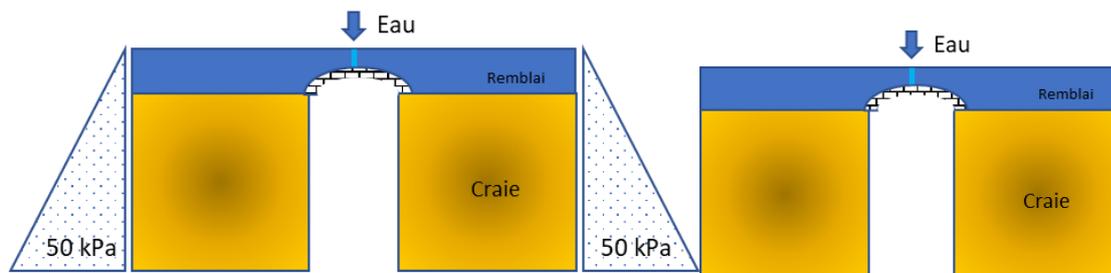


Figure 33 : Conditions aux limites hydrauliques pour simuler une fuite d'eau

Les phases d'un calcul H-M sont les suivantes :

- calcul mécanique permettant de retrouver l'état des contraintes avant la réalisation de l'excavation et la construction de la tête de catiche (maçonnerie). Les déplacements ont été annulés à la fin du calcul ;
- calcul mécanique permettant d'initier l'état hydrique des joints avant l'écoulement, les déplacements ont été annulés à la fin du calcul ;
- calcul H-M mécanique permettant de déterminer l'état des contraintes et des déplacements après la création de la cavité. A ce stade, on applique le débit de fuite au niveau de la fracture. En l'absence de données, un débit de 1 à 10 l/sec a été appliqué pendant une durée déterminée. Nous avons arrêté le calcul lorsque le déplacement est pratiquement stabilisé.

Le calcul a montré que la mise en place des conditions aux limites de pression ne perturbe pas la stabilité de la tête de catiche. Cette observation est due surtout à un équilibre et une pression imposée par les conditions aux limites.

En revanche, la deuxième condition aux limites correspondant à imposer un débit se traduit par une perturbation significative.

Nous nous sommes intéressés particulièrement au déplacement maximal en surface dû uniquement à l'effet de l'eau (Figure 34). Nous pouvons effectuer les remarques suivantes :

- dans une fracture verticale, l'augmentation du débit de 1 l/sec à 10 l/sec se traduit par une augmentation du déplacement vertical de 1,5 cm à 11,22 cm. Rappelons que le déplacement vertical dû à la phase mécanique (creusement) est de 4 cm. Le déplacement final est obtenu après pratiquement 300 secondes. La Figure 34 représente l'évolution du déplacement vertical en fonction du temps d'application d'un débit de 10 l/sec pour une fuite située à 50 cm de la surface. On peut remarquer 3 phases : une phase correspondant à une évolution lente et linéaire du déplacement vertical, une phase d'évolution rapide, et une dernière phase correspondant à une évolution très lente, voire constante du déplacement vertical.
- plusieurs autres profondeurs de fuite ont été étudiées : à 25 cm, 50 cm et 75 cm par rapport à la surface. On note que ce paramètre a généralement une influence limitée sauf dans le cas où la fuite est directement en contact avec la voûte en maçonnerie.

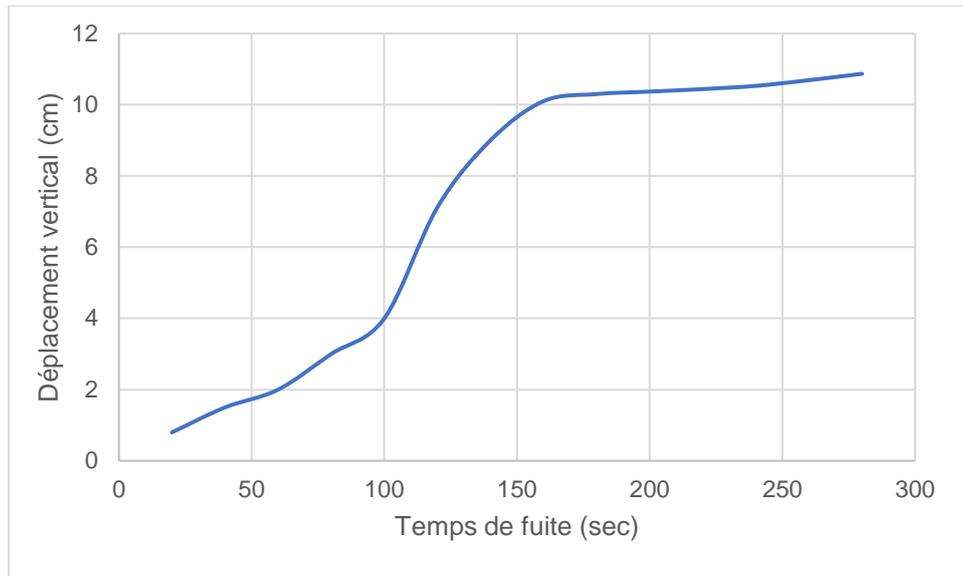


Figure 34 : Evolution du déplacement vertical (en surface) en fonction de la durée de fuite (une fuite de 10 litre/sec)

5. Synthèse et conclusion

Ce rapport a présenté une étude de la stabilité des têtes de puits. Son objectif était de préciser les différentes typologies de fermetures et de mouvements de terrains induits par la rupture de têtes de puits, dans le but de mieux diagnostiquer la stabilité des têtes de puits en tenant compte des facteurs intrinsèques et extérieurs aux puits.

Nous avons référencé les différentes méthodes de fermeture et de mise en sécurité. Les fermetures de puits d'anciennes carrières abandonnées sont parfois très basiques et artisanales. D'autres fermetures sont réalisées en utilisant des techniques de structures voutées en maçonneries. Dans ce dernier cas, on utilise les matériaux extraits de la carrière : calcaire, craie, ardoise, etc.

Trois modes de ruptures peuvent être rencontrés : rupture des terrains au-dessus de la tête du puits, rupture des appuis et rupture de la fermeture elle-même. Ces ruptures sont dépendantes de facteurs intrinsèques (forme de la fermeture, géométrie des blocs utilisés, nature des appuis, profondeur de la fermeture par rapport à la surface) et aggravées par des facteurs extérieurs (fuite d'eau, présence d'une charge statique ou dynamique importante en surface). L'association de plusieurs facteurs peut conduire à l'instabilité et à l'effondrement de l'ouvrage.

L'analyse, réalisée à l'aide d'approches analytique et numérique, met en évidence que la présence d'une couche déformable comme assise et l'existence d'une fuite d'eau conduisent à une situation critique au niveau de la rupture de l'ouvrage ou de son affaissement, donc à un aléa fort en surface.

La rupture des têtes de puits présentant un aléa de type « affaissement ou effondrement » à long terme, seul le comblement total des puits et le blocage des remblais au niveau des galeries peut éviter le débouillage et leur effondrement en surface.

Une approche d'évaluation de la vulnérabilité est proposée. Elle se base sur les éléments suivants :

- localisation du puits et position de la fermeture par rapport à la surface ;
- inspection (si possible) et identification de la nature des matériaux employés et du mode opératoire utilisé pour sa construction ;
- caractérisation de la nature des appuis ;
- évaluation des facteurs extérieurs : fuites, charge, etc.

Cette méthodologie nécessite de disposer de données, d'observations et éventuellement d'effectuer des calculs. L'ensemble de la démarche permet ensuite d'évaluer le niveau de l'aléa « rupture de la tête de puits ». En fonction des caractéristiques des ouvrages et de la présence de facteurs extérieurs (nécessitant a minima une connaissance générale de l'environnement ainsi qu'une inspection visuelle ou par caméra de l'ouvrage), trois niveaux d'aléa peuvent être proposés (Tableau 11). Cette méthodologie complète la méthodologie employée par les services des carrières de la ville de Lille, notamment en fonction de la nature de l'expertise recherchée.

Aléa	Facteurs intrinsèques	Facteurs extérieurs
Faible	dimensions suffisantes, appuis d'un sol compact et résistant	peu sensible à l'eau et absence de facteurs extérieurs (fuite, trafic)
Moyen	dimensions suffisantes, appuis d'un sol compact et résistant	forte sensibilité à l'eau, présence de fuite, fréquence élevée de poids lourds
Fort	dimensions insuffisantes, dégradation partielle, appuis d'un sol déformable à très déformable, d'une grande épaisseur et sensible à l'eau	forte sensibilité à l'eau, présence de fuite, forte fréquence de poids lourds.

Tableau 11 : Evaluation du niveau de l'aléa en fonction des facteurs intrinsèques et extérieurs

Pour évaluer l'aléa plus précisément, deux approches par calcul sont possibles, analytique et numérique. Elles nécessitent de disposer de données géométriques et géomécaniques de l'ouvrage et de l'encaissant. Les modèles numériques permettent d'étudier l'interaction entre les différents facteurs et de donner une estimation du niveau de l'aléa. Néanmoins cette estimation reste basée sur la qualité et la précision des données d'entrée :

- paramètres géométriques : dimensions du puits, épaisseur et nature des terrains de couverture ;
- caractéristiques mécaniques : du sol, des appuis et de la qualité des contacts entre les blocs de la voûte ;
- facteurs extérieurs : infiltration des eaux, excavation ou chargement, travaux à proximité.

Enfin, pour les niveaux d'aléa moyen et fort, il est nécessaire de mettre en place une inspection régulière afin d'évaluer l'évolution des conditions géotechniques et notamment des facteurs aggravants. Dans certains cas, il est recommandé d'envisager une surveillance continue ou périodique à l'aide des instruments installés soit au fond soit à partir de la surface.

6. Références

Antonelli A., Desodt C., Horsin-Molinario H. Conception et construction des arcs. Ecole normale supérieur Paris-Saclay. Eléments de cours. 2016.

Adam C., Manier A., Bérenger N., Durville J-L. Les marnières de Haute-Normandie – Méthodologies d'étude et de prévention, guide technique LCPC, 112 p., 2008.

Arrêté du 11 septembre 2003 portant application du décret n° 96-102 du 2 février 1996 et fixant les prescriptions générales applicables aux sondage, forage, création de puits ou d'ouvrage souterrain soumis à déclaration en application des articles L. 214-1 à L. 214-3 du code de l'environnement et relevant de la rubrique 1.1.1.0 de la nomenclature annexée au décret n° 93-743 du 29 mars 1993 modifié.

Cerema. Photo-interprétation appliquée à la recherche d'indices de cavités souterraines. Orsi Precas 11R124 – Axe 3. 2015.

IGC. Plan de prévention des risques mouvements de terrain d'anciennes carrières souterraines et dissolution du gypse anteludien. http://www.seine-saint-denis.gouv.fr/content/download/13512/97565/file/Pantin_rapport-IGC-avril-2017.pdf

Ineris. Programme additionnel au « Plan national pour la prévention des risques liés aux effondrements des cavités » Mise en sécurité d'effondrement de cavités souterraines situé en domaine privé dans le département du Nord (59) Procédure d'intervention. Rapport d'étude DRS-12-128945-07936A. 2012

Ineris. Guide de bonnes pratiques pour la mise en sécurité d'ouvrages miniers débouchant au jour. Rapport DRS-12-126117-07379A. 2012

Ineris 2012. Etat de l'art des méthodes géophysiques appliquées à la détection d'anciens puits miniers. Rapport DRS-12-126117-07981A.

Ineris. Cavités souterraines du Nord : Définition et Gestion. Sensibilisation du Maire au risque lié aux cavités souterraines sur sa commune. 2014

Ineris. Retour d'expérience sur les effondrements localisés miniers. Rapport DRS-15-149489-10509A. 2015.

Jeffrey S. Walker. Information Circular 9359: State-of-the-Art Techniques for Backfilling Abandoned Mine Voids

Le petit patrimoine rural : guide et recommandation. Parc naturel régional des causses du Quercy. www.parc-causses-du-quercy.fr

Mines et Société. Fermeture, reconversion & gestion de l'après-mine. Collection "La mine en France".

Mine shafts: improving security and new tools for the evaluation of Risks- Projet RFCS-MISSTER.

Pluquet A. Vaillant J-M. Diagnostic d'une carrière souterraine par méthode observationnelle – Villeneuve d'Ascq (59). Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014 – Beauvais 8-10 juillet 2014.

Poulard F., Gombert P., Didier C., Chevrel S., Bellenfant G., Cottard F. Fermeture, reconversion et gestion de l'après-mine Tome 7 Février 2017

The Coal Authority: Land Inspection Guide - Mine Entries.

7. Liste des annexes

Repère	Désignation	Nombre de pages
A	Comportement de type « endommagement continu » de l'interface	2 A4
B	Exploitation de la craie dans le Nord – Approche empirique pour l'évaluation des fermetures de puits	2 A4
C	Annexe C : Modélisation de la maçonnerie à l'aide de UDEC	4 A4

Annexe A : Comportement d'endommagement continu de l'interface

Une autre loi de comportement de l'interface a été testée. Il s'agit d'une modélisation qui se base sur un comportement d'endommagement continu de l'interface (CY). Le modèle permet de tenir compte des observations effectuées lors des essais de laboratoire. Le modèle a été proposé par Cundall et Hart (1984). Il s'agit d'une approche simple pour modéliser ce comportement, un modèle du comportement des joints plus réaliste que celui de M-C. Ce comportement se caractérise de la manière suivante (Figure A-1) :

- La courbe contrainte / déplacement de cisaillement tend toujours vers une "valeur résiduelle" de résistance au cisaillement pour le joint (c'est-à-dire le gradient instantané de la courbe dépend directement de la différence entre les contraintes appliquées et les valeurs limites) ;
- La résistance au cisaillement, après le pic, diminue continuellement en fonction du déplacement plastique (une mesure des dommages) ;
- L'angle de dilatation est considéré comme la différence entre l'angle de frottement apparent (déterminé par la contrainte de cisaillement actuelle et la contrainte normale) et l'angle de frottement.

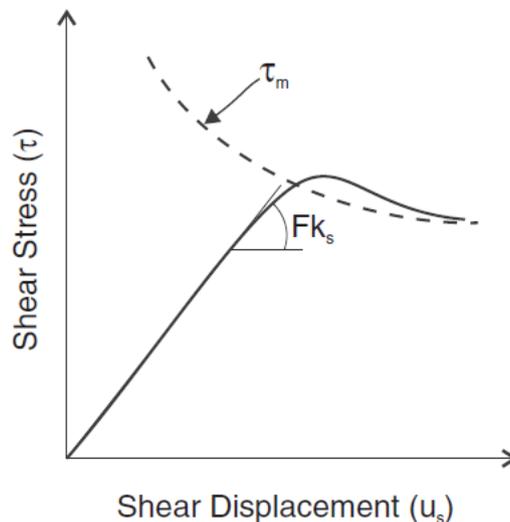


Figure A-1 : Modélisation du comportement des joints – endommagement continu (Doc. UDEC)

La résistance au cisaillement est donnée par l'équation suivante :

$$\tau_m = \sigma_n \tan \varphi_m \operatorname{sgn}(\Delta U_s)$$

Avec τ_m : l'évolution du cisaillement post-pic calculé en fonction du déplacement de cisaillement (U_s) et de l'angle de frottement φ .

Les paramètres du modèle à fournir sont :

- les raideurs normale (k_n) et tangentielle (k_s) du joint : elles peuvent être non-constantes et varier en fonction de la contrainte normale ;
- un paramètre R, relié à la rugosité de l'interface. Le paramètre R est une unité de longueur. Sa valeur varie entre 0,0001 et 0,01 m. Il est nécessaire de réaliser des ajustements de ce paramètre en fonction de la contrainte normale appliquée et de la réponse des joints (contrainte-déplacement).
- l'angle de frottement initial sans dommage φ
- l'angle de frottement intrinsèque φ_i
- (hardening) correspondant à un comportement élasto-plastique fragile.

Pour montrer le fonctionnement de ce modèle du comportement nous avons réalisé un modèle simple. Il s'agit d'un essai de cisaillement avec un joint (20*20 cm avec une discontinuité au milieu). L'angle de frottement intrinsèque a été varié entre 30 et 0°. Les autres paramètres sont :

- une raideur normale 833 MPa/m
- une raideur tangentielle 8,33 MPa/m
- un angle de frottement initial de 50°
- un angle de frottement intrinsèque variable : 30 et 0°
- un paramètre de rugosité $j_r = 1,0e-3$ (m)

Les courbes (contrainte de cisaillement-déplacement) ont été tracées pour les différentes valeurs de l'angle de frottement intrinsèque et résiduel (Figure A-2). On peut clairement noter l'importance de ce paramètre (angle du frottement) pour simuler le comportement des joints de la maçonnerie. On passe d'un comportement élasto-plastique fragile pour des faibles valeurs de l'angle de frottement à un comportement élasto-plastique avec écrouissage positif pour des valeurs élevées de cet angle.

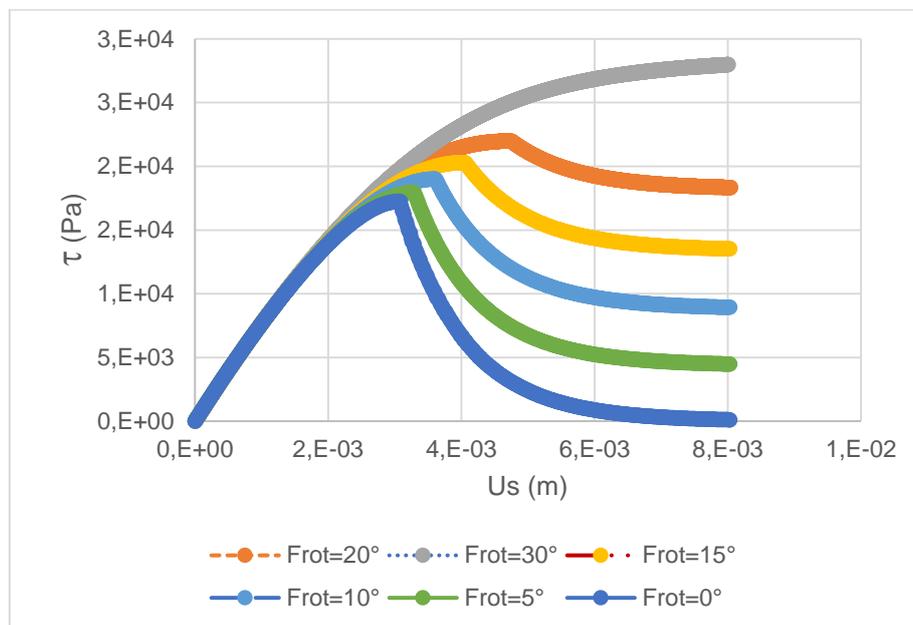


Figure A-2 : Courbes de contraintes-déplacement d'un essai de cisaillement utilisant le modèle de l'interface CY

Annexe B : Exploitation de la craie dans le Nord – Approche empirique pour l'évaluation des fermetures de puits

Situé à l'extrémité nord du bassin parisien, le territoire du département du Nord se caractérise par des dépôts de sables, d'argiles et de limons, recouvrant d'épaisses couches de craie. Les zones d'affleurement (en vert sur la carte ci-contre) se localisent principalement autour du Cambrésis, du Valenciennais et de la métropole lilloise. Cette craie est différente selon son âge de dépôt. La craie blanche du Sénonien datant du Crétacé supérieur (déposée entre -88 à -65 millions d'années) est fine et pure. Naturellement fracturée, elle est facilement altérable et peut contenir des lits de silex.

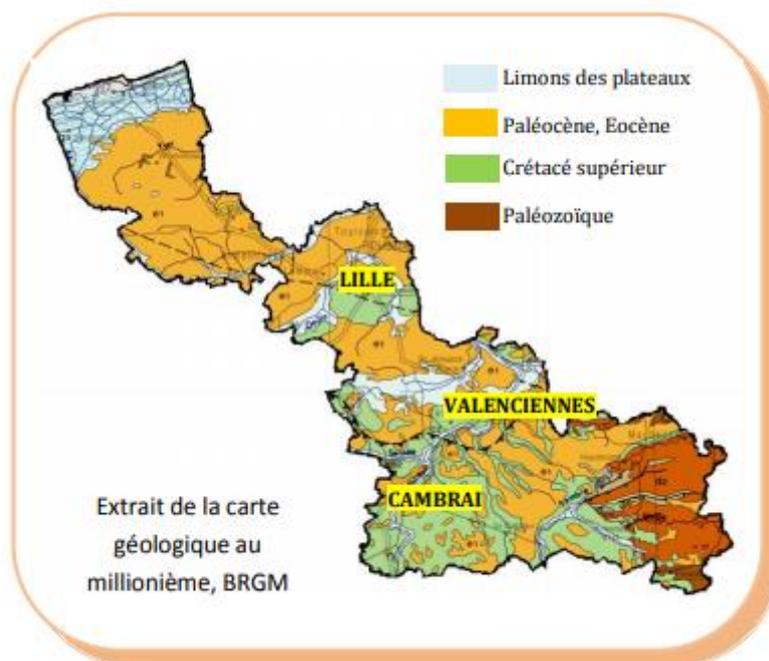


Figure B-1 : Exploitation de la craie dans le département du Nord-Pas-de-Calais (Ineris, 2012)

Les exploitations en chambres et piliers (pour l'exploitation des moellons) se sont développées à l'origine en zone péri-urbaine à partir de nombreux puits verticaux pour l'extraction et l'aérage (pas ou peu d'entrées en cavage ou en descenderie). Par la suite, des exploitations de chaux se sont développées de manière quasi-industrielle sur de larges secteurs définissant des formes « en bouteille » (voir croquis ci-après) appelées catiches dans cette région.

Les puits verticaux (plus ou moins connus et bien conservés) sont donc très nombreux dans cette région et représentent un risque d'effondrement par rupture du « bouchon » ou de la tête de catiche : les puits étant fermés par des moellons posés les uns sur les autres, il arrive en effet que ces structures cèdent et entraînent les terrains situés au-dessus dans la cavité. L'effondrement est généralement contraint au diamètre du puits. Lors de la rupture de la tête de catiche, le diamètre est plus large.

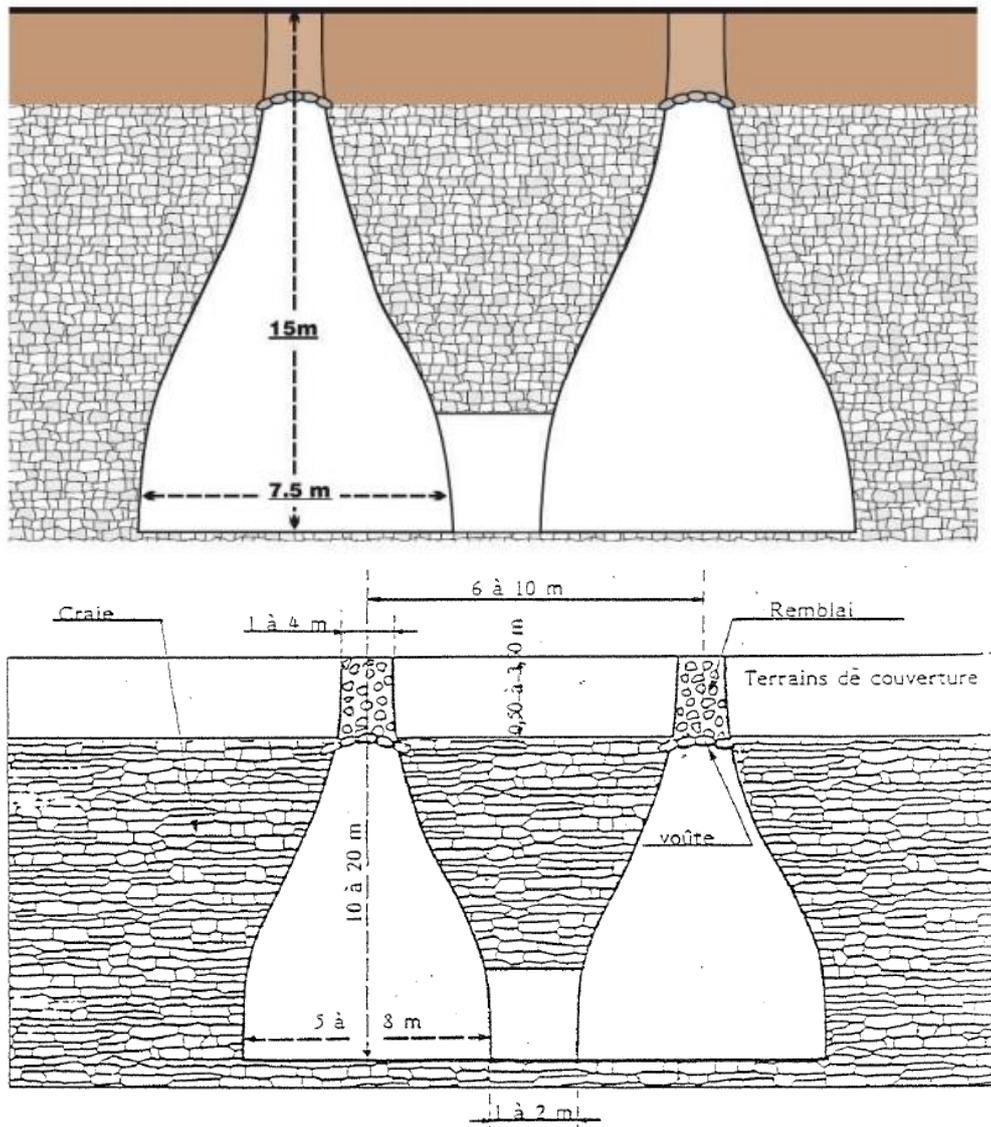


Figure B-2 : Exploitation par des catiches de la craie (Ineris, 2012)

Au sein de la Métropole Européenne Lilloise, le service Commun des Carrières souterraines de Lille assure une mission d'inspection et de suivi des dégradations de ces carrières et a établi (à partir des retours d'expérience de l'ancien Service Départemental des Carrières) une approche empirique, depuis le fond, visant à qualifier l'état des fermetures de puits.

Les principaux facteurs pris en compte dans cette démarche sont les suivants, ils s'appuient sur l'observation :

- la nature de la couche d'appui sous la fermeture de l'ouvrage ;
- le niveau de fissuration des moellons constituant la maçonnerie ;
- le nombre de moellons fissurés ou déchaussés.

Annexe C : Modélisation de la maçonnerie à l'aide de UDEC

Introduction

Dans ce rapport nous avons utilisé le code commercial UDEC (*Universal Distinct Element Code d'Itasca, version 6*) pour modéliser le comportement d'une tête de catiche en maçonnerie. La maçonnerie est un système composé d'unités d'origine naturelle comme les pierres, ou artificielle comme les agglos. Les unités peuvent être jointes ensemble avec ou sans mortier (on parle alors de joints secs).

Le comportement mécanique des différents types de maçonnerie est généralement caractérisé par une résistance à la traction, généralement très faible, et une bonne résistance à la compression.

Pour étudier le comportement d'un ouvrage en maçonnerie tel que la tête de catiches, on utilise différentes méthodes analytiques, numériques et même empiriques. La modélisation numérique permet de prendre en compte les formes et les dimensions des blocs, l'épaisseur de mortier, les propriétés mécaniques des blocs et du mortier, la disposition des joints d'assise et des joints verticaux, etc.

Trois méthodes numériques (approches) sont souvent employées pour étudier les ouvrages en maçonnerie (Figure C-1) :

- une première approche où la maçonnerie est modélisée en considérant trois parties : les pierres, le mortier et les interfaces. Dans cette approche de modélisation, chaque composante (pierre, mortier, interface) est modélisée par un milieu continu ayant un comportement approprié et prenant en compte les caractéristiques associées (angle de frottement, raideur des interfaces, etc.);
- une deuxième approche dite simplifiée où la maçonnerie est modélisée en distinguant deux parties : les pierres et les interfaces. Dans ce cas, le comportement du mortier est pris en compte à l'aide des éléments spécifiques appelés interfaces ou joints. C'est le cas du code UDEC, il sera présenté ci-après ;
- une troisième approche traite de manière globale l'ensemble des composants dans un ouvrage en maçonnerie en tant que milieu homogénéisé équivalent. La prise en compte des joints (interfaces) de la maçonnerie se fait par certaines modifications des caractéristiques mécaniques du milieu homogénéisé équivalent. Dans cette approche le problème réside principalement dans le choix des propriétés mécaniques représentatives du milieu équivalent.

La Figure C-1 représente les points clés de ces trois méthodes.

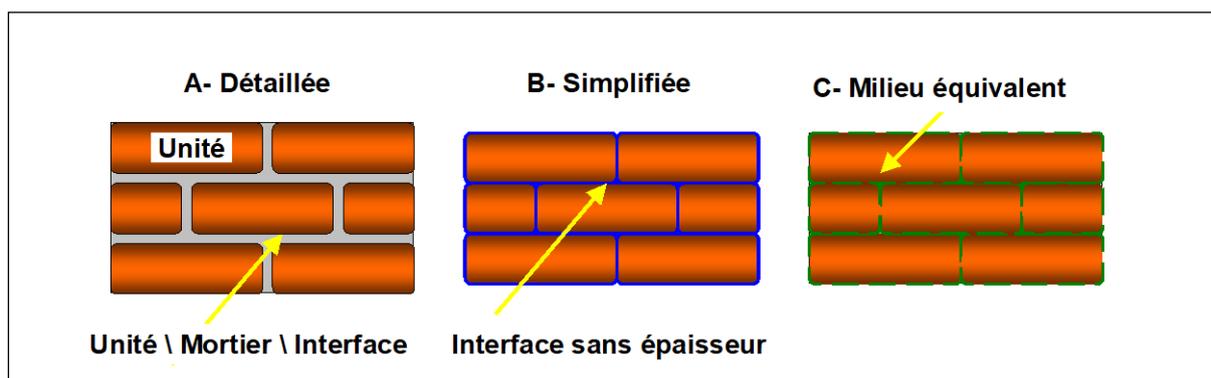


Figure C-1. Principales méthodes de modélisation de structures en maçonnerie

Présentation de UDEC

La maçonnerie correspond à un milieu discontinu, elle se compose de blocs et de mortier (interfaces). La méthode des éléments distincts apparaît donc comme une méthode appropriée pour modéliser son comportement. Le code du calcul UDEC est un code de calcul en 2D, basé sur la méthode des éléments distincts. Le manuel du code UDEC présente en détails la méthode de calcul, les paramètres nécessaires, la réalisation et l'exploitation totale des résultats. Dans cette annexe, nous décrivons succinctement les éléments essentiels pour la compréhension des calculs réalisés dans ce rapport. En effet, la méthode des éléments distincts repose essentiellement sur trois caractéristiques :

- l'assemblage de blocs qui interagissent entre eux par le biais de discontinuités ;
- l'allocation des caractéristiques au niveau des joints permet de régir ces interactions ;
- l'utilisation d'un algorithme itératif rendant compte de l'évolution temporelle du système. Il permet des déplacements et des rotations importantes pour les blocs, et prend en charge les décollements qui interviennent au niveau des joints.

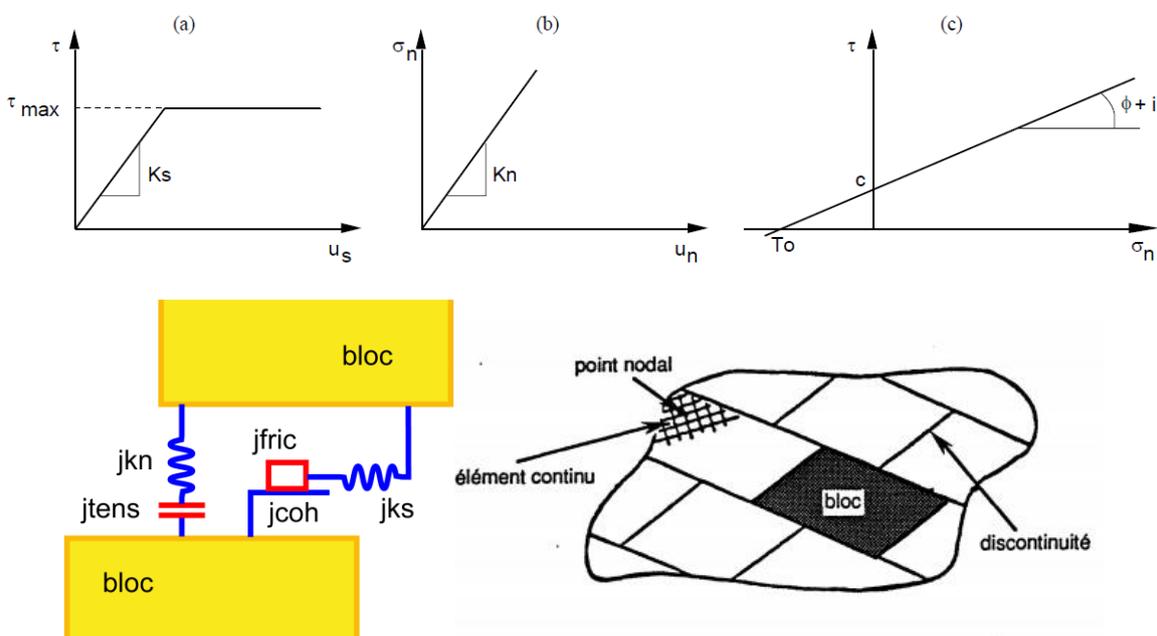
Le milieu discontinu est représenté par un assemblage de blocs discrets. Les discontinuités sont traitées comme des conditions aux limites entre les blocs, sachant que de grands déplacements le long des discontinuités et la rotation des blocs sont permis. Les blocs se comportent individuellement comme des corps rigides ou déformables. Les blocs déformables sont maillés en utilisant des éléments en différence finie, et chaque élément répond au modèle de comportement linéaire ou non-linéaire qui lui est appliqué.

La méthode des éléments distincts fut proposée par Peter Cundall en 1971. Cette méthode reprend, dans ses principes, celle des différences finies pour ce qui est de la résolution explicite des équations en jeu. La méthode des différences finies est une technique numérique plus ancienne adaptée à la résolution des systèmes d'équations différentielles avec conditions aux limites.

Les blocs sont découpés en fonction de leurs dimensions et leur géométrie (Figure A-2). Les joints sont représentés soit par un point de contact (sommet/face), soit par deux points de contact (face/face) entre deux blocs.

Les blocs peuvent être rigides, privilégiant ainsi le rôle des discontinuités, ou déformables. Dans le cas des blocs déformables, il est nécessaire de réaliser un maillage avec des éléments triangulaires. Le bloc est donc automatiquement discrétisé en éléments triangulaires (zones) dans lesquels la déformation est constante. La densité de maillage dépend de la précision souhaitée de calcul. Une répartition de déplacement linéaire dans l'élément est assurée. Un maillage fin augmente le temps de calcul. Des paramètres élastiques (modèle de Young et coefficient de Poisson) sont nécessaires pour chaque bloc, voire chaque zone. Le comportement des blocs déformables peut être autre qu'élastique : élasto-plastique, visco-élastique, etc. Des lois constitutives et des critères spécifiques doivent être fournis pour réaliser le calcul.

Les interfaces (joints) entre les blocs sont modélisés par des patins-ressorts (Figure C-2). Les ressorts sont caractérisés par leurs rigidités normale (jkn) et tangentielle (jks). Les joints peuvent se rompre en fonction des paramètres de l'interface : résistance à la traction ($jtens$), l'angle de frottement ($jfric$) et la cohésion ($jcoh$).



(jkn : raideur normale, jks : raideur tangentielle, $jtens$: résistance à la traction, $jcoh$: cohésion et $jfric$: angle de frottement de joint), (a) comportement tangentiel, (b) comportement normal et (c) comportement de cisaillement – critère de Mohr-Coulomb

Figure C-2. Modélisation d'un milieu discontinu à l'aide du code de calcul UDEC

En élasticité, la loi de Hooke permet de calculer les forces et déplacements des blocs et des interfaces, et la seconde loi du mouvement de Newton permet d'en déduire le mouvement de chaque bloc en fonction de la résultante des forces qui agissent sur lui :

$$\sigma = E \varepsilon \text{ ou } F = K U$$

σ : contrainte ou tenseur de contraintes

E : module de Young

K : rigidité ou matrice de rigidité

U : déplacement ou vecteur de déplacement

ε : déformation ou tenseur de déformation

Des critères de rupture ou de plasticité sont intégrés dans le calcul. Par exemple, le critère de Mohr-Coulomb (Figure C-3) suppose que la rupture est contrôlée par les contraintes maximales de cisaillement, et que les contraintes maximales de cisaillement dépendent de contraintes normales (principales). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être écrit :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi,$$

τ : contrainte de cisaillement

σ : contrainte normale

c : cohésion

ϕ : angle de frottement

T : résistance à la traction

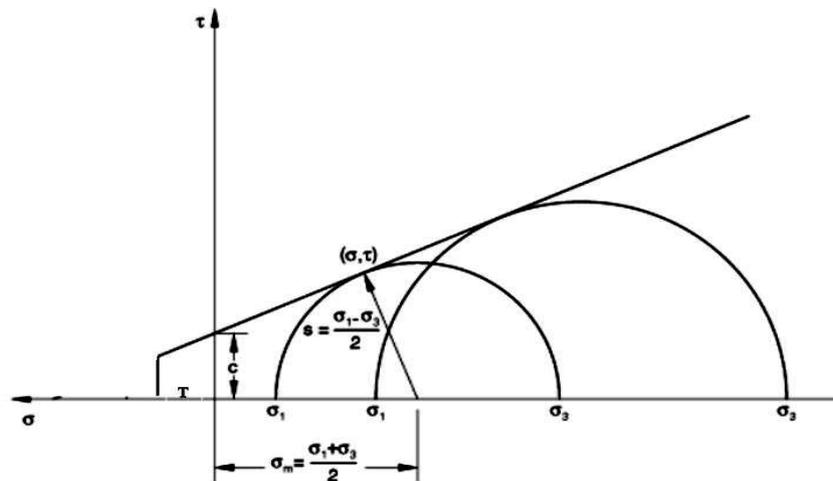
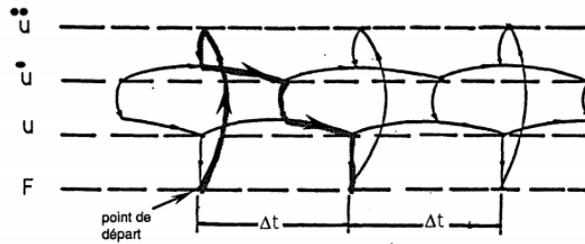


Figure C-3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb utilisé dans UDEC (Doc. UDEC)

Le calcul est réalisé en deux dimensions, contraintes planes, déformation plane ou axisymétrie. Ces hypothèses permettent de tenir compte de la troisième dimension. Le schéma de calcul « Lagrangien » utilisé est particulièrement adapté à la modélisation des très grands déplacements et à la déformation d'un système de blocs (Figure C-4). Les forces de contact et les déplacements aux interfaces sont déterminés par la résolution des équations fondamentales de la dynamique. La procédure de calcul est itérative, à chaque pas de calcul, les accélérations, les vitesses, les déplacements et les forces sont calculés. L'amplitude et la direction de la résultante des moments et des forces agissant sur chaque bloc déterminent les accélérations du mouvement de translation et de rotation du bloc autour de son centre de gravité.



\ddot{u} : accélération : vitesse, u : déplacement et F : force, Δt : pas de temps de calcul

Figure C-4 : Algorithme de calcul de UDEC (Doc. UDEC)

Les principaux résultats de calcul avec le code UDEC, dans le cas des blocs déformables, sont :

- l'état des blocs : déplacement, rotation, séparation, etc.
- les contraintes, les déplacements et les déformations pour chaque zone (élément)
- l'état des joints : glissement, ouverture, fermeture.

