



DOI : 10.67397/ejgri.v2i3.49
ISSN : 31345441
Date de Publication : 26-08-2026

Titre : Modelisation de l'interaction sol-structure
lors de l'occurrence d'un fontis(cas de la cité Musonoi)

” La connaissance ouvre les horizons”

REMERCIEMENTS

J'aimerais faire allusion aux vrais et véritables remerciements, qui sont très particuliers à mon encadreur, qui je cite le docteur FREDDY FREJUS pour sa confiance, son expertise et son encadrement pour la rédaction de ce travail.

J'exprime aussi ma gratitude à tous le corps académique de l'Université Atlantique Internationale pour leurs dévouements, en nous donnant une bonne connaissance dans le domaine scientifique au travers vos encadrements.

Il est très important et aussi très nécessaire de remercier énormément JUDITH BROWN, pour son application par des conseils, qui m'ont fait aimer les études de notre université.

Je remercie une fois de plus ma tendre et charmante épouse HORTENCE ZUGU PUNGU, la mère de mes enfants, sans oublier tous mes enfants.

Soyez bénis

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Carte de la République Démocratique du Congo.

Figure I.2 : Carte de la République Démocratique du Congo avec de grandes villes.

Figure I.3 : Localisation des différentes mines de Kolwezi.

Figure I.4 : Emplacement de la mine de Kamoto.

Figure I.5 : Puits 1 de la mine de Kamoto.

Figure I.6 : Couche géologique de la mine de Kamoto.

Figure I.7 : Méthode d'exploitation par chambre magasin.

Figure I.8 : Méthode d'exploitation par gradin renversé.

Figure I.9 : Méthode d'exploitation sous niveau abattu.

Figure I.10 : Méthode d'exploitation S.L.C.

Figure I.11 : Méthode d'exploitation Sublevel Caving Longitudinal.

Figure I.12 : Méthode d'exploitation Longitudinal.

Figure I.13 : Méthode d'exploitation Bloc Caving.

Figure I.14 : Méthode d'exploitation par longue taille.

Figure I.15 : Méthode d'exploitation par Chambre et Pilier.

Figure I.16 : Méthode de traçage.

Figure I.17 : Méthode CAF

Figure II.1 : Cuvette d'affaissement.

Figure II.2 : Les différents mouvements de surface engendrés par une exploitation souterraine horizontale suivant une coupe transversale.

Figure II.3 : Déformation prise au niveau de la vallée de la cité de Musonoi du côté de la mine de Kamoto.

Figure II.4 : Dégradation des toits de la galerie.

Figure II.5 : Dégradation sous une stabilité.

Figure II.6 : Dégradation sous une stabilisation.

Figure II.7 : Cône d'effondrement.

Figure II.8 : Répartition des charges sur les piliers.

Figure II.9 : Exploitation totale par longue taille rabattant foudroyé.

Figure II.10 : Exploitation partielle par chambre et pilier abandonnés.

Figure III.1 : Système de boulonnage par split set.

Figure III.2 : Boulonnage avec plaque d'appui.

Figure III.3 : Boulon à résine avec sa plaque pour le soutènement dans la mine souterraine.

Figure III.4 : Résine pour serrer les boulons.

Figure III.5 : Système de projeté le béton au moyen de la lance.

Figure III.6 : Mur en béton projeté.

Figure III.7 : système de fabrication et de projection du béton par voie sèche.

Figure III.8 : Système de fabrication et de projection du béton par voie humide.

Figure III.9 : Bande transporteuse pour le sable et le ciment.

Figure III.10 : Trémie réceptrice pour le mélange.

Figure III.11 : Camion avec lance pour projeter le béton.

Figure III.12 : Camion pour le transport du béton à des longues distances.

Figure III.13 : Niveau de mélange d'eau dans le camion.

Figure III.14 : Adhérence au niveau du pilier par le béton projeté.

Figure III.15 : Illustration sur la sollicitation du béton projeté.

Figure III.16 : Pilier de niveau.

Figure III.17 : Remplacement des câbles d'ancrage.

Figure III.18 : Dièdre en relâchement.

Figure III.19 : Impact sur les bâtiments d'habitation.

Figure III.20 : Impact sur le bâtiment.

Figure III.21 : Impact sur les ouvrages en Génie-Civil

Liste des tableaux

Tableau I.1 : plan de cassure de la mine.

Tableau I.2 : Caractéristiques geo-mecaniques des terrains (bureau géotechnique KCC)

Tableau II.1 : différentes valeurs des matériaux.

Tableau II.2 : Gammes des valeurs proposées par Olivari.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients du béton projeté.

Tableau III.2 : Résistance en sollicitation du béton projeté.

Tableau IV.1 : Prévion de l'amplitude maximale.

CHAP I : GENERALITES SUR LA CITE DE MUSONOIE ET LA MINE SOUTERRAINE DE KAMOTO

I.1 INTRODUCTION

I.2.SITE DE MUSONOIE

I.2.1. Situation géographique

I.3. HISTORIQUE SUR L'EXPLOITATION

I.4. ASPECTS GEOLOGIQUES

I.4.1. Morphologie et caractéristiques du gisement

a. Morphologie

b. Caractéristiques du gisement

a. Stratigraphie

b. Tectonique

I.5.ASPECT GEOTECHNIQUE

I.5.1.contexte géo- structurale

I.5.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.2.1.Selon le type de terrain

I.6. METHODE D'EXPLOITATION DE LA MINE SOUTERRAINE

I.6.1. méthode d'exploitation par chambres magasins

I.6.1.1 les étapes de la méthode

A. Travaux préparatoires

B. Le creusement des cheminées

I.6.2. Méthodes d'exploitation par chambre vide

I.6.2.1. méthodes d'exploitation par gradins droits

I.6.2.2. méthodes d'exploitation par gradins renversés

I.6.2.3. méthodes d'exploitation par sous niveau abattus

I.7.3. méthodes d'exploitation par chambres foudroyées

I.7.3.1. méthodes d'exploitation par sous niveau foudroyés **I.4.3. méthodes d'exploitation par bloc foudroyés (bloc –caving)**

I.4.3.1 Principe de la méthode

I.4.4. méthode d'exploitation par chambres remblayées

I.4.5. méthodes d'exploitation des gisements en planteur

I.4.6. L'exploitation par chambres et piliers pour des gisements pentus

I.4. 7.methodes d'exploitation par longue taille

I.4.8. l'exploitation par tranches montantes remblayées (C.A.F)

I.5. CONCLUSION

CHAP. II. LE PHENOMENE DE FONTIS ET L'ESTIMATION DE LA HAUTEUR DE LA REMONTEE DE LA CLOCHE D'EFFONDREMENT

II.1 INTRODUCTION

II.2 DESCRIPTION DU PHENOMENE

II.3. MOUVEMENT DES TERRAINS

II.4.METHODES D'EVALUATION DE LA HAUTEUR DE LA REMONTEE DE LA CLOCHE D'EFFONDREMENT

II.4.1.influence de la hauteur d'effondrement

II.4.1.1 le rayon de la montée de voutes

II.4.1.2.Coefficient de foisonnement

II.4.1.3.Angle de dépôt des terrains éboulés

II.4.2. Approches empiriques

II.4.3.approches volumiques

II.4.3.1.Modele de Pigott et Eynon

II.4.3.2. Modèle de Vachat

II.4.3.3.Modele de Whittaker et Redolish

II.4.3.4 approches analytiques

II.4.3.5. Approches numériques

II.4.3.6 Approches expérimentaux

II.4.4. Méthode d'analyse de stabilité de pilier

II.4.5. impact du mécanisme d'exploitation sur la surface

II.4.6. Le phénomène élémentaire vu depuis la surface

II.5. CONCLUSION

CHAP. III. INTERACTIONS SOL- STRUCTURE

III.1 INTRODUCTION

III.2 STRUCTURE DU SOL

III.2.1 détermination de la structure d'un sol

III.2.1.a. structure granulaire

III.2.1.b. structure anguleux

III.2.1.C. structure prismatique

III.2.1.D.structure lamellaire

III.3. PRESENTATION DE L'ETAT INITIALE AVEC LA STRUCTURE EN SURFACE

III. 4. ETUDE DE LA STABILITE DES CAVITES

III. 4.a. boulonnage dans les mines

III. 4.b.Les rôles du boulonnage

III.4.C. Détermination des paramètres du schéma de boulonnage

III.4.D. Investigation sur le terrain pour le contrôle des voies boulonnées et l'adaptation des schémas de boulonnage

III.4.E procédé de la production du béton projeté

III.4.f.propriété du béton projeté utilisé dans les mines

III.4 g. Renforcement du béton projeté

III.4 h. champ d'application du béton projeté dans la mine de Kamoto

III.4.i. Principale applications du revêtement en béton projeté

III.5. LES MOUVEMENTS DE SOL EN SURFACE OU LES MOUVEMENTS DES TERRAINS

III.5.1. approches empiriques

III.5.2. modélisation numérique

III.5.3. la modélisation physique

III .5.4 modélisation numérique

III.6 COMPORTEMENT DES BATIMENTS

III.6.CONCLUSION

CHAP IV MODELISATION DE LA REMONTEE DE FONTIS EN PRESENCE DES MAISONS D'HABITATION

IV.1 INTRODUCTION

IV.2. DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE

IV.3. MISE AU POINT DE LA MAQUETTE DES BATIMENTS

IV.3.1. RAPPEL DES LOIS DE COMPORTEMENT

IV.3.2. METHODE POUR L'EVALUATION DES DOMMAGES EN ZONE D'AFFAISSEMENT MINIER

IV.3.3. CONSEQUENCES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS SUR LES BATIS

IV.3.4. COMPORTEMENT DES BATIMENTS SOUMIS A DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

IV.4 INTERACTION SOL-STRUCTURE

IV .5 LES MODELES ANALYTIQUES DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

IV .5.1. Modèle de Winkler

IV.5.2. MODELE ELASTIQUE

IV.5.3 MODELE DE FILENENKO-BORODICH

IV .5.4. MODELE DE HETENYI

IV.5.5. FACTORISATION DES FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEES SUR LES METHODES ANALYTIQUES

IV.6.CAS DE LA METHODE DE BURLAND

IV.5.6. ADAPTATION ET GENERALISATION DE LA METHODE DE BU IV.5.6.1. PARAMETRE UNIQUE D'INTENSITE

IV.5.6.1. PARAMETRE UNIQUE D'INTENSITE

RLAND

IV.5.6.2. LES OUVRAGES DE GENIE-CIVIL DE LA CITE ET LA CONSTRUCTION D'UNE BASE DE DONNEES

IV.7.CONCLUSION

RESUMEE

L'effondrement du sol en surface ,causé par la délinquance souterraine progressive des terrains porteurs est une rupture localisées, d'où dans notre cas suite aux travaux en souterrain qui ont provoqué ce phénomène, c'est ainsi notre étude sera assimilée à un modèle physique ,puis à un modèle numérique et la méthode d'exploitation qui fera référence à des cavités souterraines, qui sera représentée et inspirée d'un cas réel ,la réalisation du fontis choisi sera orientée vers une cavité de petites dimensions sous un recouvrement faible ,afin d'envisager un modèle réduit à une échelle géométrique raisonnable ,ainsi les propriétés seront inconnues ,elles seront obtenues à partir des données de l'entreprise ,puis vérifier au laboratoire sur base de différents essais de la mécanique des roches ,à savoir la mine de Kamoto est exploitée par des galeries de 5 fois 6 mètres et des chambres de 6 fois 12 mètres.

La réalisation de ce fontis est remaniée à l'étude des mouvements des terrains ; ainsi que leurs caractéristiques, dans ce cas, on voit la répartition des charges selon leur milieu et leur comportement, ces mouvements à des risques sur la population et créera des dommages néfastes sur le plan du développement

INTRODUCTION GENERALE

Les effondrements et les affaissements que subissent certains bâtiments peuvent provenir des travaux d'exploitation et généralement lors de l'exploitation en souterraine, qui créent des cavités. Ceci provoque une remontée des vides en surface conséquent à des mouvements de terrains plus ou moins importants. La ligne à suivre est donc l'étude de l'apparition d'un fontis depuis la dégradation des cavités jusqu' à l'impact des mouvements de terrains en surface sur les bâtis de type habitation. L'effondrement d'une cavité souterraine engendre la déconsolidation des niveaux supérieurs des terrains de recouvrement ; ces mécanismes peuvent provoquer des phénomènes qui créent en surface deux types d'action ; un affaissement ou un fontis. Ces actions peuvent provoquer au sol de graves dommages aux structures existantes et aux infrastructures en surface ; aussi, mettre en péril la sécurité du personnel. Ainsi la mine de Kamoto, par ses méthodes d'exploitation crée des dégâts sur la cité de Musonoi.

Il nous sera important de mener des études bien approfondies sur l'interaction sol- structure lors de la réalisation d'un fontis, ainsi les objectifs de notre recherche vont s'articuler sur l'aspect théorique, que nous mettrons sous deux aspect le premier fera appel à une étude bibliographique et qui prendra comme la ligne à suivre, le phénomène de fontis ; la caractérisation des terrains et le modèle de comportement et enfin les mouvements des terrains. Pour la seconde partie, qui sera pratiqué sur l'articulation suivante, les caractéristiques du lieu d'investigation ; l'approche expérimentale et enfin la modélisation de la remontée de fontis en présence des maisons, c'est ainsi les problèmes d'instabilité des terrains sont complexes et les équations, qui lient les paramètres des sols sont généralement irréversibles et non linéaires, en plus des incertitudes sur ces paramètres, les mouvements de terrains créent des effets des dégradations sur certaines entités, aussi les affaissements de terrains de grandes ampleurs résultent de l'effondrement des cavités souterraines issues des activités industrielles humaines (mines souterraine ou encore dans des carrières souterraine), ou formée naturellement par la circulation d'eau dans des massifs des roches solubles (calcaire ou gypse). Le risque encourue est le croisement de l'aléa (phénomène naturel dangereux ; l'apparition du fontis) et des enjeux (les enjeux peuvent êtres humains ; économiques ou environnementaux).

L'aléa doit être défini par une intensité, une occurrence spatiale et temporelle. Cette intensité traduit l'importance d'un phénomène par des risques qui sont considérés comme une mesure de la situation dangereuse résultant de la confrontation de l'aléa et des enjeux. Cette mesure s'exprime souvent en terme de gravité et de probabilité, les mouvements de la surface que subissent les ouvrages débutent par le fond d'où , il est important de procéder par une analyse de la stabilité du toit lors de l'exploitation en souterrain par les modèles des plaques, qui reflètent souvent bien la réalité ,c'est alors un compromis doit être trouver entre un modèle de poutre simple et un modèle de poutre encastree ,qui l'épaisseur critique du premier banc peut être calculée en fonction de la portée maximale entre pilier selon les deux modèles classiques , pour avoir une distribution des efforts dans le toit et dans le voisinage d'une

galerie et tous ces éléments compte d'une application analytique, qui a des limites suite à la vieillissement et à la fatigue de la roche avec le temps .

Le fontis crée l'instabilité, car il peut se produire au-dessus de n'importe quel vide souterrain, quel que soit son origine et la dépression des terrains de recouvrement et peut se manifester par un léger affaissement ou des fissurations, il apparait généralement par une liaison de la diminution de la résistance mécanique du toit immédiat, les différentes méthodes de prédiction du risque existent dont les méthodes empiriques ; les méthodes analytiques et les méthodes numérique. Si le développement d'une chute de toit et la propagation d'une montée de voute vers la surface sont des phénomènes généralement lents, qui peuvent se développer durant plusieurs années, l'apparition du cratère en surface se fait d'une manière soudaine, ce qui rend le phénomène potentiellement dangereux pour les personnes et les biens situées dans son emprise.

Le sol considéré comme un matériau, peut sembler moins intéressant, mais sa nature diversifie, ses propriétés et son comportement ; aussi un agrégat des grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécanique relativement faible, on l'utilise comme support de fondations de structures, ce qui présentent des sensibilités différentes en fonction des mouvements que le sol serait amenée à lui transmettre. Les différents comportements possibles d'un bâtiment vis-à-vis des mouvements et qui engendre ce phénomène, sont des déplacements verticaux et horizontaux, ainsi que leurs dérivés, la pente ; la déformation horizontale et la courbure. Pour le cas des fontis, les études concernant la prévision des mouvements de terrains lors l'occurrence sont plus réduites. En effet, la problématique des fontis se porte plus souvent sur la caractérisation de la stabilité des cavités concernées, que sur la prévision des mouvements en surface, notre travail sera composé des chapitres suivant :

Chap. I : les généralités sur la cité de Musonoi et la mine souterraine de Kamoto ;

Chap. II : le phénomène de Fontis et l'estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement ;

Chap. III : Interaction sol-structure ;

Chap. IV : Modélisation de la remontée de Fontis en présence des maisons d'habitation.

CHAP I : GENERALITES SUR LA CITE DE MUSONOIE ET LA MINE SOUTERRAINE DE KAMOTO

I.1 INTRODUCTION

Dans ces lignes, nous allons faire ressortir les aspects généraux ou des connaissances de la mine de Kamoto, qui est à la base de notre développement par ses systèmes d'exploitation en tenant compte de l'aspect de son gisement, qui est valorisé suite à de différentes méthodes d'exploitation.

I.2.CITE DE MUSONOIE

Cette cité est dans la ville de Kolwezi, qui est à 300 Km de Lubumbashi l'ancien chef-lieu de la grande province du grand Katanga , maintenant avec les démembrement depuis 2015 de cette province en quatre province dont, Lomami ; Tanganyika ; Haut-lomami et Lualaba, mais la ville de Kolwezi est maintenant le chef-lieu de cette province de Lualaba, située au sud – ouest du pays et fait frontière avec deux nouveaux provinces issue du démembrement , la Haut-Katanga avec son chef-lieu Lubumbashi et le Haut-lomami, qui sont chef-lieu est Kamina, des autres cotés avec trois provinces d'Angola et une de la Zambie, mais politiquement la province du Lualaba est composée de quatre territoires qui sont :

- Territoire de Mutshastha, avec 18859 Kilomètres carrées sous une agglomération de 188852 habitants ;
- Territoire de Lubudi, qui a 18939 Kilomètres carrés et 196 338 habitants ;
- Territoire de Dilolo, dont 25648 avec 317694 habitants ;
- Territoire de Sandoa, qui a 25 337 avec 387 435 habitants ;
- Territoire de Kapanga avec 25 509 sur une superficie de 635388 Kilomètres.

Nous devons savoir que la ville de Kolwezi est constituée de deux communes qui sont :

- Dilata ;
- Manika.

C'est dans la commune de Dilala, ou se trouve la cité de Musonoi, que nous ferons allusion pour notre travail, qui a son sens a connu beaucoup des déformations suite aux travaux de la mine de Kamoto, dans cette cité il y a six quartiers qui sont :

- Ecaille ;
- Trabecca ;
- Leo ;
- Kipushi ;
- Saba ;
- Jado.

Ce sont les deux quartiers Saba et Jado, qui sont beaucoup touchés par ce phénomène

I.2.1. Situation géographique

Située à plus ou moins neuf kilomètres, et à l'Ouest du centre-ville de Kolwezi, la mine de Kamoto doit son nom à un petit village qui jonchait sur le lieu où elle a été creusée. Cette ville de Kolwezi dans laquelle se trouve ladite mine est située sur le plateau de Manika suivant les coordonnées géographiques ci-après [Microsoft Encarta, 2009] :

- 10° 45' latitude Nord ;
- 25° 25' longitude Est ;
- 1445 m d'altitude au-dessus de la mer.

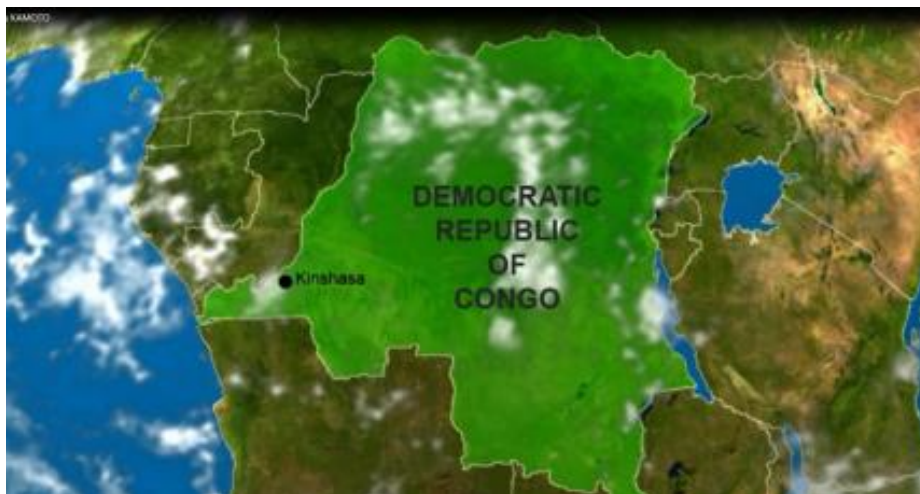


Figure I.1 carte de la République Démocratique du Congo



Figure I.2 : la carte de la République Démocratique du Congo avec de grandes villes

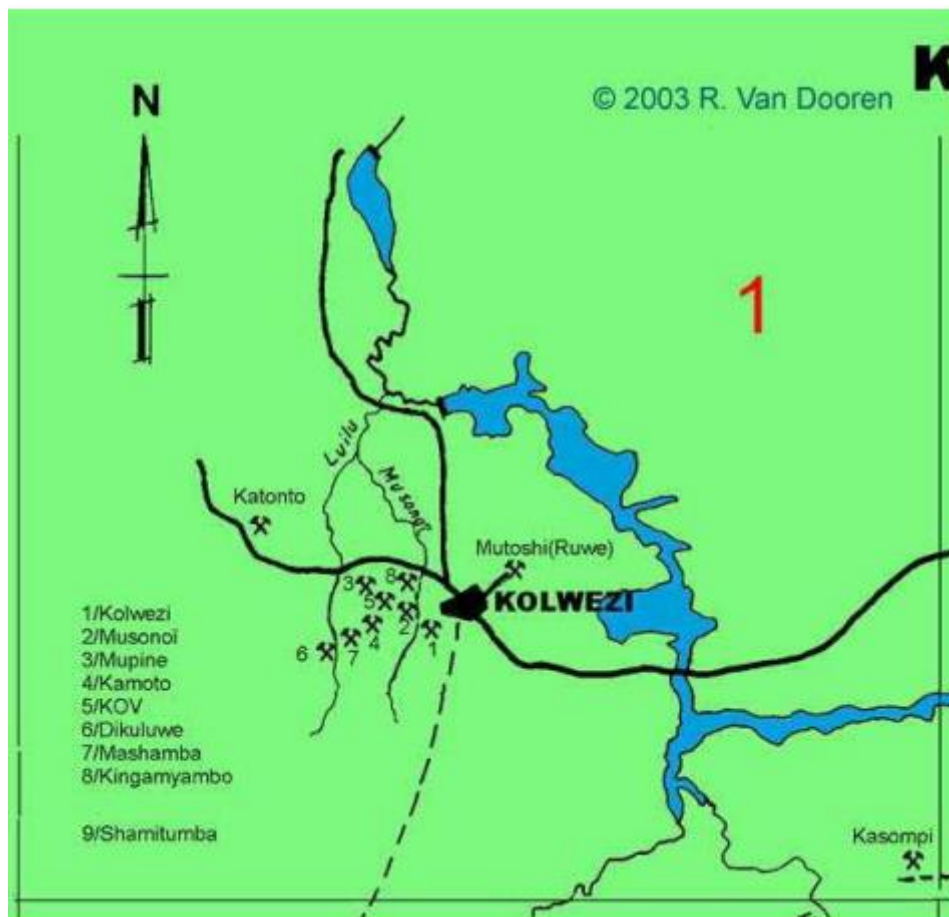


Figure I.3 : Localisation des différentes mines de Kolwezi

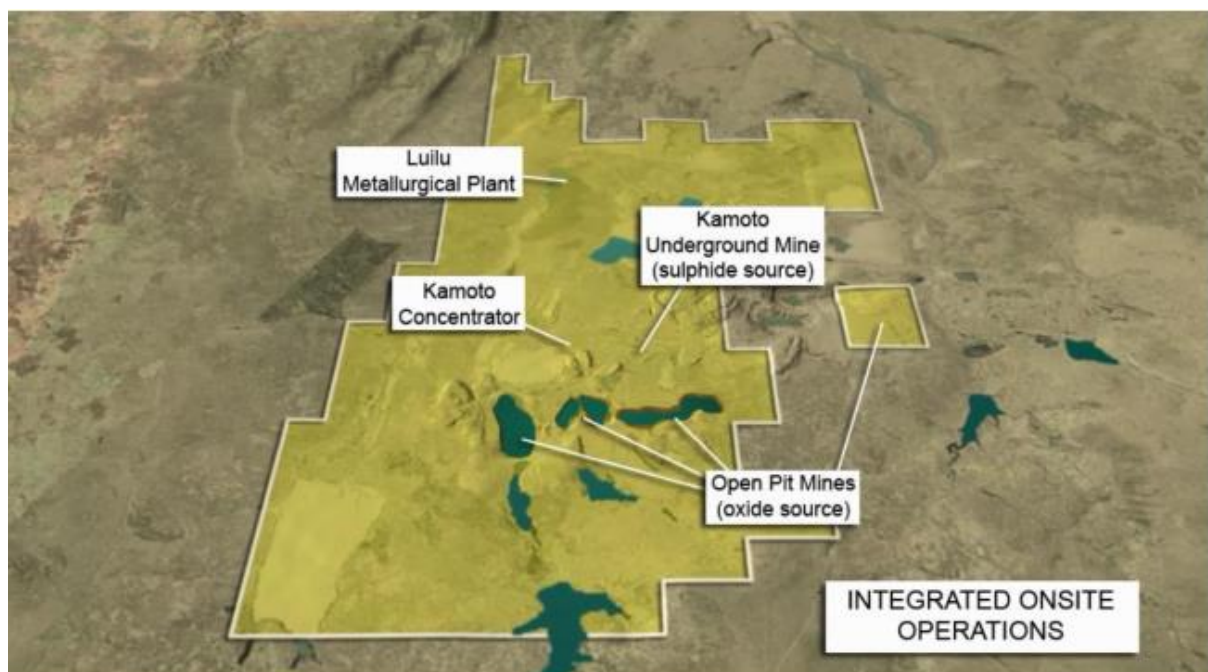


Figure I.4 : Emplacement de la mine de Kamoto

Le puits I de la mine de Kamoto (fig I. 5) constitue le niveau zéro du point de vue local avec toutes les coordonnées géographiques Lambert ci-dessus :

- X : 434650 mètres ;
- Y : 309800 mètres ;
- Z : 1445 mètres.



Figure I.5 : puits 1 de la mine de Kamoto

I.3. HISTORIQUE SUR L'EXPLOITATION

Kamoto doit son nom à un village lointain dans l'histoire, qui jonchait sur le site où a été creusée la mine qui l'a immortalisé. Les gens, qui passaient vers les champs apercevaient au loin et de loin un petit feu luisant. Ils se le disaient en se montrant du petit doigt : « Regardez là-bas un petit feu » qui, traduit littéralement en swahili veut dire « TAZAMA KULE KA MOTO ». Il en était ainsi tous les jours. Voilà comment, à l'avènement des travaux de creusement, on appela ce site, à juste titre, « KA MOTO » nom composé qui gardait sa signification séculaire qui traduisait en swahili « PETIT FEU ». Le temps a eu raison de ce nom jusqu'à lui faire perdre d'une part sa signification initiale et d'autre part son orthographe pour en faire un nom simple. Nous ne pouvons que nous en réjouir vu la renommée que s'est taillée la mine de KAMOTO sur le plan international (KTO number one). D'aucuns, pour les convenances, souhaitaient même l'appeler KIMOTO (égale grand feu) au lieu de KAMOTO.

EN 1942, c'est alors qu'a commencé la découverte de cette mine, puis en 1948, l'exploitation démarre sous le mode à ciel ouvert, il faudrait attendre 10 années plus tard pour commencer le fonçage des puits, vers les années 1964 ; c'est fut le commencement de l'extraction de 153000 Tonnes sèches, mais en 1972 une mise en service de la chaîne d'extraction, puis une hausse en production en 1974 qui atteint 2500 000 Tonnes sèches, vers le 13 au 15 novembre 1986, il y avait des venues de boues de la carrière vers le niveau 385 connexion 6 lors du chargement transport en voulant faire des victimes dont UMBALO, BIZIMUNGU, MUNGA (emmurés mais sortis indemne après 3 jours). En 1989 la Production maximale de la mine (329000Ts). d'où cette mine a connu un effondrement en 1990.

I.4. ASPECTS GEOLOGIQUES

I.4.1. Morphologie et caractéristiques du gisement

a. Morphologie

Les entrailles de la mine de Kamoto tirent leurs origines dans les bassins de sédimentation, où elles sont déposées en couches presque horizontales suivant une superposition en bancs dans lesquels la profondeur et les conditions de dépôts fixent les variations. Vu la configuration du gisement, nous pouvons dire que le gisement de la mine de Kamoto a la forme d'une botte (fig. I. 6).

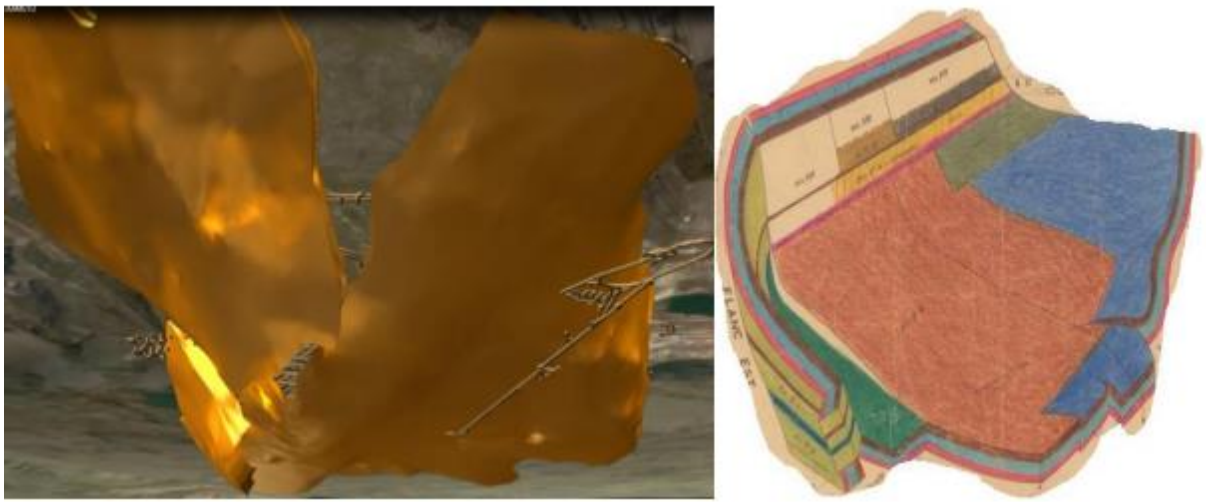


Figure I.6 : couche géologique de la mine de Kamoto

b. Caractéristiques du gisement [Ngoyi, 2010]

Le gisement de la mine de Kamoto se situe dans le Katanguien et sa géologie est la même que pour le gisement de la série de Mines du COPPERBELT. Il est subdivisé en deux ensembles des couches minéralisées constituant les corps ou "ores bodies". Chaque ore body comprend un Ore Body Supérieur (O.B.S) et un Ore Body Inférieur (O.B.I) de 12 à 15m de puissance séparés entre eux par une couche de stérile (Roche Siliceuse Cellulaire, RSC) de 15 à 25m de puissance. Le gisement de la mine de Kamoto est formé des lambeaux dont les écailles ont été isolées par des failles suite à la dislocation causée par les mouvements tectoniques. Cette dernière a donné naissance aux différents gisements entre autres :

- Kamoto Principal ;
- Kamoto Etang ;
- Kamoto Olivier Virgule ;
- Kamoto Nord ;
- Kamoto Sud.

a. Stratigraphie

Les couches exploitées à Kamoto sont parallèles entre elles et varient dans le sens vertical suivant les conditions de dépôt et la profondeur du bassin. Ces couches sont généralement dolomitiques, il existe cependant des zones altérées le long des cassures et des failles. En fouies dolomitiques, les minerais se présentent sous forme des sulfures de cuivre et de cobalt .En faciès altéré, ces mêmes minerais se transforment en oxydes de cuivre et de cobalt. En allant du mur vers le toit du gisement, donc du Sud vers le Nord, nous rencontrons :

- R.A.T lilas : Roches Argilo Talqueuses lilas (RAT 3c) ;
- Brèche de RAT Grises ;
- RAT grise ; 4. D'STRAT : Dolomie Stratifiée ;
- RSF Dolomitiques : Roches Siliceuses Feuilletées (siliceuses) ;
- R.S.F. Siliceuses, Roches Siliceuses Cellulaires (siliceuses) ;
- R.S.C. minéralisées siliceuses cellulaires (minéralisées) ;
- Shales Intercalaires ;
- RSC Stériles : Roches Siliceuses Cellulaires (stériles) ;
- SD ou Argilo dolomitique : Shales Dolomitiques 1b (argilo-dolomitique) ;
- SD la Dolomitique : shales dolomitiques 1a (dolomitiques) ;
- Banc Dolomitique ;
- BOMZATRES ;
- S.D 1b, Bomz : black Ore mineralized zone;
- S.D. 2a Graphiteux : shales dolomitiques 2a (Graphiteuse) ;
- S.D. 2a Dolomitiques : Shales dolomitiques 2a (Dolomitiques) ;
- S.D. 2b Collenias : shales dolomitiques 2b (colle nias) ;
- S.D.2b Schisteux.

b. Tectonique

Le gisement de la mine de Kamoto résulte de la dislocation du lambeau de Kolwezi, dont les écaïlles ont été isolées par les mouvements tectoniques. A savoir, la tectonique générale qui s'est déroulée en trois phases :

- La première orogénèse, dite Kolwezienne, a provoqué des plis déversés vers le Nord ;
- La seconde orogénèse Kundeluguienne, qui a conduit à des plis vers le Sud ;
- Enfin la dernière a conduit de grandes cassures et intrusion du Roan.

I.5.ASPECT GEOTECHNIQUE

Des instabilités causées par les ouvertures faites dans les roches (excavation) constituent une menace permanente à la sécurité des ouvriers et aux outils de production de la mine. De plus, la chute des blocs et les éboulements peuvent être stoppés en utilisant un soutènement adapté. Pour y arriver, il est nécessaire de comprendre les causes de l'instabilité et de cerner les mesures susceptibles d'éliminer ou de minimiser tous les problèmes. La structure et la nature des roches ainsi que les contraintes et la géométrie de l'excavation ont une très grande influence sur la stabilité de la mine.

I.5.1.contexte géo- structurale

Il est rare de trouver dans la nature des masses rocheuses continues, elles sont généralement découpées par des discontinuités variables du genre faille, diaclase, stratification, etc .Lorsqu'elles sont sollicitées par des contraintes dues à une excavation, ces masses rocheuses affichent un comportement variable qui dépend de leur nature et de leurs discontinuités. Ces dernières sont assimilées aux plans dont préleve les mesures relatives à leur orientation (données structurales) et ce, à l'aide d'une boussole munie d'un clinomètre.

En souterrain, la collection de ces données a été faite d'une part sur les plans des cassures et d'autre part sur les plans de stratification comme le montrent respectivement les tableaux I.2 et I.3.

Tableau I.1 plan de cassure de la mine (Kamoto service géotechnique)

Niveau	direction			pendage		Types de roche
NIV 490						
1	N	120	E	88	NE	DSTRAT
2	N	150	E	80	NE	
3	N	140	E	83	NE	
4	N	110	E	89	NE	
5	N	105	E	89	NE	
	N	85	E	75	NW	RSF CTS
	N	75	E	71	NW	
	N	73	E	78	NW	
	N	90	E	75	N	
	N	130	E	82	SW	
	N	120	E	85	NE	
	N	105	E	85	NE	
	N	73	E	72	NW	
	N	65	E	73	NW	
	N	63	E	75	NW	
	N	98	E	78	SW	
	N	100	E	88	SW	
	N	160	E	76	SW	

I.5.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.2.1.Selon le type de terrain

Des caractéristiques mécaniques retenues pour les terrains dans le cadre de cette étude ont été déterminées sur base des essais réalisés sur les échantillons de différentes formations géologiques de la mine de Kamoto. Elles sont consignées de la manière suivante dont l'illustration est dans ces tableaux ci-dessous.

Tableau I.2.Caractéristiques géo-mécaniques des terrains (bureau géotechnique K.C.C)

Couches	C (kg/cm ²)	Ö	Ö (kg/cm ²)	densité	Öt (kg/cm ²)	Öc (kg/cm ²)	E(t/cm ²)	äs
BOMZ	190	66	360	2.87	77	1815	1030	0.32
SD	220	59	425	2.71	127	1658	560	0.27
RSC	175	63	330	2.68	85	1472	645	0.23
RSF	180	46	320	2.66	144	925	424	0.23
DSTRAT	230	64.5	445	2.83	97	2082	893	0.28
RAT GRISE	110	56	200	2.73	57	733	489	0.29
BRECHE DE RAT	220	60	425	2.83	119	1661	745	0.42
RAT LILAS	55	58.5	100	2.61	31	373	276	0.29

Après la mise en découverte du gisement, l'ordre établi de la conduite des travaux préparatoires, de traçage et d'abattage, dans les conditions naturelles d'un gisement donné, suivant la variation et le développement des engins d'extractions d'un minerai et de l'organisation des travaux s'appelle méthode d'exploitation. On doit considérer une méthode d'exploitation rationnelle de manière qu'au cours des travaux elle satisfasse aux conditions fondamentales suivantes :

- La sécurité des travaux ;
- Extraction maximale du minerai ;
- Minimum des ouvrages ;
- Prix de revient minimum pour le maximum de rendement des travaux ;
- Pertes minimales du minerai.

I.6. METHODE D'EXPLOITATION DE LA MINE SOUTERRAINE

Le choix de la méthode d'exploitations dépend de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- La forme du gite ;
- Les dimensions du gite (puissance, dimensions comptées en direction et au pendage) ;
- Les propriétés des minerais et des roches avoisinantes en ce qui concerne la stabilité, le caractère de leur effondrement, le tassement après effondrement ;
- La répartition des teneurs en métal dans le gite.

Lorsqu' on 'exploite les gites métallifères, suivant les conditions de gisement et le caractère des terrains sus-jacents du minerai, on emploie pour soutenir les chantiers dont:

- L'abandon de massif (pilier ou stot) de minerai ou de roches ;
- La mise en place d'un soutènement artificiel ;
- Le remblayage ;
- L'emmagasiner du minerai, c'est à dire on laisse provisoirement le minerai abattu dans le chantier pour maintenir les roches encaissantes.

Les méthodes d'exploitations souterraines des gites métallifères peuvent être classées des manières suivantes :

- Méthode d'exploitation par chambres magasins ;
- Méthode d'exploitation par chambres vides ;
- Méthode d'exploitation par chambres foudroyées ;
- Méthode d'exploitation par chambres boisées ou charpentées ;
- Méthode d'exploitation par chambres remblayées.

I.6.1. méthode d'exploitation par chambres magasins

Dans cette méthode, l'exploitation se fait par chambres, du bas vers le haut. Elle convient à l'exploitation de gisements fortement pentus inclus dans un massif rocheux dont la stabilité est bonne à moyenne. La particularité de ces méthodes réside dans le fait que le minerai brut est emmagasiné dans le chantier pour assurer le soutènement de celui-ci jusqu' à l'achèvement du bloc, ce qui fait on enlève que le foisonnement durant toute la période d'abattage, en procédant par soutirage depuis la galerie de base (fig. I.7).

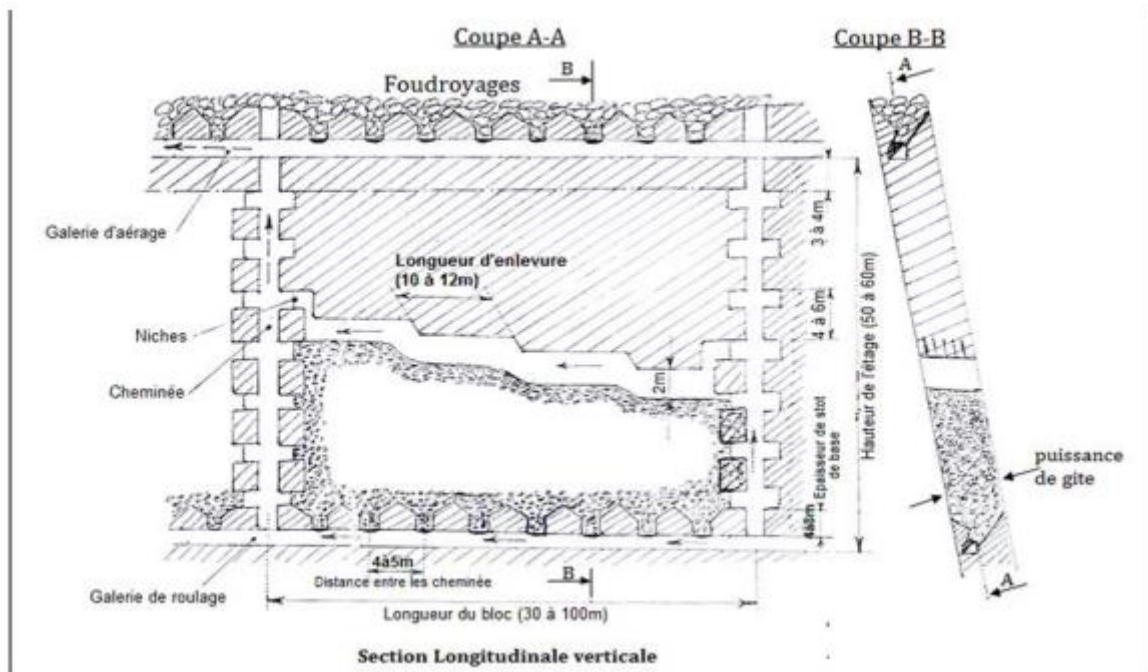


Figure I.7 : méthode d'exploitation par chambres magasins

En général, la méthode ne s'applique que pour des gisements dressant ($>45^\circ$) avec des limites régulières. Le minerai et les roches encaissantes devraient être solides (stable) et le minerai ne devrait pas être affecté par le stockage (non oxydant, un minerai qui ne s'accroche pas ou ne colle pas et qui ne brûle pas spontanément). Et les caractéristiques du minerai doit être solide et non oxydant, ne pas s'accumuler ni se coller, ni brûler spontanément. Mais ces caractéristiques de la roche encaissante doivent être caractérisés par des murs moyennement résistants (sans d'argiles ou de structures géologiques comme les failles, les joints, etc.), d'où la forme de gisement ; n'importe quelle forme, mais il doit avoir des limites uniformes et définitives. Mais dans le pendage le gisement doit être supérieur à l'angle de repos (angle naturel) ($>45^\circ$) et de préférence plus raide que 50° , ces gisements a une puissance (mince,

moyenne et puissant) étroite et modérée et n'importe quelle longueur et hauteur. C'est ainsi la teneur de minerai devrait être modérée à élever.

I.6.1.1 les étapes de la méthode

A. Travaux préparatoires

La galerie de roulage est disposée au milieu du gisement ou près de son mur. Les cheminées de bloc à un ou deux compartiments sont généralement soutenues par boisage. Parfois la méthode nécessite le creusement d'une cheminée au centre du bloc, pour faciliter le transport du matériel et d'améliorer l'aérage du bloc. Les cheminées sont liées à la chambre par de courts passages (niches) distants de 0,4 à 0,6m. A la base de la chambre on abandonne des stots pour protéger les galeries de roulage.

B. Le creusement des cheminées

Une cheminée, ou montage, est une voie verticale ou très inclinée servant à la circulation du personnel, du matériel, du minerai ou de l'air entre différents niveaux de la mine. Le creusement des cheminées est une tâche difficile et dangereuse, mais indispensable. Les méthodes utilisées sont du creusement manuel, par foration des trous au marteau perforateur et de tir à l'explosif, jusqu' à la foreuse de montage. Dans le cas où on exploite des filons minces par cette méthode, on ne laisse pas des piliers en minerai entre les chambres ainsi que le stot de niveau de base ; dans ce cas, les cheminées sont boisées et les trémies de chargement sont établies dans une couronne artificielle en bois, métal ou en béton pour réduire les pertes en minerai dans les stots de base. On creuse parfois la galerie de roulage au rocher tout près du gisement, les cheminées de soutirage sont creusées alors dans les stériles. La préparation des blocs nécessite une coupure horizontale et des entonnoirs sur toute la longueur de la chambre.

I.6.2. Méthodes d'exploitation par chambre vide

On appelle chambre vide un chantier d'exploitations, qui est conservé sans remblayage ni mise en place d'un soutènement systématique et sans que le minerai soit provisoirement laissé sur place, dans lequel les ouvriers peuvent se déplacer librement lors de l'abattage et de l'évacuation du minerai.

On emploie les méthodes d'exploitation par chambre vide quand on a des gisements métallifères avec le minerai et les roches encaissantes durs et stables. On peut distinguer trois groupes de méthodes à savoir :

- a. Méthodes d'exploitation par gradins droits ;
- b. Méthodes d'exploitation par gradins renversés ;
- c. Méthodes d'exploitation par sous-niveau abattu.

I.6.2.1. méthodes d'exploitation par gradins droits

Cette méthode a pour objectif l'extraction du minerai par un système de gradins droits. Elle s'applique pour des gisements minces de puissance variant de 0,6 à 3m et dressant avec une bonne tenue des épontes.

I.6.2.2. méthodes d'exploitation par gradins renversés

Lorsqu' on exploite par chambre vide les gites métallifères inclinés de 30 à 90°, dont la puissance est inférieure à 3, 5m, on emploie le plus souvent les gradins renversés (fig I. 8).

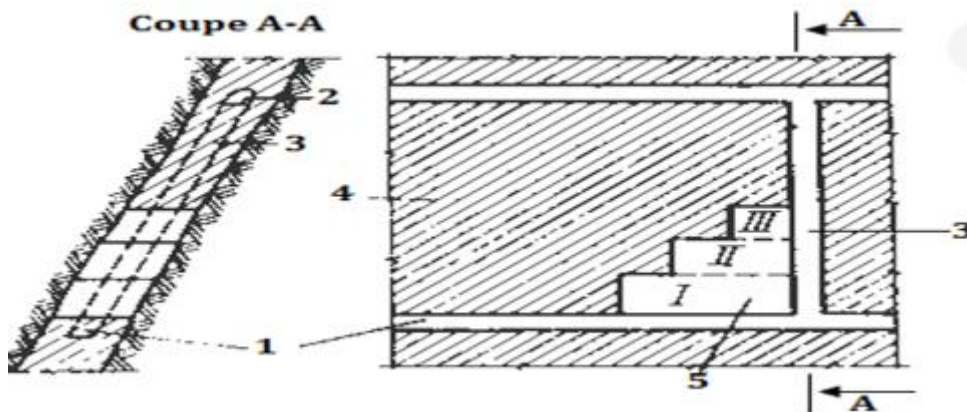


Figure I.8 : méthode d'exploitation par gradin renversé

I.6.2.3. méthodes d'exploitation par sous niveau abattus

Dans ces méthodes, l'exploitation se fait par chambres, du bas vers le haut. La méthode d'exploitations par sous niveaux abattus convient à l'exploitation des gisements dressant inclus dans un massif rocheux relativement stable. L'objectif de ces méthodes est l'extraction par un système de sous niveaux et l'évacuation du minerai s'effectue par gravité (fig.I. 9).

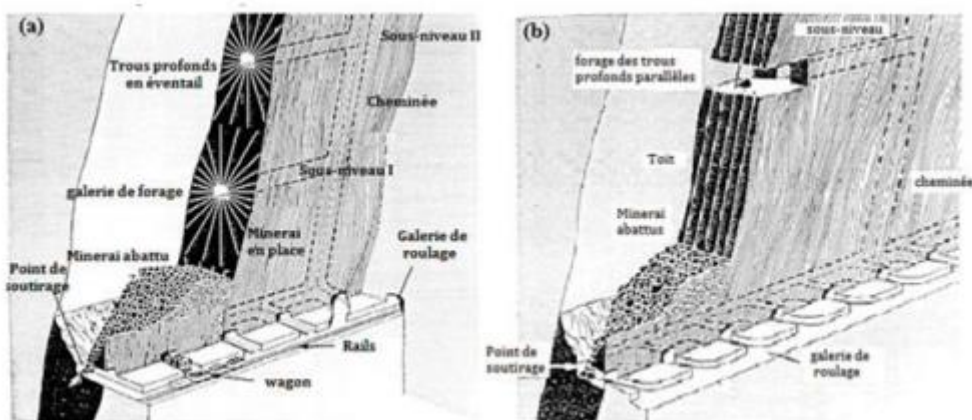


Figure I.9 : méthode d'exploitation sous niveau abattu

Ces travaux nécessitent le creusement des ouvrages suivants :

- Une galerie de raclage avancée au toit des recoupes et communiquée avec ces dernières par les rampes de chargement qui permettent l'évacuation des produits par scraper directement en wagons ; Les cheminées de soutirage qui aboutissent deux à deux à la galerie de raclage ;
- Quatre galeries de sous niveaux reliant les cheminées latérales de bloc dont la galerie inférieure de sous niveau creusée de 7 à 10 m au-dessus de celle de raclage est utilisée pour la création de la coupure horizontale inférieure ;
- La cheminée initiale creusée au milieu du bloc est destinée à la réalisation de la coupure verticale suivant la hauteur et la largeur de chambre ;
- Lorsque la puissance du gîte est supérieure à 20m, on exploite perpendiculairement à la direction, et en laissant temporairement des piliers (subsister des stots) pour séparer les chambres.

I.7.3. méthodes d'exploitation par chambres foudroyées

Les méthodes des chambres foudroyées sont celles dans lesquelles le minerai et les roches encaissantes s'effondrent sous l'effet de la pesanteur, et celles dans lesquelles le minerai est abattu à l'explosif, mais où le foudroyage des terrains encaissants fait partie intégrante de l'exploitation. On peut distinguer deux groupes de méthodes à savoir :

- Méthodes d'exploitation par sous niveaux foudroyés ;
- Méthodes d'exploitation par bloc foudroyés.

I.7.3.1. méthodes d'exploitation par sous niveau foudroyés (sublevel-caving) S.L.C

L'exploitation par sous niveaux foudroyés s'applique aux gisements moyennement à fortement pentus de grande profondeur. Le minerai doit être de nature à pouvoir être fragmenté à l'explosif en blocs maniables. La méthode entraîne l'éboulement du toit et l'affaissement des terrains de couverture (roches stériles). Dans cette méthode, la foration est immédiatement suivie de la fragmentation du massif rocheux aux explosifs. La progression de cette méthode est descendante (fig.I.10).

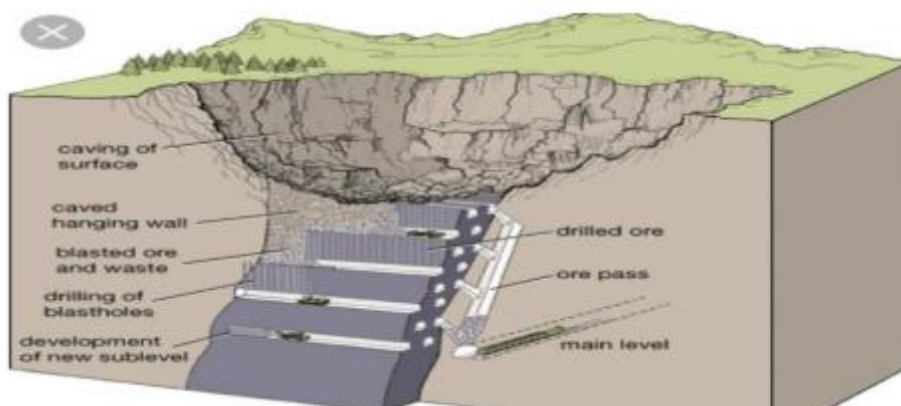


Figure 1.10 : méthode d'exploitation S.L.C

Les paramètres d'application de la méthode en général, l'application de la méthode d'exploitation par sous niveau foudroyé dépend de plusieurs paramètres dont les principaux sont :

- Caractéristiques du minerai, le minerai doit être moyennement dur ;
- Caractéristiques de la roche encaissante, les roches encaissantes doivent s'effondrer facilement (instable) ;
- La forme du gisement : est de préférence de forme tabulaire et régulière d'un niveau à l'autre ;
- Pendage, qui doit être moyennement à fortement pentu ;
- Dimension du gisement puissant, grande profondeur et n'importe quelle longueur et hauteur.

A. Principe de la méthode

La méthode consiste en un foudroyage contrôlé du minerai situé entre deux sous niveaux consécutifs distant de 10 à 15m. Le SLC comme cas particulier à Kamoto s'exécute sous ses deux variantes qui sont :

- Transversale (dressant à forte puissance) ;
- Longitudinale : faible puissance.

Ces deux variantes sont différentes essentiellement par l'orientation des galeries des sous niveaux suivant la configuration et le pendage des ore bodies.

1. LE SUB LEVEL CAVING transversal les galeries des sous niveaux traversent perpendiculairement les couches minéralisées. Le défilage du minerai est rabattant en partant du toit au mur, le rabattement des fronts d'abattage d'une recoupe à la suivante est décalé suivant l'ordre d'ouverture des 31 recoupes pendant le traçage, ainsi, la ligne de front d'abattage de l'ensemble des recoupes décrit avec la direction du chassage au mur d'un angle de 45°.

Il consiste à la reprise à partir d'un niveau du minerai non récupéré au niveau supérieur. la hauteur des sous niveaux est de 10m

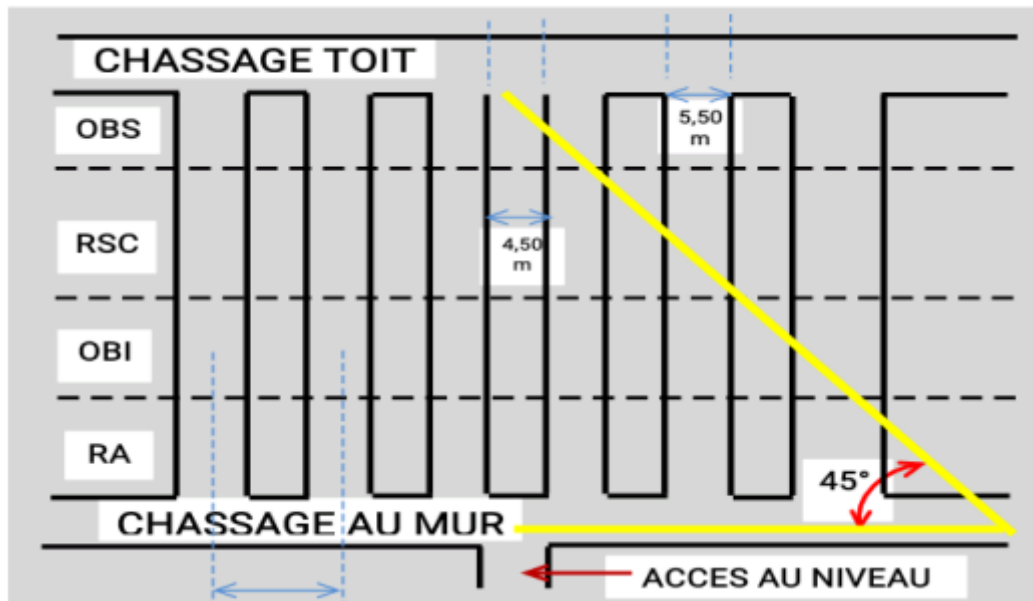


Figure I.11 : méthode sublevel caving longitudinale

2. LE SUB LEVEL CAVING longitudinal A.

Le traçage Dans cette variante, le traçage s'effectue par creusement de deux galeries pilotes et des connexions entre elles. Les galeries pilotes jouent le rôle de galeries de transport et de soutirage. Le dépilage et les galeries pilotes sont recarrées sur toute largeur correspondant à la puissance de la couche afin de récupérer le maximum de minerai ; cette largeur atteint au maximum 14m (fig.I. 12).

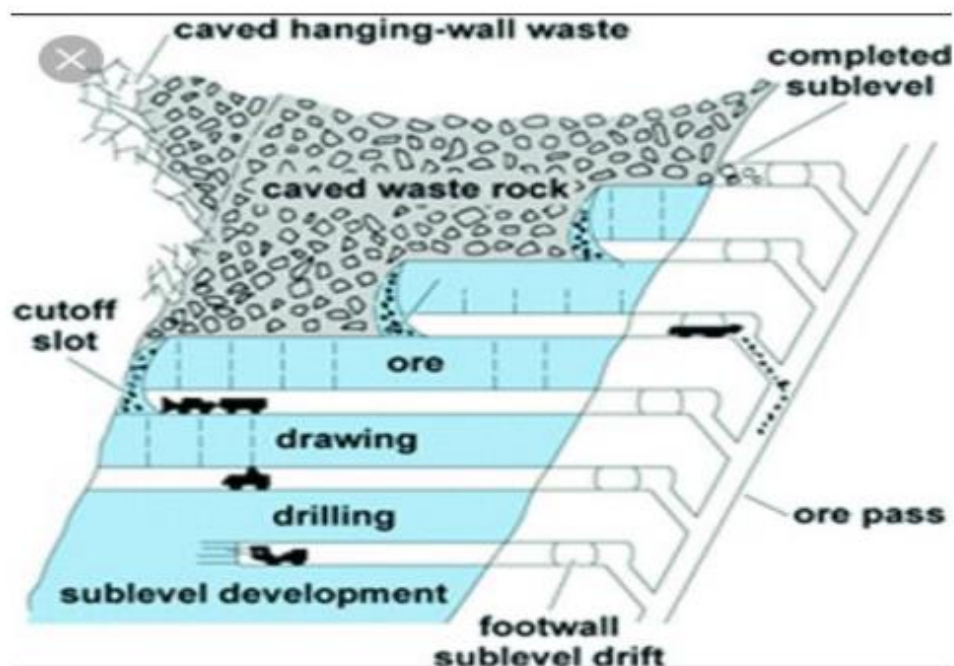


Figure I.12 : méthode longitudinale

I.4.3. méthodes d'exploitation par bloc foudroyés (bloc –caving)

Les blocs foudroyés sont une application à plus grande échelle de la méthode des sous niveaux foudroyés ; la tranche de minerai foudroyée en une fois a ici la hauteur de l'étage ,dans cette méthode le gisement est partagé en blocs, qui sont successivement coupés à leur partie inférieure et foudroyés. La méthode d'exploitation par foudroyage des blocs est employée pour l'exploitation des gisements puissants à fort pendage (plus de 65°) reposant sous des terrains s'effondrant facilement (fig.I. 13)

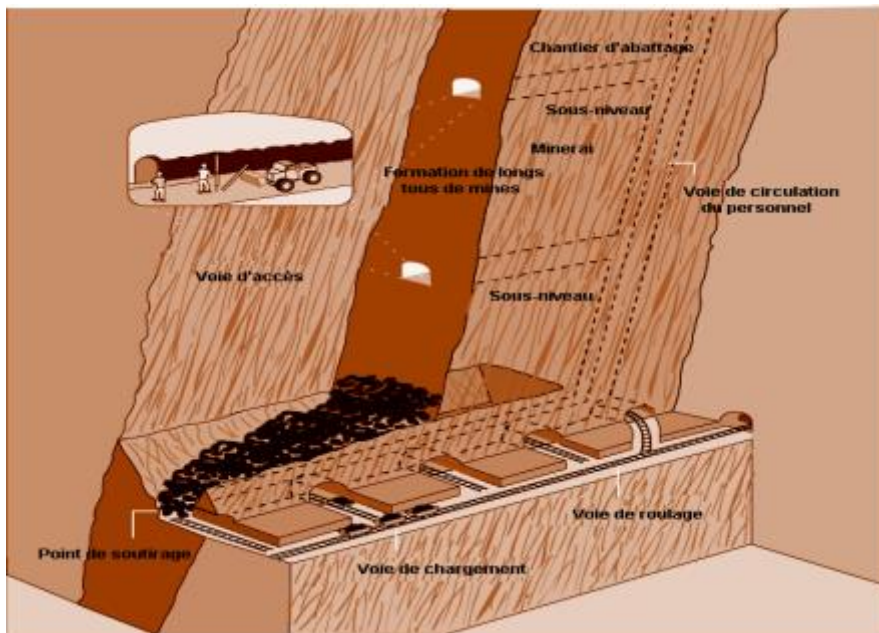


Figure I.13 : méthode de bloc caving

I.4.3.1 Principe de la méthode

Dans le procédé de foudroyage des blocs, le minerai est déplacé par affaissement (foudroyage) à une cavité formée presque toujours sans utilisation de forage et de dynamitage. L'abatage est utilisé pour établir l'amélioration initiale. La base du minerai est creusée en enlevant leur support, ce qui entraîne une fracturation du minerai qui migre vers un vide amélioré, et qui est ensuite retiré.

L'exploitation par foudroyage de blocs nécessite une planification à long terme et des travaux préparatoires importants, comprenant le traçage d'un réseau complexe de voies sous bloc à extraire. Les travaux varient d'une mine à une autre, mais comprennent généralement le sous cavage du bloc. La coupure est réalisée sur une surface importante de la base et des côtés de chaque bloc. Au fur et à mesure du foudroyage, le minerai écrasé et les roches sus-jacentes s'affaissent. Les galeries principales de roulage sont tracées à intervalles de 30 à 45 m ; à partir de ces galeries et de part et d'autre, on creuse des voies inclinées et commencent à partir d'un cadre supplémentaire de boisage de forme carrée fixé sur le soutènement normal de la galerie de roulage. Ces voies se ramifient dans le même plan à intervalles réguliers.

I.4.4. méthode d'exploitation par chambres remblayées

Ces méthodes sont celles dans lesquelles le vide créé par l'exploitation est comblé par un remblai qui remplace le minerai enlevé et maintient les épontes ; en outre, le remblayage s'opère entre dans le cycle des travaux d'exploitations. Le remblayage peut être effectué de deux manières :

1. En même temps que les travaux d'exploitation, au fur et à mesure du déplacement du chantier ;
2. Après l'enlèvement du minerai dans un secteur déterminé.

La méthode d'exploitations par chambres remblayées convient à l'exploitation des gisements fortement pentus ($>45^\circ$) inclus dans un massif rocheux dont la stabilité est bonne à moyenne.

I.4.5. méthodes d'exploitation des gisements en planteur

Il existe plusieurs méthodes d'exploitations applicable à ces types de gisements, telles que :

1. L'exploitation par chambres et piliers ;
 2. L'exploitation par longue taille.
1. La méthode par chambres et piliers (room and pillards).

L'exploitation par chambre et piliers « room and pillard » s'applique pour tous les types de gisements, mais principalement aux formations d'origine sédimentaire, dont le pendage ne dépasse pas une vingtaine de degrés (fig.I.14). C'est une méthode d'exploitations très répandue dans les exploitations à faible profondeur (jusqu' à quelques centaines des mètres)

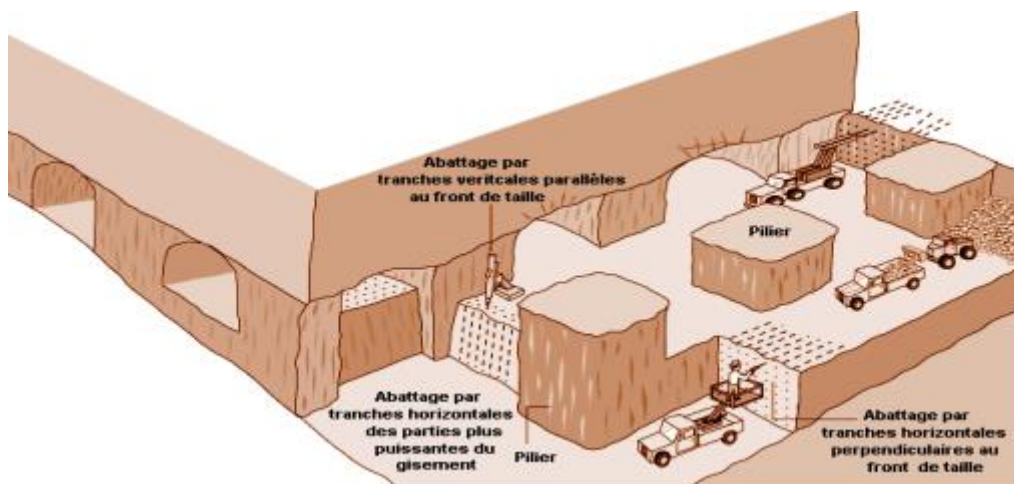


Figure I.14 : exploitation par longue taille

2. Méthodes d'exploitation par chambres et piliers abandonnés

Le principe de cette méthode est d'enlever le minerai tout en laissant en place des piliers, qui assurent le maintien des terrains situés au-dessus du gisement. Les travaux d'abattage du minerai se fait à partir de mines horizontales, en avançant sur plusieurs front en formant des vides (chambres) séparés par du minerai laissé en place pour empêcher au toit de s'effondrer.

La méthode consiste dans un premier temps, à tracer des chambres de 4 à 5 m de largeur, en chassant, laissant entre elles des piliers de 4m de largeur et de 12m de longueur, et dans un deuxième temps, de récupérer en rabattant une partie des piliers par creusement de refente de 4m au milieu du pilier. On abandonne des piliers de 16 mètres carrées de section pour supporter le toit sur une section de 64 mètres carrées, l'emplacement des piliers, leurs forme et dimension et leur fréquence dépendra d'une étude géotechnique sur la base des caractéristiques du gisement et de l'exploitation (failles, nature des épontes, la taille de la chambre, la profondeur, etc. ...). La méthode est caractérisée par un taux élevé de perte de minerai de l'ordre de 15 à 20%, ces piliers abandonnés peuvent contenir une riche minéralisation, ce qui a pour conséquence directe une élévation du tonnage de perte métal.

I.4.6. L'exploitation par chambres et piliers pour des gisements pentus

A. Principe

Cette exploitation va concerner les gisements tabulaires (plateaux, hautes plaines) à pendage compris entre 15° et 30°, cela représente une pente trop forte pour les véhicules sur pneus et trop faible pour la chute libre du minerai par gravité (fig.I.15). Les trous de mine vont habituellement être forés avec des perforatrices à main et les matériaux abattus sont déblayés par des scrapers. Si toutefois une exploitation mécanisée peut être réalisée, des chambres en gradins sont établies pour obtenir une surface convenant aux véhicules sur pneus. L'exploitation commence par le traçage des chambres horizontales successives de plus en plus profondes, à partir d'une galerie servant à la fois d'accès et de roulage. Le premier étage horizontal suit le toit. L'étage suivant est tracé un peu plus bas dans la même direction, et ainsi de suite en descendant de façon à obtenir un découpage en gradins. Des piliers de minerai sont laissés en place pour supporter le toit. Après avoir tracé complètement deux ou trois chambres on passe à l'étage inférieur, en laissant un long pilier de minerai. Des parties de ce pilier peuvent être récupérées ultérieurement, en pratiquant des recoupes et des refentes depuis le chantier situé au-dessous, les engins modernes montés sur pneumatiques sont bien adaptés à l'exploitation par gradins, l'abattage peut se faire de façon entièrement mécanique au moyen des matériels mobiles courants.

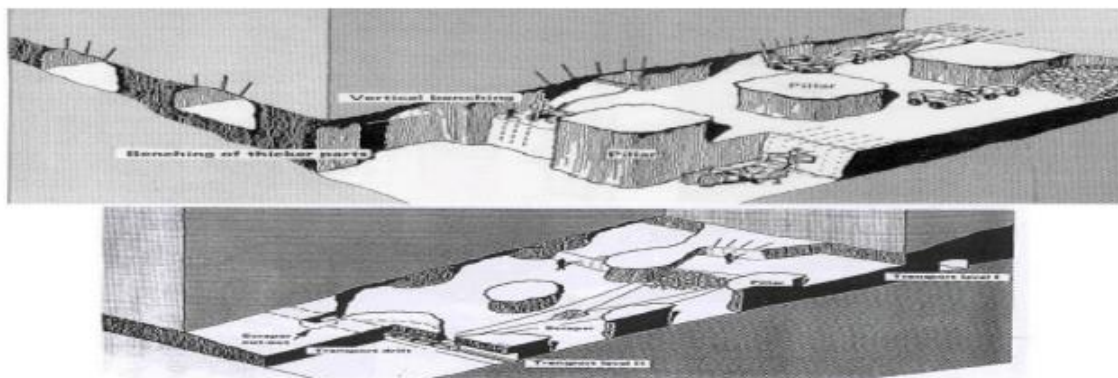


Figure I.15 : Exploitation chambre et pilier

B. METHODEDE TRACAGE ET DEPILAGE

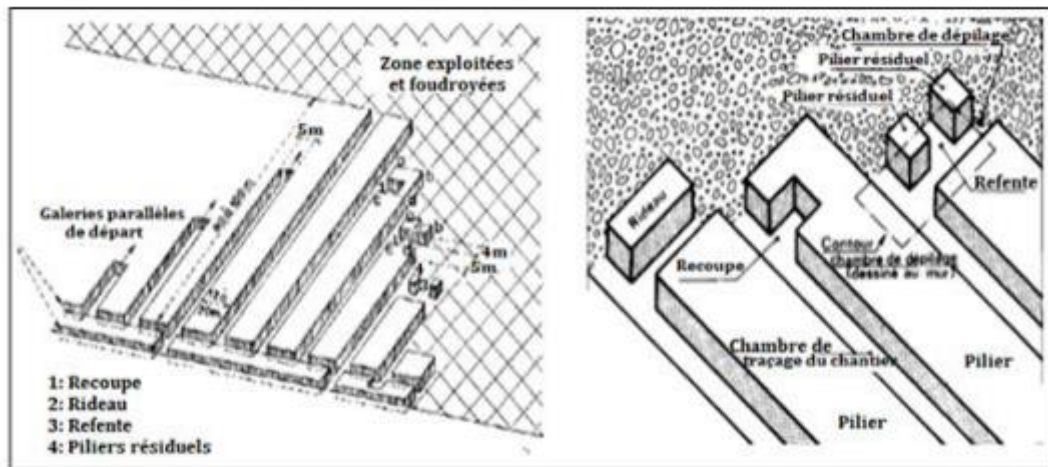


Figure I.16 : méthode de traçage

C'est une méthode qui convient aux couches minéralisées de faible puissance $< 5\text{m}$. Le principe de cette méthode consiste à creuser une série des chambres parallèles (4 à 5m de largeur et 60 à 120 m de longueur) appelées « traçages ». Ces chambres sont séparées entre elles par des piliers de 12 à 20m de large. Ces piliers sont exploités de la façon suivante.

On perce une enlevure de 4m de large (recoupe), qui laisse entre les éboullements un rideau. Ce rideau est finalement, partiellement exploité à son tour, traçant une refente qui laisse subsister 2 piliers résiduels, ces piliers sont amaigris, puis torpillés à l'explosif, le minerai est ainsi récupéré et cette dernière étape entraîne le foudroyage du toit. Ils règlent la distance entre l'alignement des fronts et la ligne de cassure de foudroyage. Cette ligne doit être orientée de 35° à 45° sur les fronts et qui se trouvent à plusieurs mètres du dernier pilier résiduel. Le dépilage se poursuit de telle manière que l'exploitation des piliers se rabatte suivant la puissance de la couche. Les pertes constituent 10 à 15 %, ces piliers sont ensuite récupérés partiellement, seuls les piliers résiduels de 2m de côté sont abandonnés et foudroyés.

I.4. 7.methodes d'exploitation par longue taille

Les longues tailles conviennent aux gisements en couches de forme régulière, d'épaisseurs réduites et de grande extension horizontale (par exemple une veine de charbon, une couche de potasse) c'est l'une des principales méthodes utilisées pour l'extraction du charbon.

A. Principe de la méthode

Le principe de la méthode par longues tailles avec soutènement marchant (supports de plafond hydrauliques auto-avancés) est d'extraire le minerai sur la longueur de panneaux (en moyenne 200m) sur des hauteurs variables (environ 3m). Le minerai est abattu par tranches sur un front se déplaçant parallèlement à lui-même dans la veine (couche mince minéralisée). Une allée est maintenue ouverte au front de taille, et on laisse le toit s'effondrer à l'arrière taille à une distance sûre pour les mineurs et de leur matériel.

I.4.8. l'exploitation par tranches montantes remblayées (C.A.F)

A. Principe

Cette méthode est d'application au gisement fortement pentus inclus dans un massif rocheux dont la stabilité est bonne à moyenne. Le minerai est abattu et déblayé par des tranches horizontales prises en montant, le remblai étant mis en place au fur et à mesure. Cette méthode permet de modifier les limites du chantier en cours de progression, afin d'extraire les minéralisations les plus intéressantes, laissant en place celles qui le sont moins.

L'application du CAF à la mine de Kamoto principal est schématisé par l'image ci-dessous (fig.1. 17). Les ouvrages sont tracés à partir du mur vers le toit, les travaux d'abattage évoluent dans le sens contraire. Les travaux préparatoires à l'exploitation par tranches montantes remblayées dans une mine exploitée sans rails comprennent le creusement au niveau principal d'une galerie de roulage en direction, la pratique d'une saignée à la base du gisement et la mise en place de drains en vue du remblayage hydraulique. Le creusement d'un plan en spirale avec accès aux chantiers, ainsi que le creusement d'une cheminée à remblai et d'aérage entre le niveau en exploitation et le niveau supérieur.

Cette méthode peut être utilisée dans un corps minéralisé en dressant, là où le minerai est suffisamment résistant. Elle a le grand avantage d'être souple et de permettre une récupération intégrale du minerai. C'est pourquoi elle est employé dans les gisements ou les limites entre la zone minéralisée est les épontes ne sont pas nettes ou bien dans des gisements richement minéralisés. Cette méthode peut être utilisée dans un corps minéralisé en dressant, là où le minerai est suffisamment résistant. Elle a le grand avantage d'être souple et de permettre une récupération intégrale du minerai. C'est pourquoi elle est employé dans les gisements ou les limites entre la zone minéralisée est les épontes ne sont pas nettes ou bien dans des gisements richement minéralisés. Cette méthode peut être utilisée dans un corps minéralisé en dressant, là où le minerai est suffisamment résistant. Elle a le grand avantage d'être souple et de permettre une récupération intégrale du minerai. C'est pourquoi elle est employé dans les gisements ou les limites entre la zone minéralisée est les épontes ne sont pas nettes ou bien dans des gisements richement minéralisés.

pas nettes ou bien dans des gisements richement minéralisés.

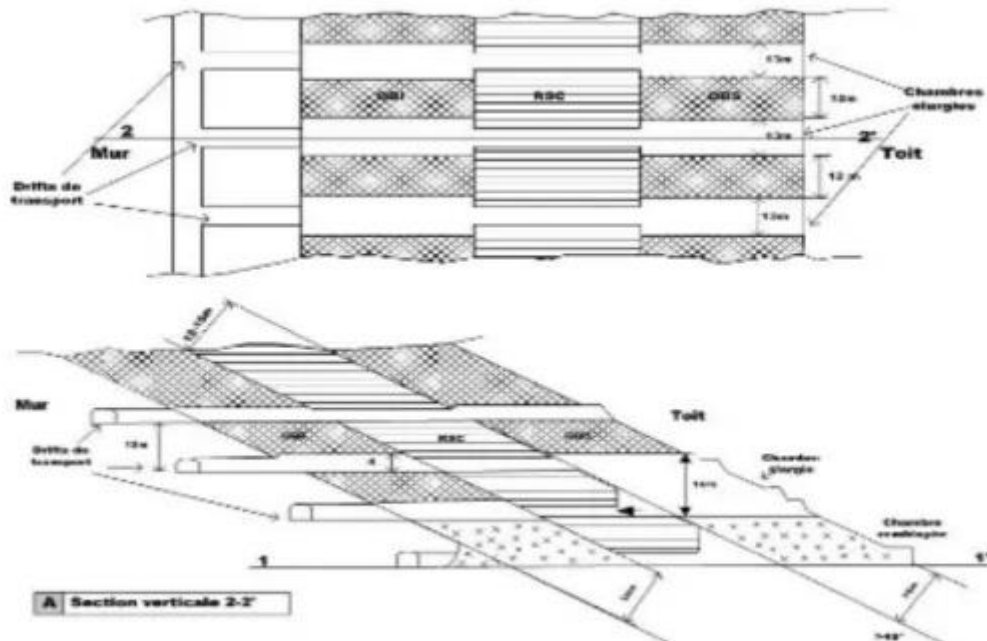


Figure I : 17 : Méthode CAF

Cette méthode peut être utilisée dans un corps minéralisé en dressant, là où le minerai est suffisamment résistant. Elle a le grand avantage d'être souple et de permettre une récupération intégrale du minerai. C'est pourquoi elle est employée dans les gisements où les limites entre la zone minéralisée et les épontes ne sont pas nettes ou bien dans des gisements richement minéralisés.

I.5. CONCLUSION

Le grand dénominateur de la mine de Kamoto se fait voir par son emplacement dans la République Démocratique du Congo, par ces méthodes d'exploitation, vu que son gisement est plus important, cette mine est dans la ville de Kolwezi à proximité de la cité de Musonoi, c'est ainsi que ce chapitre est très important pour avoir une idée claire de notre mine.

CHAP. II. LE PHENOMENE DE FONTIS ET L'ESTIMATION DE LA HAUTEUR DE LA REMONTEE DE LA CLOCHE D'EFFONDREMENT

II.1 INTRODUCTION

Les cavités souterraines sont à l'origine de différents risques de mouvements de terrains tels que les effondrements et les affaissements. Le fontis est un effondrement dit « localiser », généralement de petite dimension, initié par un éboulement du toit et qui ne peut se stabiliser dans la configuration d'une cloche stable par effet de voûte. Il s'agit d'un phénomène propre aux cavités situées à faible profondeur, situation qui empêche l'arrêt de l'évolution du phénomène par foisonnement.

A terme, le fontis débouche brusquement en surface, créant un “ entonnoir ”, les effondrements et les affaissements sur la partie supérieure de la terre ou repose les fondations des ouvrages de Génie-Civil, qui est provoqué par des ruptures des vides ou cavités dues à l'exploitation en souterraine créent des dommages sérieux, d'où il faut avoir une idée sur ce dommage et comment cela peut-il arriver suite à ce phénomène.

II.2 DESCRIPTION DU PHENOMENE

Nous pouvons définir le fontis , qui est un mouvement de terrain qui résulte de la remontée donc à partir du souterrain jusqu' en surface d'un écroulement ou un éboulement du toit des ouvrages en souterraine , beaucoup plus à la partie supérieure de la voute , qui est initiée par la rupture du premier banc rocheux qui n'est en équilibre mécanique (stabilité), par la présence de banc massifs au sein de recouvrement , cette rupture va se propager progressivement vers la surface et si la disponibilité de l'espace au sein des travaux anciens suffisant pour les travaux pour que le foisonnement des matériaux éboulés puissent s'y accumuler sans stopper le phénomène par l'effet de l'auto-comblement , la voute joue la surface du sol , c'est ainsi beaucoup de cavités en souterraine, qui sont abandonnées depuis longtemps , d'autres mêmes oubliées , lorsque ces vides se trouvent à des profondeurs peu importantes (en rapport de quelques dizaines des mètres)pouvant faire naître à des instabilités susceptibles de porter à la sécurité des personnes et des leurs avoirs (maison , routes , activités), qui sont dans l'emprises de ces anciens travaux .

C'est à cet endroit l'instabilité est capable de se développer au droit des anciennes cavités , c'est qui rend plus fréquent le phénomène de « fontis », qui est beaucoup défini comme une instabilité partielle ou localisée , qui est engendrée par l'effondrement de la partie supérieure (toit) d'un ouvrage en souterrain d'assez faible extension beaucoup plus à des faibles profondeur et ce phénomène se stabilise beaucoup plus dans les configurations d'une cloche stable par l'effet voute, qui finit par se focalise à la surface en créant des entonnoirs , d'une autre manière ce terme désigne aussi bien un mécanisme d'effondrement observé en surface par un cratère.

II.3. MOUVEMENT DES TERRAINS

Les travaux en souterraine qui sont beaucoup plus proche de la surface , sont beaucoup plus objet à ce phénomène de fontis qui est dû au mouvement dynamique , donc l'effondrement

conique de quelques mètres de diamètres , ils provient de la dégradation progressive des ouvrages en souterraines , qui remonte petit à petit en des recouvrement et jusqu' à la surface , dans certaines mines cela est due aux méthodes d'exploitation dans la production , qui laissent des vides dont leurs caractéristiques (diametre,profondeur ou bien encore le cuvelage), au fil du temps par une instabilité de cette roche crée aussi ce phénomène de fontis , c'est pourquoi quand vous remblayez les chambres d'exploitation , il se produit un débouillage , c'est à dire un lessivage des matériaux de remblayages dans les ouvrages , celui-ci faute de soutènement va se rompre ce qui finira par un effondrement .

Nous devons savoir qu'il existe trois effets qui viennent de la déformation des terrains en surface qui créent une perturbation dont :

- A. L'affaissement, qui se manifeste par une mise à niveau des terrains de surface atteint par l'éboulement des cavités souterraines due à l'exploitation, ce mouvement est due au déplacement dans le plan horizontal , cette déformation de la surface provient du fait que deux points proches l'un de l'autre subissent des mouvements différents , ce qui induit des variations différentielles de la longueur du sol , nous devons savoir que ce mouvement d'affaissement diffère d'un point à l'autre , ce qui entraine un déplacement différentiel appelé pente dont la variation est appelée une courbure ;

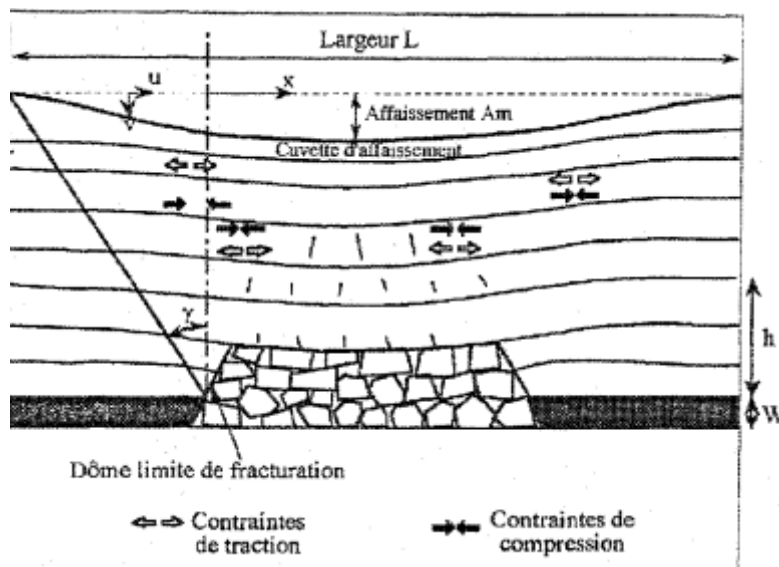


Figure II.1 Cuvette d'affaissement

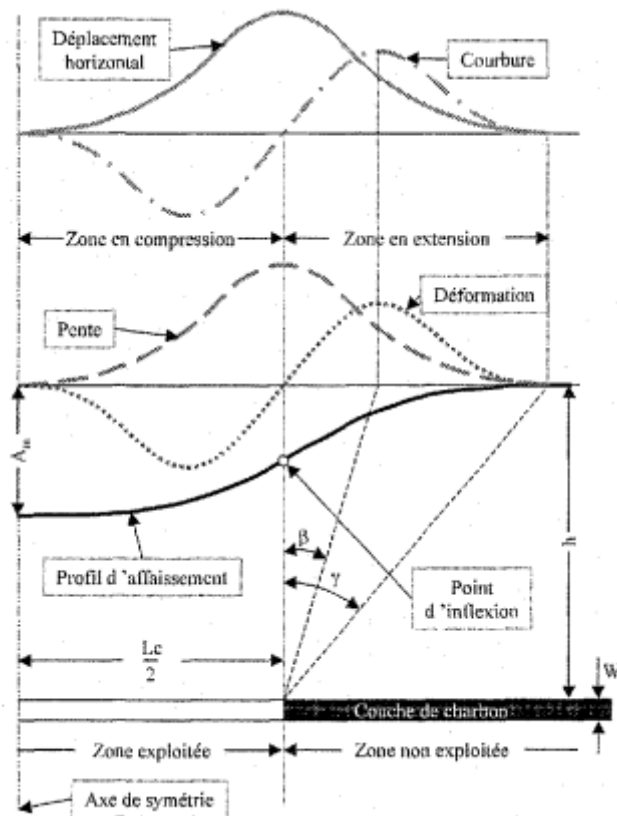


Figure II.2. Les différents mouvements de surface engendrés par une exploitation souterraine horizontale suivant une coupe transversale (d'après Aissaoui, 1999)

Il y a trois effets essentiels qui créent l'affaissement sur la surface, qui sont susceptibles d'affecter les ouvrages qui sont dans l'emprise des mouvements dont :

- Les déformations verticales ;
- La mise en pente ;
- La courbure.

Les déformations verticales font parties des causes principales des effets que subissent les ouvrages de Génie-Civil par les déformations du sol, en transmettant aux structures par l'intermédiaire des parties enterrées ou en contact avec le sol (fondation), par sa position par rapport à sa surface d'affaissement, les ouvrages subissent, soit une extension, soit un raccourcissement.

Ces phénomènes se manifestent dans les zones subissant une extension en se traduisant par la création ou l'ouverture des fractures ou des fissures assez larges (quelques millimètres), en se produisant généralement là où l'effet d'allongement est le plus important (point d'extension maximale), tout ouvrage situé à cet endroit subit des fractures, qui se développent en particulier aux angles, d'habitude les constructions peuvent subir de fortes compressions sans se rompre, dans certains cas les plis apparaissent en alertant sur l'existence des contraintes, lorsqu'elles veulent dépasser la limite de rupture des éléments de l'ouvrage avec des fissures qui apparaissent, ce phénomène est beaucoup plus observé sur les voies de communications au niveau des bordures de trottoirs.

- B. L'effet de la mise en pente : elle induit des conséquences dommageables aux constructions , qui sont à un niveau élevé par la raison de leur décollage , qui est dû au centre de gravité , nous devons savoir que l'affaissement modifie la pente naturelle en surface , d'autres fois même l'inverse , ce qui peut donner des conséquences terribles en présence des cours d'eau , et des ouvrages d'assainissement en zone urbanisées ;
- C. La courbure du terrain : en chaque point de la surface considérée , qui est la première dérivée d'une fonction d'affaissement vertical $dV(x)$, cette équation peut être calculée à partir des fonctions, qui sont théoriques du profil d'affaissement vertical , c'est ainsi que la formule théorique exacte de la courbure peut être simplifiée , du fait que la pente de la cuvette est très petite devant l'unité , c'est ainsi pratiquement la pente maximale est de l'ordre du pourcent et son carré est donc très inférieur à l'unité , d'où il est important de souligner que l'estimation des pentes et des courbures par la dérivation de l'affaissement est très imprécise . C'est donc très important de chercher en d'autre à quantifier l'amplitude maximale de la courbure.

Nous devons savoir que les affaissements miniers sont provoqués par le comblement des travaux en souterrain ensemble avec la rupture, qui soit provoquée ou d'une manière accidentelle des ouvrages miniers, et nous avons principalement deux types d'affaissements qui sont :

- Les fontis ;
- Les affaissements généralisés.

Pour les fontis, on tiendra compte des ruptures localisées et brutales du recouvrement, qui se manifeste en surface par des entonnoirs de petits diamètres (quelques mètres généralement), c'est ainsi les affaissements correspondent à des ruptures, qui généralisent un édifice miniers en se manifestant à la surface par une dépression du terrain de grande ampleur (plusieurs dizaines et centaines de mètres), c'est ainsi la figure ci-dessous montre l'affaissement de la mine exploitée par la méthode des chambres et piliers , selon l'existence ou non de la couche sous-jacente suffisamment rigide et résistant pour stopper la remontée du vide vers la surface.

.



Figure II.3. Déformation prise au niveau de la vallée de la cité Musonoi du côté de la Mine de Kamoto

L'affaissement minier provoque une cuvette à la surface, qui a une forme tridimensionnelle en rapport de nombreux facteurs liés à la géométrie de l'exploitation, donc la méthode d'exploitation, la géologie du sous-sol, les propriétés mécaniques des terrains donc :

- En présence d'une exploitation souterraine, il y a une dégradation du toit et des galeries ;
- La rupture d'un ensemble de piliers, l'effondrement de l'exploitation et le début de l'affaissement progressif des terrains sus-jacents, soit la majorité en la grande partie de l'affaissement se produit en quelques heures ou quelques jours, d'où il y a une dégradation des constructions ;
- Achèvement de la formation de la cuvette, qui se stabilise en quelques mois.

Pour le premier cas qui sera illustré comme suit ;

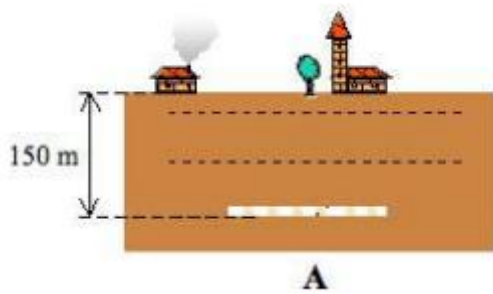


Figure II.4. La dégradation des toits de la galerie

L'exploitation est à une profondeur de 150 mètres comme le cas des certaines galeries de la mine de Kamoto que nous mettons en application.

Allons encore en Illustration du deuxième cas d'observation.

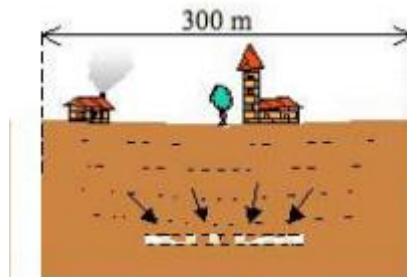


Figure II.5. la dégradation de la construction

Enfin le dernier cas en illustration ci-dessous

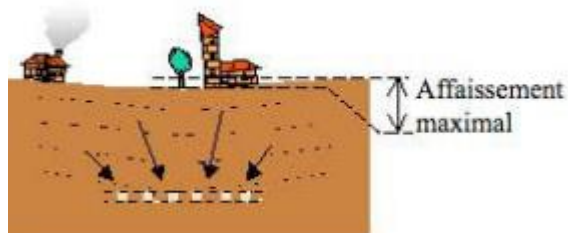


Figure II.6. la dégradation sous une stabilisation

II.4.METHODES D'EVALUATION DE LA HAUTEUR DE LA REMONTEE DE LA CLOCHE D'EFFONDREMENT

II.4.1.influence de la hauteur d'effondrement

L'influence de la hauteur d'effondrement joue sur certains paramètres comme :

- Rayon de la montée de voutes ;
- Le coefficient de foisonnement ;
- L'angle de dépôts des éboulis.

II.4.1.1 le rayon de la montée de voutes

D'après certaines études sensibles, qui mettent clairement en valeur que le rayon de la remontée de cheminée tient un rôle premier, qui est la géométrie des ouvrages dont l'un des facteurs le plus déterminants, l'exploitation de la mine de Kamoto se fait en plusieurs niveaux, qui sont plus ou moins superposés, ce qui génère des rayons des galeries et des hauteurs différentes par un cumule très importants et des piliers élancés, c'est ainsi la valeur de normale qui présente la surface exploitée par rapport à celle de la mine, qui est un des principaux paramètres à prendre en compte pour stabiliser la mine, si cette valeur est vraiment important, donc la mine est exploitée et beaucoup plus exploitée et que les piliers ne sont pas assez conséquents pour soutenir la charge de terrains du dessus, les dimensions de l'espacement des chambres et piliers de différentes galeries ont également une incidence directe sur la stabilité de la mine, et beaucoup plus important ou un nombre des piliers insuffisants peut engendrer une instabilités forte.

Le rayon de la montée peut entrainer une instabilité des terrains qui peut être :

- Des fissurations géologiques naturelles, présentent dans le massifs rocheux avant l'exploitation de la mine, ces fissures sont attachées à la tectonique des plaques, ces fractures naturelles sont pour la plupart des dépôts argileux résultants du mouvement des eaux de pluies de surface ayant entraînés progressivement des particules fines des terrains sus-jacentes ;
- La fissuration mécanique, qui provient des travaux d'exploitation et de nouvelle répartition des contraintes dans les mines souterraines, il faut noter que les fissures géologiques anciennes peuvent évoluer en fissures mécaniques avec le poids de terrain de recouvrement et les mauvais états des galeries.

II.4.1.2.Coefficient de foisonnement

D'une manière simple, c'est un coefficient multiplicateur, qui est appliqué sur la quantité des matériaux (volume) en place tout en estimant quel sera le volume du même matériaux foisonné, ce coefficient varie en rapport de la nature des ou du sol, et il est déterminé au labo, varie si un matériau est sec ou mouillé, c'est ainsi la détermination de coefficient de foisonnement lors des calculs est fonction de la pression à laquelle ont été les valeurs dimensionnelles du problème dont le rayon du cheminée en surface et de la profondeur du trou.

Un matériaux dur se rompt en donnant naissance à des gros blocs, qui vont contribuer à laisser des vides interstitielles sensiblement et plus importantes , que ceux créés par le sol fin non cohérent, mais lorsque le toit se rompt en forme des dalles, qui tombent en masse sans se briser en d'autres blocs , le foisonnement sera faible , mais lorsque le cas de recouvrement par des matériaux présentant des caractéristiques différentes, le coefficient de foisonnement est envisagé par une pondération des coefficient respectifs au prorata des épaisseurs des couches, les valeurs des couches de foisonnement intrinsèque à différents matériaux, qui est une valeur quantifier , peut être exprimée par certaines expériences de fois évaluées sur des terrains de manières approchées, car il est souvent difficile de quantifier ce volume en place .

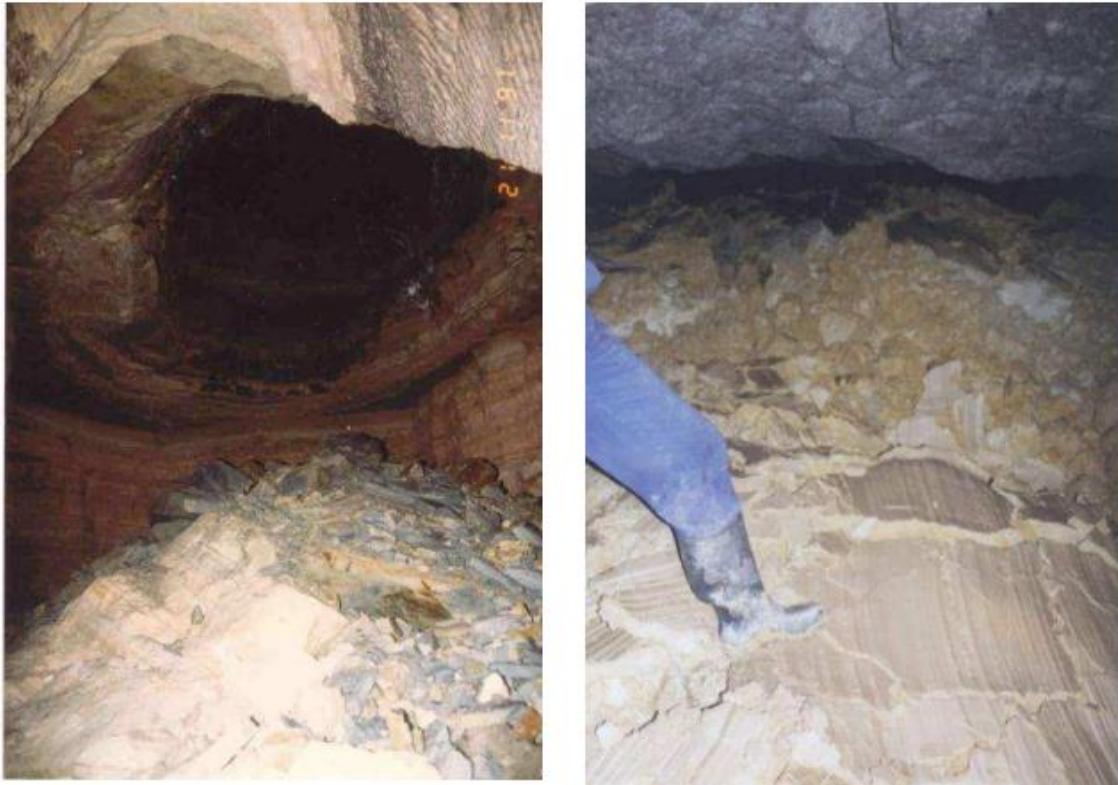


Figure II.7. Le cône d'effondrement

Tableau II.1. Différentes valeurs des matériaux

Nature du terrain	Foisonnement à sec	Foisonnement en présence d'eau
Sable	1.1	1
Formation de marne	$1.2 < f < 1.3$	$1 < f < 1.1$
Craie et roche tendre	$1.3 < f < 1.5$	$1.2 < f < 1.4$
Gneiss et roche dense	$f > 1.4$	$f > 1.4$

II.4.1.3. Angle de dépôt des terrains éboulés

Cet angle d'équilibre limite du talus des éboulis, qui se répandent dans les galeries, qui a une valeur plus proche de l'angle de frottement interne du matériaux pris en compte, l'angle d'équilibre tient compte de la capacité du matériaux, de la grandeur des blocs, de la forme (angulaire ou arrondie), ainsi que le tas de surface des éboulis (rugueuse ou lisse), sans oublier sa granulométrie, ainsi nous allons prendre la formulation proposée par Olivari en mécanique des sols

$$\alpha = 36^\circ + \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4$$

Tableau II.2. Gammes de valeurs proposées par Olivari

	Description des éléments éboulés	Valeur corrective de l'angle de dépôt
α_1 : compacité	Lâche	- 6°
	Moyenne	0°
	Dense	+ 6°
α_2 : forme et rugosité des éléments	Aigu	+ 1°
	Moyen	0°
	Arrondi	- 3°
	Très rond	- 5°
α_3 : grosseur des éléments	Sable	0°
	Gravier fin	+ 1°
	Gros gravier	+ 2°
α_4 : granulométrie	Uniforme	- 3°
	Moyenne	0
	Étalée	+ 3°

On doit aussi savoir que le rôle de l'eau est prépondérante sur la valeur de l'angle de dépôt, en primordiale une simple présence d'eau (flaque, ruissellement) de nature à changer les propriétés mécaniques des éboulis, et diminue parfois considérablement l'angle de dépôt, pour les sensibles à l'eau, uniquement les ouvrages souterraines noyés ou devrait se déposer les éboulis serait de nature à réduire sensiblement l'angle de dépôt de certains matériaux.

II.4.2. Approches empiriques

Cette étude représente une technique d'évaluation de la recherche en s'appuyant sur l'observation et l'expérimentation, qui recueille des informations appelée des données empiriques, après cette analyse, ces données vont permettre au chercheur de tester et

répondre à une ou plusieurs hypothèses de départ et elles doivent être concrètes, mais la règle empirique la plus connue en géotechnique est celle de 10 fois la hauteur de la galerie, qui est éditée par le National Coal Board, beaucoup plus utilisée dans les mines de charbon britanniques (NCB, 1982), qui dit que, dès lors que l'épaisseur de recouvrement est supérieure ou égale à 10 fois la hauteur du vide souterrain, en ce point le fontis peut être écarté, des recherches menées sur le plus de 150 montées de voutes observées dans des vieux travaux de mines, mise à découvert par des opérations de découpage des terrains pris dans une vingtaine de mines de charbon Britannique reprises à ciel ouvert a conduit les auteurs à diminuer largement cette valeur à environ 7 fois l'ouverture des travaux (Gérard et Taylor, 1988), ces études spécifiques basées sur plusieurs observations font allusion à la "règle de Vachat" menées au sein des vieilles carrières de calcaire et de gypse à Paris (Vachat, 1982), avancé de son côté la règle de 1/15^{ème}, qui dit qu'il est nécessaire que l'épaisseur de recouvrement doit être 15 fois la hauteur de la galerie pour que la remontée de fontis, puisse être écartée, cette loi s'avère donc sensiblement plus gênante et oblige que celle formalisée par le N.C.B, qui contribue à requérir une épaisseur de recouvrement de 50 pourcents supérieur à celle énoncée par le N.C.B, par une ouverture des ouvrages miniers identiques, c'est ainsi que cette méthode a des avantages et des limites, d'où elle a l'avantage majeur qui réside dans sa simplicité d'utilisation, mais récemment le nombre de paramètres, qui varient permettent de déterminer l'épaisseur de recouvrement critique, tout en réduisant à sa plus simple expression le fait que celle de l'ouverture des travaux est très nécessaire pour l'utilisation des formules proposées.

L'établissement d'un diagnostic n'exige pas des connaissances systématiques de terrain du fait que l'analyse de plan d'archives suffit souvent à la mise en œuvre de "calcul de coin de table", afin d'estimer la sensibilité du site, la valeur et la durée de l'analyse s'en voient de fait considérablement réduites, bien des limites importantes sont obligées d'être formulées et le premier cas sera noté que des approches sont d'autant plus claires que les valeurs à analyser, qui sont homogènes et proches de ceux ayant servi à l'élaboration de cette règle, les travaux en souterrain présentent un très large panel de contextes, c'est ainsi que la non-prise en compte de la méthode d'exploitation sans oublier les modes d'exploitation, de la géométrie des vides et de la nature des matériaux rocheux limités avec la considération d'une probabilité d'identifier quelques cas spécifiques (des hauteurs considérables de vide dues aux travaux de mine ou carrière souterraine, qui sont en dehors de contexte dans lequel la règle a été établie, il est normal de trouver des cas de fontis qui débouchent à des cas des mines et pour lesquels la règle de Vachat n'a pas été respectée.

Pour finir, les approches numériques sont beaucoup établies en s'appuyant sur l'analyse de données recueillies dans des conditions spécifiques (secteur géographique, type d'exploitation...), bien que les raisons soulevées sont valables, toutes tentatives de généraliser cette règle tiendront à les rendre d'application à la totalité des cavités laissées par des travaux en souterraine, qui doit être impérativement proscrite, en occurrence la différence sensible entre la règle de Vachat et celle des 10 H, qui viennent du fait que ces deux règles sont établies à des contextes différents, ce qui veut dire qu'il n'existe donc aucune règle empirique viable pour la totalité des contextes de cavité.

II.4.3.approches volumiques

N'est pas contourner des limites basées sur une approche déterministe, qui ont été mise en œuvre, et sont basées sur la quantification du volume nécessaire à la quantité d'éboulis, qui comblent la cloche lors de l'éboulement, ces formulations aident d'en déduire la hauteur de la montée de voute pour garantir un auto-comblement de l'instabilité, ces approches ne dépendent pas d'un contexte géographique spécifique, mais adoptables aux différents formes d'exploitation souterraines, pour peu que l'on dispose des paramètres caractérisant l'environnement des vides.

Il y a des formules bien élaborées, qui ont été proposées par différents auteurs, dont nous allons épingler quelques une qui sont :

- Le modelé de PIGOTT et EYNON ;
- Le modèle de Vachat ;
- Le modèle de Whittaker et Redolish.

II.4.3.1. Modele de Pigott et Eynon (1978)

C'est un vieux système, qui est simple a proposé qui est $Z = 3h_g / f - 1$

Avec :

- Z : hauteur de remontée de la voute permettant de garantir l'auto-comblement ;
- h_g : ouverture de la galerie ;
- f : coefficient de foisonnement des terrains éboulés.

ce modèle a une transmission normale et qui est naturelle entre les approches empiriques et volumétriques dans le sens ou l'expression proportionnelle entre la hauteur de la remontée de voute et l'ouverture des travaux pondérés, même par l'effet du foisonnement qui introduit dans la fissuration une prise en valeur des caractéristiques des terrains de recouvrement (Pigott et Eynon, 1978). Cette valeur ou approche est égale a une modélisation 1D corrigée (les éboulis doivent nécessairement remplir la voute et l'espace de la galerie à son strict aplomb, ici on prendra le facteur de proportionnalité constant et qui vaut à 3), pour permettre de prendre en compte et forfaitairement l'effet d'épandage latéral du tas d'éboulis.

II.4.3.2. Modèle de Vachat

Il tient en compte à partir des observations de terrain ayant donné lieu à l'établissement de la règle empirique en proposant d'intégrer au calcul plusieurs facteurs de proportionnalité, qui autorise la prise en compte de certaines spécificités des cavités à étudiées tout en introduisant :

- le coefficient de forme K_v , qui est compris entre 1 et 3 et permettant de tenir compte de la forme de la montée de voute (donc 1 pour les cylindres, 2 pour une voute parabolioïde, 3 pour un cône) ;
- le coefficient de site K_g , permettant d'intégrer la présence dans les galerie de quelques facteurs ou élément, qui occupent l'espace toute en réduisant de ce fait, le volume accessible pour l'épandage du cône d'éboulis, mais s'il y a une ceinture qui confirme

les éboulis à l'aplomb de la chute de toit , ce coefficient sera égal à 0, mais 0.6, si les 4 piliers proches et 1 .

C'est par là que la formulation analytique de la hauteur de la remontée de la cheminée Z est la suivante :

$$Z = \frac{kvhg}{f-1} \left(\frac{kg h g^2}{3r^2 \tan^2 \alpha} + \frac{kg h g}{r \tan \alpha} + 1 \right)$$

Avec:

- r : qui est le rayon de la remontée de cheminée;
- alpha : représente l'angle de dépôt des éboulis.

N.B

Ce modèle est sensiblement plus élaboré que le modèle de Pigott, d'où l'approche volumétrique proposé par Vachat ne peut pas être moins teintée d'une forte composante empirique avec des coefficients, qui sont établis sur base d'observations menées dans un contexte particulier

II.4.3.3. Modèle de Whittaker et Redolish

Celui-ci propose pour sa part un système de modélisation 2D corrigé et plus précisément conçu pour une configuration d'exploitation par chambre et pilier beaucoup plus dans le mode d'exploitation en souterrain, qui ont des piliers abandonnées présentant une maille de forme carrée de côté a, qui peut également être modifié , ou être adopté à une configuration des galeries isolées , c'est alors que cette approche s'appuie sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices , on assimile le volume accessible en galerie à la forme parallélépipédique occupant l'intégralité du carrefour avec une base carré de côté b et une hauteur h_g , afin d'ajouter en fonction de la configuration de l'exploitation (chambre et pilier), des pressions correspondantes à l'épandage latéral des éboulis , à partir du toit de la galerie en bordure des accrochage, selon leur angle de talus naturel .

Dans une telle approche on a :

$$Z = \frac{4}{\pi r^2 (f-1)} (b h g^2 \cotg \alpha + h g b^2)$$

Ce modèle tient en compte la majeure partie des grandeurs physiques susceptibles d'influencer le développement du phénomène de fontis dont la forme du vide souterrain ,qui caractérise les éboulis , de ce fait quel que soit le rayon de la montée de voute r, l'évaluation du volume

du tas d'éboulis prend systématiquement l'intégralité du parallélépipède définissant le carrefour de la galerie.

II.4.3.4 approches analytiques

C'est une approche, qui est à la base des approches du risque, qui a un support sur le principe cartésien, c'est aussi un concept simple, opérationnel, efficace, mais des limites expliquant le pourquoi de ses performances sont inégales en suivant un système auquel on l'applique, cet approche décompose le système en des éléments optimisés chaque élément qui recompose l'ensemble (donc une analyse de la défaillance et de la cause, de la conséquence, et de la criticité), l'approche est encore basée sur une résolution d'équation d'équilibre mécanique, qui fait la liaison des états des contraintes-déformations dans les milieux, qui sont pris en compte et notamment utilisée pour l'analyse de la stabilité du toit de la cavité, plusieurs auteurs ont proposé de faire usage à la théorie des poutres et des plaques, afin d'arriver à une simulation et à des calculs de la stabilité du toit immédiat (Tritch et al, 2002), cette simulation des strates de roches par poutres et dalles, qui est basée sur les différentes simplifications de la géométrie et des paramètres techniques, ce modèle de poutres sont d'application à des bancs d'une grandeur d'au moins 0,50 mètres d'épaisseur et sa longueur est supérieure au double de la largeur, ces modèles analytiques beaucoup limités aux cavités rectangulaires, mais les conditions de changement sont faciles, mais dans beaucoup de cas, ils sont limités aussi à des matériaux homogènes, qui sont soumis à un état de contrainte initiale isotrope, et qui tient à une loi de comportement élastique linéaire.

II.4.3.5. Approches numériques

Comparativement aux méthodes empiriques et analytiques, qui ont des limites à un niveau de validité, les méthodes numériques sont des outils utiles et avancées, afin de résoudre des systèmes complexes, l'intérêt de cette approche est dans leur niveau à prendre en compte une grande variété de paramètres (géométrie complexe avec une discontinuité, les lois de comportement avancées, la spécificité géologique du terrain, la présence de la nappe phréatique), beaucoup moins restrictives sans être à la méthode empiriques et analytiques.

C'est pourquoi les calculs sont généralement chers en temps d'utilisation et a besoin d'une spécialisation dans les opérations, à savoir les deux familles différentes de méthodes numériques souvent utilisées dans le domaine d'ingénieur géotechnicien, qui sont des méthodes continues et discontinues, ainsi à la différence entre les deux catégories, quand on fait la simulation de l'effondrement de la cavité et de l'apparition du fontis, les méthodes continues peuvent calculer la zone de la déformation plastique, qui peut correspondre à l'effondrement potentiel (Laoufa et Tritch, 2005), mais les discontinues peuvent faire le calcul d'équilibre des blocs et la propagation du fontis jusqu'à la surface, mais en tenant compte de la problématique d'effondrement de toit des carrières souterraines par la remontée du fontis dans un terrain de recouvrement et de l'étude de foisonnement, cet approche d'éléments différents a été avantageux pour traiter ce genre de problèmes (méthode adaptée aux milieux fracturés).

Nous devons savoir que l'approche des éléments distincts est mise dans sa globalité et la méthode AECD2(Atomized Efforts Contact Dynamique contre la méthode des Eléments Distincts (MED) considéraient dans certain milieu modélisé non pas comme un milieu continu (mis à coté pour une résolution numérique comme la méthode des éléments finis), c'est ainsi un milieu constitué d'éléments qui ont une forme , peut à priori être quelconque , dans ce cas plus la forme des blocs retenue est simple , plus les codes de calcul sont faciles à écrire à cause de la question de la détection des contacts entre ces éléments , raison pour laquelle les plus courants sont de formes sphériques, c'est ainsi la première famille de méthode de simulation par éléments différents sera constituée de la moléculaire et de ses dérivées .

Prenant en compte des interactions continues des particules, qui sont qualifiées de déformables, cette déformabilité est considérée dans le cas à exprimer la force de contact en fonction de la distance de rapprochement ou d'interprétation ou de la distance du centre en forme d'une loi bi-univoque , sans faire le calcul des déformations réelles des particules , une autre famille de méthodes des simulation se distingue de la procédure par le fait que les forces de contact sont considérées comme des fonctions multivaluées du déplacement relatif ou de la vitesse relative des solides en contact , qui sont des graphes présentant une tranche verticale tout en traduisant la condition de non- interprétation des solides en contact unilatéral (Signorimi , 1956), cette particularité à l'analyse est la résolution des équations d'évolution nécessite d'avoir recours à l'analyse convexe (Moreau,1966).

II.4.3.6 Approches expérimentaux

Beaucoup de modèles physique ont été mis en jeu et développer dans l'action de comprendre les mécanismes de rupture et les voies de propagations du fontis dans les terrains de recouvrement , qui ont aussi comme but d'étudier les conséquences produites en surface , tous les modèles sont données à titre d'exemple et de manière non exhaustive et certains modèles sont mis en œuvre à l'aide de différentes approches telles que les modèles de centrifugeuses, les modèles analogiques et les modèles physiques .

II.4.4. Méthode d'analyse de stabilité de pilier

De toutes les méthodes d'exploitation, celle des chambre et pilier laissent des matières ou minerais entre deux ou plusieurs excavations , leur fonction est d'assurer la sécurité par le soutènement, afin de minimiser le déplacement de la masse rocheuse dans la zone d'influence de l' excavation , les méthodes d'analyse de la stabilité des piliers peuvent être mise en deux catégories, qui correspondent à des approches différents dans le premier lot, et que le pilier est en compression uniaxiale à la manière d'une éprouvette dans une presse hydraulique, qui est appelé les méthodes des charges totales dans cette classes, nous avons trois méthodes qui sont :

- Méthode des aires tributaires ;
- Méthode de coates, théorie du fléchissement élastique ;
- Méthode convergence-confinement.

a. Méthode des aires tributaires

Ici on répartit les charges suivant les lignes du rupture , mais elle est valable quand les charges surfaciques sont uniformément réparties, pour le cas des charges surfaciques partielles sur les panneaux des charges triangulaires ou trapézoïdales, nous ferons recours à d'autres méthodes, pour cette méthodes on répartie les charges en fonction de coefficient et en fonction de leurs appuis, on ne tiendra pas compte de la disposition des charges , mais plutôt des coefficients définis , dans l'exploitation des mines, cette méthodes est appliquée lorsque les piliers agissent sur la charge (poids) des roches de couvertures se trouvant à la partie supérieure des piliers jusqu' à la surface , mais les contraintes verticales de compression dans les sections horizontales des piliers sont considérées uniformément réparties, et enfin la valeur de la résistance à la rupture par compression sera obtenu par des essais au laboratoire .

C'est ainsi l'hypothèse des aires tributaires est acceptable quand la largeur du panneau exploitée est supérieure à la profondeur de la couche à exploitée, dans le cas contraire elle conduit à une surestimation de la charge, d'une manière générale un rapport des contraintes sur les piliers périphériques (appuis), cette charge reprise par les appuis sera plus grande que le déplacement autorisé dans les piliers sera important

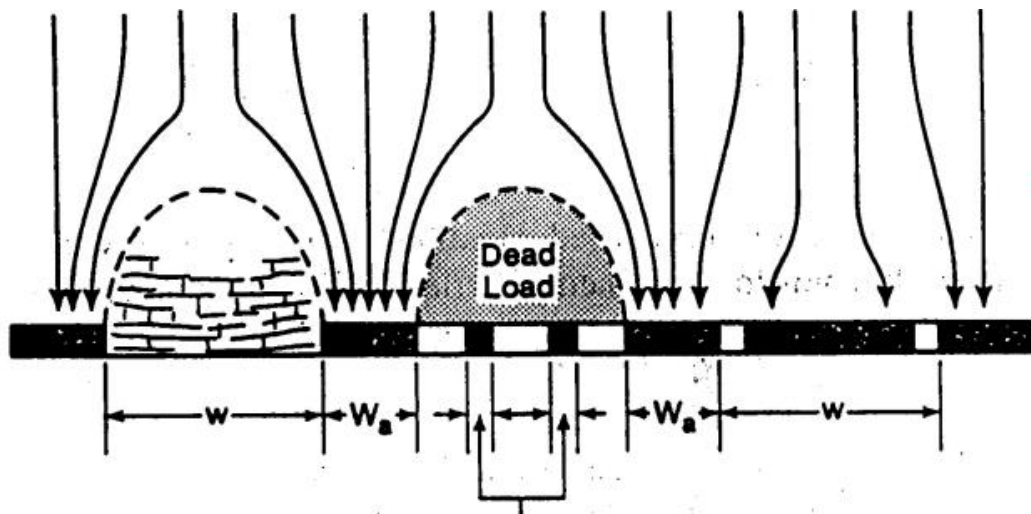


Figure II.8.repartition des charges sur les piliers

b. théorie du fléchissement élastique

la poutre travaille à sa limite élastique , c'est pourquoi à tout le modèle de comportement l'élasticité est une idéalisation , très fréquent dans les applications, il n'est pas toutefois

raisonnable que pour des sollicitations limitées , ainsi pour trouver la sollicitation , il est impérieux de vérifier à posteriori que la solution reste bien dans ces limites , ce qui sera lorsque on atteindra les limites des matériaux à la rupture ou à la déformation irréversibles ,mais si on sait pas arriver à ce calcul, on parlera des dimensionnements élastiques puisque c'est cette condition de limite d'élasticité qui lors de la conception de la structure imposera des dimensions minimales pour pouvoir résister à ces sollicitations, qui lui sont imposées, lors de la rupture , et il y a implication toujours statistiques , mais la déformation irréversible ne va pas apparaître que progressivement et non considérée comme telle qu' à partir d'un niveau conventionnel , c'est pourquoi on exprime cette condition en fonction des contraintes , mais en élasticité on le choisi en fonction des déformations, puisque la loi de comportement donne justement les contraintes en fonction des déformations .

C. convergence –confinement

Elle promet de faire les analyses d'interactions entre le massif et le soutènement, cela sous une opposition aux anciennes méthodes, qui ont pris place par le massif dans le système de charges agissant justement sur le soutènement, ou qui ne tient pas compte dans les phases d'excavations, cette méthode est beaucoup plus utilisé dans le calcul du tunnel simple en tenant compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un nombre de zone de massif .On doit savoir que cette méthode sous évolue la pression qui est exercée sur le soutènement , ainsi son évolution s'éloigne d'autant plus de la réalité que la raideur du soutènement est plus important que celle du sol excavé.

II.4.5. impact du mécanisme d'exploitation sur la surface

La mine de Kamoto jusqu'à à la phase actuelle a connu plusieurs méthodes d'exploitation qui sont à la base des déformations à la surface et nous allons mettre beaucoup d'attention sur la particularité des exploitations dites totales, ce qui veut dire le minerai était totalement extrait, sur une grande surface en plusieurs couches.

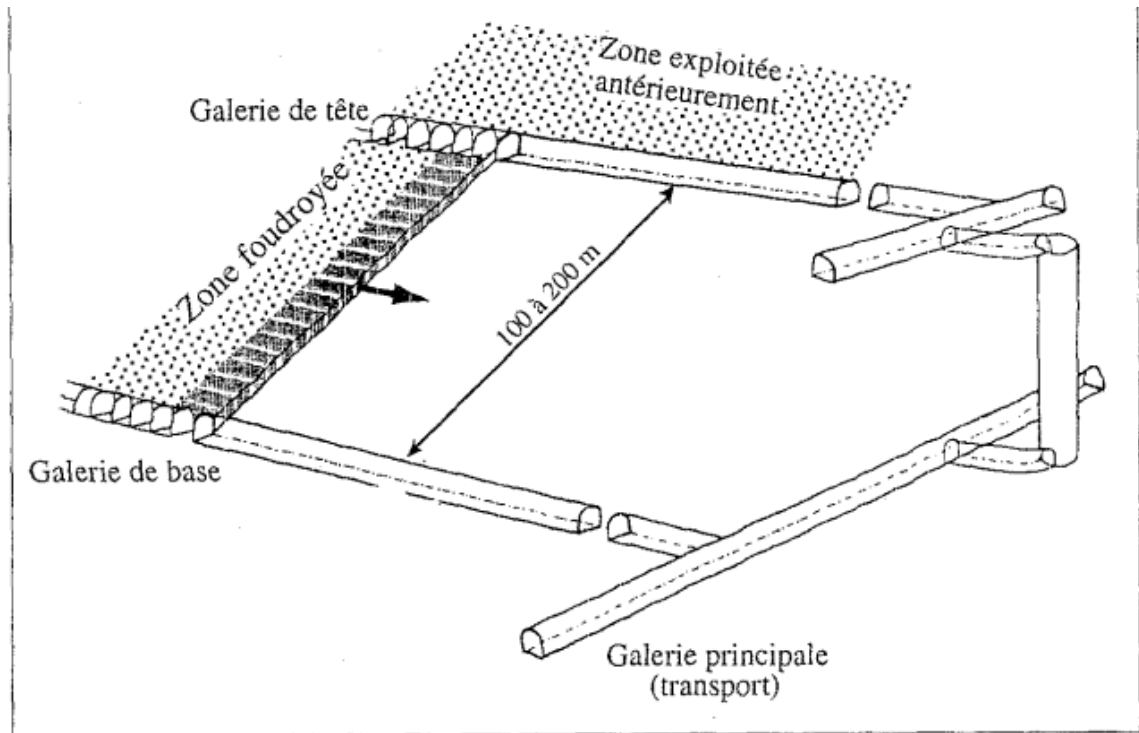


Figure II.9. Exploitation totale par longue taille rabattante foudroyée.

Cette méthode est en opposition aux exploitations partielles ou un pourcentage considérable de minerai (parfois plus de 50 pourcents) a été laissé sous forme de piliers, toutes ces méthodes d'exploitation créent des phénomènes mécaniques sur la surface, mais si les piliers ne tiennent pas il y aura un effondrement brutal jusqu'à affecter la surface.

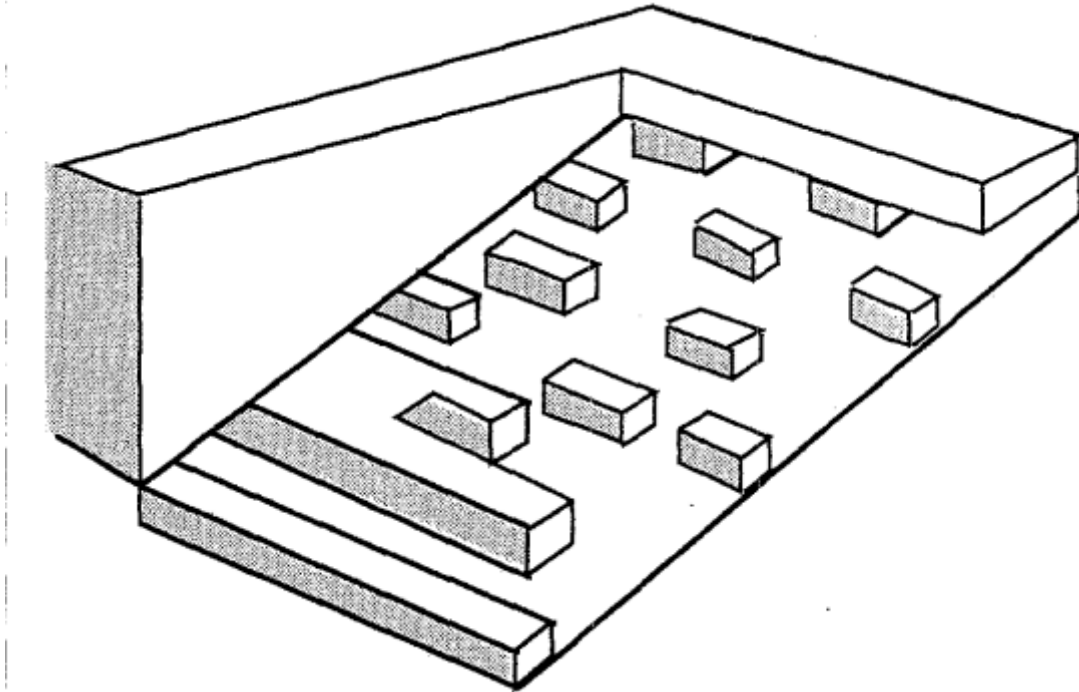


Figure II.10. Exploitation partielle par chambres et piliers abandonnés.

II.4.6. Le phénomène élémentaire vu depuis la surface

Ce mouvement qui est au-dessus des cavités souterraines défini et caractérisé par le déplacement verticaux et horizontaux progressifs ressentis à la surface, en se distinguant des effondrements qui se traduisent par un comportement discontinu dans le temps et de l'espace, qui est soudain dans leurs apparitions et termine en quelques minutes ou beaucoup d'heures avec une rupture franche à la surface de la zone effondrée et la zone environnante en place .

Ainsi la cuvette d'effondrement est valorisée par les paramètres suivants :

- La déclivité de la cote du centre de la cuvette par rapport à la cote initiale de la surface considérée, cet affaissement qui est un déplacement vertical du centre de la cuvette ;
- La largeur de la cuvette dont ce paramètre permet de faire entier la notion d'influence, qui est défini comme l'angle formé avec la verticale par la droite qui relie un bord de la cavité avec plusieurs points de la surface subissant un déplacement négligeable même nul (lorsqu' on s'éloigne de la verticalité de la cavité.

Ce mouvement vertical du centre de la cuvette ne peuvent dépasser une valeur qui dépend de beaucoup des paramètres, et qui est appelée "affaissement maximum" , cette valeur est défini par le tassement des terrains éboulés , qui occupe la hauteur de la cavité responsable du phénomène ajouté de la partie du toit éboulée en tenant compte de la déformabilité de

ces terrains éboulés et de la charge qui s'exerce sur eux , d'une façon complexe et n'est pas en ligne droite et nous devons savoir que le tassement reconnaît la densité.

II.5. CONCLUSION

Les travaux en souterraine laissent des vides, qui créent des catastrophes au niveau de la surface, qui due à la remontée jusqu' à la surface créent le fontis, suite à ce mouvement des terrains, il y a une création de l'instabilité du sol au niveau des ouvrages de Génie-civil.

CHAP. III. INTERACTIONS SOL- STRUCTURE

III.1 INTRODUCTION

C'est une étape qui est de valeur capitale pour une meilleure conception, afin de surmonter des problèmes de la déformation que subit le sol de soubassement ; suite aux travaux miniers en supposant les différents modes de ruptures que nous pouvons citer que cela.

III.2 STRUCTURE DU SOL

Quand on parle de la structure du sol, la référence est donnée de la façon dont ces composantes sont dispersées les uns des autres , cela peut être la disposition de sable , limon et l'argile, c'est pourquoi quand un sol est bien structuré , ces particules sont liées en agrégats (petites mottes) par l'argile , l'humus et le calcium ainsi que leurs liaisons créent des espaces vides entre les agrégats permettant aux fluides comme l'eau , air de circuler , ces espaces vides retiennent quant à ceux l'eau dont les plantes ont besoin , cette structure idéale qu' on appelle structure grumeleuse , c'est ainsi le sol sableux améliore sa structure en le favorisant avec la matière organique sous forme de composantes , mais les argileux ; leurs structures sont améliorées par des apports en matières organiques en forme de composites , certains sols argileux sont très riches en sodium , c'est pourquoi il est possible d'améliorer cette structure de ces argiles sodiques , en y incorporant du gypse si le PH est neutre au alcalin , ou de la chaux , si le PH est acide .

L'humus, qui sous l'action des organismes vivants du sol, la matière organique est transformée, il en résulte une libération rapide d'éléments nutritifs (le processus de la minéralisation), mais quant au sol limoneux que l'on peut améliorer par des apports importants de matières organiques sous forme de composites ou de fumier composite.

III.2.1 détermination de la structure d'un sol

Nous pouvons faire allusion à la méthode peu pratique, qui est la méthode du profil culturel par les creusements des fosses qui sont larges, cette analyse demande une expertise, cette méthode constitue un excellent outil pour analyser les erreurs commises, afin de comprendre, les analyses, les causes à l'origine de zones tassées, c'est ainsi nous avons :

- La structure granulaire et granuleuse ;
- La structure prismatique ;
- La structure anguleuse et subanguleuse ;
- La structure lamellaire.

III.2.1.a. structure granulaire

Le structure d'un sol se fait référence à la manière dont les particules de sable , de limon et d'argile sont disposées les unes par rapport aux autres , c'est ainsi un sol est bien structuré lorsque les particules de sable et de limon sont liées en agrégats (petites mottes), d'où les sols à structure sphérique ont une structure granulaire , ici les agrégats ont une taille de 1 à 10 mm de diamètre tout en possédant des contours arrondis et beaucoup plus trouver dans les horizons ou la couche supérieure des sols de textures fines à moyenne.

III.2.1.b. structure anguleux

Cette structure traduit grandement les effets d'un tassement, elle est beaucoup souvent due à une mauvaise circulation de l'eau, qui ruisselle en provoquant la stratification.

III.2.1.C. structure prismatique

L'unité de base est le prisme, qui est orienté verticalement et présente des faces planes et des arêtes vives, les racines se développent préférentiellement entre les prismes, d'où la structure correspond à l'arrangement dans l'espace des éléments minéraux et organiques du sol, afin de créer plus ou moins des vides, à savoir que d'autres structures sont héritées du matériau parental et d'autre aussi viennent de la formation et de l'évaluation des sols.

III.2.1.D. structure lamellaire

D'une manière générale, c'est un élément qui est constitué des lamelles, en minéralogie cette structure désigne un agrégat de minerais en forme des lames minces.

III.3. PRESENTATION DE L'ETAT INITIALE AVEC LA STRUCTURE EN SURFACE

Dans la particularité de ce site de Musonoi, le sol est sablo-argileux parce qu'il combine deux éléments principaux, qui sont le sable et l'argile, d'où le premier élément constitue des particules minérales de taille moyenne, tandis que l'argile est composée des particules beaucoup plus fines, le tout forme une texture particulière, nous devons savoir que ce soit à une répétition de différents composants dont :

- Argile : 35 – 55 pourcents ;
- Limon : 0 – 20 pourcents ;
- Sable : 45- 65 pourcents.

Aussi savoir que le sol argileux est lourd et compact, ainsi il est difficile à travailler presque dans toutes les saisons, parce qu'il devient collant lorsqu'il engage une quantité d'eau et dur quand il est sec, mais le sable est léger, aérer et retient mal l'eau suite à sa structure poreuse.

III. 4. ETUDE DE LA STABILITE DES CAVITES

A ce point nous mettrons un accent sur le mode de soutènement dans la mine de Kamoto, qui est notre mine en question et d'une manière générale nous avons le soutènement suivant :

- Par boulonnage ;
- Par béton;

III. 4.a. boulonnage dans les mines

Cette technique a appui dans les mines à partir des années 1960 avec le boulonnage à scellement repart, en utilisant les résines qui sont comme des colles, mais très efficaces dans le domaine de soutènement, puis relayer par des boulons à friction (ou frottant) du type Split-set ou swellex, qui ont vu leur développement au cours des années 1980, c'est ainsi le boulonnage est classé de la manière suivante :

- Boulon d'ancrage ponctuel par coquille d'expansion ;

- Boulon à ancrage repart ;
- Boulon à friction ou frottant ;
- Boulon coulissant.

1. Boulon à ancrage ponctuel par coquille d'expansion

Ce boulon fonctionne par la méthode d'un cône fixé à la tige, qui est tiré par l'intérieur d'une coquille conique à plusieurs branches et la contrainte va s'écarter avec l'avancement du cône et va s'encreur dans les parois du trou et mise en tension dès la pose, c'est ainsi sa variante porte sur le système technologique de la mise en expansion des coquilles.

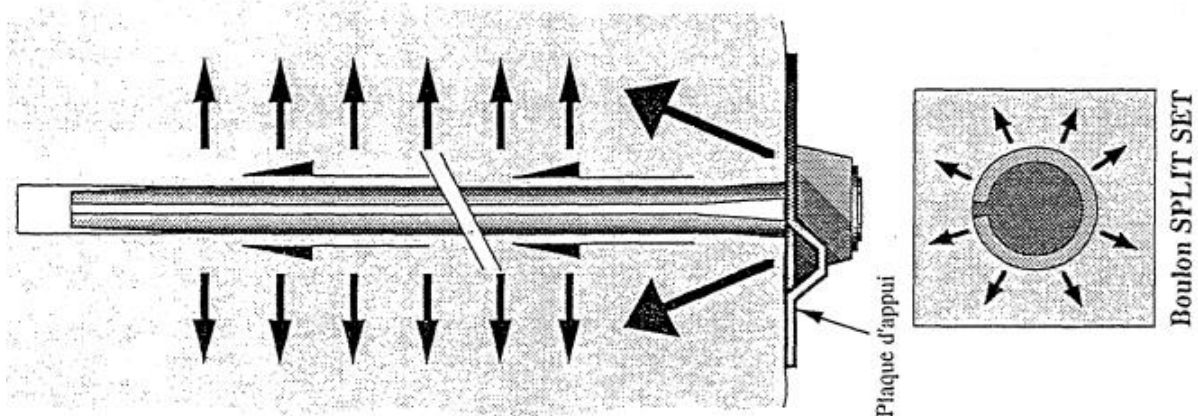


Figure III.1. Système de boulonnage par split set

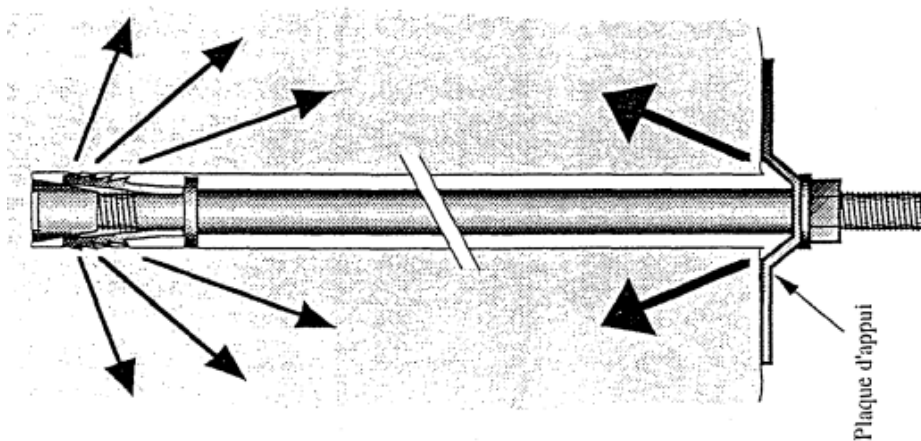


Figure III.2. Boulonnage avec plaque d'appui

2. Boulon à ancrage repart

Qui est scellé sur toute sa longueur de la résine , soit d'un mélange de ciment à l'eau , il est plus rigide que le premier et à tendance à bloquer vite le glissement ou le cisaillement des lèvres des discontinuités qui le traverse, mais le choix entre les matériaux à l'accompagne (résine ou ciment) dépendra du temps de soutènement, qui mettra 20 à 30 minutes pour la résine et 10 minutes pour le ciment et encore de la qualité de la roche , parce que le résine exige en espace régulier et limité dans les trous de 3 à 4 mètres , le boulon doit être tourné pour permettre le mélange , c'est ainsi la mise en forme normale en acier lisse ou nerveuse, soit en fibre de verre



Figure III.3. Boulon à résine avec sa plaque pour le soutènement dans la mine souterraine



Figure III.4. Résine pour serrer les boulons

3. Boulon à friction ou frottant

Lui, ressemble au boulon traditionnelle utilisé dans les mines de charbon, qui était en tube métallique faisant une liaison avec le terrain par le frottement entre le parois du trou et le métal et mise en application par l'expansion radiale du tube, cet expansion provient soit de la détente d'un tube fendu, qui a un diamètre plus grand que celui du trou dans lequel il est entré de force par percussion (split-set), de fois sous une mise en pression d'eau temporaire, dans un tube, qui le plaque contre le parois (cas de Swellex). C'est ainsi sa résistance à l'arrachement est sensible et en proportion de la longueur des boulons, tout en restant évidemment inférieur à la limite de rupture par traction du métal.

4. Boulon coulissant

Ayant un comportement idéal de résister à la charge élevée tout en exerçant une pression élevée sur les parois de l'ouvrage, mais en accompagnant avec une flexibilité convenable, les mouvements de terrain.

III. 4.b.Les rôles du boulonnage

Le boulonnage a une mission de soutenir la roche susceptible de s'effondrer ou tomber , de freiner ou stopper les déplacements des parois des ouvrages pour créer une sécurité normale et concrète , enfin de renforcer les propriétés mécaniques naturelles du massif en particulier les discontinuités (joints, fractures), afin d'éviter le glissement , c'est ainsi les deux premiers rôles sont capitales pour tous les soutènements , mais le dernier lui est propre au boulonnage, qui seul à la particularité de pénétrer à l'intérieur de la roche , le principe est que les boulon soient avérés dans la zone stable et solide , donc au-delà d'une zone susceptible d'éboulement, qui est sollicité à l'arrachement pour le poids de la roche à soutenir tout en étant partiellement solliciter au cisaillement , quand l'orientation est incliné par rapport à la ligne vertical , d'où la performance du soutènement est exprimé en fonction de la capacité maximale de portance et est limitée par le point faible du système tige , plaque, ancrage plus roche.

Mais pour le boulon à coquille d'expansion , la résistance à l'arrachement dépend de la qualité de l'ancrage dans le terrain, soit de la résistance à la traction de la tige et de résistance de la plaque , c'est ainsi le risque d'ancrage mécanique ou de glisser sur le parois du trou , au-delà d'un certain nombre d'écartement de coquilles (quelques millimètres), le noix termine par ne plus jouer son rôle d'écarteur et glisse jusqu' en bas de la coquille , et peut même passer à travers .

Certaines valeurs de coefficient de frottement au contact noix-coquille, le risque de glissement de l'ancrage apparait sous un angle de frottement coquille/terrain inférieur à 30 degrés pour le terrain dur, c'est ainsi le risque de poinçonnement excessifs existe si la contrainte normale σ appliquée par la coquille sur la paroi du trou excède la résistance à la compression de la roche et peut être calculé par : $\sigma = 1,7 \frac{F}{n.S}$.

Avec :

- F : étant l'effort de traction sur le boulon ;
- S : la surface d'une coquille ;
- n : le nombre de coquille.

NB

D'une manière pratique la surface pour les coquilles varies de 70 à 140 ou 180 cm² , sous un effort de 150 KN, avec une résistance à la compression inférieure à 15,20 ou 30 MPa, selon la surface des coquilles .Pour le cas des boulons à ancrage reparti , la rupture du scellement ou le glissement entre la tige et le scellement doit être éviter , mais dans le cas de l'utilisation de résine , on doit respecter un espace annulaire entre 2 et 4 mm , mais entre les diamètres des tiges 4 à 8 mm , avec une tolérance pour le scellement du ciment, qui pouvait dépasser un écart de diamètre supérieur à une vingtaine de mm (12,5 à 25 mm).

III.4.C. Détermination des paramètres du schéma de boulonnage

Cette notion a eu lieu suite au désordres d'éboulement , l'instabilité locales , la déformation excessive, d'où le rôle attribué au boulonnage est mise en action suite au type de mécanisme

dont le rôle de suspension pour retenir les cloches d'éboulement , le rôle de confinement pour limiter et freiner les déformations , c'est ainsi le calcul fréquent vise à la recherche des dimensions et de la localisation des cloches d'éboulements potentiels en se limitant à l'optimisation de l'action de suspension , cette approche est plutôt conservatrice , d'où l'estimation de la cloche d'éboulements potentiels se limite , ainsi à optimiser l'action de suspension , d'une manière générale l'estimation d'une cloche d'éboulement potentielle et plutôt l'analyse du comportement des terrains nécessitant une modélisation du toit et du massif, c'est ainsi nous avons :

- Le modèle de toit assimilé à un empilement de poutres ou de dalles ;
- Les modèles numériques avec hypothèse de milieu continu ;
- Les modèles numériques avec hypothèse discontinue et déformable ;
- Les modèles avec milieu discontinu et analyse des conditions d'équilibre statique des blocs.

1. Modèle de toit assimilé à un empilement des poutres ou des dalles

Ce modèle est beaucoup plus réservés au cas des toits, qui sont dans des roches stratifiées avec des ouvrages de formes quadrangulaire de fait de calcul des sollicitations du toit en flexion , c'est aussi les trois contraintes (traction, compression, cisaillement), qui sont comparés aux résistances correspondantes, tout en envisageant plusieurs conditions aux limites dont la flexion simple avec appuis encastres ou déformables, une flexion simple dans le cas de fortes contraintes naturelles horizontales (cas des mines profondes) conduisant au flambage.

2. Modèle de cloches d'éboulement élémentaire

Qui prend son appui ou son soubassement sur des hypothèses très simples (homogénéité de toit en particulier), sur des règles empiriques (hauteur de cloche comprise entre la demi-longueur de la galerie), en ayant la connaissance des propriétés mécaniques de toit à la résistance à la compression simple.

3. modèle numériques avec hypothèse du milieu continue

On appelle d'une autre façon la méthode d'élément finis, qui est plus développée en mécanique de roche, elle a un problème cependant de l'hypothèse de continuité du massif rocheuse, mais permet de repérer des zones fortement sollicitées et d'analyser les sollicitations autour des ouvrages malgré leurs formes et leur hétérogénéité sur le terrain environnantes.

Si en allant plus en profondeur, certaines discontinuités serrées par les fortes contraintes resteraient fermées sans glissement, ce qui donne une légitime partielle de milieu continu.

4. les méthodes numériques avec hypothèse de milieu discontinue et déformable

Qui est la méthode dans les éléments distincts aussi une méthode de calcul, qui est très récente en permettant de prendre en compte d'une façon explicite les discontinuités, qui sont identifiées du massif rocheux en suivant le système de leurs comportements (à condition qu'on ait des informations sur des lois régissant des propriétés de base).

La déformabilité des blocs, qui est limité par ces discontinuités et prise en compte, c'est ainsi le principe du calcul, par des temps successifs, permettra de simuler au moins d'une manière qualitative, d'où le processus d'évolution de l'assemblage de blocs en interaction les uns sur les autres.

5. les modèles avec le milieu discontinu et analyse des conditions d'équilibre statique des blocs

Surtout le modèle non déformables et sans interaction avec un glissement éventuel sur leurs faces connues, donc les boulons peuvent être introduits sous formes de forces avec des composantes normales et tangentielles, qui sont aux forces des blocs tout en participant à l'équilibre de ces derniers (Bennani, 1993).

III.4.D. Investigation sur le terrain pour le contrôle des voies boulonnées et l'adaptation des schémas de boulonnage

Depuis l'introduction du boulonnage dans les mines, sa façon d'être réalisé a des mesures de contrôle d'une part, afin de respecter la technique de pose prévue soit bien respectée, d'autres part à ce que les conditions naturelles dans lesquelles le schéma avait été défini, pour bien arrivé à part, le contrôle de voie de boulonnage est effectué par une comparaison de l'expansion de deux premiers mètres du toit avec un seuil qui est à 50 mm (pour 25 mm/mètre ou encore 2.5 pourcents de taux d'expansion), mais un contrôle endoscopique visuel doit également assuré dans les cassures et systématiquement, quand il est placé une station d'expansion, on doit exploité les stations de mesures tous les 15 mètres environ avec une fréquence hebdomadaires à moins de 200 mètres de front, par suite devient mensuel, tout en vérifiant qu'il n'ait pas d'accélération des convergences dans les zones éloignées de plus de 30 mètres du front de taille, si on préconise des stations supplémentaires d'expansion du toit à 2 ou 3 mètres, actuellement on a attendu la zone d'influence de la taille de 30 mètres de part et d'autre, d'où l'évolution des conditions naturelles a eu naissance dans l'exploitation en se caractérisant par :

- Une diminution de l'épaisseur du toit de calcaire immédiat, en passant près de 2 m à un peu plus d'un mètre dans la partie Nord – Ouest de votre gisement, de plus ce toit immédiat apparaîtra beaucoup plus lité ;
- La fracturation du toit, qui est très importante et qui s'appuie au moyen de deux types de mesures, mais à l'intérieur et en profondeur du toit, on aura à prélever sur un sondage carotte, la longueur cumulée de tous les tronçons de carottes supérieurs à 10 cm, qui sera ramené à la longueur totale du sondage, tout en permettant de calculer l'indice de Rock Quality Désignation (R.Q.D)représentatif du degrés de fracturation d'un massif.

La mesure de contrôle par expansion et par observation endoscopique du toit a des résultats qui sont en cohérence à des conditions particulières, d'où les expansion sont plus élevées

dans cette partie du gisement pris du Sud au Nord et d'Est en Ouest , d'où les fractures qui voulaient observées seront plus nombreuses en mettant dans le toit jusqu' à 3 à 4 mètres et progressivement dans le temps, c'est aussi le délitage qui peut conduire à un découpage du toit immédiat en dalle de 20 à 25 cm d'épaisseur .

Dans cet ordre d'idée le boulon à ancrage ponctuel de 2.20 m de longueur (densité d'un boulon par m²), en des proportions de 6,5 m de large, c'est ainsi le boulon à ancrage semi-ponctuel (1 cartouche de résine), de 2,2 avec le contrôle total de la longueur des voies, limitées à 6,3 mètres et renforçant des parements (grillage tenu par un boulon, scellé à la résine par mètre de parement).

III.5. SOUTÈNEMENT PAR BETON PROJETÉ DANS LES MINES

C'est un béton constitué du ciment, des granulats , d'eau et d'adjuvants variés , propulsé d'une façon pneumatique à travers des tuyaux sur des surfaces réceptrices, afin de réagir comme un renforcement , cette technique est appliquée à des endroits en surplomb verticale ou horizontales sous une vitesse à des particules, qui sont totalement compactées pour former une masse solide et ce béton à des avantages et des inconvénients, qui sont présentés dans le tableau ci- dessous

Tableau III.1. Avantages et inconvénients du béton projeté

avantages	inconvénients
• Suppression partielle ou totale des coffrages • Très bonne adhérence à cause de la vitesse de projection et très haute résistance à cause de la quantité de ciment, • du compactage instantané et du faible rapport eau/Liant (surtout pour la voie sèche) • Possibilité d'atteindre les endroits difficiles d'accès • Peu d'encombrement sur le chantier • Exécution rapide des travaux	• Perte du béton due au rebond • Parfois plus cher pour des plus épaisses couches

Dans l'histoire , ce béton avait commencé en 1911, quand l'Américain Carl Ethon Akeley fait breveter son appareil Canon à ciment , à son temps un mélange de sable et de ciment était introduit dans l'appareil de projection à l'aide d'une pression à air , mais utilisé dans les travaux de Génie- Civil , c'est en 1917 que ce produit ou ce mélange a été utilisé pour le revêtement des galeries dans les mines , il est aussi utilisé pour l'érection des structures souterraines tels que le barricades , les murs des ventilation , et les piliers en béton projeté servant dans le contrôle des terrains instables.



Figure III.5. Système de projeté le béton au moyen de la lance



Figure III.6.mur en béton projeté

III.4.E procédé de la production du béton projeté

Présentement, nous avons deux techniques dont la projection par voie sèche et celle de projection par voie humide ou mouillée, ces deux techniques ont une différence de la position

du point d'introduction d'eau dans les opérations de malaxage, de transport et de projection, c'est ainsi le choix de chaque procédé dépend des matériaux à projeté.

a. Méthode par voie sèche

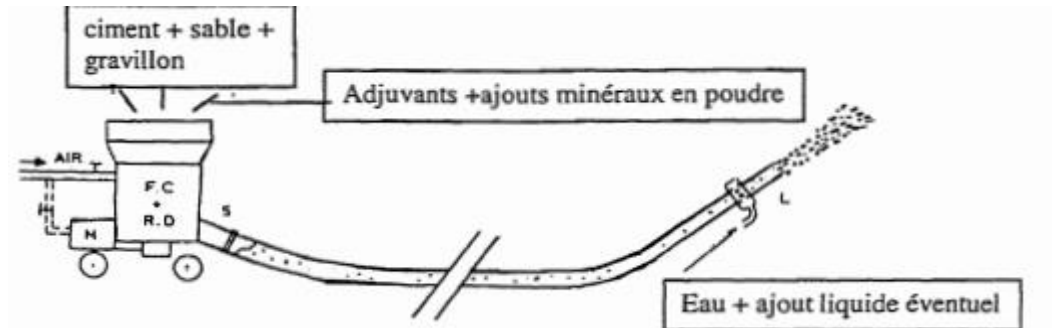


Figure III.7. Système de fabrication et de projection du béton par voie sèche

Pour cette méthode, le mélange de ciment et de granulats sec ainsi que de l'adjuvant en poudre est propulsé par l'air comprimé dans la conduite menant à la lance où la quantité d'eau est ajoutée avant d'être projetée à une grande vitesse sur une surface.

Nous devons savoir que la quantité d'eau est généralement contrôlée par le lancier, qui détient la grande influence sur la proportion eau/ciment et sur la qualité du béton projeté, c'est ainsi cette méthode présente les avantages à de grandes flexibilités, en utilisant des sacs avec un inconvénient de développer beaucoup de poussières due à l'air comprimé et aussi que les pertes causés par le rebond, afin d'éliminer les quantités de poussières dégagées au cours de la projection .

b. Méthode par voie humide

Depuis les années 50 que ce procédé a vu le jour, ici le mortier ou le béton gâché est transporté jusqu' à la lance soit par pompage, soit par air comprimé , cette technique produit un béton projeté homogène avec moins de poussière et moins de rebonds ainsi la quantité eau/ciment est contrôlée, cette méthode a un problème sur un manque de flexibilité et la difficulté de le transporter sur des longs trajet ou distance avec un autre aspect au lancier de manier la lance .

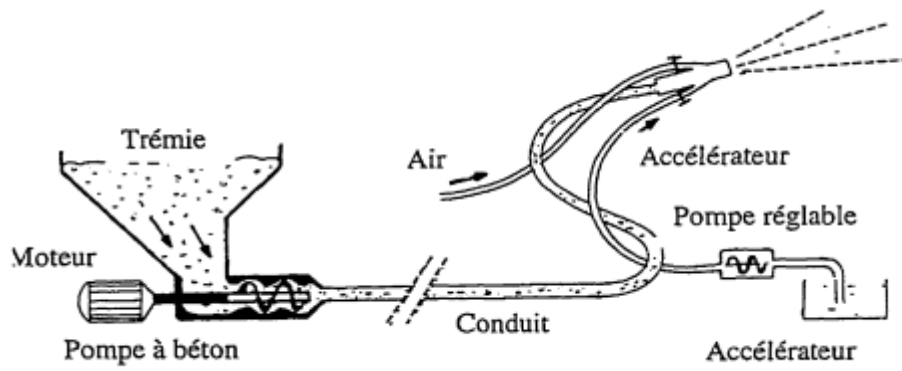


Figure III.8. Système de fabrication et de projection du béton par voie humide

N.B

La technique actuelle on utilise des machines pour un déplacement de béton à de longs trajets



Figure III.9. Bande transporteuse pour le sable et le ciment



Figure III.10. Trémie réceptrice pour le mélange



Figure III.11. Camion avec lance pour projeté le béton (spraymec)



Figure III.12. Camion pour le transport du béton à des longues distances



Figure III.13. Niveau du mélange d'eau dans le camion transporteur

III.4.f. propriété du béton projeté utilisé dans les mines

La fabrication du béton projeté doit tenir compte de la compatibilité de ses propriétés avec le comportement du terrain , c'est à dire capable de satisfaire à la stabilité de la roche qu' il supporte , d'après HOOCK et BROWN (1980), le béton projeté doit être constitué à satisfaire à certaines caractéristiques entre autres, facile à projeter , développer des résistances élevées dès son jeune âge et à long terme aux conditions de durabilités donc une bonne résistance à la compression , au cisaillement , à la traction et au moment fléchissant ainsi qu' à ses forces d'adhérence, afin de supporter le massif rocheux , c'est ainsi parlons de son aspect des propriétés .

- Résistance en compression

Cette résistance est obtenue par des mesures prélevées sur des carottes prises dans les panneaux de caractérisation ou sur des carottes prélevées à la même structure.

En se référant à la littérature, la résistance à la compression varie de 30 Mpa et 60 Mpa à 28 jours pour le procédé par voie sèche sous une constitution de rapport de granulat/ciment 4/L et 2.5/L, ces mêmes valeurs sont souvent faibles pour le procédé par voie humide (20- 45 Mpa) dans un rapport eau/ciment qui est de 0.7 à 0.45.

- Résistance en flexion

C'est beaucoup plus générale de l'ordre de 10 pourcents de la résistance en compression, quand elle est déterminé à l'aide de la norme ASTM C 78, avec des valeurs qui varie de 3 à 5 Mpa à 28 jours, ces valeurs varient en rapport de la composition du béton projeté et de la taille de l'échantillon et de sa portée ainsi que de la géométrie de chargement, c'est ainsi la capacité portante ultime à la flexion dépend du type de renforcement et de l'épaisseur de revêtement.

- L'adhérence

C'est une propriété importante quand le béton est destiné à être projeté sur la surface en surplomb , donc l'adhérence roc-béton projeté joue un rôle important pour maximiser sur la capacité ultime de support , c'est ainsi lorsqu' on emploie une seule couche de revêtement, les contraintes qui sont concentrées dans les discontinuités entre les blocs transfèrent les charges du bloc en dilatation vers la roche environnante, d'où la rupture par manque d'adhésion sera donc fonction de la composition minérale de la surface de la roche, de la qualité du béton dont le mélange de la qualité de la projection qu' on doit voir sur la surface à projetée .



Figure III.14. L'adhérence au niveau du pilier par le béton projeté

III.4 g. Renforcement du béton projeté

Le béton projeté est employé avec ou sous renforcement, s'il n'est pas renforcé, il y aura une manifestation des faibles résistances aux déformations, lorsque il y a une perte d'adhérence, la rupture va se manifester, c'est ainsi pour palier à ce défaut, on préfère combiner le béton avec le système de boulons d'ancrage, qui sont des barres individuelles, ou en treillis soudés, soit encore en fibre d'acier, on fait recours à cette pratique, lorsque la capacité portante substantielle et demander en application, dans le cas contraire on fait recours aux fibres, d'où les barres d'armatures sont beaucoup plus utilisées pour augmenter la résistance en tension du béton projeté, et aussi contrôler les fissures dues au retrait et ces barres doivent être conforme à la norme ASTM A 615, A616, A617, A707, A767, une attestation particulière s'impose notamment pour l'espace entre ces barres, pour n'est pas créer d'obstacle majeur entre le lanceur et la surface à projeter et aussi créés des nids derrière les barres, mais pour les treillis soudés ou grillage, on utilise pour le renforcement du béton projeté, mais dans le cas des barricades drainantes, on recourt aux grillages entrelacées (chain link mesh), et ce grillage a des dimensions de (75 fois 75) mm ou (100 fois 100) mm tout en ayant un diamètre de la barre de 2.5 à 4 mm, ces genres de treillis soudés sont souvent d'application quand le massif rocheux est très pauvre, très fracturé et aussi si l'adhérence du béton est faible, c'est alors que les treillis sont particulièrement à maintenir les blocs ensemble.

Quand on utilise le béton projeté dans les mines renforcé au grillage, il protège le treillis de la corrosion et maintient en place les morceaux de grillage de même que les blocs individuels, mais lorsque on utilise les fibres, le béton ne supporte pas des charges importantes, c'est ainsi que les fibres d'acier l'emporte sur le grillage, d'où nous avons trois sortes des fibres (l'acier, propylènes et verre), mais en utilisant beaucoup plus des fibres en acier, qui nous permet d'améliorer les propriétés mécaniques comme la résistance à l'impact tout en réduisant la propagation des fissures du béton au jeune âge et lui augmentent également la ductilité et la ténacité, ainsi que la résistance en flexion, ce qui explique le tableau ci-dessous.

Tableau III.2. Résistance en sollicitation du béton projeté

propriétés	Méthode d'essai	Exigence minimum
Temps de prise accéléré	ASTM C-403	
Temps initial		10 minutes
Temps final		30 minutes
Résistance à la compression (MPa)	ASTM C-42	
8 heures		5 MPa
1 jour		10 MPa
3 jours		30 MPa
28 jours		40 MPa
Résistance à la flexion (MPa)	ASTM C-78	
7 jours		4 MPa
28 jours		6 MPa

C'est ainsi le béton projeté devra résister au mouvement causé par les différentes sollicitations tels que la flexion, la tension et le cisaillement, aussi sa résistance en compression et en flexion et à l'adhérence, ce qui constitue donc les caractéristiques essentielles du béton projeté durci utilisé dans les mines.

III.4 h. champ d'application du béton projeté dans la mine de Kamoto

Le béton projeté est utilisé en remplacement du béton conventionnel et d'autres modes de soutènement, c'est ainsi son rôle dans le revêtement de soutènement minier a commencé dans les applications du Génie-civil, c'est ainsi en faisant recours aux travaux de ROSE (1989) et autres, qui expliquent en long et en large le développement de la technologie du béton projeté, nous devons savoir que plus de 90 pourcents du béton projeté est actuellement utilisé pour le support de la roche, c'est ainsi en se référant au travail de Hewer (1973), il distingue quatre catégories de problèmes qui ont besoin d'un support à savoir :

- La détermination de la surface ;
- Les charges de relâchement (loosening loads) ;
- Le comportement de la roche causé par les contraintes élevées ;
- Les terrains meubles (swelling grounds).

C'est ainsi en voyant le comportement de ce type de terrain, on donne au béton projeté les rôles de l'étanchéité de la surface (seal surface), cela veut dire la couche de béton projeté cherche à bloquer les mouvements d'eau en souterrain, la prévention des résistances du terrain, lorsque le béton projeté donne au terrain la capacité de l'auto-soutènement, c'est ainsi certaines études montrent que le béton projeté a trois utilisations dont :

- La prévention des résistances du terrain ;
- Une mesure de sécurité ;
- Un support structural.

C'est ainsi pour bien comprendre ces trois rôles la figure ci-dessous nous donne l'illustration

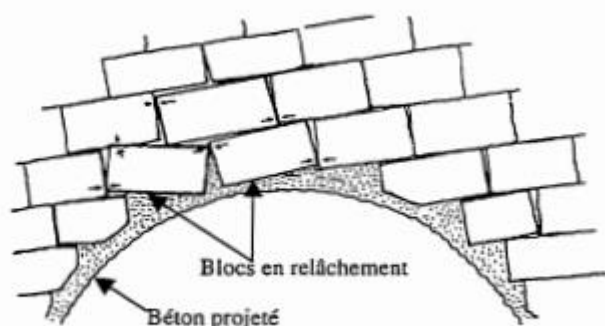


Figure III.15. l'illustration sur la sollicitation du béton projeté

III.4.i. Principales applications du revêtement en béton projeté

Beaucoup plus utilisé comme revêtement pour un soutènement passif à la surface du massif rocheux , de fois on l'utilise comme revêtement de reconditionnement ou revêtement primaire ou permanent , pour le premier cas , on l'utilise à cause de la capacité d'exécution et de son application et entraîne peu de coût et son application est dans les galeries en des terrains fracturés , les larges intersections , les points de soutirages , les terrains en relâchement de contraintes quand est requis le soutènement secondaire , mais comme revêtement primaire en limitant le mouvement et procure un endroit de travail sécuritaire durant ou immédiatement après l'excavation, d'où dans certains terrains fracturés le béton projeté comme revêtement primaire est beaucoup plus préféré que les autres soutènements , et nous devons savoir que le revêtement primaire peut être temporaire.

Lorsque il est appliqué uniquement durant les opérations de blast ou permanent dans des endroits nécessitant un accès à des longues durées, ce pour cela que ce béton est utilisé dans les galeries, les rampes, les cheminées, les stations des puits, les stations de refuge, les chambres de concassages, même au-dessus des bureaux...

D'où le béton projeté est encore utilisé dans le cas présents comme :

- Sur les barricades drainantes ;
- Les piliers.

A. barricades drainantes en béton projeté

Par renforcement des blocs de béton , du béton coulé, la technique par béton projeté qui est une technique économique est sûre , parce que les barricades permettent de gagner du temps au moment de remblayage , la prise du béton étant rapide , un délai de quatre jours après son érection suffit pour commencer le remblayage du fait que cet érection garantit la propreté du chantier surtout dans les puisards , ce qui permet de diminuer certains travaux d'entretien et ce barricade résiste à des pressions de remblais élevés et plus question d'incorporer le volume du ciment dans les remblais .

B. pilier en béton projeté

Par utilisation du béton projeté, on peut faire les piliers relativement rapides et facilement dans des terrains présentant des mauvaises conditions, toutes en s'adaptant à de différentes géométries et utilisé dans un nombre varié d'application comme :

- Le support final des piliers de niveaux ;
- Support en remplacement des câbles d'ancrage ;
- Support de dièdres en relâchement ;
- Support remplaçant les piliers fléchissant ;

B 1. Support final des piliers de niveau

Lors de l'utilisation du béton projeté pour les piliers, on constitue un mode de soutènement local ou passif, c'est lors de son extraction que le toit agit comme une poutre, c'est aussi le rôle des piliers en béton projeté est de supporter le poids propres des piliers de niveaux, nous devons savoir que le rôle est complètement rempli lorsqu' on les introduits dans des terrains fracturés ou discontinus avec des discontinuités s'imbriquant les unes sur les autres de la manière qu' un petit encombrement à la surface résulte à la stabilisation de ce massif .

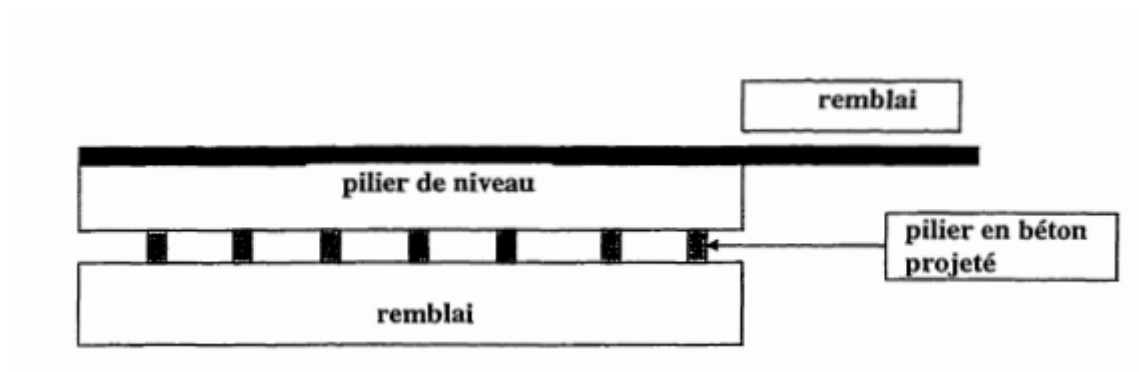


Figure III.16. Pilier de niveau

B.2.support en remplacement des câbles d'ancrage

Sur un terrain très fracturé ou hautement contraint, on utilise les câbles d'ancrage parce que son efficacité dépendra de la manière dont le coulis atteint le bout de trou, aussi sur des terrains pour lesquels les contraintes horizontales sont très élevées, et rendent inefficace leur emploi, d'où la rupture surviendra par cisaillement, dans ce cas les piliers en béton projeté est très efficace en confinant le massif fracturé, tout en maintenant son intégrité qui entraîne une zone d'influence, qui prend la forme d'une bulle dont sa grandeur en fonction du type de roche et de la force appliquée.

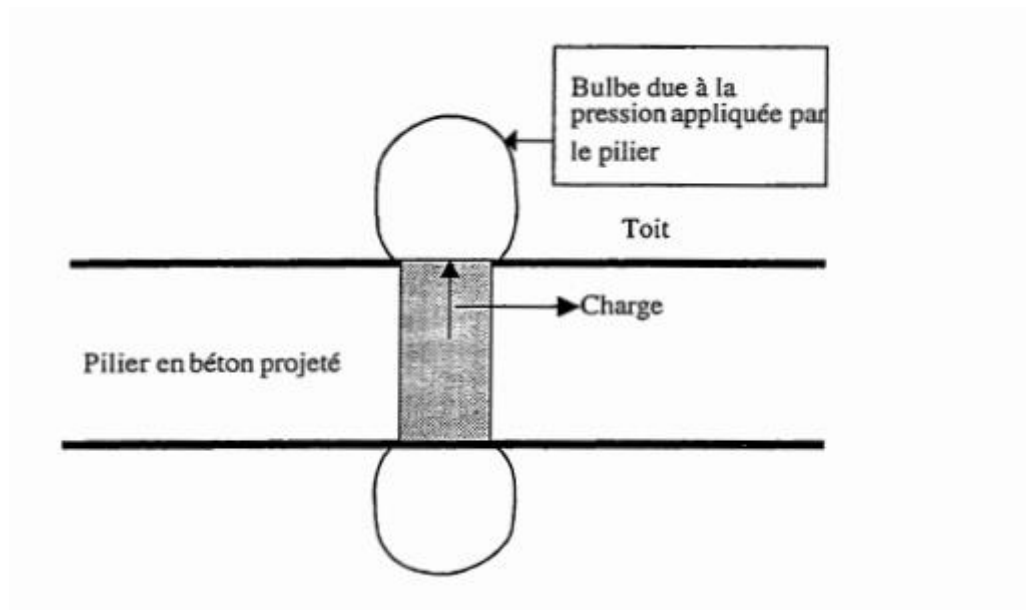


Figure III.17. Remplacement des câbles d'ancrage

B.3. utilisation des piliers en béton projeté pour le soutènement des dièdres en relâchement

Pour beaucoup plus dans des massifs rocheux , qui ont des discontinuités et quand on travaille en souterraine ,cela peut engendrer des dièdres de relâchement , d'où le pilier en béton projeté peut constituer un véritable moyen de soutènement des dièdres en relâchement et ils présentent (piliers) comme avantage de n'est pas perturber la stabilité précaire du massif rocheux en plus de la résistance en compression permettant de supporter efficacement le poids propres de ces dièdres , sans que le pilier ne puisse se rompre .

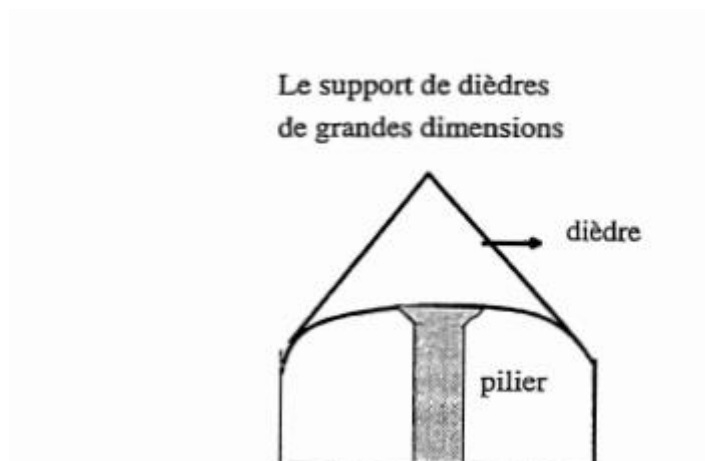


Figure III.18.diedre en relâchement

B.4. emploi des piliers en béton projeté en remplacement des piliers de minerai fléchissant

Lors de l'exploitation de gisement par coupe et remblai, l'utilisation des piliers fléchissant procure beaucoup d'avantage dans le sens de réduire la portée des excavations et aussi l'étendue de la zone de relâchement, c'est ainsi que ce pilier(projetés) peuvent jouer également le même rôle, c'est beaucoup plus lors de la récupération des piliers de minerai, il faut toujours savoir que le pilier en béton projeté est un mode de soutènement local, leur espacement devra être défini de façon à éviter les chutes de blocs entre deux piliers

III.5. LES MOUVEMENTS DE SOL EN SURFACE OU LES MOUVEMENTS DES TERRAINS

Nous pouvons parler des mouvements des terrains, qui est un déplacement du sol ou du sous-sol plus ou moins brutal, sous l'effet d'influences naturelles et ce mouvement peut être lent ou rapide et peuvent créer le remodelage des paysages en se traduisant par une distinction de zones boisées, c'est ainsi que ce mouvement est rapide en se propageant de manière brutale et soudaine donc des chutes des blocs, d'effondrement des cavités souterraines, d'éboulements rocheux ou de coulées de boue, mais lent ils entraînent une déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours perceptibles par la vue de l'homme dont l'affaissement, le tassement etc.

Ces mouvements sont déterminés par les aspects ci – dessous :

- L'approche empirique ;
- La modélisation numérique ;
- la modélisation physique ;
- la modélisation numérique

III.5.1. approches empiriques

Elles reposent exclusivement sur base des observations sur le terrain et sur les retours d'expérience donc des résultats statistiques qui sont établies à partir des effondrements survenus, et qui ont des caractéristiques géométriques mesurées sur place, corrélées avec les caractéristiques de recouvrement, en rapport à Vachat, qui a fait une étude répertoriée sur 120 fontis, il a dit que pour les carrières de calcaire grossier, pas de venue jusqu'à la surface dès que la hauteur de recouvrement est 15 fois supérieure à la hauteur du vide de la carrière.

III.5.2. modélisation numérique

Cette modélisation est beaucoup plus basée dans l'étude des mines et carrières, qui n'ont pas des caractéristiques géométriques et physiques très complexes, quand les méthodes analytiques ne sont pas pertinentes ou encore ont des données insuffisantes en adoptant une approche mécanique du problème, l'emploi des modèles numériques nécessite de disposer des caractéristiques mécaniques nécessite de disposer des caractéristiques mécaniques de chacun des bancs constitutifs du recouvrement, qui sont beaucoup plus des caractéristiques intervenant dans les lois fondamentales de conservations et les lois rhéologiques régissant le milieu, cette approche permet également de modéliser le comportement des matériaux au sein du recouvrement et permet de donner de l'aide pour faire comprendre les mécanismes, qui sont mis en jeu pendant la formation du fontis, qui sont des informations non fournies par

les modèles analytiques en posant de problèmes de l'accessibilité des données à des capacité des modèles à représenter aux mieux , la complexité des interactions entre les bancs.

III.5.3. la modélisation physique

C'est un modèle, qui est réduit expérimentalement à une échelle de 1/40 , un échantillon de massif de sol d'une largeur de 30 m pour une hauteur de recouvrement de 12 m au-dessus de la cavité , d'après la théorie , le matériau analogique de Schneecheli (1956) est utilisé pour représenter le sol par des essais biaxiaux , qui sont réalisés pour obtenir les caractéristiques recherchées , angle de frottement et la cohésion , en considérant le recouvrement d'un banc cohérent d'épaisseur équivalent à 2m au toit de cavité , qui est remontée des matériaux pulvérulent de 10 m d'épaisseur , la structure utilisée pour l'étude de l'interaction sol-structure et de type poutre –poteau en acier sous un chargement uniformément repart sur les éléments poutres , qui correspond à 10 Kpa, qui est assimilé aux charges permanentes et de service , la raideur (ES et El_z avec E , qui est le module de YOUNG, S qui lui est la section et I_z le moment d'inertie), des éléments de structure respecte la mise à l'échelle , c'est ainsi le comportement obtenu est purement élastique.

III .5.4 modélisation numérique

Nous ferons allusion sur l'utilisation conjointe de deux codes de calcul complémentaires en mécanique du milieu continu , on tiendra compte de la méthode des Eléments Discrets, beaucoup utilisé pour la représentation des massifs de sol constituant le toit de la cavité , la zone ou apparaitront des fractures et des chutes de blocs et le reste du massif de sol , qui est le siège de faible déformation , et le modèle de bâti, qui seront modélisés par un code normal de calcul basé sur la mécanique des milieux continus en utilisant les logiciels tels que PFC^{2D} et FLAC^{2D}, qui sont retenus pour la réalisation , mais pour la prise en compte de l'interaction sol-structure, qui sera modélisé au sein de FLAC^{2D}, ainsi l'interface entre les éléments de structure de ces deux logiciels n'est possible actuellement par l'extrême des procédures de couplage Itasca dans les deux programmes qui a un choix d'enrober les semelles de la structure dans les éléments volumiques FLAC^{2D}, qui sont interfacés avec les particules PFC^{2D}, ces zones ont une densité de maillage faible (2 fois 2 mailles), due à la nécessité de conserver une taille d'élément supérieure à plusieurs fois la taille d'une particule PFC^{2D}/4mm de diamètre.

III.6 COMPORTEMENT DES BATIMENTS

Les bâtiments vont se comporter par rapport à leur sollicitation due au mouvement du sol d'assise , c'est ainsi une déformation horizontale du terrain soit en compression ou en traction , qui ont une action sur la structure dont une poussée du terrain (uniquement pour la compression), et un frottement du terrain le long de la structure, c'est ainsi certain hauteur ont essayé de quantifier le taux de transmission pour des ouvrages rigides en béton ou en maçonnerie renforcée de fois pour des ouvrages souple métallique, comme l'étude de Boscardin et Cording (1989), l'ordre de grandeur de ce paramètre est de 10 à 30 pourcents , pour les bâtiments rigides , qui est de 30 à 100 pourcents pour les bâtiments souples .



Figure III.19.impact sur les bâtiments d'habitation

Mais pour la courbure du terrain, qui est de deux ordres, qui sont concaves ou convexes, dont la zone concave est située au centre de la cuvette, mais la zone convexe vers les bords de la cuvette, c'est aussi la question qui apparaît de nouveau, qui est l'évaluation de taux de transmission de la courbure du terrain, d'où la rigidité relative entre le sol et la structure joue alors un rôle essentiel.

Les structures, qui ont de faible hauteur, de grande longueur, avec des structures en plastique donc une structure souple en flexion subissant une courbure proche de celle provoquée par l'affaissement, mais celles qui ont de grandes hauteurs, petite longueur, mur en béton et maçonnerie qu'on appelle les rigides s'opposeront à la transmission de la courbure, plusieurs études ont porté sur le taux de transmission de la courbure ou de la déflexion du terrain au bâtiment tout en proposant une gamme de 15 à 50 pourcents pour des ouvrages rigides de 50 à 75 pourcents pour des ouvrages souples.

Et enfin, le comportement de l'ensemble vis-à-vis de toutes les déformations a fait l'objet de la particularité de certaines études due à la position de la fibre neutre de la structure, qui est modélisée par une poutre, c'est ainsi des études pour évaluer les dommages en milieu d'affaissement minier, qui semblent être empirique, car beaucoup plus basées sur l'exploitation de données d'observation de dommages des bâtiments en exigeant également des méthodes basées sur des calculs mécaniques (Deck 2002), d'où la grande partie de méthodes utilisent la déformation horizontale du sol comme un paramètre d'intensité pour évaluer le dommage des bâtiments.



Figure III.20.impact sur les bâtiments

Mais en ce qui est de l'analyse de vulnérabilité du bâtiment , qui est assimilé à un exercice difficile avec comme raison de la quantité d'ouvrage concernés , de l'incertitude relative à la sollicitation et aux différentes méthodes d'évaluation des dommages , par contre de difficultés similaires existent dans de nombreux domaines , particulièrement dans le texte de la vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa sismique comme pour notre cas lors des opérations de minage , c'est ainsi que cette fonction de la vulnérabilité définissent les dommages en fonction de l'intensité de l'aléas, d'où deux familles de méthodes sont généralement utilisées pour développer des fonctions de vulnérabilité, d'une part , les méthodes empiriques, fondées sur le retour d'expérience et sur des caractéristiques structurales sommaires des bâtiments, et qui sont utilisées à l'échelle de villes ou des régions , d'autres parts par des méthodes analytiques, qui sont beaucoup plus basées sur une modélisation sophistiquée du bâtiment , c'est ainsi que la méthode du Push –over utilise la courbe de capacité du bâtiment reliant les forces aux déplacements ou un modèle numérique complet en combinant avec un aléas (déterministe ou probabiliste), permet d'estimer l'endommagement de la structure.

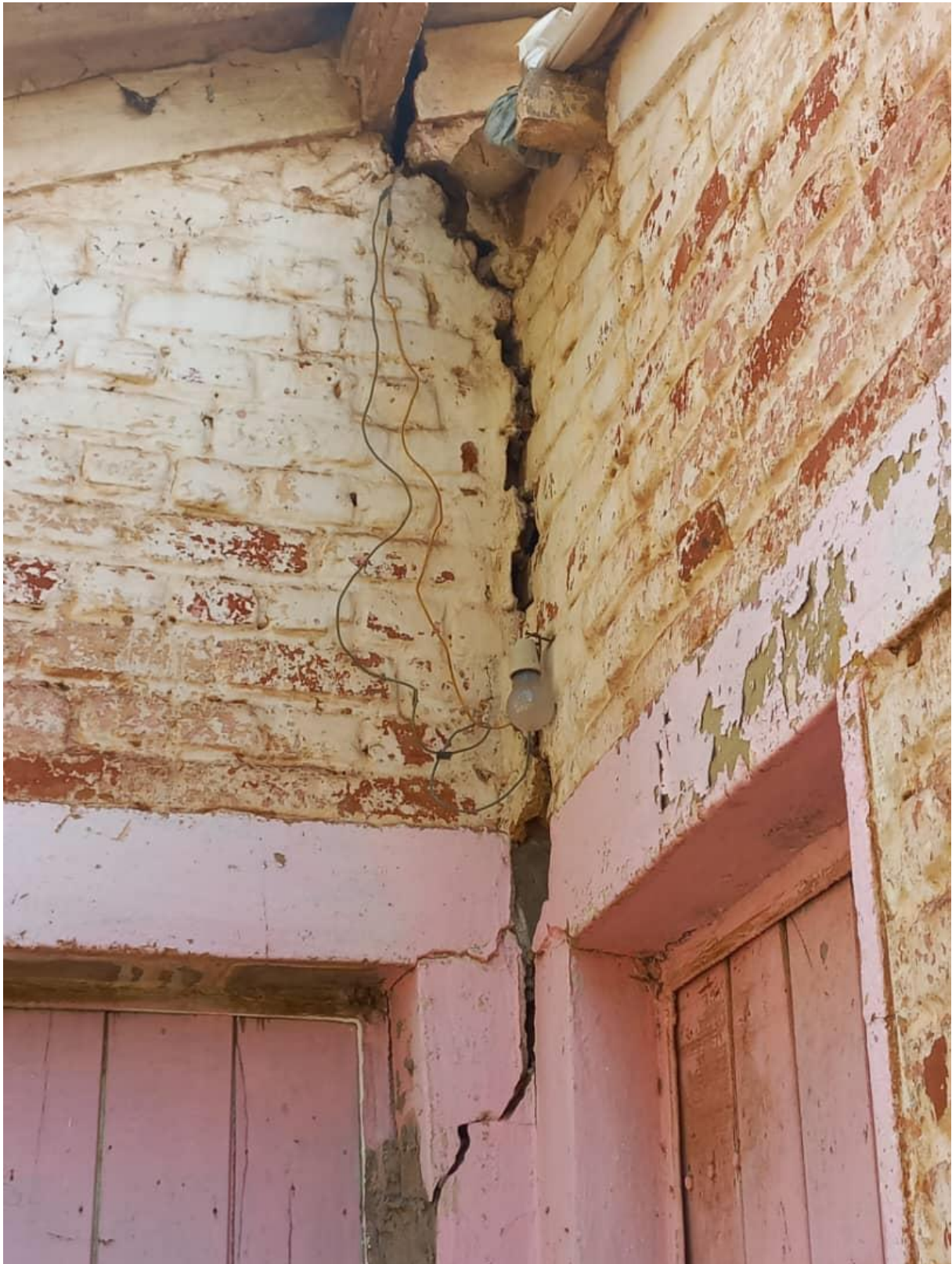


Figure III.21. Impact sur les ouvrages en Génie civil

III.6.CONCLUSION

Le sol a une importante capitale sur le point de son comportement vue la constitution ou aussi sa structure suite aux opérations de soutènement dans les différentes opérations minières, du point de vue de la stabilité

CHAP IV MODELISATION DE LA REMONTEE DE FONTIS EN PRESENCE DES MAISONS D'HABITATION

IV.1 INTRODUCTION

Les ouvrages de Génie-civil connaissent beaucoup de déformations suite aux travaux en souterrain, qui laissent des vides, c'est ainsi certaines méthodes théoriques, nous aiderons à faire ressortir des impacts qui ont des répercussions graves, ce qui fera l'objet de ce chapitre, d'où la zone prise en compte sera définie d'une manière qualitative sous une bonne orientation du site, ce facteur est très important pour avoir une idée claire et nette.

IV.2. DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE

Nous devons savoir qu'il y a plusieurs méthodes d'analyse géologiques (photogrammétrie numérique, levé topographique, stéréoscopique et autres...), qui nous permettent de localiser les volumes rocheux donc potentiellement instable, ainsi pour la détermination de la probabilité d'effondrement, qui se fait en prenant en compte une valeur importante de facteur selon le degré de précision de la méthode prise en compte, la zone de la mine à étudier est généralement déterminée d'une manière qualitative par une évaluation d'expert prenant en compte la prédisposition du site, qui peut être évoluer par les différentes approches entre autre l'étude des mouvements éventuels, actuels ou passés dans le secteur concernés ou sur un site équivalent, analyse du degrés de stabilité actuel et de son évolution, donc ces différents facteurs caractérisant le site (géologiques, géométriques, mécaniques, climatiques, sismiques, etc...). Il n'existe pas des règles générales concernant le choix de critères d'évaluation en dépendant de l'expérience de l'expert.

IV.3. MISE AU POINT DE LA MAQUETTE DES BATIMENTS

Ces ouvrages en Génie civil sont des structures capables d'être endommagés, lorsque le sol d'assise subit certains mouvement (gonflement, retrait, affaissement minier, influence d'une excavation), raison pour laquelle dans les chapitres précédents nous avons parlé de certaines méthodes mise en œuvre pour l'étude de comportement de ces ouvrages et leur vulnérabilité en zone en mouvement de terrain, qui mettent en évidence la nécessité de distinguer deux mouvements du terrain, dont le mouvement champ libre C , qui caractérise le mouvement subi par le terrain en l'absence de toute interaction avec un ouvrage correspondant à la déflexion maximale que le bâti est susceptible de subir sur l'hypothèse que la totalité du mouvement du terrain lui est transmise. On établit une relation géométrique entre la courbure du terrain, la déflexion et la longueur du bâtiment (Burland et Wroth 1974, Kratzsch, 1983).

$$C = L_2 / BR$$

D'où la déflexion transmise au bâti C , qui peut être significativement inférieure au déplacement en champ libre compte tenu des phénomènes d'interaction sol-structure et beaucoup pour des structures rigides, ainsi pour calculer la valeur, c'est difficile. Certains auteurs comme Deck et Singh ont comparé les résultats analytiques à des résultats numériques, la comparaison

montrait des différences qui donnait des explications en tenant compte d'un modèle simple du terrain et de la structure .

$$\tau = \frac{E.I}{Kw.B.L^4}$$

Avec :

- Kw : le module de réaction du sol (Pa/m) ;
- E.I : La rigidité à la flexion de la poutre ;
- E : module de Young du bâti ;
- I : moment d'inertie ;
- B : la largeur du bâti ;
- L : la longueur du bâtiment.

IV.3.1.RAPPEL DES LOIS DE COMPORTEMENT

A. Introduction

Des lois mathématiques ont été élaborées et des modèles de comportement ont connu un déploiement, afin de décrire plus facilement le comportement du sol, c'est ainsi les lois mathématiques ont été élaborées, avec des modèles de comportement, qui ont connu une description le mieux possibles sur le comportement du sol, d'où les lois de comportement les plus fréquents en mécanique des sols, sont des lois élastiques, hyperélastiques et elastoplastiques.

B. Modèle élastique linéaire

Le plus simple basé sur l'élasticité linéaire de Hooke, c'est ainsi la relation contrainte – déformation s'exprime en rapport de deux paramètres qui sont ;

- Le module de Young E ;
- Le coefficient de poisson Y (ou le module de compression K et le module de cisaillement G).La relation contrainte-déformation pour le cas d'un matériau isotrope s écrit :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}^e . d\varepsilon^e_{kl}$$

Avec:

- $d\sigma_{ij}$ et le tenseur incrémental de contrainte ;
 - $d\varepsilon^e_{kl}$ et le tenseur incrémental de déformation élastique ;
 - C_{ijkl}^e et la moitié élastique exprimée par E et V.
- $E > 0$ et $1 < V < 0,5$

C. Modèle élastiques non linéaires

Qui est une extension d'un modèle élastique linéarisé par morceau par utilisation des intervalles linéaires infiniment petits, tous ces paramètres dépendent des contraintes des déformations de sols ou de leurs invariants, ce modèle ne permet pas au sol de se dilater, c'est ainsi que nous avons les modèles hyperélastiques et les modèles hypoélastiques.

C.1. Modèle hyperélastique

Dans ce cas la disposition intrinsèque sont toujours identiquement nulle, d'où la relation contrainte –déformation pour un modèle pareille est :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial w_{ijkl}}{\partial \varepsilon_{ij}}$$

Avec :

- W : l'énergie libre de matériau, ce modèle est développé à la base du premier principe de la thermodynamique en présentant de difficultés d'intégration dans un code de calcul.

C.2. Méthode hypoélastique

Beaucoup plus exprimée sous la forme normale

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_m) d\varepsilon_{kl}$$

Avec :

- D_{ijkl} qui est le tenseur de la rigidité du sol

Dans ce modèle la constitution de la seconde classe des modèles élastiques non linéaire, ils ne dérivent pas d'un potentiel thermodynamique et sans plutôt issus des formulations empiriques basées sur l'expérience, ces modèles peuvent être utilisés pour décrire les relations de comportement élastique non linéaire isotrope, beaucoup de modèles basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols et des roches.

Ces modèles ont été développés en se basant sur deux approches, dont la première consiste à formuler les relations de comportement du modèle élastique linéaire avec une dépendance des modèles sécants vis-à-vis des invariants des contraintes ou de déformations.

La deuxième approche a comme base une représentation de la relation contrainte-déformation à partir de la courbe hyperbolique ou parabolique, qui est le modèle hypoélastique le plus utilisé en géotechnique.

D. Comportement élastique linéaire, parfaitement élastique

Ce sont des lois couramment utilisées en géotechnique du fait de leur simplicité, le tenseur des déformations totales se décompose en la somme de deux tenseurs dont :

$$\varepsilon = \varepsilon^k + \varepsilon^s$$

Avec :

- ε^k qui est la tension des déformations élastique ;
- ε^s La tension des déformations plastiques ou irréversible.

En plus le comportement plastique donne l'apparition des déformations irréversibles et s'appuie sur le critère de plasticité ou la surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et plastique, qui sur des règles d'écoulement plastique définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.

Par application de critères de Mohr-coulomb sur le sol pulvérulent (sable), et pour le cohérent à long terme (argile et limon), la surface de charge est :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 c \cos \varphi = 0$$

D'où σ_1 et σ_3 représente les contraintes principal extrême et le paramètre c représente la valeur de la cohésion des matériaux en admettant que φ l'angle de frottement.

IV.3.2. METHODE POUR L'EVALUATION DES DOMMAGES EN ZONE D'AFFAISSEMENT MINIER

Nous devons savoir que la plupart des méthodes sont empiriques et sont basées sur l'exploitation de données, qui sont axées sur les observations de dommages des ouvrages de Génie-civil, nous les classons en deux groupes dont :

Pour le premier groupe en faisant allusion à des abaques, un point sera mis sur la méthode de national Coal board (NCB 1975) et Wagner et Schumann (1991), qui évaluent les dommages par une fonction de la longueur des bâtiments et de la déformation horizontale du terrain. Figure IV.1 et Figure IV.2, ces auteurs ont proposé également un abaque de prévision des dommages en rapport de la déformation horizontale et de la pente du terrain figure IV. 3.

Pour le deuxième groupe , nous avons une association des méthodes américaines et polonaises, qui tiennent compte de plusieurs paramètres comme la largeur du bâtiment , la forme du bâtiment, la typologie de la construction et le type de fondation , c'est alors un nombre de valeurs est à définir pour évaluer le niveau de dommage du bâti , mais les abaques sont moins utilisés pour les ouvrages les plus courants tels que les maisons d'habitation d'une vingtaine de mètres , mais en se référant à la figure IV 2, qui a un abaque même que celui de NCB, mise en œuvre à partir des dégradations, et ces deux abaques montrent la différence pour les bâtiments d'une longueur inférieure à 50 mètres et négligeable .

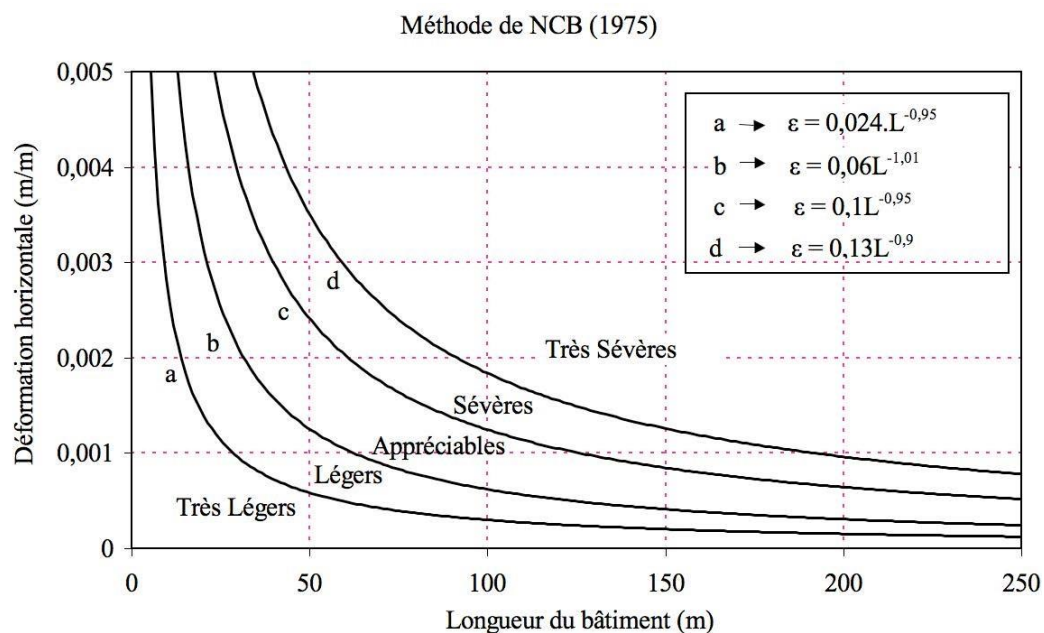


Figure IV.1 : valeurs sur les Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon le National Coal Board (1975)

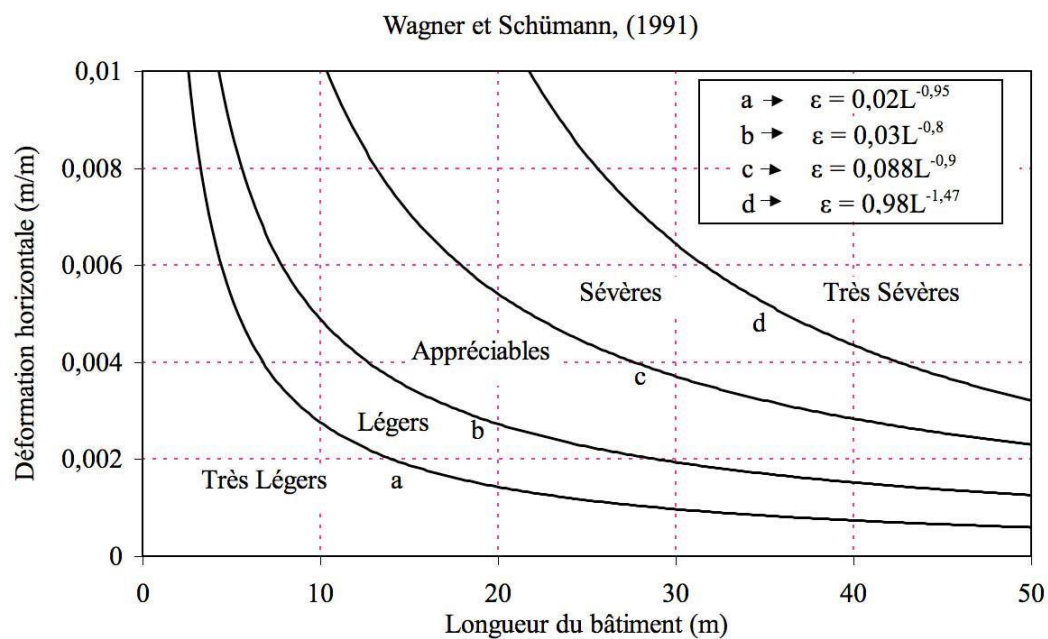


Figure IV.2 : Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la longueur de la structure selon Wagner et Schümann (1991).

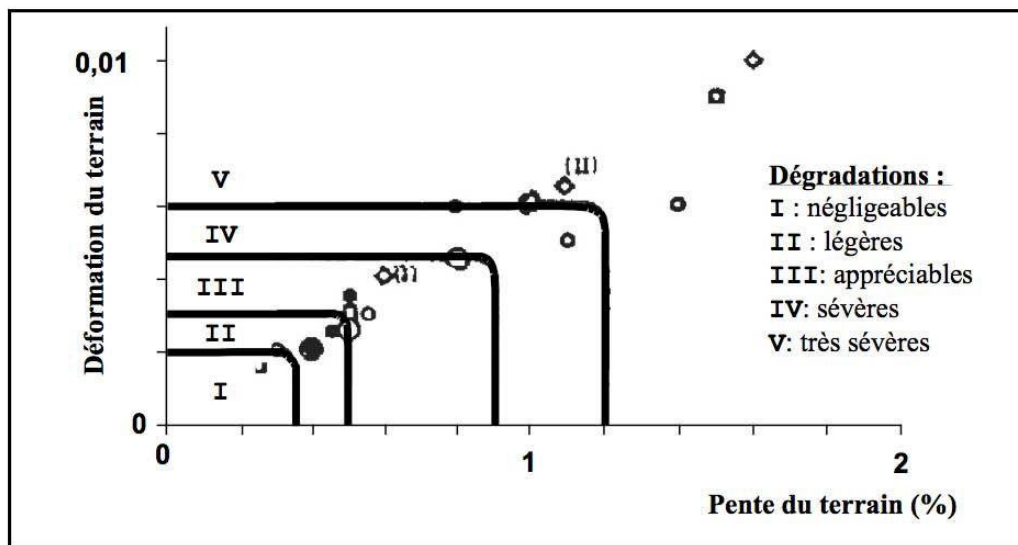


Figure IV.3. Abaques définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'inclinaison de la structure selon Wagner et Schümann (1991).

IV.3.3. CONSÉQUENCES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS SUR LES BATIS

C'est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol en faisant allusion à l'origine des mouvements et la vitesse de déplacement et deux catégories, qui sont distingués tel que le mouvement lents comme les affaissements, les tassements, les glissements, et le retrait, le gonflement et les mouvements rapides, les effondrements, les chutes des pierres et des blocs, il faut savoir que l'instabilité des cavités souterraines corrompt le comportement du sol autour, jusqu'en surface, la contrainte du sol crée un déplacement tout en produisant deux mouvements de terrain comme :

- Les effondrements localisés ou le fontis, qui résultent de l'éboulement de cavités proches de la surface, en se transformant sous une création d'entonnoir de faible surface ;
- Les affaissements, qui sont généralement lorsque les travaux sont à plus de profondeur possible.

Mais, les affaissements beaucoup plus, dus à l'exploitation minière en mode souterraine, laisse des vides abandonnés à des profondeurs considérables en de différentes conditions environnementales et climatiques, dans le cas de l'exploitation minière, les affaissements peuvent se produire par la rupture des piliers ou du recouvrement, à ce point plusieurs ont été prise en compte pour estimer l'affaissement et ses composants, raison pour laquelle certains auteurs les classe en groupe.

Mais pour les effondrements localisés (fontis), qui sont sous forme d'une cloche correspondant à une remontée localisée, soit par effondrement successifs des terrains ou de toit dans la cavité suivant ses caractéristiques géométriques et mécaniques, de fois cette cloche peut être amenée à déboucher brutalement à la surface. Certaines méthodes ont été développées afin de faire l'estimation d'affaissement et de ses composantes, certains auteurs

(Deck,2002) a mis en valeur, certaines formules mathématiques permettant de décrire les affaissements en surface, deux grandes familles , la première est basée sur l'inverse de la fonction exponentielle et la deuxième sur la fonction tangente hyperbolique, dans le calcul pour la courbure du terrain à partir des fonctions théoriques du profile d'affaissement vertical , ainsi l'équation ci-après est donné pour la courbure .

$$\frac{1}{R} = \frac{\frac{d^2 v(x)}{dx^2}}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{dv(x)}{dx}\right)^2\right]^3}}$$

$$\text{Si } \frac{dv(x)}{dx} \ll 1 \rightarrow \frac{1}{R} = \frac{d^2 v(x)}{dx^2}$$

N.B

Certaines formules nous permettent d'estimer les valeurs maximales du rayon de la courbure de la cuvette d'affaissement, raison pour laquelle certains auteurs s'accordent à évaluer le rayon de la courbure maximale en fonction de :

$$H^2 / A_m$$

Avec :

- H : profondeur de la mine ;
- A_m : affaissement maximal.

Tableau IV. 1 prévision de l'amplitude maximale

Auteurs	Pays	Formule
Prévision de l'amplitude maximale		
Kratzsch (1983)		$R_{\min} = K.H^2/A_m$ $K = 0,05 \text{ à } 0,3$
Yokel, Salmone et Gray (1982)	bassins miniers d'URSS et bassins miniers anglais (National Coal Board)	$R_{\min} = 0,172.H^2/A_m$ (ex-URSS) $R_{\min} = 0,077.H^2/A_m$ (National Coal Board)
Proust (1964)		$R_{\min} = 0,1.H^2/A_m$
$R_{\min}$: rayon minimal [m] A_m : affaissement maximal au centre de la cuvette [m] H : profondeur de l'exploitation [m]		

IV.3.4. COMPORTEMENT DES BATIMENTS SOUMIS A DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Pour chaque mouvement, on doit prendre en compte principalement l'effet de la déformation horizontale et de la courbure du terrain et de tous ces mouvements les plus essentiels, c'est la courbure qui importe plus, et nous allons beaucoup plus s'étaler sur :

- La déformation horizontale ;
- La courbure du terrain ;
- De la pente du terrain ;
- Globale.

A, COMPORTEMENT DES BATIMENTS VIS-A-VIS DE LA DEFORMATION HORIZONTALE

Cette sollicitation a une action sur la structure selon deux modes de transmission principaux donc la poussée de terrain autrement la compression et un frottement du terrain le long de la structure , des auteurs tels que Bascardin et Cording (1989), avait fait l'essai sur la quantification de taux de transmission pour des ouvrages de Génie-civil, qui sont rigides ou souples et leurs résultats est de l'ordre de 10 à 30 pourcents, pour le bâtiments rigides et de 30 et 100 pourcents pour les souples.

B, COMPORTEMENT DES BATIMENTS VIS-A-VIS DE LA COURBURE DU TERRAIN

D'une manière claire , nous avons une courbure concave et une autre convexe , la concave est plus au centre de la cuvette , mais la convexe vers les bords de la cuvette , selon certaines études menées sur le comportement des certaines structures en zone de courbure du terrain , pour une courbure concave à un effet global , qui augmente le rapport des contraintes verticales dues aux poids propres de l'ouvrage vers ses extrémités , si les courbures sont importantes, l'ouvrage peut être totalement déchargés à son centre et l'ossature subit donc une sollicitation à la flexion concave et des contraintes de traction vont apparaitre en fibre inferieur , alors il faut évaluer la courbure finale du bâtiment , mais dans la zone concave , l'augmentation des contraintes verticales sous les limites de la structure sera remarquable , d'où l'augmentation des contraintes verticales dans la zone convexe sera sous le centre de la structure, en résumé la courbure concave du terrain génère des fissures inclinées , concentrées vers le bas de l'ouvrage, et orientées depuis ses extrémités inferieures vers son centre , par contre la courbure convexe a un effet contraire , avec des fissures concentrées dans la partie supérieure de la structure, et orientées depuis le centre vers ses extrémités supérieures.

C, COMPORTEMENT DES BATIMENTS VIS-A-VIS DE LA PENTE DU TERRAIN

Ce comportement provoque une seconde distribution des contraintes dans le sol et beaucoup plus élevée en Aval et faible en Amont au-dessus d'une structure, il faut savoir que la pente provoque un changement de descente de charge au niveau de la structure avec des éléments porteurs, qui sont du côté de l'inclinaison, peut amener jusqu' à mettre en traction une partie de ces éléments, si l'inclinaison est assez forte, ce qui est à la base de l'effondrement de la structure.

IV.4 INTERACTION SOL-STRUCTURE

Un comportement est affiché dans l'interdépendance entre le sol sous des fondations et la structure basée sur ces fondations, qui est appelée interaction sol-structure, quand une fondation est sollicitée, elle se déforme et déforme aussi le sol, par une contrainte qui est soumise au sol, par une contrainte qui est soumise au sol en dépendance de sa rigidité, pour connaître l'état de contrainte au contact sol-fondation est très importante pour un dimensionnement réaliste des structures qui prend en compte le seuil de capacité portante du sol. Ainsi cet état de contrainte est susceptible d'être fortement modifié lorsque le terrain subit un mouvement (affaissement minier, retrait gonflement, etc.).

Beaucoup de recherches ont été développées avant que les méthodes numériques ne puissent être utilisées, certaines méthodes simples et efficaces qui tiennent compte des phénomènes d'interaction sol-structure en estimant les contraintes dans le sol et le déplacement des ouvrages, quant aux phénomènes d'interaction sol-structure, en estimant les contraintes dans le sol et le déplacement des ouvrages, quant aux phénomènes d'interaction sol-structure, qui fortement dépende de la raideur de la structure et du terrain, afin de les modéliser de manière satisfaisante.

C'est ainsi la raideur de la structure de ses matériaux de construction, sa forme et de sa structure, d'où les structures sont souvent modélisées par un élément de poutre, qui est caractérisé par sa rigidité (EI) en tenant compte de sa structure ou de ses fondations (Burland et al, 1977, Bowle, 1996), beaucoup de recherches traitant du comportement de la poutre posée sur un terrain, qui est beaucoup plus basée sur le modèle de poutre d'Euler-Bernoulli, qui la déformation est due au cisaillement est négligeable, on peut prendre en compte le modèle de la poutre de Timoshenko, qui tient compte de l'influence des déformations de cisaillement dans la structure (Cording, 2005).

La dépendance de la nature géologique et géotechnique de la raideur du terrain, bien qu'il a un comportement elastoplastique complexe, c'est ainsi que les méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure fait l'utilisation d'un modèle élastique par son comportement, mais ; lorsque la fondation est flexible sur un milieu élastique, est objet à la sollicitation d'une charge uniforme répartie, le sol aura une réaction, qui restera uniforme (pression de contact).

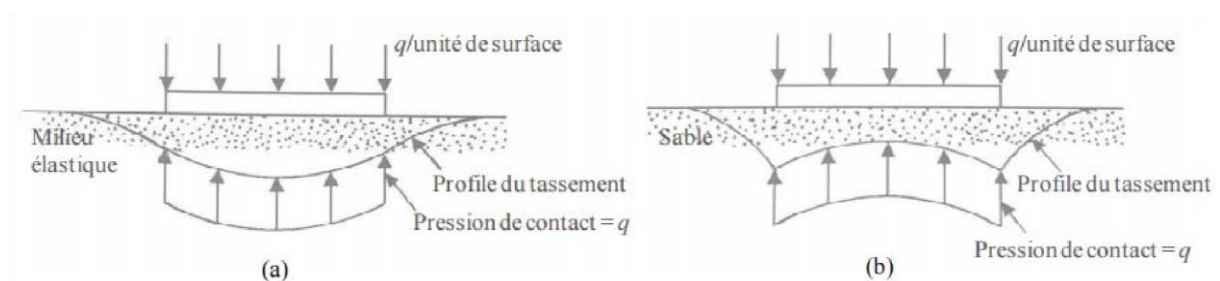


Figure IV.4 : Fondations flexibles, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999)

En faisant allusion à cette figure flexible, qui est reposé alternativement sur un sol fin ou granulaire , on verra que la différence du profil de tassement est due au manque de cohésion , dans le cas du sol granulaire , d'où il faut savoir que dans ces deux illustrations la pression de contact reste uniforme , par ailleurs la fondation souple se déplace et se déforme avec le terrain sans modifier l'état de contrainte dans le sol .

Mais , si la fondation est très rigide, on verra que le tassement restera identique sous la fondation pour tous les points , mais pour le cas d'un matériau granulaire , la réaction sera concentrée au milieu et surtout si il n y a pas de cohésion , le cas de terrain cohérent , la fondation rigide va ramener la contrainte vers les extrémités, et la réaction sera maximale aux extrémités (Mesta et Prat, 1999 ;Deck,2002),il faut savoir que la fondation rigide a du mal à se déformer , mais modifie l'état de contrainte de contact .

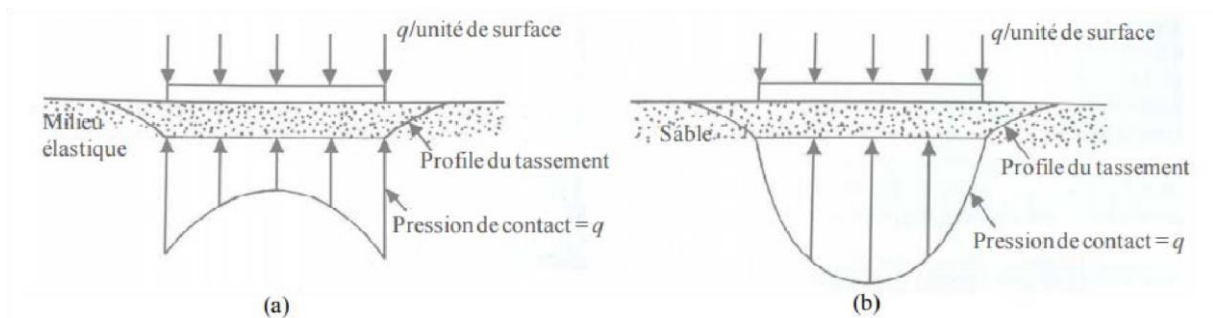


Figure IV.5 : Fondation rigide, a) matériaux élastiques fins, b) matériaux granulaires (Mesta et Prat, 1999)

D'une manière claire le comportement de la fondation montre la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui intervient dans des phénomènes d'interaction sol-structure, c'est ainsi la répartition de la pression de contact dépendra de la rigidité relative de la fondation (structure) et du sol.

IV .5 LES MODELES ANALYTIQUES DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

A ces points, nous ferons allusion de deux parties dont le sol et la structure, mais dans beaucoup de recherches la structure est beaucoup plus par une ou plusieurs poutres (Euler-Bernoulli ou Timoshenko), mais quand la modélisation se fait par plusieurs modèles, qui sont :

- Modèle de Winkler ;
- Modèle élastique ;
- Modèle de Filenenko-Borodich ;
- Modèle de Pasternak ;
- Modèle de Hetenyi.

IV .5.1. Modèle de Winkler

Il a supposé que la réaction du sol, au niveau de chaque point de la fondation est toujours proportionnelle à la déflexion de la fondation en ce point (Winkler, 1867), cette question

compte à modéliser le terrain par une référence de ressort élastique avec une constance de proportionnalité connue comme le module de la réaction du sol K_w donc :

$$P(x) = K_w W_{(x)}$$

Avec :

- K_w module de la réaction du sol.

Cette équation se combine bien avec les méthodes numériques et analytiques, tout en ayant deux inconvénients majeurs, qui en premier lieu ne prennent pas en compte l'interaction entre les ressorts, tout en négligeant le cisaillement vertical dans le sol, mais avec la conséquence que la discontinuité de déplacement, qui est créée entre les zones chargées sous la fondation et enfin en tenant compte de la plasticité pouvant se produire dans le terrain.

Ce modèle permet :

- Déterminer les efforts tranchants ;
- Déterminer le moment fléchissant ;
- Déterminer la charge d'ancrage et d'étalement.

Ce modèle nécessite une estimation de la résistivité élastique à de différents niveaux de deux côtés de la paroi comme le mur de soutènement encastré à plusieurs piliers avec une profondeur de la roche variable, qui sont généralement basés sur la mesure de la résistance au cisaillement non donnée ou de la densité est du niveau des contraintes.

IV.5.2. MODELE ELASTIQUE

Ce sont des modèles utilisées pour faire les estimations des mouvements de murs et du sol, pour le mur encastré, d'où les conditions du sol peuvent être modélisées comme linéaire, élastique, rigidité anisotropique diagonale, élastique non linéaire.

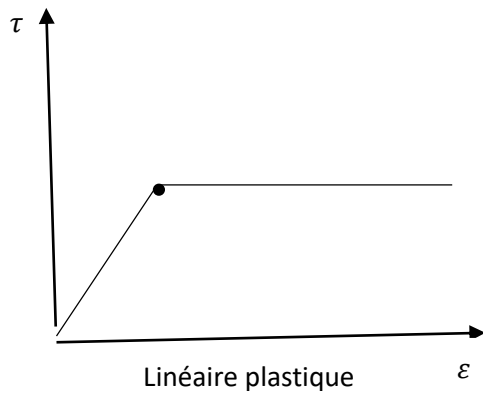


Figure IV.6 : valeur des contraintes

Nous devons savoir que le modèle linéaire élastique nécessite des paramètres de rigidité, qui sont soit le module de Young (E), ou le module de cisaillement (μ), mais ; la rigidité non homogène est requise même si le sol est uniforme, car la rigidité du sol est fonction de contrainte effective, qui augmente avec la profondeur, mais la non uniformité du sol peut être due, soit à la stratification du sol, la plupart généralement stratifiée avec des propriétés de résistance différentes dans chaque couche, mais la rigidité anisotropique est importante lors de l'analyse de mieux encastré dans le sol fortement surconsolidé, quand les contraintes instituent avant les excavations sont plus importante près de la surface dans la direction horizontale, que dans la direction verticale, l'horizontal est supérieur à la verticale et nécessite 4 paramètres dont le module de Young mesuré en vertical E_v , horizontal E_h , le coefficient de poisson μ_{vh} .

Alors le linéaire est utilisé dans la proximité d'un ouvrage de soutènement, il est pratique d'utiliser le module de Young non donnée, mesuré comme la sécante de la courbe contrainte déformation.

IV.5.3 MODELE DE FILENENKO-BORODICH

C'est un modèle proposé sur la base du modèle de Winkler pour mieux assurer la continuité des déplacements entre les ressorts individuels de Winkler en le connectant à la membrane mince, qui est soumise à une tension constante, la considération de l'équilibre du système membrane-ressort démontre que pour un problème en 2D, le tassement du sol associé à une charge répartie sera donnée par l'équation.

$$P(x) = KW(x) - TW''(x)$$

Ou :

- W : est le déplacement de sol ;
- K : est le module de la réaction de sol ;
- T : le module de Filenenko- Borodich ;

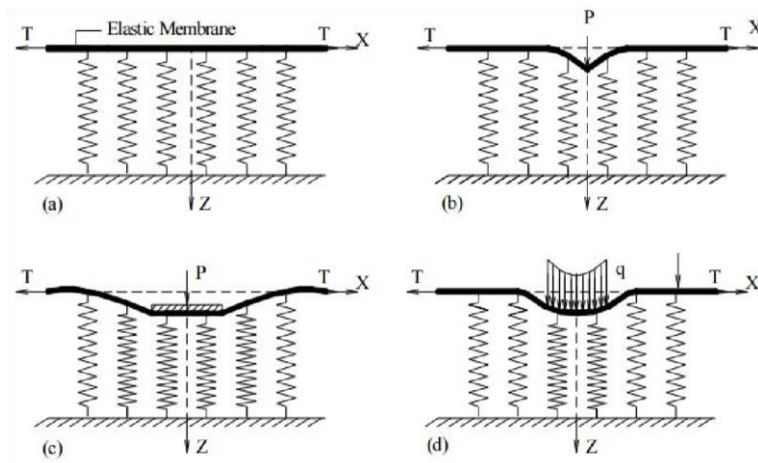


Figure IV.7 : Déformation du modèle de Filonenko-Borodich, (a) terrain sans chargement, (b) charge ponctuelle, (c) charge ponctuelle sur une fondation rigide et (d) charge répartie Filonenko-Borodich (1940).

IV .5.4. MODELE DE HETENYI

Hetenyi (1946) a dit l'interaction entre les ressorts indépendants du modèle de Winkler faisant par l'intermédiaire d'une plaque élastique, aussi la fonction est donnée par :

$$P_{(x)} = K w_{(x)} - \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} w$$

Avec :

- E : le module d'élasticité de la plaque ;
- H : la hauteur de la plaque ;
- V : coefficient de poisson des matériaux constituant la plaque.

Certaines approches développées afin d'étudier les phénomènes de l'interaction sol-structure tiennent à modéliser le bâtiment sous forme d'une poutre élastique d'Euler-Bernoulli, qui a une longueur L et une hauteur H, prise sur une longueur B, avec un module de Young E, sollicitons la par une charge uniforme q, sous une variable inconnue de distribution $P_{(x)}$, que nous appelons la réaction du sol, d'où l'équation de la réflexion sera donné par :

$$y''(x) = \frac{-M(x)}{EI}$$

Avec :

- Y(x) : la déformé vertical vers le bas
- M(x) : le moment fléchissant
- EI : la raideur de la poutre

Par une équation différentielle qui est de :

$$y''(x) = \frac{q}{EI} - \frac{p(x)}{EI}$$

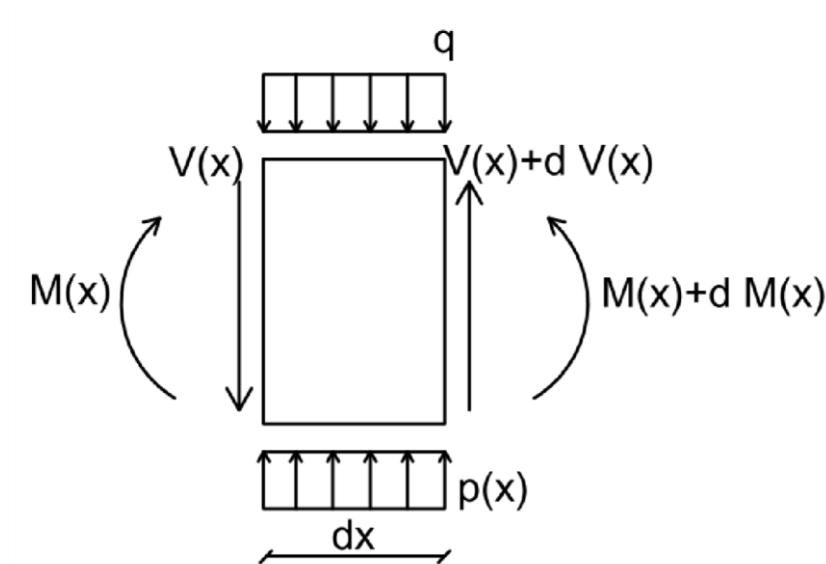


Figure IV.8 : Conventions de signes adoptés pour le modèle d'interaction sol-structure

N.B

Si le sol est en mouvement, et les environs du bâtiment change, beaucoup de paramètres vont jouer le rôle de déplacement, c'est pourquoi l'importance du phénomène d'interaction sol-structure dans le cas d'un mouvement a été trouvé d'une manière analytique, mais Deck et Singh (2010) ont proposé une approche analytique, afin de calculer le taux de transmission de la déflexion en champ libre pour le cas des excavations et d'affaissement minier, le module utilisé sert à rechercher la solution d'équilibre statique d'une poutre uniformément chargée posée sur un terrain initialement courbé avec une courbure donnée par le mouvement en champ libre.

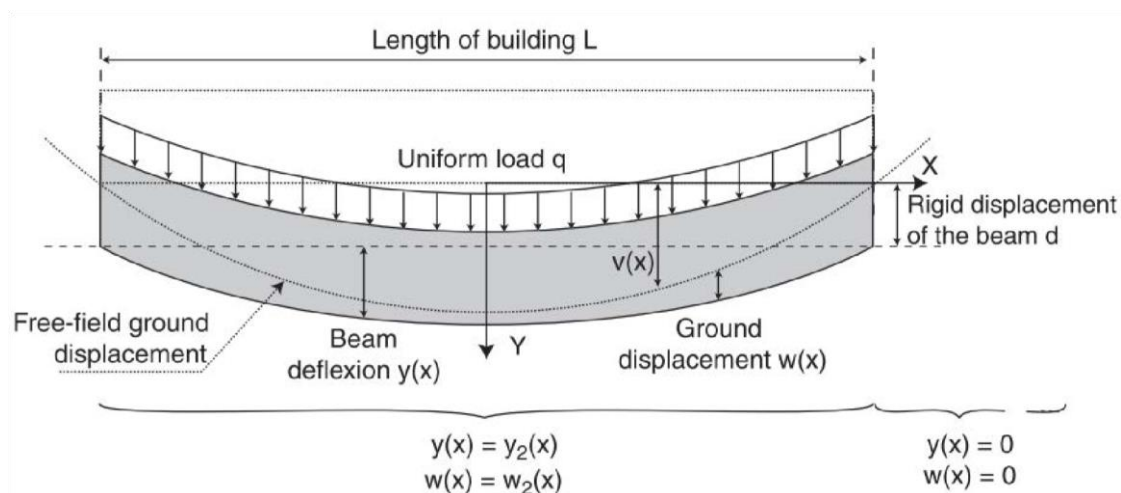


Figure IV.9 : Définition des déplacements du sol et du bâtiment lorsque l'équilibre statique est atteint (cas d'un contact complet entre le sol et le bâtiment) pour le modèle de Deck et Singh (2010)

Si on considère un terrain souple ($p=20$), le niveau de transmission de la déflexion va à 0, dans l'inverse, il tend vers 1, pour notre cas de la cité de Musonoi, nous avons des bâtiments souples sur un terrain rigide, tout en ayant une prise en compte pour le calcul de la déflexion finale, afin d'obtenir une estimation pertinente de son endommagement.

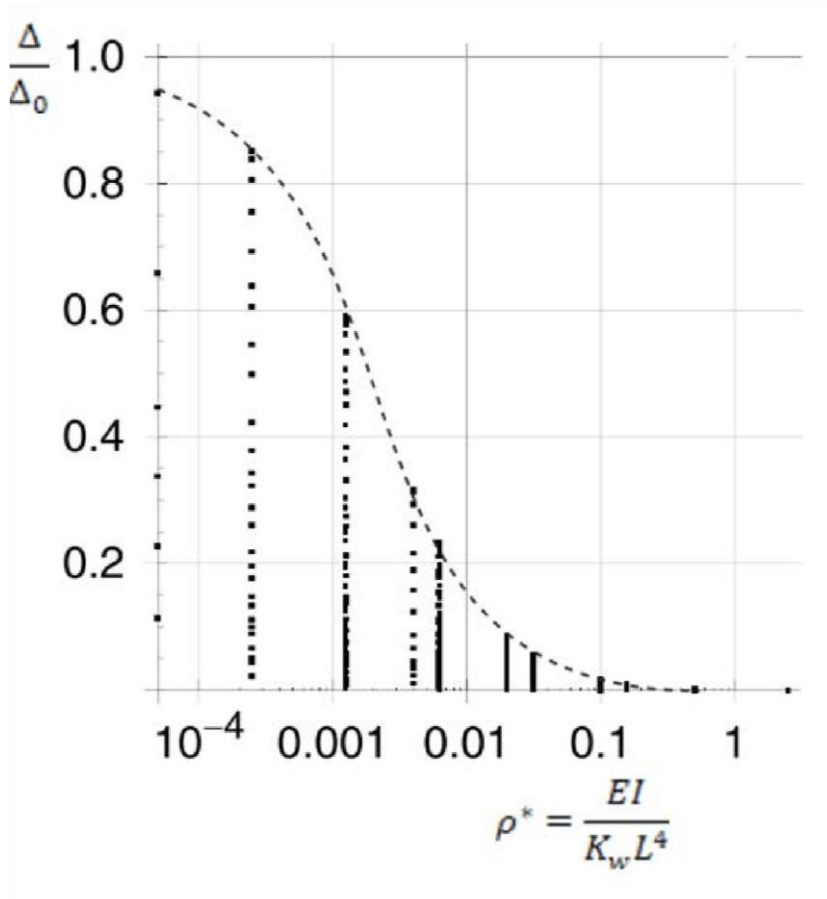


Figure IV.10 : Taux de transmission de la déflexion en fonction de la rigidité relative (Deck et Singh, 2010).

IV.5.5. FACTORISATION DES FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEES SUR LES METHODES ANALYTIQUES

Pour factoriser les fonctions de vulnérabilité par la méthode analytique, brièvement introduites et comparées pour choisir une famille de méthodes, nous serons obligés de prendre plusieurs familles, afin de définir la méthode analytique retenue pour le développement des fonctions de vulnérabilité par l'aide des méthodes analytiques en présentant les résultats eu pour des bâtis de la cité de Musonoi, mais il existe plusieurs méthodes analytique pour le bilan des dommages, ces méthodes considèrent le bâtiment comme une poutre au sens de la théorie des poutres au sens de la théorie (Timoshenko, 1957), qui a un déplacement (D) imposée afin de faire la modélisation de l'effet de la déformation horizontale du terrain; qui est imposée pour modéliser l'effet de la déformation horizontale

du terrain , on peut faire allusion à un calcul analytique définissant le critère de rupture de la structure pour définir le niveau de dommage .

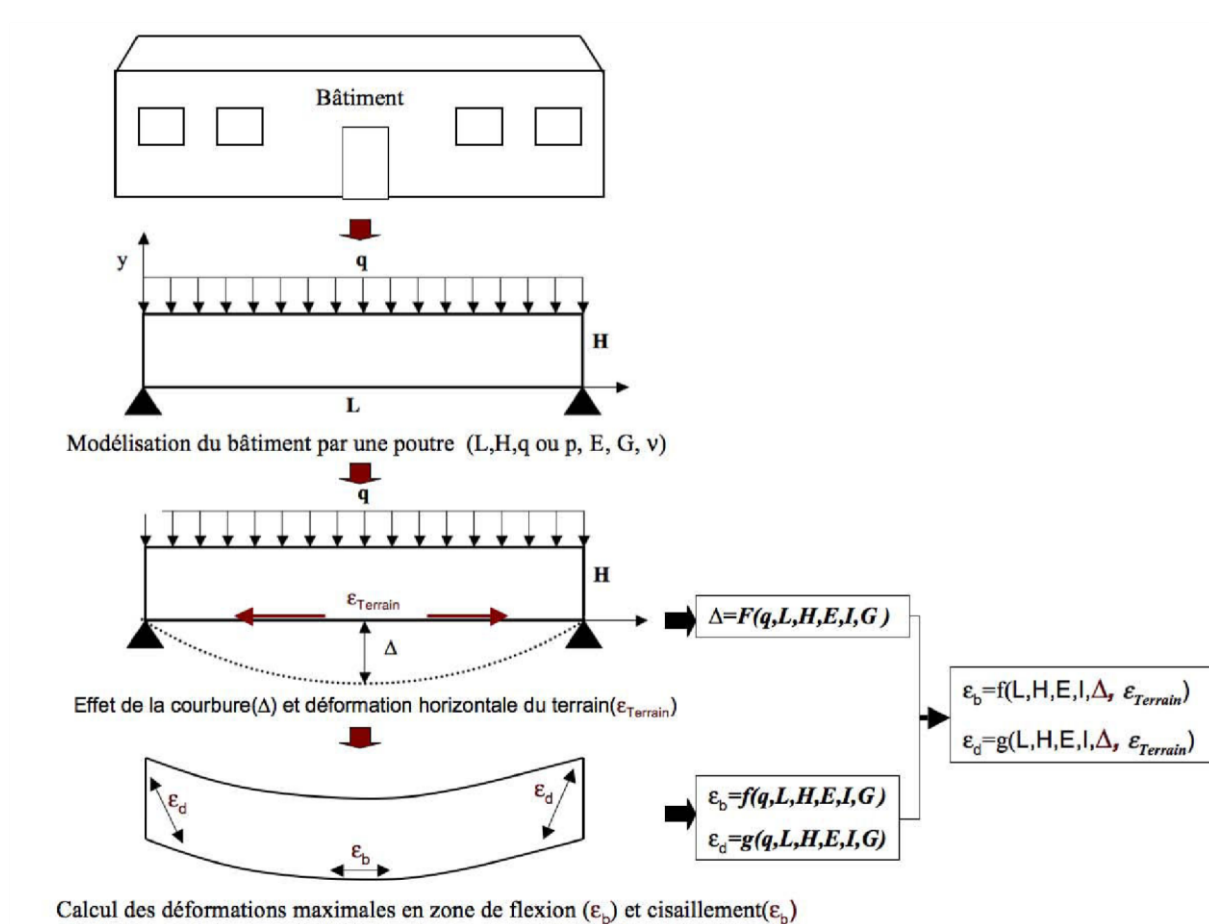


Figure IV.11 : Principes des méthodes analytiques pour l'évaluation des dommages en zone d'affaissement minier.

N.B

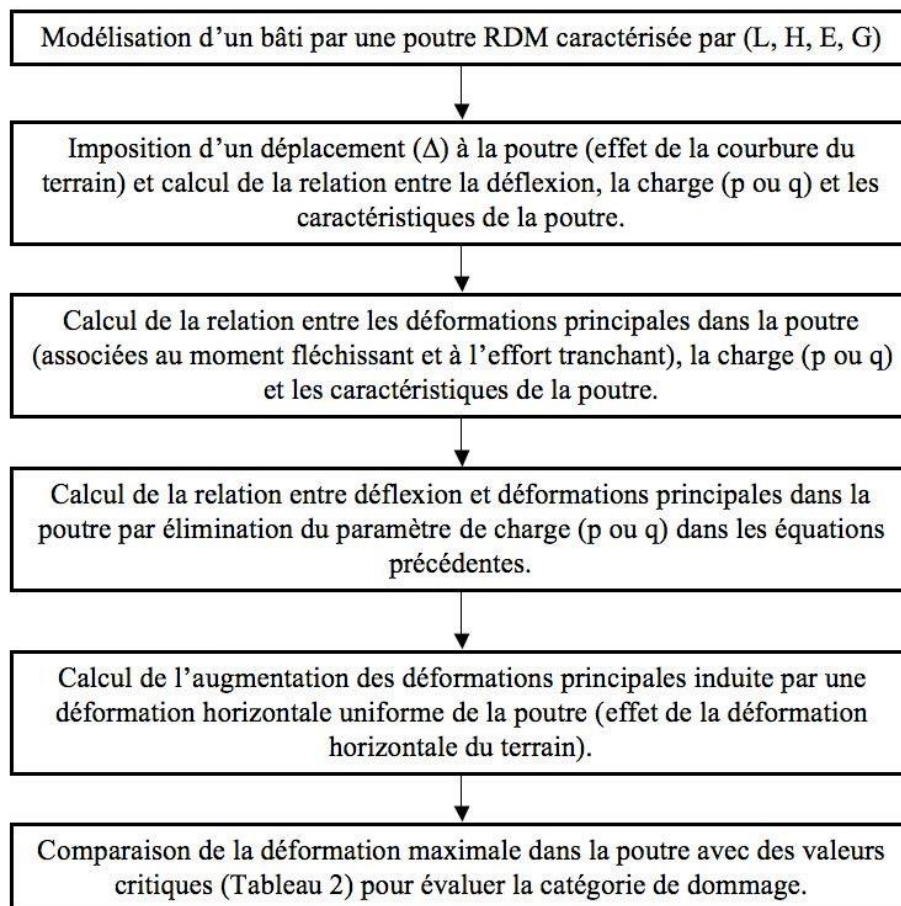
Pour la méthode analytique, nous ferions allusion à la méthode de Burland.

IV.6.CAS DE LA METHODE DE BURLAND

C'est parmi les méthodes analytiques que nous allons mettre en jeu, Burland a mis en jeu les points suivants :

A. Modélisation du bâtiment

Burland fait appel à la théorie des poutres en vue de la modélisation d'un bâtiment, les structures sont modélisées en poutres homogènes, qui ont un comportement élastique linéaire isotrope, la poutre repose sur deux appuis simples et est chargée verticalement par un effort ponctuel P ou répartie en q représentant son propre poids.



.Figure IV.11 : Principe de la méthode de Burland (1995)

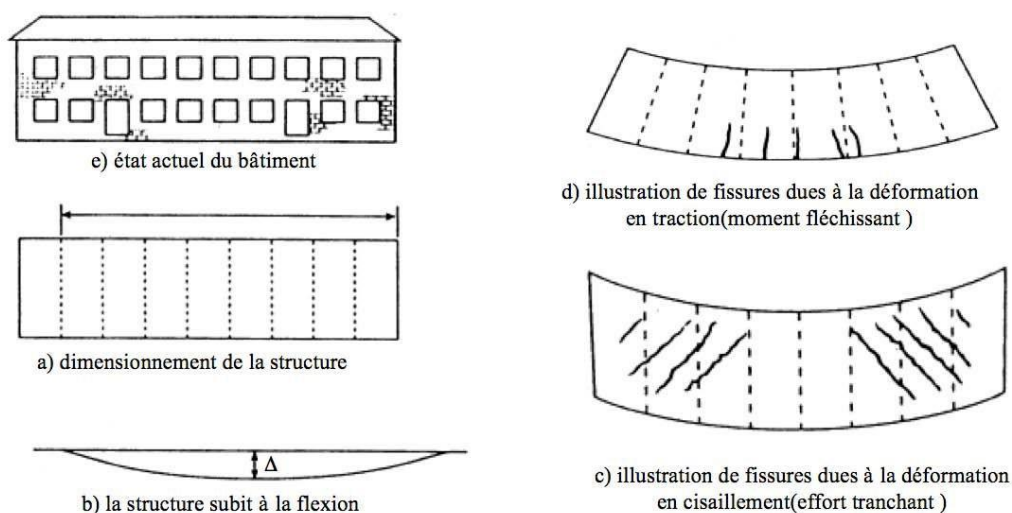


Figure IV.12 : Modélisation d'un bâtiment par une poutre selon Burland et al. [2004]

B. RELATION ENTRE CHARGEMENT ET DEFLEXION

Il a imposé une déflexion (D) au centre de la poutre, pour modéliser l'effet de la courbure du terrain, d'où cette déflexion imposée tient à modéliser les deux modes de déformations de la

poutre dont le premier est de déformation de type flexion et le second de cisaillement, en déduisant la relation entre Δ, E, G, P ou q, L, H d'après Timoshenko

$$\frac{\partial^2 y}{\partial^2 X} = \frac{-L}{EI} \left(M + \frac{\alpha EI}{AG} \cdot \frac{\partial V}{\partial X} \right)$$

Avec :

- Y : le déplacement vertical ;
- M : le moment fléchissant ;
- V : l'effort de cisaillement ;
- E : le module de Young ;
- G : le module de cisaillement ;
- I : le moment d'inertie de la section ;
- α

: la ratio entre la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement moyenne

: $\frac{3}{2}$ pour la section rectangulaire

- Pour la charge ponctuelle

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{PL^2}{48EL} \left[1 + \frac{12\alpha EI}{L^2 HG} \right]$$

- Pour le cas d'une charge répartie

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5qL^3}{38HEL} \left[1 + \frac{48\alpha EI}{5L^2 HG} \right]$$

Avec :

- L : et la longueur ;
- H : et la hauteur de la poutre.

Dans le cas de modéliser l'influence de la déformation horizontale du sol sur le bâti (Burland, 1995), comme d'autres auteurs tels que Boscardin et Cording (1989), ont imposé une déformation horizontale ε_h en plus de la déflexion de la poutre Δ . Cette déformation ε_n associée au moment de flexion et à la déformation horizontale aussi calculé par une suite de $\varepsilon_h, \varepsilon_a$ max

$$\varepsilon_n = \varepsilon_a \max + \varepsilon_h$$

D'où le tenseur des contraintes au niveau d'une des fibres extrêmes peut être calculé à mi-portée de la poutre, comme les directions horizontales et verticales sont des directions principales, quand la contrainte verticale est nulle donc pour le bord libre, on déduit la déformation horizontale max, qui est :

$$\sigma_{max} = \frac{MY}{I} = E \cdot \varepsilon_{Qmax}(a)$$

A savoir les contraintes σ_{max} et la deformation horizontale maximale induite par le moment fléchissant M et Y est la distance entre le haut de la poutre et la fibre neutre, d'où la valeur de M pour une charge ponctuelle ou repartie est calculée comme suit :

$$H = \frac{PL}{H} \quad (a)$$

Pour la charge ponctuelle

$$n = \frac{qL^2}{8} \quad (b)$$

Pour les charges reparties

En combinant les équations (a) et (b) par une relation entre Δ/L et ε_{max} indépendant de l'intensité du chargement on aura :

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{L}{12y} + \frac{\alpha I}{ytH} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Pour les charges ponctuelles ;}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{5L}{48y} + \frac{\alpha I}{ytH} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Pour les charges reparties.}$$

Prenons le cas de la section à forme rectangulaire ($\alpha = 3/2$) et que la fibre neutre est égale à la fibre moyenne ($Y = H$), alors l'équation précédente sera :

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{L}{6H} + \frac{3I}{LH^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Charges ponctuelles ;}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{5L}{24H} + \frac{3I}{LH^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Charges reparties.}$$

Par considération de la fibre neutre en bas de la poutre ($Y=H$), cette équation va s'écrire sous la forme de :

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{L}{12H} + \frac{3I}{2LH^2} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Pour les charges ponctuelles ;}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{5L}{48H} + \frac{3I}{2H^2L} \cdot \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{max} \quad \text{Pour les charges reparties.}$$

C'est ainsi pour modéliser l'influence de la déformation horizontale du sol sur le bâti, certains auteurs comme Burland (1995), Boscarding(1989) ont imposé une déformation horizontale ε'_h ; en plus de la déflexion de la poutre Δ , c'est ainsi la déformation maximale ε_{cr} , associée au moment de flexion et à la deformation horizontale, qui est donné par :

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon'_h$$

Ainsi pour le calcul de tenseur de contraintes au niveau de la zone critique, on se fait voir le cisaillement maximal, la valeur de l'effet tranchant est donnée par :

$$\mu = \frac{P}{2} : \text{charges ponctuelles}$$

$$\mu = qL/2 : \text{charges réparties}$$

La contrainte de cisaillement max sur une facette verticale est alors calculé par :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A} ; \text{d'où } A = lH$$

On peut aussi trouver la valeur de distorsion associé donc : $\gamma_{max} = \tau_{max} / G$

Dans le cas où la déformation horizontale du sol imposée à la structure est nulle, les contraintes normales sur les facettes verticales et horizontales seront nulles, d'où la déformation normale sur une facette horizontale est alors égale à zéro.

IV.5.6. ADAPTATION ET GENERALISATION DE LA METHODE DE BURLAND

Pour Burland, il propose plusieurs hypothèses ou adaptation, en ce qui est de la localisation de la fibre neutre et le choix des caractéristiques mécaniques de la poutre, qui est une question discutable, il considère (Burland) que dans la zone convexe, l'axe neutre est probablement situé au bas de la poutre en raison de la faible résistance à la traction des niveaux supérieurs du bâtiment en maçonnerie et de la forte résistance en traction au niveau de la fondation.

Mais, dans le cas des structures anisotropes, Burland (1995), propose des valeurs de E/G comprise entre 0.5 et 12.5 , le choix de cette valeur retient une difficulté dans la mesure ou les calculs analytiques sont réalisés à partir d'une modélisation des bâtiments par un matériau élastique isotrope (E/G nécessairement compris entre 2 et 3) ; par cette valeur , nous propose un modèle des bâtiments sous un poutre constituée d'un matériau isotrope traverse ; qui est caractérisée par 5 paramètres qui sont indépendantes donc deux modules de Young E_x et E_y deux coefficients de poisson μ_{xy} et μ_{yz} , et un module de cisaillement G_{xz} , en considérant ensuite l'hypothèse que les deux coefficients de poisons ont des valeurs similaires et aussi les modules de young $E_x = E_y = E$ et $\mu_{xy} = \mu_{yz} = \mu$

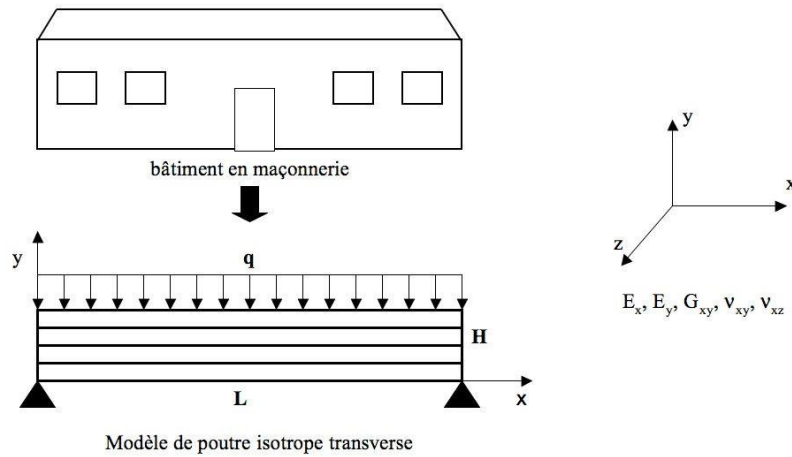


Figure IV.13 : Modèle de poutre isotrope transverse.

Pour une bonne généralisation, on peut faire recours aux abaques utilisées pour tous types de bâtiments en répétant la procédure pour toutes les valeurs de la déformation horizontales (ε_h), enfin de dessiner la courbe limite.

Dans le cas de cité de Musonoi, tous les ouvrages sont en maçonnerie, raison de la choix de la méthode de Burland , qui sera sur les relations entre les mouvements de l'affaissement en champ-libre et les mouvements transmis aux ouvrages , d'où toutes les méthodes analytiques qui sont basées sur les valeurs des mouvements transmis aux bâtiments (déformations et déflexion), qui peuvent être différents des mouvements du sol en raison des phénomènes d'interaction sol-structure , en prenant en compte les mouvements du sol en champ libre , la quantification de fraction de ces mouvements, qui sera effectivement transmis aux bâtiments , pour résoudre cette difficulté, le développement de ces deux coefficients d'interaction sol-structure K_Δ et K_g et ensuite , il faut passer de deux critères d'intensité à un seul critère tout en utilisant la déformation horizontale et la déflexion jusqu' à la détermination de la prise du paramètres d'intensité .

IV.5.6.1. PARAMETRE UNIQUE D'INTENSITE

Pour un développement des fonctions de vulnérabilité, on peut définir des valeurs à quantifier l'intensité d'un affaissement , donc le critère d'intensité, qui est utilisé par les méthodes analytiques, même Burland a fait allusion à cette application tout en essayant de déterminer une relation entre la déflexion et la déformation horizontale , il faut savoir qu' il existe une relation entre la déformation horizontale du terrain $\varepsilon_{terrain}$ et le rayon de courbure du terrain $R_{terrain}$

$$\varepsilon_{ground} = K_{site} \sqrt{1/R_{ground}}$$

Avec :

- K_{site} coefficient qui est fonction de chaque site minier pour la mine de chaleur en charbon d

Il est de 0,36 selon Wager et schümamn

Fautes des valeurs de K pour notre cas, nous nous referons à la mine de charbon, qui est dans la ville de Lorraine vue les méthodes d'exploitation, qui sont les mêmes avec K égale à 1.25 (Deck, 2002 et Al Heib 2002), d'où il est possible d'estimer la valeur de K_{site} entre 0.1 et 0.2 en adoptant pour les dimensions de nos ouvrages sur le site en question de Musonoi.

D'où c'est possible de calculer la relation géométrique entre la courbure du terrain, la déflexion et la largeur du bâtiment, Burland a fait obtenir la relation entre la déflexion de la structure et la déformation horizontale du terrain qui est :

$$\Delta_{ground} = \frac{L^2}{8R_{ground}}$$

$$\frac{\Delta_{ground}}{L} = \frac{\varepsilon_{ground}^2}{8R_{site}^2} \cdot L$$

$$\frac{\Delta_{structure}}{2} = \frac{K\Delta}{K_{\varepsilon}^2 \cdot K_{site}^2} = \frac{L\varepsilon_{structure}^2}{8}$$

C'est ainsi l'évolution des dommages des bâtiments dans les zones d'affaissement minier , nous devons nous assurer que l'estimation de la déformation horizontale du terrain $\varepsilon_{terrain}$ est primordialement definit tout en quantifiant les trois coefficients caractérisant l'interaction sol-structure ($K_{\varepsilon}, K_{\Delta}$), qui dans le contexte des exploitants de mines est K_{site} , c'est aussi possible d'évaluer la déformation transmise à la structure $\varepsilon_{structure}$ en remplaçant toutes ces valeurs dans les abaques de prévision des dommages .

Pour notre site de Musoinoi l'utilisation de ce coefficient est difficile à définir suite aux nombreuses études qui ne sont pas suffisamment avancées, mais ; par les études sur l'analyse des cuvettes d'affaissement pris pour le cas de Auboué-coinville, ont permis de trouver une valeur maximale de la courbure à partir des courbes d'iso-affaissement .Application et comparaison avec les dommages observés dans les bâtiments en maçonnerie de la cité de Musonoi .Pour notre site la majorité des bâtiments est classée en un groupe, ce sont des bâtiments en maçonnerie non renforcée (MNR), et le tableau ci-dessous représente les valeur de différents paramètres.

Tableau IV.1 Tableau de la variabilité des paramètres et des caractéristiques des bâtiments impactés par des affaissements minier dans le site de Musonoi

	Bâtiment				Interaction sol-structure		
Type de bâtiment	Longueur (m)	hauteur	E/G	V	K_{site}	K_{Δ}	K_{ε}
MNR	20 - 30	10 - 15	10 - 15	0.2- 0.3	0.1 – 0.2	40 à 80,,,,	10 à 30,,,,,

Vu la longueur de ces bâtiments qui varient de 20 à 30 mètres avec une hauteur de 10 à 15 mètres , mais certaines informations ont permis de structurer la base de données avec 4

catégories de dommage , qui sont nuls, architectural , fonctionnel et structurel , c'est possible de considérer une équivalence entre ces quatre niveaux , le niveau de dommage nul, qui correspond à C₀,C₁ architectural,C₂ fonctionnel ,C₃ structurel, cette base de donnée d'ouvrage réels impactés par le synthèse de groupement des bâtiments à chaque niveau de sollicitation , par la détermination moyenne de la déformation horizontale ,,,,,,,et la moyenne des dommages ,,,,,,de chaque groupe de bâtiments.

Tableau IV.2

	MUSONOI		
	u1	U2	U3
≤2	1	1,3	34
2-4	2,9	2,43	14
4-6	4,9	3,63	8
6-8	7	3,6	5
8-10	9	3,5	12
≥10	12	3,4	16

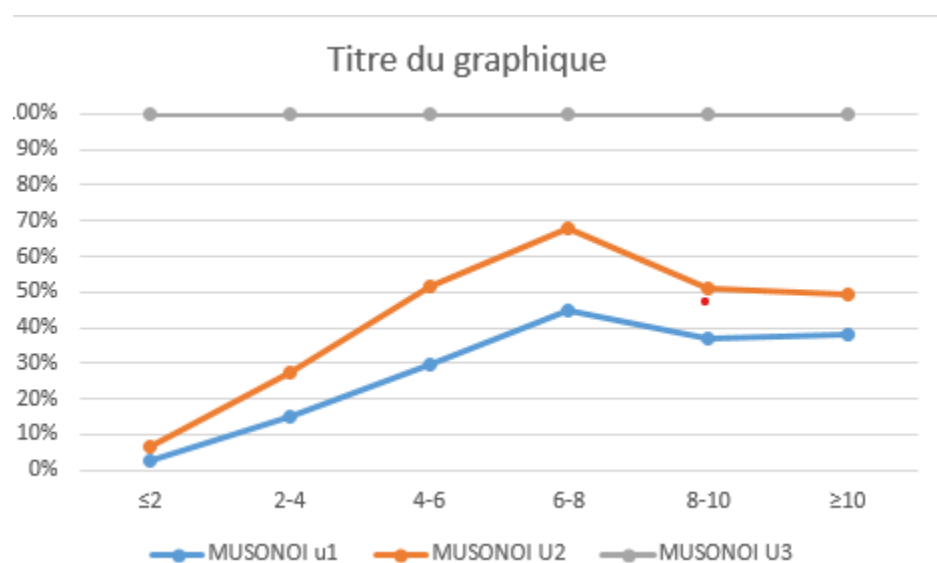


Figure 51

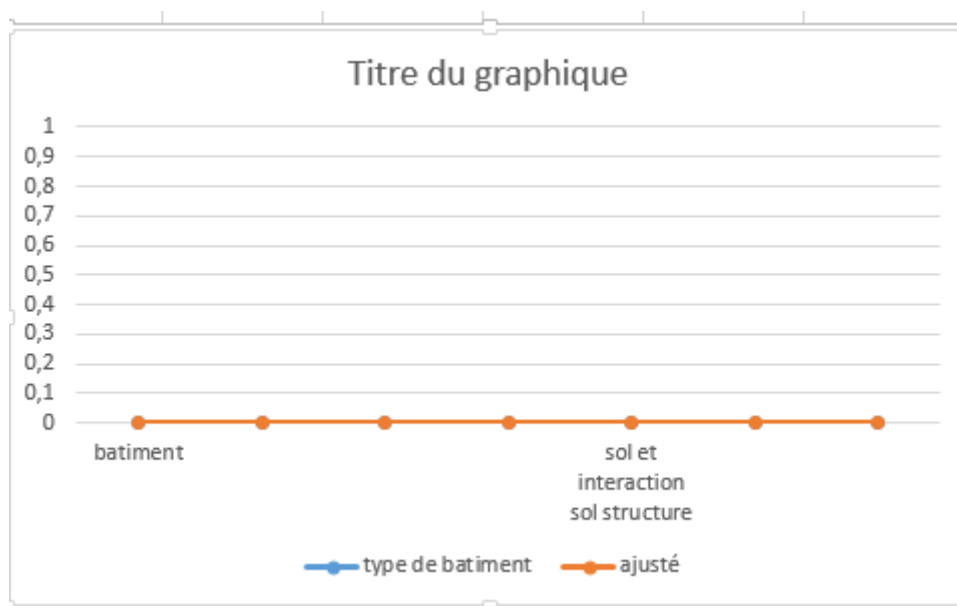
Cette figure nous donne l'état des dommages observés par des valeurs minimum et maximum de la déformation horizontale, mais les fonctions de vulnérabilité tendent à sous-estimer les dommages pour une valeur minimum de moins de 3 mètres, mais quand on ne prend pas compte des dégradations initiales du bâti associées à des phénomènes de vieillissement ou de tassement différentiel, les méthodes analytiques ne met pas en compte l'existence locale des bâtiments plus résistants (un bon enchevêtrement lors de la construction). Le deuxième aspect porte sur l'incertitude relative à la détermination de deux coefficients d'interaction sol-structure.

IV.5.6.2. LES OUVRAGES DE GENIE-CIVIL DE LA CITE ET LA CONSTRUCTION D'UNE BASE DE DONNEES

Le principe qui sera utilisé pour le développement des courbes de vulnérabilité et fragile en choisissant une méthode d'évaluation sur des dommages et un critère d'intensité, nous allons nous baser sur les ouvrages de Génie-civil de la cité de Musonoi, qui sont des bâtiments de différents paramètres (L, H), donc des bâtiments en maçonnerie non renforcée, d'où les coefficients d'interaction sol-structure K_{Δ} et K_c ont des valeurs plus faibles.

Tableau 4

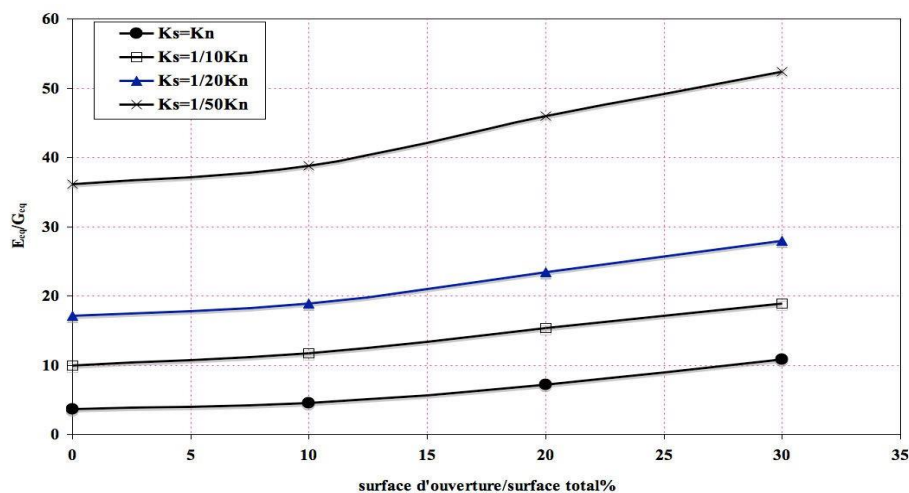
	batiment				sol et interaction sol structure		
type de batir	longueur(m)	hauteur (m)	E/G	V	Ksite	K_{Δ}	K_c
MMR	20-30	7-9	10-15	0,2-0,3	0,1-0,2	50-70%	35-45%



De ce fait la longueur et la hauteur utilisées sont choisies pour être représentatif en se référant à Lawrence et Rots (1993), qui avaient pris les valeurs des coefficients de poisson, afin de calculer le maximum de la déformation aux extrémités du bâtiment (zone de cisaillement maximale), qui des valeurs comprise entre 0.2 à 0.3, ces valeurs sont en accord global avec des études expérimentales sur le comportement mécanique des maçonneries.

Mais ; les paramètres E/G est trouvé à partir des résultats obtenus par Son et Gording (2008), qui ont trouvé la rigidité normale des bâtiments en maçonnerie avec les logiciels, on définit les paramètres de $E/G(E_{eq}/G_{eq})$, en rapport des valeurs d'ouverture (fenêtres) et du ratio de rigidité tangentielle et normale des joints (K_s/K_n), c'est pourquoi la figure ci-dessous montre que E_{eq}/G_{eq} augmente avec l'effet de faire agrandir la surface d'ouverture tout en diminuant de K_s/K_n , ce cas peut être conforme à une augmentation de l'influence des déformations associées au cisaillement par l'augmentation de cette surface d'ouverture, tout en diminuant la raideur tangentielle, c'est ainsi que les bâtiments de la cité de Musonoi (RM), qui sont supposés relativement confinés sous la présence de renforcement en considérant K_s/K_n proche de 10, par définition le paramètre K_{site} est pris parmi trois gammes de variation pour adapter les courbes du vulnérabilité à de différents contextes d'exploitation minière, mais les coefficients K_{Δ} et K_{ϵ} choisis selon les deux figures ci-dessous par des résultats de Boscardin et Cording (1989) et Potts et Addenbrook (1996)

Figure 45



CONCLUSION

Le déplacement que connaît ces ouvrages fait allusion à l'origine des mouvements, qui sont lents, et du aussi à l'instabilité des cavités souterraines, ce qui fait apparaître à la surface des déformations énormes, par application des ultimes valeurs, et ce mouvement sont sur plusieurs formes tout en donnant agissement sur les ouvrages de Génie-civil, par des valeurs théoriques des certains auteurs, qui ont dit que le sol que suite à ce phénomène les entours des bâtiments changent.

CONCLUSION GENERALE

L'exploitation minière crée de grands dégâts sur l'environnement suite à certaines méthodes d'exploitation , c'est ainsi le nombre des cavités souterraines naturelles ou des vides anthropique créent des dégradations , qui seront probablement ancrées à l'effondrement , ce qui crée une source de danger en induisant une contrainte forte au niveau des aménagements et du développement urbain , d'où les fontis représentent une des formes possibles de ces aléas ,qui donnent naissance à des mouvements de sol en surface, qui peut produire des désordres sur les ouvrages construits en surface, et aussi pour les ouvrages enterrés , ces mouvements peuvent trouver leur provenance dans l'existence des mines souterraines lors la poursuite de la matière première suite aux vides laissés par les méthodes d'exploitation , qui peuvent représenter un aléas parce que le terrain sous-jacents peuvent s'affaisser.

Beaucoup de zones sont considérées par ce problème de fontis ; pour notre cas presque toutes les citées à côté de l'exploitation minière sont sujets à ces phénomènes et subissent les différentes pathologies ; l'aléa de mouvement de terrain varie d'un bassin à un autre, d'où le risque pour la population et pour les bâtis est la résultante des enjeux mis à cause. En fonction des caractéristiques des cavités ; laissées par les modes et les méthodes d'exploitation en souterrain, la définition des mouvements de terrains, qui apparaissent de ces zones sollicitées par ces cavités souterraines, fait appelle à une maîtrise dans le cadre d'un massif de sol en l'absence de structure en surface, et leur étude de la stabilité portera sur celle qui peut engendrer une remontée de fontis, il s'agit d'une rupture localisée, cela peut se produire au toit de la cavité ;au niveau des pilier ; à un carrefour d'exploitation, en ce terme nous ferons allusion à des approches empiriques basées sur le retour d'expérience et sur des mesures provenant de cas de fontis avérées ,ainsi l'observation et l'analyse de ce cas permet de formuler un jugement sur l'aléas fontis d'une zone géographique, mais ne permet pas de quantifier ;par contre une approche analytique sera basées sur la résolution des équations d'équilibre mécanique reliant les états de contraintes – déformations dans le milieu concerné ;fréquemment et surtout utilisées pour l'analyse de la stabilité du toit de la cavité, cette méthode est la plus simple et peu couteux, par la suite les méthodes numériques sont des outils généraux de résolutions de systèmes complexes, qui ne fournissent cependant qu' une solution approximative au problème, l'intérêt réside dans leur capacité de prendre en compte des paramètres très variés, elles sont beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être, La zone a étudié est généralement déterminée de manière qualitative par une démarche d'expert prenant en compte la prédisposition du site, cette prédisposition sera évaluée par les différents approches, l'étude des mouvements éventuels, actuel ou passée, l'analyse du degré de stabilité actuel et de son évolution à partir de différents facteurs caractérisant le site , L'étude sera assimilée à un modèle physique ,puis à un modèle numérique et la méthode d'exploitation nous fera référence à des cavités souterraines, qui sera représentée et inspirée d'un cas réel ,la réalisation du fontis choisi sera orientée vers une cavité de petites dimensions sous un recouvrement faible ,afin d'envisager un modèle réduit avec une échelle géométrique raisonnable ,ainsi les propriétés seront inconnues ,elles seront obtenues à partir des données de l'entreprise ,puis vérifier au laboratoire sur base de différents essais de la mécanique des roches , d'où la mine de Kamoto est exploitée par des galeries de 5 fois 6 mètres et des chambres de 6 fois 12 mètres.

La réalisation de ce fontis est remaniée à l'étude des mouvements des terrains ; ainsi que leurs caractéristiques, dans ce cas, on voit la répartition des charges selon leur milieu et leur comportement, ces mouvements à des risques sur la population et créera des dommages néfastes sur le plan du développement.

BIBLIOGRAPHIE

Abbass Fayad, A. (2002). *Étude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et les traitements apportés aux conséquences induites en surface*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL), École des Mines de Nancy, 18 juin 2002.

AFTES (2003). *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, revue bimestrielle, n° 177, mai-juin 2003, pp. 138–186.

Boscardin, M. D., & Cording, E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(1).

Boussinesq, J. (1878). Équilibre d'élasticité d'un solide isotrope sans pesanteur, supportant différents poids. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences de Paris*, 86.

Burland, J. B. (1995). Invited special lecture: Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Vol. 3.

Burland, J. B., Broms, B. B., & De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 495–546.

Deck, O. (2002). *Étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.

Dominique, Ngoie. (2010). *Cours des méthodes d'exploitation en mines souterraines*. République Démocratique du Congo.

Gerard, G. F., & Taylor, R. K. (1998). Collapse mechanisms of shallow coal-mine workings from field measurements. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publication*, Vol. 1, pp. 181–192.

Hetényi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundation: Theory with Applications in the Fields of Civil and Mechanical Engineering*. Ann Arbor: The University of Michigan Press

Kamulete Mudianga, M. (2010). *Cours d'exploitation des mines*. UNILU, République Démocratique du Congo.

Kratzsch, H. (1983). *Mining Subsidence Engineering*. Springer-Verlag.

Laoufa, F. (2005). *Stabilité des carrières : analyse critique de quelques méthodes analytiques*. Actes du séminaire de restitution et de valorisation des travaux INERIS-Réseau des PLC, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 11 mai 2005.

NCB (National Coal Board). (1982). *The Treatment of Disused Mine Shafts and Adits*. NCB Library, 82 p.

Ngoy Kyalwe. (2010). *Cours de géologie du Congo*. UNILU, République Démocratique du Congo.

- Olivari, G.** (1975). *Cours de mécanique des sols*. École Centrale de Lyon, France.
- Piggott, R. I., & Eynon, P.** (1978). Ground movements arising from the presence of shallow abandoned mine workings. In *Proceedings of the Conference on Large Ground Movements and Structures*, UWIST, Cardiff, Geddes, J. D. (Ed.), Pentech Press.
- Singh, K. B., & Dhar, B. B.** (1997). Sinkhole subsidence due to mining. *Geotechnical and Geological Engineering*, 15(4), pp. 327–341.
- Taylor, J. A.** (1988). Mining instability and the misuse of the 10-times-seam-thickness rule. *Proceedings of the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, Portugal, 9–13 July, pp. 63–68.
- Terzaghi, K. V.** (1955). Evaluation of coefficient of subgrade reaction. *Geotechnique*, 5(4).
- Timoshenko, S.** (1957). *Strength of Materials – Part I*. D. Van Nostrand Company, Inc., London.
- Tritsch, J. J.** (1995). *Évaluation des méthodes et du coût de la mise en sécurité des populations menacées par les risques d’effondrement de carrière*. INERIS, Réf. SSE-JTr/CS 24EA03/R02.
- Tshibangu, J.-P.** (2008). *L’exploitation des ressources minérales par chambres et piliers*. Journée SBGIMR, 5 mai 2008.
- Vachat, J.** (1982). *Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne*. Mémoire de diplôme d’ingénieur, CNAM, Paris.
- Winkler, E.** (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit* [On Elasticity and Fixity]. Dominicus, Prague.