

THESE

Présentée devant

L'ECOLE CENTRALE DE LYON

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR

Spécialité

GENIE CIVIL

Par

YUGUANG CHEN

Titre

Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD

Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont

Soutenance le 19 décembre 2012 devant la commission d'examen composée de :

Mme. Arezou MODARESSI	, Rapporteur
M. Pierre-Yves HICHER	, Rapporteur
M. Eric VINCENS	, Directeur de thèse
M. Francesco FROIIO	, Co-Directeur de thèse
M. Jean-Jacques FRY	, Examineur
M. François LAIGLE	, Examineur
M. Etienne FROSSARD	, Examineur

Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes

REMERCIEMENTS

En tant que jeune ingénieur chinois, j'ai eu la chance de poursuivre mes études dans un des meilleurs établissements français. Ces trois ans et demi de vie professionnelle m'ont marqué dans toute ma vie. Je souhaite vivement remercier les différents intervenants qui m'ont beaucoup aidés pendant cette période.

Je tiens à remercier tout d'abord toute l'équipe du Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes de l'École Centrale de Lyon. En particulier, **Eric Vincens**, mon directeur de thèse, qui a appuyé la mise en place de la thèse au sein du LTDS et m'a diffusé ses connaissances techniques malgré la distance géographique, je le remercie pour sa patience et ses conseils constructifs également. Eric, je n'ose pas imaginer le temps que tu as dû passer à corriger toutes les fautes de mon mémoire de thèse. A **Francesco Froiio**, mon co-directeur de thèse, je le remercie pour sa gentillesse, sa patience et son précieux appui technique. A **Jean-Jacques Fry**, le professeur de l'École Centrale de Lyon et l'expert du CIH, je lui adresse mes plus sincères remerciements pour ses conseils constructifs, son soutien inconditionnel et sa patience non seulement sur le plan professionnel, mais également sur le plan personnel. Je n'oublie jamais le moment fantastique que l'on a passé ensemble au CIGB 2012 au Japon. Je remercie également tous les autres membres du laboratoire : **Bernard Cambou, Cécile, Jessica, Marie, Samya, James, Roshan...** Je remercie ici mes rapporteurs qui ont accepté de juger mon travail : les rapporteurs **Arezou Modaressi** et **Pierre-Yves Hicher**. Je tiens à remercier **Etienne Frossard**, l'examineur de ma thèse et le responsable du projet de recherche national ECHO. Merci à sa gentillesse, ses conseils et son précieux appui technique sans lesquels je n'aurais jamais compris l'effet d'échelle. Je remercie également toute l'équipe du projet ECHO : **Siegfried Maiolino, Minh Phong Luong, Bernard Halphen, Jean-Christophe EYTARD, Christophe Dano, Carlos Ovalle** et **Cristian Nieto**.

Je remercie ensuite la direction du EDF-CIH pour leurs soutiens affirmés afin que je puisse démarrer une thèse en tant qu'ingénieur malgré les contraintes des activités d'ingénierie, en particulier, **Jean-David Mechali, André Saint-Marcel** et **Bernard Reverchon**. A la direction d'Asie-Pacifique d'EDF, en particulier, **Martin Leys, Jean-Yves Guignard, Zhou Wei, Li Yunpeng, Zhang Yuan** et **Wanghong** pour leur précieux soutien et leurs conseils constructifs. Je souhaite ensuite remercier tous les agents d'EDF-CIH qui ont contribué à l'avancement de ma thèse. Merci à **François Laigle**, le chef du service Géotechnique & Ouvrages Souterrains (GC-GS), qui a initialisé la thèse et m'a amené dans le domaine de recherche. Malgré sa disponibilité, il a toujours su me réserver le temps pour me transférer ses connaissances techniques avec patience et pédagogie. Je tiens à remercier **Patrice Scharff** qui, grâce à son appui technique sous Flac et Flac 3D, a permis à ma thèse de se dérouler rapidement. Merci à sa disponibilité, sa pédagogie et notamment son soutien et sa patience lorsque j'ai rencontré des problèmes numériques. Merci à **Alexandra Silvestre** pour sa gentillesse et son appui technique. Je souhaite ensuite remercier tous mes collègues du CIH pour leur bon accueil et leur gentillesse.

Viennent maintenant les personnes qui m'ont supportées au quotidien : mon roomate **Roland Plassart**, merci de m'avoir appris plein de choses, techniquement et culturellement et de m'avoir supporté pendant ces trois ans et demi. Excuse-moi de ne pas avoir amélioré ton chinois qui restera notre prochain objectif ! Je tiens à remercier **Grégory Coubard, Pierre Negrello, Maud Gradelet, Nabisha Schan, Qinglong Lin, Boyan Yang** pour leur gentillesse et leur hospitalité. Ma vie à Chambéry est devenue riche et coloré grâce à eux. Je souhaite ensuite remercier **Michèle Wong** et **Brice Wong** qui m'ont accueillis très chaleureusement à Chambéry. Je ne me souviens même pas combien de fois vous m'avez invité chez vous. Brice, ta passion pour l'hydraulique m'a vraiment touché et tu nous montres l'image d'un grand ingénieur. C'est un honneur de te connaître et de profiter de tes expériences. J'espère que je pourrai t'inviter en Chine le plus vite possible.

Je remercie enfin, de tout mon cœur, ma mère, qui me soutient inconditionnellement depuis 29 ans. Sans ses soutiens, je n'aurais jamais pu arriver à cette étape. Merci maman, je vais rentrer chez nous plus souvent. Merci à ma femme, qui m'a accompagnée pendant deux ans en France, pour tous les soutiens quotidiens et les conseils qu'elle m'a apportés. Merci d'être là avec moi ma chérie, je t'aime.

RÉSUMÉ

Une modélisation numérique des grands barrages en enrochement à masque amont (CFRD) a été entreprise pour mieux comprendre les pathologies observées sur ces ouvrages récemment construits, principalement des fissures horizontales et verticales sur le masque amont en béton en phase de construction et de mise en eau. Le but de cette modélisation est ensuite de confirmer, préciser ou compléter les solutions proposées par les experts pour éviter ces désordres.

D'abord, une loi de comportement développée au sein d'EDF-CIH appelée L&K-Enroch a été présentée. Il s'agit d'un modèle élastoplastique qui prend en compte les déformations irréversibles de l'enrochement sous sollicitation déviatorique et isotrope dans les grands CFRD. Cette thèse propose aussi une méthode de calage des paramètres de ce modèle.

Deux modélisations des barrages sont également présentées dans cette thèse afin de vérifier la fiabilité de la loi de comportement L&K-Enroch et de mieux comprendre les pathologies sur le masque amont en béton du CFRD. La modélisation en déformation plane (2D) est d'abord entreprise et a comme support le barrage d'Aguamilpa (180,5 m), au Mexique. Une modélisation plus poussée en 3D prenant en compte de l'effet de la vallée est ensuite entreprise. Elle a comme support le barrage de Mohale (145 m) au Lesotho.

L'effet d'échelle de l'enrochement est également étudié en comparant les résultats de simulation pour les matériaux de différentes tailles. L'impact de l'effet d'échelle sur le comportement du barrage est aussi analysé.

Les simulations présentées en 2D et 3D sont une contribution à l'analyse du comportement mécanique des grands CFRD. Les résultats de la modélisation 2D montrent généralement une bonne correspondance avec les mesures in-situ. La modélisation 3D explique, d'une manière plus convaincante, l'apparition des fissures sur le masque amont en béton des CFRD. Certaines mesures constructives sont finalement proposées afin de limiter ou d'éviter ces désordres dans le masque.

Mots-clés:

Grand barrage CFRD, enrochement, pathologie, fissures, analyse numérique, loi de comportement, effet d'échelle.

ABSTRACT

A numerical modeling of high concrete face rockfill dam (CFRD) has been considered in order to better understand the pathology of cracks observed in the recently constructed high CFRD, especially the horizontal and vertical cracks detected on the concrete face slab during the construction and the impoundment. The purpose of this modeling is then to confirm, clarify or complete the solutions proposed by the experts to avoid these disorders.

This PhD thesis presents a constitutive model developed by EDF-CIH known as L&K-Enroch. It is an elastoplastic model that takes into account the irreversible deformations of rockfill under deviatoric and isotropic loading in high CFRD. A first attempt of proposing a parameter calibration approach has been made as well.

Two dam modellings are also presented in this thesis in order to verify the reliability of the constitutive model and to better understand the pathology of cracks observed on the concrete face slab of CFRD. A 2D modeling is compared to the behaviour of the 180.5 m Aguamilpa Dam, Mexico; a 3D modeling taking into account the valley effect is compared to the behaviour of the 145 m Mohale Dam, Lesotho.

This thesis also studies the scale effect of rockfill through a comparison of the simulation results of materials of different sizes. The impact of the scale effect on the dam behavior is analyzed as well.

The presented 2D and 3D simulations are a contribution to the analysis of the mechanical behaviour of high CFRD. The results of the 2D modeling show a relatively good agreement with the monitored data. The 3D modeling explains, in a rather convincing way, the pathology of cracks on the slab face of CFRD. Some measures are proposed to limit or avoid these different kinds of cracks.

Keywords:

High CFRD, rockfill, pathology, cracks, numerical analysis, constitutive model, scale effect.

If you are depressed you are living in the past.

If you are anxious you are living in the future.

If you are at peace you are living in the present.

Lao Tzu

SOMMAIRE

INTRODUCTION	17
1. DEVELOPPEMENT HISTORIQUE ET PATHOLOGIES OBSERVEES	18
1.1 DEVELOPPEMENT HISTORIQUE DES CFRD	18
1.1.1 <i>Première période – Les pionniers à masque en bois (1850-1920)</i>	18
1.1.2 <i>Période de transition – Les CFRD sans compactage (1920-1960)</i>	19
1.1.3 <i>Période moderne – Les CFRD avec compactage (1960-1990)</i>	22
1.1.4 <i>Période des très grands CFRD (après 1990, H > 140 m)</i>	23
1.2 CONCEPTION ACTUELLE	24
1.2.1 <i>Matériaux</i>	24
1.2.2 <i>Masque amont</i>	27
1.2.3 <i>Plinthe</i>	28
1.2.4 <i>Joints</i>	29
1.2.5 <i>Contact masque-remblai</i>	33
1.3 PATHOLOGIES SUR LE MASQUE AMONT OBSERVEES DANS LES GRANDS CFRD	36
1.3.1 <i>Introduction</i>	36
1.3.2 <i>Pathologies observées (Depuis les années 90)</i>	36
1.4 CONCLUSION	42
2. COMPORTEMENT MECANIQUE DES ENROCHEMENTS	44
2.1 INTRODUCTION	44
2.2 IDENTIFICATION DES ENROCHEMENTS	45
2.2.1 <i>Forme de l'enrochement</i>	45
2.2.2 <i>Granulométrie de l'enrochement</i>	47
2.2.3 <i>Porosité de l'enrochement</i>	48
2.3 MODULE DE DEFORMATION DES ENROCHEMENTS MESURE SUR SITE	50
2.3.1 <i>Déduits de l'auscultation</i>	50
2.3.2 <i>Recherche de la grande différence entre E_V et E_T</i>	55
2.4 CRITERE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT	59
2.4.1 <i>Critère de De Mello (1977)</i>	59
2.4.2 <i>Critère de Barton & Kjaernsli (1981)</i>	60
2.4.3 <i>Critère de Mamba (1989)</i>	61
2.4.4 <i>Critère de Doruk (1991)</i>	62
2.4.5 <i>Critère de Kurt (2002)</i>	63
2.5 DEFORMABILITE DES ENROCHEMENTS	65
2.5.1 <i>Synthèse des essais réalisés par Marachi (1972)</i>	65
2.5.2 <i>Méthode de Barton et Kjaernsli (1981)</i>	68
2.5.3 <i>Méthode proposée par Ropers (1982)</i>	70

2.6	EFFET D'ECHELLE DANS LES ENROCHEMENTS.....	72
2.6.1	<i>Effet d'échelle sur la résistance au cisaillement</i>	72
2.6.2	<i>Effet d'échelle sur la déformation</i>	75
2.7	CONCLUSION.....	77
3.	LOIS DE COMPORTEMENT POUR LES ENROCHEMENTS.....	78
3.1	DUNCAN & CHANG.....	78
3.2	MOHR COULOMB	79
3.3	L&K-ENROCH.....	80
3.3.1	<i>Conception de la loi L&K-Enroch</i>	80
3.3.2	<i>Expression et formulation de la loi L&K-Enroch</i>	81
3.3.3	<i>Synthèse des paramètres de la loi L&K-Enroch</i>	92
3.4	PREMIERE EVALUATION DES PARAMETRES MECANIQUES	93
3.4.1	<i>Etape I : Par corrélation sur la base de propriétés physiques</i>	93
3.4.2	<i>Etape II : Par référence à une base de données d'essais triaxiaux</i>	97
3.5	INTEGRATION DE L'EFFET D'ECHELLE DANS LA LOI L&K-ENROCH	102
3.5.1	<i>Effet d'échelle pour la résistance au cisaillement</i>	102
3.5.2	<i>Effet d'échelle sur les déformations</i>	103
3.5.3	<i>Vérification de la pertinence de la méthode</i>	104
3.6	STRATEGIE DE CALAGE	110
4.	APPLICATION A LA MODELISATION DU COMPORTEMENT DES CFRD	111
4.1	APPROCHE 2D ET SES LIMITES	111
4.1.1	<i>Présentation du barrage d'Aguamilpa</i>	111
4.1.2	<i>Modélisation en déformations planes</i>	116
4.1.3	<i>Résultats de simulations en utilisant le modèle Mohr-Coulomb</i>	119
4.1.4	<i>Résultats de simulations en utilisant le modèle L&K-Enroch</i>	122
4.1.5	<i>Conclusion</i>	126
4.2	MODELISATION 3D.....	126
4.2.1	<i>Présentation du barrage de Mohale</i>	127
4.2.2	<i>Modélisation en 3D</i>	138
4.2.3	<i>Modélisation en utilisant le modèle Mohr-Coulomb</i>	141
4.2.4	<i>Modélisation en utilisant le modèle L&K-Enroch</i>	147
4.2.5	<i>Comparaison entre les deux simulations</i>	150
4.2.6	<i>Conclusion</i>	152
5.	INTERPRETATIONS CONCERNANT L'ORIGINE DES PATHOLOGIES DANS LES CFRD	154
5.1	FISSURE DE TRACTION PAR FLEXION	154
5.1.1	<i>Phasage de construction</i>	154
5.1.2	<i>Fluage des enrochements</i>	156
5.2	FISSURE DE COMPRESSION	157

5.3	FISSURE DE TRACTION	158
	5.3.1 <i>En phase de construction</i>	158
	5.3.2 <i>En phase de mise en eau</i>	158
5.4	ETUDE PARAMETRIQUE	160
	5.4.1 <i>Influence de l'angle de frottement de l'interface entre le masque et le remblai</i>	160
	5.4.2 <i>Influence de la qualité de l'enrochement de la zone 3C</i>	161
5.5	EFFET D'ECHELLE	165
	5.5.1 <i>Calage sur le Schiste</i>	165
	5.5.2 <i>Application de la méthode de l'effet d'échelle</i>	166
	5.5.3 <i>Résultat</i>	168
	5.5.4 <i>Conclusion</i>	172
6.	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	173
6.1	FISSURE VERTICALE.....	173
6.2	FISSURE HORIZONTALE	173
6.3	LOI DE COMPORTEMENT	174
6.4	EFFET D'ECHELLE	175
6.5	PERSPECTIVES.....	175
	ANNEXE I. SENSIBILITE DES PARAMETRES DU MODELE L&K-ENROCH.....	176
	ANNEXE II. SYNTHESE DE CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES MATERIAUX.....	198
	ANNEXE III. RESULTATS DE CALAGE DU MODELE L&K-ENROCH.....	200
	ANNEXE IV. VERIFICATION DE L'EFFET D'ECHELLE.....	202
	ANNEXE V. PARAMETRES DES INTERFACES DU BARRAGE D'AGUAMILPA	208
	ANNEXE VI. CALAGE POUR LE MODELE DE MOHR-COULOMB EN UTILISANT LA METHODE DE BARTON ET KJAERNSLI (1981).....	210
	ANNEXE VII. VERIFICATION DE LA DEMARCHE DE L'EFFET D'ECHELLE (BASALTE CONCASSE).....	213
	ANNEXE VIII. ZONES EN PLASTICITE.....	215
	BIBLIOGRAPHIE	221

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Vue du barrage de Bowman (1876) [Laigle, 2010]	18
Figure 1.2 : Vue du barrage de Meadow lake (en phase de construction)	19
Figure 1.3 : Coupe type du barrage de Dix River (1925) [Laigle, 2010].....	20
Figure 1.4 : Vue du barrage de Salt Springs	20
Figure 1.5 : Déflexions du masque du barrage de Salt Spring (1931) [Laigle, 2010]	20
Figure 1.6 : Coupe type du barrage de la Gela (1948) [Laigle, 2010].....	21
Figure 1.7 : Vue du barrage de Bou-Hanifia [Laigle, 2010].....	22
Figure 1.8 : Développement des CFRD	23
Figure 1.9 : Différentes zones de CFRD [CIGB Bulletin 141, 2010]	24
Figure 1.10 : Détail de différentes zones (à gauche : vue transversale, à droite : vue plane au-dessus)	24
Figure 1.11 : Plinthe du barrage de Mohale [CIGB Bulletin 141, 2010]	28
Figure 1.12 : Section typique de la plinthe du type « interne » [CIGB Bulletin 141, 2010]	29
Figure 1.13 : Joints de retrait (à gauche), Joints de compression (à droite)	30
Figure 1.14 : Joint de forme « W » [Cao et al., 2008].....	30
Figure 1.15 : Acier de compression au niveau du joint de compression [Cao et al., 2008]	31
Figure 1.16 : Déplacement du joint périphérique des CFRD [CIGB Bulletin 141, 2010].....	31
Figure 1.17 : Joints périphériques du barrage de Salvajina [CIGB Bulletin 141, 2010]	32
Figure 1.18 : Conception des joints périphériques en utilisant des fines pulvérulentes [Pinto et Mori, 1988]	32
Figure 1.19 : Exemples de joint périphérique dans les grands barrages récemment construits	33
Figure 1.20 : Construction du béton extrudé	34
Figure 1.21 : Béton extrudé (bordure profilée) réalisé pour le barrage de Puxiqiao (Chine, 2012) ;	35
Figure 1.22 : Etapes de construction (Tianshengqiao-1) [Cao et al., 2008].....	37
Figure 1.23 : Profil du barrage de Tianshengqiao-1 [Cao & Zhang, 2001]	37
Figure 1.24 : Fissures sur la couche d'appui (2B) [Cao & Zhang, 2001]	38
Figure 1.25 : Fissures verticales au centre du masque.....	39
Figure 1.26 : Barrage de Campos Novos (Gauche : Vue aval ; Droite : Lieu du barrage).....	39
Figure 1.27 : Profil du barrage de Campos Novos [Cao et al., 2008]	40
Figure 1.28 : Fuites du barrage de Campos Novos [Cao et al., 2008].....	41
Figure 1.29 : Ecrasement des dalles L16 et L17 du barrage Campos Novos (Vue sur le masque) [Cao et al., 2008].....	41
Figure 1.30 : Fissuration du masque (Campos Novos) [Pinto, 2008]	42
Figure 2.1 : Classification des particules en fonction de la silhouette [Barton & Kjaernsli, 1981].....	45
Figure 2.2 : Résistance au cisaillement de l'enrochement à partir des essais de compression triaxiale sur de grands échantillons [Leps, 1970].....	47

Figure 2.3 : Essais triaxiaux et essais en déformation plane (Sable de Monierey, $\sigma_3=10 \text{ psi}=68.9 \text{ kPa}$).....	48
Figure 2.4 : Angle de frottement en fonction de la porosité.....	49
Figure 2.5 : Angle de frottement en fonction de l'indice des vides [Nakayama et al., 1982].....	49
Figure 2.6 : Résistance de cisaillement en fonction de la porosité sous le confinement de 88 kPa.....	50
Figure 2.7 : Deux différents modules des enrochements [Pinto & Marques, 1998].....	51
Figure 2.8 : Module verticale (E_v) [CIGB Bulletin 141, 2010].....	52
Figure 2.9 : Corrélacion entre E_v et l'indice des vides.....	52
Figure 2.10 : Corrélacion entre E_T et E_v [Pinto & Marques, 1998].....	53
Figure 2.11 : Déflexion de barrage (D) [Pinto & Marques, 1998].....	54
Figure 2.12 : Interface de calcul (E_v - E_T).....	54
Figure 2.13 : Module des enrochements en phase de construction en fonction du facteur de forme.....	55
Figure 2.14 : Répartition des contraintes en phase de mise en eau [Mori & Pinto, 1988].....	55
Figure 2.15 : Points de mesure dans la coupe transversale du barrage [Mori et Pinto, 1988].....	56
Figure 2.16 : Chemin de contrainte des points de mesure en phase de construction et mise en eau.....	56
Figure 2.17 : Courbes contrainte-déformation pendant la construction et la mise en eau [Mori et Pinto, 1988].....	57
Figure 2.18 : E_v mesuré & E_v calculé sur 15 barrages différents.....	58
Figure 2.19 : E_T mesuré & E_T calculé sur 15 barrages différents.....	59
Figure 2.20 : Angle de frottement VS. Contrainte normale [Sarac & Popovic, 1985].....	60
Figure 2.21 : Table basculante pour un « tilt test ».....	61
Figure 2.22 : Méthode de Barton.....	61
Figure 2.23 : Corrélacion entre RFI_e et l'indice des vides [Kurt, 2002].....	64
Figure 2.24 : Corrélacion entre RFI_{UCS} et la résistance à la compression simple [Kurt, 2002].....	65
Figure 2.25 : Corrélacion entre RFI_{FINES} et le pourcentage de fines [Kurt, 2002].....	65
Figure 2.26 : Corrélacion entre indice des vides après consolidation.....	66
Figure 2.27 : Corrélacion entre indice des vides après consolidation.....	67
Figure 2.28 : Corrélacion entre indice des vides après consolidation.....	67
Figure 2.29 : Corrélacion entre indice des vides après consolidation.....	68
Figure 2.30 : Estimation de la déformation axiale au pic de résistance.....	69
Figure 2.31 : Corrélacion entre l'angularité des particules (A2D) et la déformation axiale (ϵ_{ac}) et le module de déformation (E'_{50}) [Miura et al., 1997].....	70
Figure 2.32 : Comportements triaxiaux en fonction de la forme des granulats [Laigle, 2008].....	70
Figure 2.33 : Facteur de forme (v_{v_Ropers}) en fonction de C_u et R (Ropers, 1982).....	71
Figure 2.34 : Seuil de plasticité parfaite dans le plan (e , $\log(P)$).....	71
Figure 2.35 : Evolution de l'indice de compressibilité C_c en fonction de la forme des grains [Laigle, 2008]..	72
Figure 2.36 : Force d'écrasement en fonction de la dimension des particules [Marsal, 1973].....	73

Figure 2.37 : Corrélation entre d_{max} et l'angle de frottement interne [Marachi et al., 1969]	75
Figure 2.38 : Effet d'échelle sur les modules de rigidité apparents.....	76
Figure 2.39 : Effet d'échelle sur les modules de rigidité apparents.....	77
Figure 3.1 : Critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatoire.....	79
Figure 3.2 : Modélisations d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb [Hicher & Shao, 2002].....	80
Figure 3.3 : Visualisation du critère HB_CJS dans le plan (π), pour $a=0.5$ et différents γ [Silvestre, 2007] ...	84
Figure 3.4 : Visualisation du critère L&K dans le plan déviatoire [Silvestre, 2007]	84
Figure 3.5 : Forme des seuils dans le plan (σ_1 ; σ_3), pour différents chemins de contraintes	86
Figure 3.6 : Ecrouissage positif de la surface de charge déviatoire.....	87
Figure 3.7 : Evolution de la surface de charge en phase pré-pic.....	88
Figure 3.8 : Evolution de la surface de charge en phase post-pic	89
Figure 3.9 : Lois d'écoulement associées et non-associées	90
Figure 3.10 : Mécanisme de dilatance dans des sols et des roches [Vermeer & De Borst, 1984].....	91
Figure 3.11 : Evolution de la surface caractéristique	92
Figure 3.12 : Comparaison entre la méthode de BARTON et celle de MAMBA.....	95
Figure 3.13 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau 3B.....	96
Figure 3.14 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau T.....	96
Figure 3.15 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau 3C	97
Figure 3.16 : Granulométrie du matériau du barrage de Pyramid [Marachi et al., 1969].....	98
Figure 3.17 : Granulométrie du matériau du basalte concassé [Marachi et al., 1969].....	99
Figure 3.18 : Granulométrie du matériau du barrage d'Oroville [Marachi et al., 1969]	99
Figure 3.19 : Granulométrie des matériaux de basalte de San Francisco (Granulométrie_2) et gneiss granitique de Mica (Granulométrie_X) [Marsal, 1973].....	100
Figure 3.20 : Granulométrie du matériau de Schiste Quartzitique de « Trois Vallées »	101
Figure 3.21 : Angle de frottement interne en fonction du confinement (σ_3) [Marachi et al., 1969].....	104
Figure 3.22 : Propriétés mécaniques des trois matériaux différents	105
Figure 3.23 : Taux de rupture globaux en fonction du confinement [Frossard, 2010]	106
Figure 3.24 : Calage du matériau du barrage Pyramid	107
Figure 3.25 : Comparaison entre le calage du matériau de 7,1 cm et les résultats des essais de 91,1 cm .	107
Figure 3.26 : Calage en utilisant la démarche No.1	108
Figure 3.27 : Calage en utilisant la démarche No.2	109
Figure 3.28 : Synthèse de la simulation	109
Figure 4.1 : Profil du barrage d'Aguamilpa, Mexique [Macedo-Gomez et al., 2000].....	111
Figure 4.2 : Fissurations sur le parement amont du barrage d'Aguamilpa [Macedo-Gomez et al., 2000]....	113
Figure 4.3 : Volume des fuites, Niveau Réservoir et précipitations [Macedo-Gomez et al., 2000].....	113

Figure 4.4 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 166,21)	114
Figure 4.5 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 195,86)	114
Figure 4.6 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 218,10)	115
Figure 4.7 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 214,34)	115
Figure 4.8 : Flambement du masque amont au cours du temps.....	116
Figure 4.9 : Dimensions et maillage du barrage modélisé	117
Figure 4.10 : Interface entre Side A et Side B [ITASCA, 2005].....	118
Figure 4.11 : Interface sous Flac [ITASCA, 2005].....	119
Figure 4.12 : Calage entre le modèle de Mohr-Coulomb et la méthode de Barton.....	120
Figure 4.13 : Tassement du barrage en phase de construction (Mohr Coulomb).....	120
Figure 4.14 : Tassement en phase de mise en eau (El. 166,21 m, Mohr Coulomb).....	121
Figure 4.15 : Tassement en phase de mise en eau (El. 195,86 m, Mohr Coulomb).....	121
Figure 4.16 : Tassement en phase de mise en eau (El. 218,10 m, Mohr Coulomb).....	121
Figure 4.17 : Déformée du maillage en phase de mise en eau (Mohr-Coulomb, El. 218,10 m, amplifiée 50)	122
Figure 4.18 : Tassement du barrage en phase de construction.....	123
Figure 4.19 : Déplacements horizontaux du barrage en phase de construction	123
Figure 4.20 : Déformée du maillage après construction, vert : état initial, rose : état déformé.....	123
Figure 4.21 : Contraintes principales en phase de construction	124
Figure 4.22 : Modules de Young dans différentes zones	124
Figure 4.23 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 166,21 m).....	124
Figure 4.24 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 195,86 m).....	124
Figure 4.25 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 218,10 m).....	125
Figure 4.26 : Synthèse des tassements dans les trois zones différentes	125
Figure 4.27 : Contraintes principales en phase de mise en eau	125
Figure 4.28 : Déformée du maillage en phase de mise en eau (L&K-Enroch, El. 218,10 m, amplifiée 50),	126
Figure 4.29 : Domaine isotrope actif (en rouge) à la fin de la mise en eau.....	126
Figure 4.30 : Vue en plan du barrage [Marulanda, 2009].....	127
Figure 4.31 : Localisation et Vue aval du barrage de Mohale	127
Figure 4.32 : Zonage du barrage de Mohale [Marulanda, 2009].....	128
Figure 4.33 : Détails du parapet [Marulanda, 2009]	128
Figure 4.34 : Etapes de construction (Etape 1- Etape 7) [Marulanda, 2009]	129
Figure 4.35 : Etapes de construction (Etape 8- Etape 14) [Marulanda, 2009]	130
Figure 4.36 : Etapes de mise en eau (Etape 15-Etape 20) [Marulanda, 2009].....	131
Figure 4.37 : Niveaux du réservoir [Marulanda, 2009]	132
Figure 4.38 : Module de déformation (Erc) sous les différentes contraintes verticales	133

Figure 4.39 : Fissures horizontales sur le masque amont à l'élévation 2040	135
Figure 4.40 : Fissures (le long des joints verticaux) [Pinto, 2008].....	135
Figure 4.41 : Fissures observées et Appareils de mesure	136
Figure 4.42 : Location des tassomètres à la section centrale du barrage [Marulanda, 2009]	136
Figure 4.43 : Déplacements dans la direction X en phase de mise en eau complète (mm).....	137
Figure 4.44 : Déplacement dans la direction Y en phase de mise en eau complète (mm).....	137
Figure 4.45 : Déplacements dans la direction Z en phase de mise en eau complète (mm)	137
Figure 4.46 : Géométrie du modèle présentant les différents groupes	138
Figure 4.47 : Masque (Gauche) et Fondation du barrage (Droite)	138
Figure 4.48 : Plinthe du barrage (Elément structure)	139
Figure 4.49 : Phases de construction	139
Figure 4.50 : Interfaces (à gauche) et Conditions limites (à droite)	141
Figure 4.51 : Corrélacion entre la contrainte verticale et la déformation verticale (3C).....	143
Figure 4.52 : Corrélacion entre la contrainte verticale et la déformation verticale (3B)	144
Figure 4.53 : Tassement à l'Etape 6 (section centrale).....	145
Figure 4.54 : Tassement à l'Etape 13 (section centrale).....	145
Figure 4.55 : Tassement (Dernière phase de mise en eau, Section centrale).....	145
Figure 4.56 : Tassements (Dernière phase de mise en eau, vue sur le masque)	146
Figure 4.57 : Déplacements en travers de la vallée	146
Figure 4.58 : Déformation du CFRD simulée par une poutre.....	146
Figure 4.59 : Comparaison entre les mesures et les simulations en phase de construction	147
Figure 4.60 : Tassement à l'étape 6	148
Figure 4.61 : Tassement à l'étape 13	148
Figure 4.62 : Tassement (Dernière phase de mise en eau, Section centrale).....	149
Figure 4.63 : Tassements (Dernière phase de mise en eau, vue sur le masque)	149
Figure 4.64 : Déplacement amont-aval	149
Figure 4.65 : Déplacements en travers de la vallée	150
Figure 4.66 : Chemins des contraintes de différents points de mesure	151
Figure 4.67 : Comparaison entre les mesures et les résultats simulés par deux modèles de comportement de l'enrochement différents (Mohr-Coulomb et L&K-Enroch) en phase de construction	151
Figure 4.68 : Déplacements en Z à la fin de mise en eau (mesure, L&K-Enroch et MC).....	152
Figure 4.69 : Déplacements en travers de la vallée à la fin de mise en eau (mesure, L&K-Enroch et MC) .	152
Figure 5.1 : Phasage de construction (juste après la première phase de construction du masque)	154
Figure 5.2 : Séparation entre le masque et le remblai	155
Figure 5.3 : Séparation entre le masque et le remblai	155
Figure 5.4 : Phasage de construction (juste avant la deuxième phase de construction du masque)	155

Figure 5.5 : Séparation entre le masque et le remblai à la fin de la construction	156
Figure 5.6 : Fluage des enrochements du barrage Tianshengqiao I [Cao et al., 2008]	156
Figure 5.7 : Contraintes principales majeures sur le masque en dernière phase de mise en eau	157
Figure 5.8 : Déplacements X à la fin de mise en eau.....	157
Figure 5.9 : Décomposition de la force de réaction au niveau des rives.....	158
Figure 5.10 : Traction sur les bords du masque en phase de construction	158
Figure 5.11 : Contraintes de traction sur les bords (rives) du masque amont (à la fin de la mise en eau complète)	159
Figure 5.12 : Contraintes principales sur les bords (rives) du masque amont (à la fin de la mise en eau complète)	159
Figure 5.13 : Différents tassements du barrage	159
Figure 5.14 : Déplacements tangentiels T à la cote 758 m et 725 m	160
Figure 5.15 : Comparaison entre les tassements (Gauche) et le déplacement amont aval (Droite)	160
Figure 5.16 : Contraintes de compression au centre du masque	161
Figure 5.17 : Détachement entre le masque et le remblai en fonction de l'angle de frottement entre eux... 161	161
Figure 5.18 : Détachement du masque à la fin de la construction (E=25 MPa, 50 MPa et 100 MPa).....	162
Figure 5.19 : Comparaison du détachement du masque entre différents modules de déformation en Zone 3C	163
Figure 5.20 : Déformée du maillage en phase de construction (E=100 MPa)	163
Figure 5.21 : Traction sur le masque à la fin de mise en eau (E=25 MPa, E=50 MPa et E=100 MPa)	164
Figure 5.22 : Comparaison des tractions entre différents modules de déformation en Zone 3C.....	165
Figure 5.23 : Comparaison des contraintes de compression au centre du masque	165
Figure 5.24 : Calage sur le matériau schiste des «Trois Vallées » ($d_{max}=1$ cm)	166
Figure 5.25 : Simulation de l'essai triaxial pour l'échantillon de $d_{max}= 1.0$ cm	167
Figure 5.26 : Simulation de l'essai triaxial pour l'échantillon de $d_{max}= 16,7$ cm	167
Figure 5.27 : Points de mesure dans la section centrale du barrage	168
Figure 5.28 : Tassement à la fin de la construction.....	168
Figure 5.29 : Déplacement horizontal longitudinal à la fin de de la construction	169
Figure 5.30 : Déplacement horizontal transversal à la fin de de la construction	169
Figure 5.31 : Tassement à la fin de mise en eau	170
Figure 5.32 : Déplacement horizontal longitudinal à la fin de mise en eau	170
Figure 5.33 : Déplacement horizontal transversal à la fin de mise en eau	170
Figure 5.34 : Détachement du masque à la fin de la construction du remblai	171
Figure 5.35 : Contraintes principales mineures dans le masque	171
Figure 5.36 : Détachement du masque à la fin de la construction du remblai	171
Figure 5.37 : Compression dans le masque.....	172

NOTATIONS

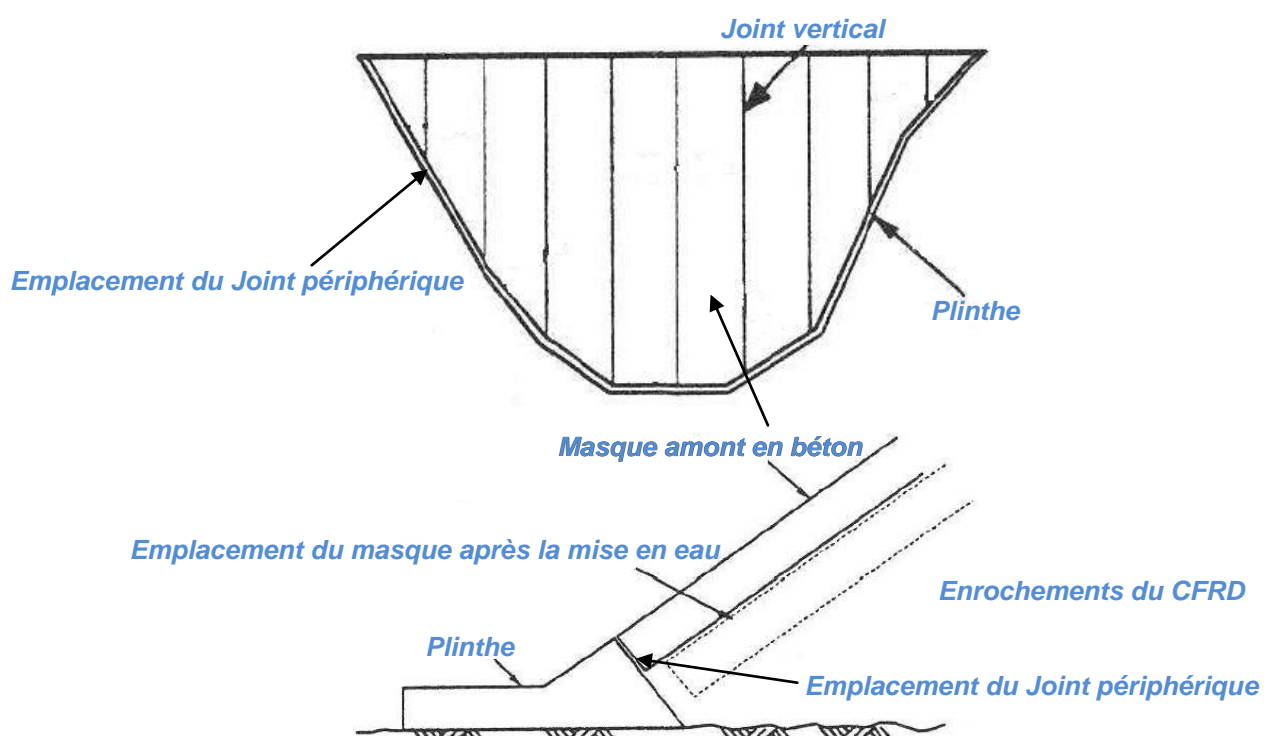
Cette table de notations est non-exhaustive. Certaines grandeurs étant indexées selon leur nature, les notations sont définies dans leur contexte.

C	Cohésion (Pa)
E	Module de Young (Pa)
ν	Coefficient de poisson
G	Module de cisaillement élastique (Pa)
K	Module de déformation volumique élastique (Pa)
N	Porosité (%)
$\underline{\underline{\varepsilon}}$ ou ε_{ij}	Tenseur des déformations totales
ε_1	Déformation axiale
ε_v	Déformation volumique totale
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	Incrément du tenseur des déformations
$\underline{\underline{e}} = \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}})}{3} \underline{\underline{\text{Id}}}$	Tenseur déviatoire des déformations
$\underline{\underline{\sigma}}$ ou σ_{ij}	Tenseur des contraintes
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure (respectivement)
$I_1 = \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}})$	Premier invariant du tenseur des contraintes
$\underline{\underline{s}} = \underline{\underline{\sigma}} - \frac{I_1}{3} \underline{\underline{\text{Id}}}$	Tenseur déviatoire des contraintes
s_1, s_2, s_3	Contraintes déviatoires principales majeure, intermédiaire et mineure (respectivement)
$J_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\underline{\underline{s}}\underline{\underline{s}})$	Deuxième invariant du tenseur des contraintes
$J_3 = \det(\underline{\underline{s}})$	Troisième invariant du tenseur des contraintes
$\theta = \frac{1}{3} \arcsin\left(\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}}\right)$	Angle de Lode avec la convention $\theta = 30^\circ$ en compression ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$).
$\theta = \frac{1}{3} \arccos\left(\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}}\right)$	Angle de Lode avec la convention $\theta = 0^\circ$ en compression ($0 \leq \theta \leq 60^\circ$).
$p = \frac{I_1}{3} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$	Contrainte moyenne (Pa)
$q = \sqrt{3J_2}$	Déviateur des contraintes (Pa)
Φ	Angle de frottement ($^\circ$)
Ψ	Angle de dilatance ($^\circ$)

TERMINOLOGIE

Afin de clarifier certains termes spécifiques aux barrages en enrochement à masque amont (ou CFRD : Concrete Face Rockfill Dam), le dessin présenté ci-dessous précise les différents éléments constitutifs des CFRD qui seront retrouvés dans le Chapitre 1.

Le masque amont en béton repose sur les enrochements du barrage et constitue la principale barrière étanche. La plinthe relie la fondation au masque amont, elle est généralement ancrée au rocher. Le joint périphérique est un élément inséré entre le masque amont et la plinthe. La principale fonction du joint périphérique consiste à préserver l'étanchéité de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à la charge hydraulique du réservoir, tout en permettant les mouvements relatifs entre la plinthe et le masque [CIGB Bulletin 141, 2010].



INTRODUCTION

L'hydroélectricité est une énergie renouvelable sur laquelle certains pays continuent de s'appuyer fortement pour alimenter leur développement (Canada, Norvège, Suisse...). Le barrage, un des organes les plus importants de l'aménagement hydraulique permet de barrer la rivière et de créer un réservoir pour fournir des débits relativement constants à la centrale hydroélectrique. Selon la morphologie de la vallée, la disponibilité des matériaux et les conditions géologiques, différents types de barrage ont été proposés par les ingénieurs.

Parmi les nombreux types de barrage (barrage poids en béton, barrage voûte, barrage en remblai...), le barrage en enrochement à masque amont (CFRD) est de plus en plus privilégié par les ingénieurs de par sa moindre exigence concernant les propriétés des fondations, la rapidité et le coût de construction relativement faible, une grande stabilité et sa résistance remarquable au séisme. Mais des désordres ont été observés dans des grands CFRD récemment construits. Ce travail est réalisé dans ce contexte pour affiner la compréhension du comportement des CFRD et par la suite attirer l'attention des concepteurs des CFRD sur les méthodes permettant d'éviter les désordres observés.

Les Chapitre 1 présente l'historique et la conception des CFRD. Ce chapitre montre les différentes périodes de développement des CFRD et les principes de la conception actuelle basés essentiellement sur les retours d'expérience. Ensuite, le Chapitre 2 relève les pathologies observées dans trois barrages construits à la fin des années 90s et début 2000. La nécessité d'une recherche plus approfondie sur l'origine de ces désordres est justifiée.

Une modélisation du comportement mécanique des CFRD ne peut s'entreprendre sans une compréhension des spécificités de comportement des enrochements, spécificités qui les distinguent des autres matériaux granulaires plus classiques tels que les sables. Cette question est l'objet du Chapitre 3 qui se concentrera sur le module de déformation de l'enrochement mesuré in-situ, la résistance au cisaillement de l'enrochement et sa déformabilité, et enfin sur le phénomène d'effet d'échelle.

Afin d'utiliser la modélisation numérique pour expliquer les pathologies trouvées dans les grands CFRD, une loi de comportement pouvant reproduire le comportement mécanique de l'enrochement est nécessaire. Le Chapitre 4 présente ainsi trois lois de comportement utilisées largement dans la modélisation de l'enrochement : Duncan & Chang (élastique non-linéaire), Mohr-Coulomb (élastique parfaitement plastique), L&K-Enroch (élastoplastique, développé au sein de EDF-CIH). Une méthode de calage et l'intégration de l'effet d'échelle pour le modèle L&K-Enroch ont été présentées à la fin du chapitre afin de faciliter l'utilisation du modèle L&K-Enroch et de prendre en compte l'influence de différentes tailles des particules sur le comportement de l'enrochement.

L'application des modèles Mohr-Coulomb et L&K-Enroch au calcul de deux ouvrages réels (barrage d'Aguamilpa en déformation plane et barrage de Mohale en 3D) est ensuite développée dans le Chapitre 5. La construction, la mise en eau sont simulées et analysées. La comparaison entre les résultats obtenus par les deux lois de comportement a été également effectuée dans chaque calcul.

Le Chapitre 6 donne des explications des pathologies observées dans le masque amont des grands CFRD en utilisant les résultats des simulations. L'impact de l'effet d'échelle sur le comportement global des CFRD est également présenté. Le Chapitre 7 constitue une conclusion générale de ce travail aboutissant à des propositions pour la conception des grands CFRD. Enfin, on donne au Chapitre 8 les perspectives de ce travail de thèse.

1. DÉVELOPPEMENT HISTORIQUE ET PATHOLOGIES OBSERVÉES

Ce chapitre présente l'histoire du développement des CFRD, la manière dont on les conçoit et dont on les construit actuellement.

1.1 DÉVELOPPEMENT HISTORIQUE DES CFRD

L'histoire des CFRD peut être schématisée de manière simplifiée en 4 périodes :

- 1850-1920 : la première période, les pionniers à masque en bois.
- 1920-1960 : la période de transition, les CFRD sans compactage.
- 1960-1990 : la période moderne, les CFRD avec compactage.
- Après 1990 : les très grands CFRD ($H > 140$ m).

1.1.1 PREMIÈRE PÉRIODE – LES PIONNIERS À MASQUE EN BOIS (1850-1920)

Dans les années 1850, des barrages en enrochement ont été construits en zone montagneuse en Californie aux Etats-Unis pour l'orpaillage et l'irrigation. Grâce à la maîtrise du processus de dynamitage, les enrochements (surtout le granite) sont produits plus facilement qu'auparavant. Les barrages en enrochement avaient un masque en bois à pente raide dont l'avantage était de diminuer le terrassement. **Le barrage English** (USA, 1856) est l'un des plus hauts barrages avec une hauteur de 24 m, un fruit amont de 0,85 (H/V : V est la longueur vertical ; H est la longueur horizontal) et un fruit aval de 0,6. Il possédait aussi un masque amont en bois pour limiter l'infiltration dans le corps du barrage de l'eau du réservoir. Ce barrage a été détruit en 1883. Un autre barrage représentatif de cette époque est **le barrage de Bowman** (USA), construit en 1872 (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Sa hauteur atteignait 30 m et sa conception se rapprochait de celle du barrage des Grandes-Pâtures en France :

- Fruit aval de $H/V = 1/1$
- Perré aval en maçonnerie d'épaisseur variant entre 60 et 90 cm
- Masque d'étanchéité amont en bois.



Figure 1.1 : Vue du barrage de Bowman (1876) [Laigle, 2010]

De nombreux autres ouvrages de ce type ont été construits avant 1914 aux Etats-Unis, utilisant des enrochements non-compactés et uniquement déversés, un masque amont en bois, avec des géométries relativement audacieuses et des pentes aval et amont raides. Un perré en pierre sèche était souvent réalisé en aval. Ex : **le barrage de Bear River Dam** ($H/V=0,75$), **le barrage Meadow lake** (1903) (Figure 1.2).



Figure 1.2 : Vue du barrage de Meadow lake (en phase de construction)

Certains de ces barrages se sont rompus, comme par exemple **Walnut Grove Dam**, en 1890 ou **Lower Otay Dam** en 1927, mais généralement par submersion à la suite de crues. En 1958, Steele a rappelé que « ...les vieux barrages en enrochement à masque amont, d'une hauteur comprise entre 23 et 42 m et âgés de 30 à 85 ans, ont présenté un très bon comportement, si ce n'est le remplacement des masques amont en bois par du béton... ». Il précise que la stabilité de ces ouvrages n'a jamais été remise en cause.

Le premier barrage en enrochement à masque en béton (CFRD) à avoir été construit est **le barrage Chatworth Park (1895)** en Californie aux Etats-Unis. Sa hauteur est de 13 m avec un fruit amont de 0,5 et un fruit aval de 1,25. Jusqu'en 1925, il y avait 8 barrages en enrochement à masque amont avec une hauteur supérieure à 30 m réalisés aux Etats-Unis et 4 dans plusieurs autres pays qui avaient commencé à construire des CFRD à partir de 1920.

1.1.2 PÉRIODE DE TRANSITION – LES CFRD SANS COMPACTAGE (1920-1960)

A partir des années 1920, la hauteur des barrages en enrochement va croître pour atteindre progressivement une centaine de mètres. Entre 1925 et 1940, de nombreux barrages avec une hauteur supérieure à 70 m ont été construits dans le monde entier, comme par exemple le **barrage de Dix River** (Figure 1.3), 84m, Etats-Unis (1925) ; le **barrage de Salt Springs** (Figure 1.4), 100m, Etats-Unis (1931) ou le **barrage de Paradela**, 112 m, Portugal (1955). L'accroissement de la hauteur va s'accompagner de modifications technologiques consistant à supprimer le perré aval pour des raisons de coût de main d'œuvre, et à adoucir les pentes pour s'approcher de ce qui est considéré comme la pente de "talus naturel" des enrochements ($H/V=1.3-1.4$).

La conception et la construction des barrages non compactés à masque amont ont été standardisées sur la base de l'expérience de la construction du **barrage de Salt Springs** aux Etats-Unis. La figure 1.5 montre les déflexions du masque du barrage de Salt Springs.

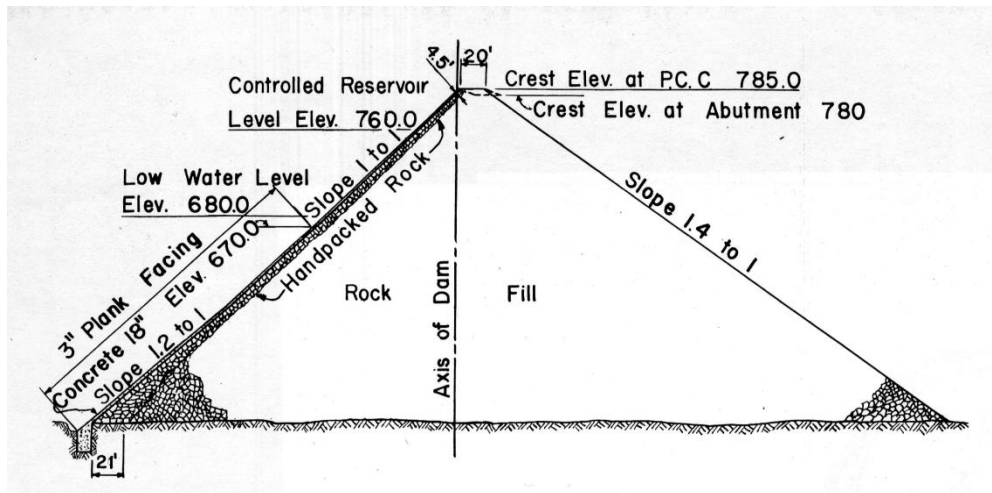


Figure 1.3 : Coupe type du barrage de Dix River (1925) [Laigle, 2010]



Figure 1.4 : Vue du barrage de Salt Springs

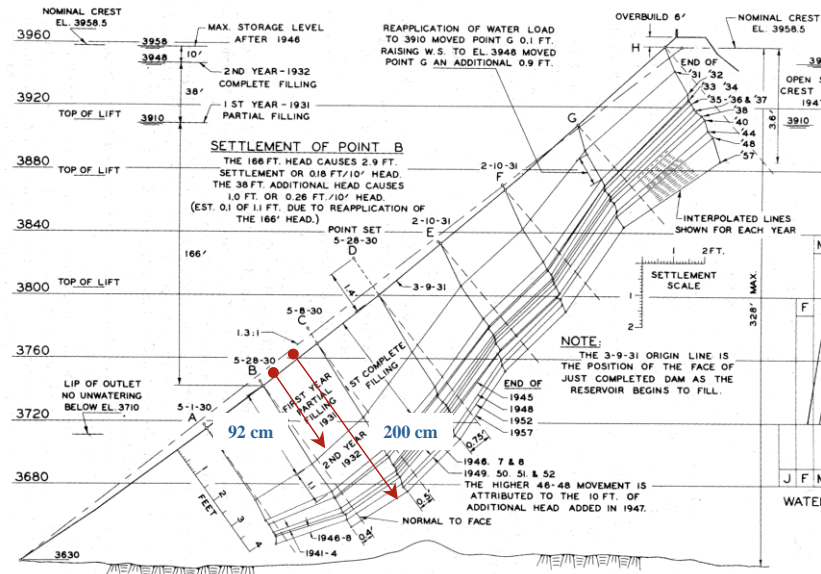


Figure 1.5 : Déflexions du masque du barrage de Salt Spring (1931) [Laigle, 2010]

Mais les CFRD non-compactés n'ont pas pu s'adapter au besoin du développement des barrages, surtout au niveau de la hauteur. Les matériaux utilisés étaient souvent de gros enrochements anguleux avec une résistance de compression très élevée. L'arrosage était souvent utilisé en phase de construction afin d'accélérer le tassement primaire. Ce mode constructif induisait une présence de grands blocs en bas du barrage là où la contrainte ($\sigma = \gamma \cdot h$) est la plus élevée avec un indice des vides important. Ces deux aspects

constituent les raisons principales, pour lesquelles les CFRD non-compactés montraient des fuites importantes. (Ex : **le barrage de Lower Bear No.1**, 75m, 110 l/s)

Suite à l'expérience de Salt Springs, et aux importantes fuites observées liées aux déformations du masque amont induites par de forts tassements, les ingénieurs ont durant longtemps limité la construction des CFRD non compactés à une hauteur inférieure à 100 m. Une hauteur de 75 m était souvent considérée comme maximale [Cao et al., 2008] ; au-delà la déformation du barrage était jugée inacceptable et la rupture du masque amont était considérée probable.

Entre 1940-1950, très peu de CFRD ont été construits, compte tenu des problèmes de fuite en l'absence de compactage des enrochements. Après 1950, les CFRD en enrochement compacté sont apparus et ont remplacé ceux en enrochement non-compacté. Le **barrage de New Exchequer** devint le plus haut barrage non-compacté en 1966 avec une hauteur de 150 m.

Parallèlement, en Europe et en particulier dans les pays où le coût de la main d'œuvre était bas (Italie), s'est développée la technologie des barrages en enrochements rangés, ou maçonnerie sèche à partir des années 30.

En 1949, 17 barrages en maçonnerie sèche avaient été construits en Italie, dont **le barrage de la Gela** (Figure 1.6) réalisé en 1948, d'une hauteur de 48 m environ. Le corps du barrage était composé de blocs agencés à la main avec plus ou moins d'application en fonction de l'emplacement dans l'ouvrage. Le barrage de la Gela bénéficiait de l'expérience italienne qui était formalisée à l'époque dans un règlement fournissant un certain nombre de recommandations pour la conception de ces ouvrages.

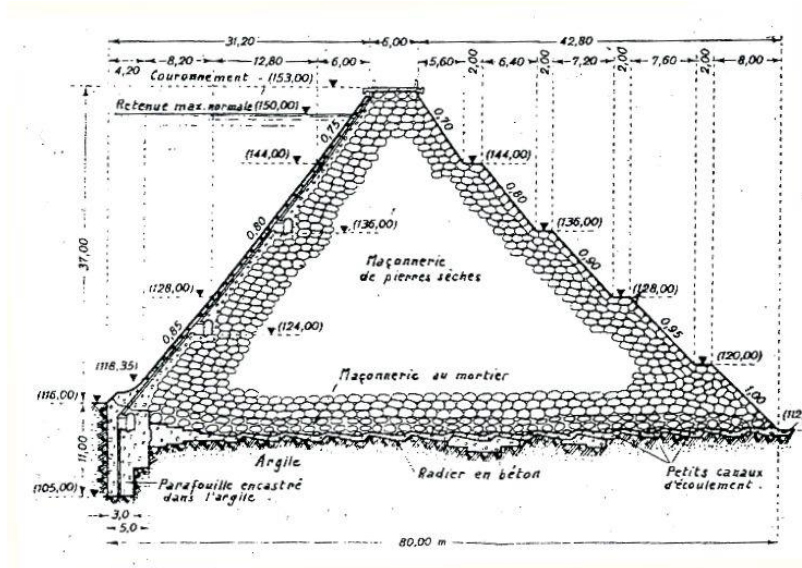


Figure 1.6 : Coupe type du barrage de la Gela (1948) [Laigle, 2010]

Des barrages similaires ont été réalisés dans les années 30 en Afrique du Nord par les ingénieurs français. Un des plus importants est **le barrage de Bou-Hanifia**, de 55 m de hauteur. Le corps du barrage est composé d'une « Maçonnerie cyclopéenne en pierre sèche », c'est à dire de blocs de dimensions importantes (de 2 à 10 tonnes, voire occasionnellement 15 t), entourés d'un enrochement de taille inférieure agencé à la main. La porosité estimée est de 26,7 %, et les fruits amont et aval sont respectivement de 1,0 et 1,25.



Figure 1.7 : Vue du barrage de Bou-Hanifia [Laigle, 2010]

Après 1945, dans le cadre du plan Monnet, la construction en France de plusieurs barrages en enrochement à masque amont est lancée ou reprise. Il s'agit en particulier des **barrages de Chammet, Grandes-Pâtures, Portillon, Gréziolles, Escoubous, Vieilles Forges**. Parmi ces ouvrages, Grandes-Pâtures a une conception proche de celle du Chammet, de Portillon et de Vieilles Forges. Leurs profils sont similaires, avec des fruits amont de l'ordre de 0,4-0,5 et des fruits aval de 1 à 1,1. Ce sont des barrages construits avec des enrochements non compactés mais rangés à la main. Le colloque « Barrages en enrochements » organisé par EDF en 1954 fait un premier retour d'expérience sur le comportement de ces ouvrages. Il est intéressant de relever certaines remarques émises dans le cadre des discussions du colloque :

- Concernant la géométrie du profil en travers, il est précisé que « ...le profil en travers à adopter est affaire de jugement...La technique française de la Métropole dans la plupart des cas, tend à admettre des fruits de parement plus raides que les précédents (Barrages USA, Italiens, Algériens), de 0,4 à 0,5 pour le parement amont, 1 pour le parement aval...Cette conception appelle de sérieuses réserves... »
- Concernant la granulométrie des enrochements, il est « ... préférable d'utiliser des blocs de dimensions à peu près uniformes...Le tassement d'un tel massif serait très réduit... ».
- Concernant les caractéristiques des enrochements, « ...il ressort qu'on peut construire des barrages en enrochements avec à peu près n'importe quel matériau... ».

Il s'agit de quelques conclusions issues de ce colloque qui paraissent aujourd'hui très discutables pour certaines (en particulier le choix d'une granulométrie étroite qui produisait des « tassements réduits »), ou qui montrent que, malgré les choix techniques réalisés, les ingénieurs commençaient à avoir des doutes sur certains principes de conception.

Suite à ces ouvrages réalisés dans l'immédiat après-guerre, la conception va commencer à évoluer et un des derniers barrages construits sans compactage est **le barrage de la Sassièrè** en Savoie, en 1959, qui présente une géométrie moins audacieuse garantissant un meilleur niveau de stabilité du barrage.

1.1.3 PÉRIODE MODERNE – LES CFRD AVEC COMPACTAGE (1960-1990)

Avec l'utilisation du compactage, la déformation du remblai est beaucoup plus limitée. En particulier, la rigidité de l'ouvrage est suffisante pour que le masque amont se déforme peu. Après la construction du **barrage Cethana (Australie)**, d'une hauteur de 110 m (1971), les règles de conception des CFRD

modernes ont été révisées. Les caractéristiques des barrages modernes qui en ont découlées sont les suivantes :

1. des enrochements compactés,
2. l'injection de la plinthe,
3. le masque en béton construit de la plinthe jusqu'à la crête,
4. une couche semi-perméable qui se trouve juste au-dessous du masque,
5. des joints périphériques avec étanchéité multicouche.

Avec la conception moderne, le niveau de fuite des CFRD a beaucoup diminué, le coût de construction est diminué et la durée de construction devient courte. Ces avantages ont conduit à la construction de nombreux CFRD pendant les années suivantes.

1.1.4 PÉRIODE DES TRÈS GRANDS CFRD (APRÈS 1990, H > 140 M)

Aujourd'hui, certains CFRD sont construits avec une hauteur importante dans des conditions parfois critiques : réservoirs de STEP (Station de Transfert d'Énergie par Pompage) pour lesquels le débit de fuite maximum est beaucoup plus limité, grand projet hydraulique avec de mauvaises conditions géotechniques. Le plus grand CFRD construit a déjà atteint 233 m à Shuibuya en Chine (2007).

L'évolution de la conception du CFRD est empirique et basée sur les retours d'expériences et non le calcul. Des fissurations sur le masque amont ont lieu dans les dernières années sur les très grands CFRD: **Aguamilpa** (180,5 m, 1993), **Tianshengqiao I** (178 m, 1999), **Mohale** (145 m, 2000), **Barra Grande** (185 m, 2006) et **Campos Novos** (202 m, 2006). L'apparition de tels problèmes est un signal de l'insuffisance de la conception empirique des très grands CFRD.

D'après un article paru dans la revue *Hydroélectrique* [Cao et al., 2008], jusqu'en 2006, le nombre des CFRD existants avec une hauteur supérieure à 50 m dans 50 pays est de 392 : 156 en Chine, 22 en Australie, 13 au Brésil. Les CFRD en Chine représentent 39,8% du total mondial. D'après Cooke (2000_b), l'application des CFRD s'est d'abord déplacée des Etats-Unis à l'Australie, ensuite, de l'Australie à la Chine et au Brésil. Figure 1.8 montre le développement des CFRD.

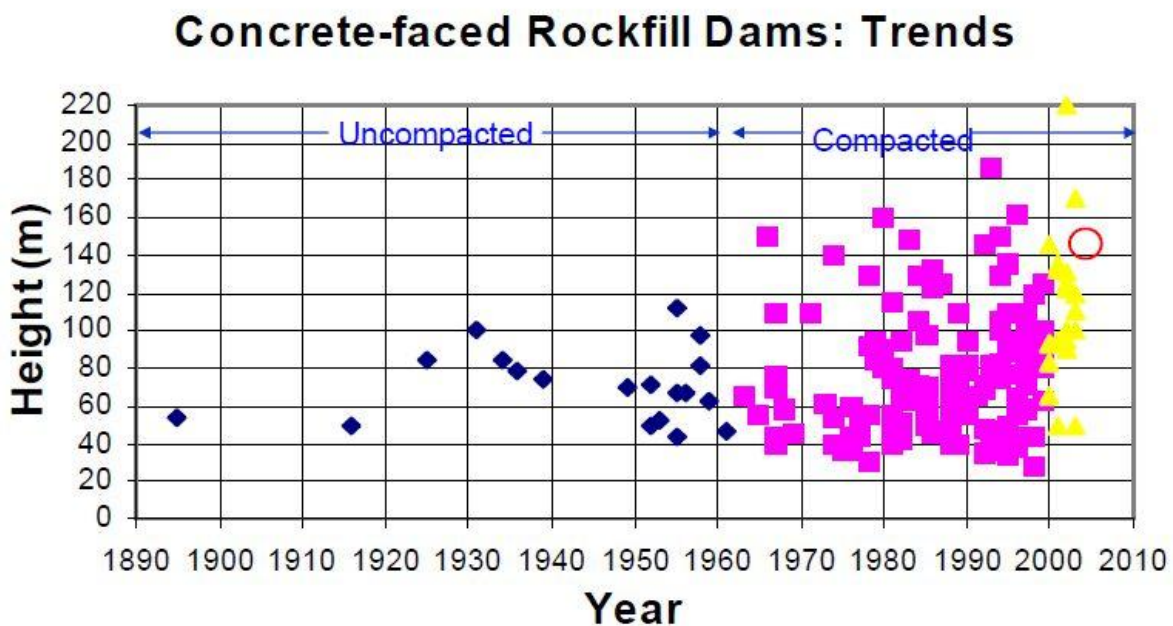


Figure 1.8 : Développement des CFRD

1.2 CONCEPTION ACTUELLE

1.2.1 MATÉRIAUX

Le remblai des CFRD peut être divisé en trois parties principales (Figure 1.9) :

- La zone de protection de l'étanchéité du masque (1A, 1B) qui se situe au-dessus du masque amont en pied de barrage.
- La zone de support et de filtre du masque (2A, 2B) qui se situe au-dessous du masque.
- Le corps de remblai, dont trois sous-zones se détachent: *la zone de transition amont* (3A), *la zone d'encrochement amont* (3B) et *la zone d'encrochement aval* (3C).

En 1991, selon Cooke, le développement des barrages en encrochement à masque amont a atteint une nouvelle étape. La standardisation du zonage de CFRD est établie durablement. La présentation du zonage est détaillée ci-après (Figure 1.10) :

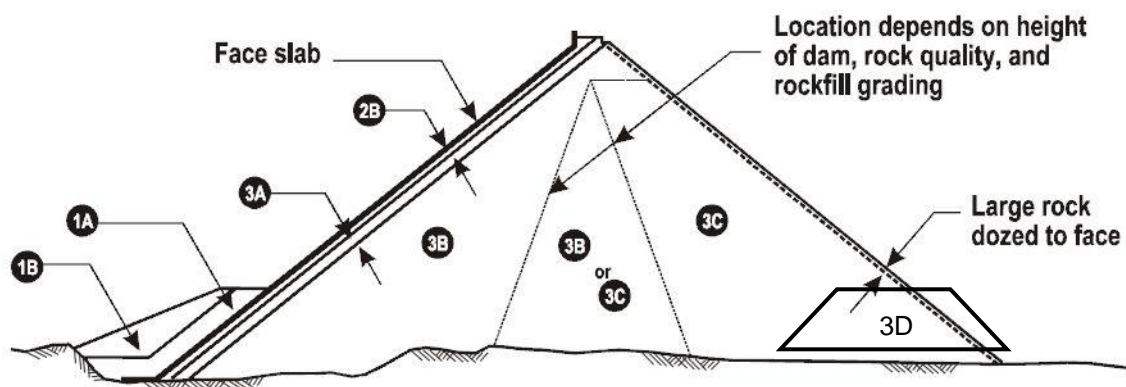


Figure 1.9 : Différentes zones de CFRD [CIGB Bulletin 141, 2010]

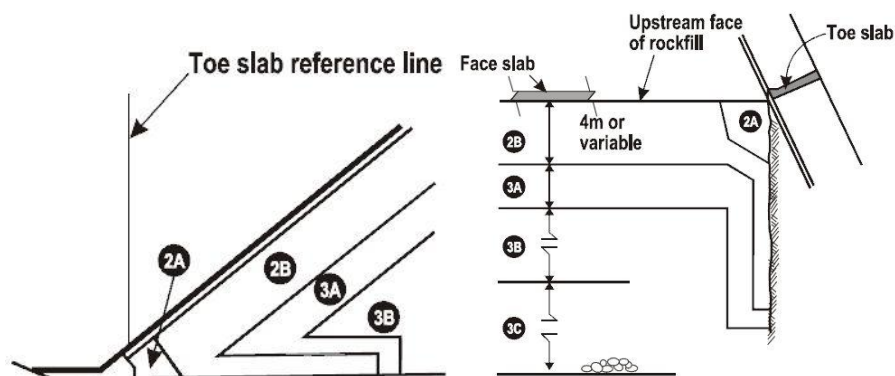


Figure 1.10 : Détail de différentes zones (à gauche : vue transversale, à droite : vue plane au-dessus)
[CIGB Bulletin 141, 2010]

1.2.1.1 Zone 1

- **Zone 1A**

La zone 1A est une zone d'étanchéité de secours. Elle est utile seulement quand le masque amont est fissuré ou que les joints périphériques sont endommagés. Les matériaux les plus utilisés sont du sable à grain fin ou du sable limoneux avec du gravier et du galet isolés ayant un diamètre jusqu'à 150 mm. Certains CFRD ont été construits sans la zone 1A. Ils peuvent fonctionner normalement comme les barrages qui possèdent la zone 1A, mais ils sont difficile à réparer, car le pied du barrage est jonché de débris et est souvent inaccessible à cause de la sédimentation ou des contraintes d'exploitation. La zone 1A est compactée légèrement en couches d'épaisseur de 200 à 300 mm. La hauteur de la zone 1A est souvent de quelques mètres pour des raisons économiques mais dans certains cas, certes isolés, cette hauteur a pu atteindre 40% de la hauteur du barrage totale. Par exemple, le barrage Puxiqiao qui se situe dans la province de Yunnan en Chine, a une hauteur de la couverture de la zone 1A de 58 m pour une hauteur du barrage de 140 m.

- **Zone 1B**

Les matériaux utilisés dans la zone 1B sont ceux disponibles sur site : sable limoneux, argile, sable, graviers et galets. Cette zone protège la zone 1A et empêche le soulèvement du masque avant la mise en eau ou à la vidange. Cette zone est construite par passes (levées) de 0,2-0,3 m.

1.2.1.2 Zone 2

Selon Cooke (1991), la zone 2 peut être divisée en 2 parties : 2A et 2B.

- **Zone 2A**

La zone 2A se trouve 2 ou 3 mètres autour des joints périphériques où les fuites sont souvent plus importantes qu'ailleurs (Figure 1.10). Du sable fin ou limoneux est utilisé dans cette zone afin d'avoir un effet de rétention sur les matériaux de réparation déversés qui ont un diamètre entre 0,85-2 mm (Effet de rétention : cet effet permet de laisser passer l'eau tout en empêchant le transfert des matériaux). Elle est considérée comme la deuxième défense contre les fuites. Elle doit être protégée contre l'érosion en phase de construction. Lors de la construction l'épaisseur de levée est de 0,2 à 0,4 m.

L'effet de rétention de la zone 2A sur les joints périphériques est souligné dans la plupart des grands CFRD modernes. La forte énergie de compactage utilisée crée une zone très compacte ayant un module de déformation relativement élevé situé 3 m ou plus autour des joints périphériques. En s'éloignant des joints périphériques, le masque est supporté par des matériaux moins denses. A cause de la discontinuité de la rigidité entre la zone 2A et 2B, une flexion pourrait être générée sur le masque à 8 m à 10 m des joints périphériques. Des ingénieurs considéraient que c'était une des causes des fissures du masque amont [Pinto, 2001]. Selon [CIGB Bulletin 141, 2010], la largeur de la zone de 2A devrait être limitée à 1 m ou 2 m au lieu de 3 m.

- **Zone 2B**

La zone 2B est le support du masque amont. Cette zone constitue une interface entre le masque de béton et le remblai en enrochement. L'épaisseur horizontale de la zone varie entre 2 m à 4 m selon la hauteur du barrage. Du gravier ou du sable est souvent utilisé. Le diamètre maximal des grains est de 75 mm, il est plus grand que celui de la zone 2A. Elle a un effet de rétention sur les matériaux de réparation (ex : sable fin) ainsi qu'un rôle de limitation des fuites causées par l'endommagement des joints périphériques et du

masque amont. Lors de sa construction, l'épaisseur de levée est de 0,4 m. Un compactage au rouleau vibrant (à bille lisse) de 10 t avec 4 passes est souvent réalisé.

1.2.1.3 Zone 3

La zone 3 comporte 3 sous-zones : 3A, 3B et 3C. Les zones 3A et 3B sont peu compressibles. La compressibilité augmente de l'amont à l'aval ainsi que la perméabilité avec la taille des grains.

- **Zone 3A**

La fonction de la zone de transition (3A) est de limiter la perte des matériaux de la zone 2B. Certains CFRD ont été construits sans la zone 3A. Dans ce cas-là, la zone d'enrochement principal (3B) doit avoir un effet de rétention sur la zone 2B et son pourcentage de fines doit être contrôlé pour assurer ce rôle de filtration.

Lors de la construction, l'épaisseur de levée de la zone 3A est identique à celle de la zone 2 qui est d'environ 0,4-0,5 m. Elle est compactée au rouleau vibrant de 10 t avec quatre passes (à bille lisse). Les deux zones (2B et 3A) sont compactées en même temps. La raison d'adopter une épaisseur de levée faible dans la zone 3A est de diminuer sa porosité avec la même énergie de compactage afin d'avoir de meilleures propriétés de filtration. L'épaisseur horizontale de la zone de 3A est de 2 m à 4 m dépendant de la hauteur du barrage. Le diamètre maximal des grains admis est de 400 mm.

- **Zone 3B**

La pression de l'eau du réservoir est transmise par la zone 3B à la fondation. Afin de diminuer la déflexion du masque amont, la compressibilité de la zone 3B doit être bien contrôlée et limitée. D'après le retour d'expérience de construction, un compactage au rouleau vibrant de 10 t avec quatre passes sur une levée de 1 m d'épaisseur permet d'avoir une performance satisfaisante. Pour certains projets, le nombre de passes est déterminé selon les essais, il varie entre 2 à 12 passes. L'eau est ajoutée (10%-25% du volume des enrochements) pendant la construction pour faciliter la compaction. Le diamètre maximal des grains admis est de 1000 mm [CIGB Bulletin 141, 2010].

- **Zone 3C**

C'est une zone qui théoriquement ne subit pas beaucoup de pression d'eau. Sa compressibilité a peu d'influence sur la déformation du masque amont. Dans ce cas-là, des enrochements plus grossiers sont souvent utilisés. Le diamètre maximal des grains admis est de 2000 mm. Sa perméabilité est plus élevée que les autres zones. Chaque levée est de 1,5-2,0 m d'épaisseur, afin d'avoir des cadences de montée plus rapides. Un compactage au rouleau vibrant de 10 t avec quatre passes est utilisé. Comme pour la zone 3B, l'épaisseur de levée et l'énergie de compactage doivent être ajustées selon les caractéristiques des matériaux.

- **Zone 3D**

En 1991, Cooke a proposé d'ajouter une zone non-compactée dans la zone 3C, appelé la zone 3D. C'est une zone fortement drainante située en bas du barrage. Pour les enrochements drainés, la zone traverse la vallée de part en part. En revanche, si on utilise des matériaux moins drainants comme du gravier ou du sable, la zone 3D peut être complétée par un système de drainage consistant en une série de drains cheminée (cheminées verticales de diamètre d'environ 0,3-0,6 m composées de matériaux plus drainants) [CIGB Bulletin 141, 2010] (Figure 1.10).

1.2.2 MASQUE AMONT

Le masque amont est un élément étanche en béton armé essentiel au bon fonctionnement des CFRD et reposant sur la zone 2B. Ces dernières années, suite à l'augmentation de la hauteur des CFRD, d'importantes fissures ont pu être rencontrées sur les masques amont.

1.2.2.1 Epaisseur du masque

L'épaisseur du masque utilisée dans la plupart de CFRD est donnée dans le tableau 1.1. H est le dénivelé entre le point de calcul et la crête du barrage. Pour les barrages de grande hauteur (> 100 m), l'épaisseur du masque diminue du bas vers le haut.

Hauteur du barrage (m)	Epaisseur du masque (m)
>100 m	$0,3 + 0,002 H$ à $0,3 + 0,004 H$
50 m à 100 m	0,3
< 50 m	0,25

Tableau 1.1 : Epaisseur du masque en fonction de la hauteur du barrage

1.2.2.2 Ferrailage du masque

Conformément aux normes australiennes [Australien Committee on Large Dams, 1991], bien que la majeure partie du masque se trouve en compression, un ferrailage est disposé sur l'ensemble du masque afin d'éviter la traction due au retrait du béton et l'hétérogénéité de son support (Zone 2B). La plupart des CFRD réalisés dans le monde ont les aciers dans la partie médiane de l'épaisseur du masque. L'espace entre les aciers en plan doit être inférieur à l'épaisseur du masque : environ 200 mm -300 mm. L'enrobage des aciers supérieur et inférieur est de 15 cm.

Le ratio d'acier du masque varie entre 0,3% et 0,5%. Selon Cooke (2000_b), les différentes valeurs de ratio d'acier pourraient être synthétisées ci-dessous :

- Le ratio d'acier horizontal pourrait diminuer jusqu'à 0,3% en admettant qu'il n'y pas de fissures verticales (pourtant, ce n'est pas le cas pour les grands CFRD ($H > 150$ m)).
- Le ratio d'acier vertical conseillé est de 0,35 % - 0,40 % qui est plus élevé en raison de l'observation des fissures de retrait horizontales dans la plupart des CFRD.
- La zone de 15 m au-delà des joints périphériques serait soumise à de fortes contraintes de flexion. Des fissures sont souvent observées dans cette zone. Donc, le ratio d'acier utilisé est plus élevé pour les deux directions : 0,4 %.

Cooke a aussi affirmé qu'un seul lit d'acier dans la partie médiane de l'épaisseur du masque est suffisant. Cependant, cet aspect est encore sujet à débats.

Selon les experts chinois [Cao et al., 2008], les principes de conception telles que proposées par Cooke sont correctes pour les CFRD avec une hauteur inférieure à 150 m. Pour les grands CFRD ($H > 150$ m), des modifications deviennent nécessaires. La fissure de compression est la fissure la plus importante observée sur les grands CFRD à cause de contraintes de compression excessives dans le masque. Ci-dessous sont donnés les conseils des ingénieurs chinois pour les grands CFRD :

- Un seul lit d'acier sur la partie inférieure du barrage. Cette couche d'acier est implantée dans la partie médiane de l'épaisseur du masque qui correspond à la méthode traditionnelle.
- Deux lits d'acier sur la partie supérieure du barrage renforcés par des aciers d'effort tranchant pour éviter les fissures de compression.

1.2.3 PLINTHE

La plinthe joint le masque à la fondation; elle doit avoir des propriétés d'étanchéité (Figure 1.11, No. A). Elle est encastree à la fondation par des ancrages. Elle sert aussi de plate-forme pour débiter la construction du masque et effectuer l'injection des fondations.

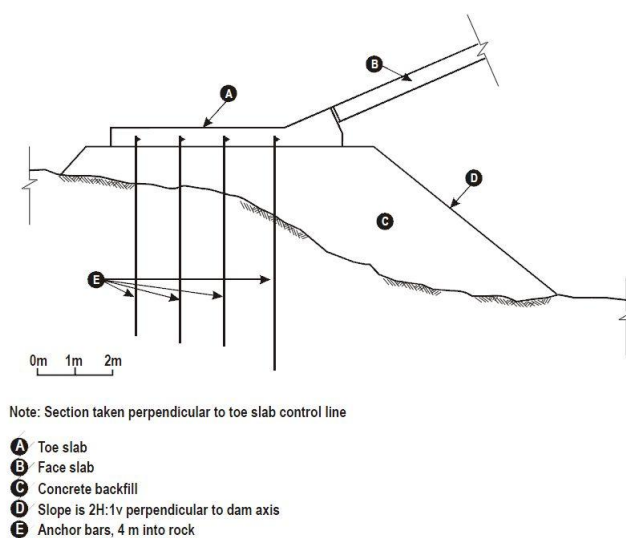


Figure 1.11 : Plinthe du barrage de Mohale [CIGB Bulletin 141, 2010]

Dans le séminaire consacré aux barrages en enrochement organisé par l'Association Américaine de Génie Civil en 1958, Terzaghi a proposé une largeur égale à $1/20 - 1/10$ de la hauteur de la charge hydraulique pour une dalle de béton pour la fondation. La dalle de béton mentionnée au-dessus est appelée la plinthe aujourd'hui.

Dans les années 80, plusieurs CFRD ont été construits sur des fondations érodables et non-traitées (ex : le barrage de Salvajina, Colombie, 148 m, $L_{\text{plinthe}} = 4-8$ m, 1983). Une zone imperméable ayant un effet de rétention a été placée juste à l'aval de la plinthe (au-dessous du masque) afin d'éviter le renard (Zone 2A, Figure 1.10).

Dans les années 90, la conception de la plinthe a été modifiée suite au retour d'expérience de la construction du barrage de Babagon (Malaysia, 63 m, 1996). Cette méthode a été baptisée « 4+X » ultérieurement [Cao et al., 2008]. La plinthe est construite en deux parties : la partie standard et la partie intérieure (à l'aval de la précédente partie et dans son prolongement, Figure 1.12). La partie standard a une largeur de 4 m (dans certains projets, 3 m) et est utilisée comme une plate-forme d'injection. La partie intérieure ayant une largeur de « X » se situe au-dessous du masque en vue d'augmenter la distance d'infiltration. Elle peut être construite en béton armé ou en béton projeté. Les matériaux de rétention (particules fines) sont disposés au-dessus et au-dessous de la plinthe intérieure pour protéger les matériaux du barrage et éviter le renard en cas de rupture de la plinthe. L'injection entre la plinthe intérieure et la fondation n'est pas nécessaire [Cooke, 2000_a]. Un autre avantage de cette conception est de diminuer le

terrassement de la fondation si celle-ci est de mauvaise qualité et d'accélérer la construction, en particulier pour les grands CFRD. Les grands CFRD récemment construits possèdent tous ce type de plinthe.

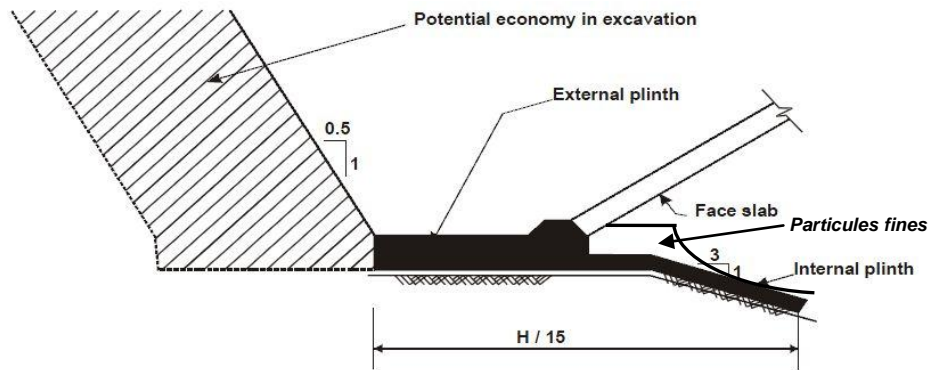


Figure 1.12 : Section typique de la plinthe du type « interne » [CIGB Bulletin 141, 2010]

La largeur de la plinthe (cote « H/15 » sur la figure 1.12) peut être déterminée par le gradient hydraulique qui est le rapport entre la charge hydraulique et la largeur de la plinthe ($L=4+X$). Les tableaux 1.2 et 1.3 présentent la norme chinoise et la norme australienne (1991) qui permettent le calcul de la largeur de la plinthe en fonction de l'érodabilité du sol de fondation.

Erodabilité de la fondation	Gradient Hydraulique (Charge hydraulique / Largeur de la plinthe)
Peu	≥ 20
Faible	10–20
Fort	5–10
Très fort	3–5

Tableau 1.2 : Norme Chinoise

Erodabilité de la fondation	Gradient Hydraulique (Charge hydraulique / Largeur de la plinthe)
Peu	20
Faible - Fort	10
Fort - Très Fort	5
Très fort	2

Tableau 1.3 : Norme Australienne

1.2.4 JOINTS

1.2.4.1 Joints verticaux

Afin de faciliter la méthode de construction du masque et pallier les phénomènes de retrait du béton, le masque est construit dalle par dalle. Des joints verticaux sont placés alors entre les dalles. Ils peuvent être regroupés en deux catégories : joint de retrait et joint de compression.

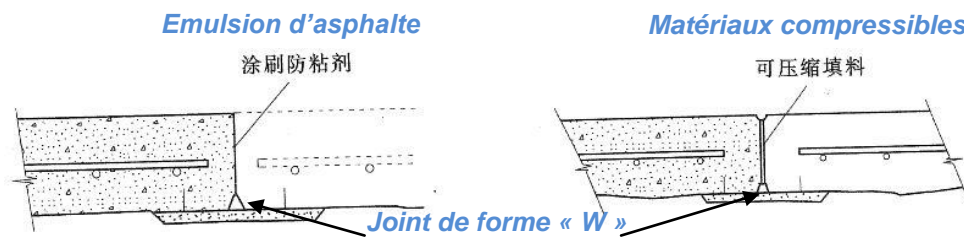


Figure 1.13 : Joints de retrait (à gauche), Joints de compression (à droite)

- Joints de retrait

Le joint de retrait peut s'ouvrir, mais n'est pas compressible. Le profil du joint de retrait est présenté dans la figure 1.13. On constate sur cette figure qu'il n'y a pas de continuité des aciers à travers les joints. Une émulsion d'asphalte ayant un comportement élastique est souvent posée pour suivre le retrait des dalles.

- Joints de compression

Le joint de compression peut s'ouvrir et se fermer (Figure 1.13). Des matériaux compressibles tel que le bois associé à du bitume pour assurer l'étanchéité sont utilisés. Cet élément sert à éviter que le béton n'éclate sous la pression de l'eau. Les aciers ne traversent pas les dalles.

La conception du barrage Karahnjukar d'une hauteur de 190 m en Islande a prévu des joints entre les 10 panneaux centraux de la dalle munis de feuilles de fibres bitumineuses, d'une épaisseur de 15 mm [CIGB Bulletin 141, 2010].

Conformément aux expériences australiennes, le joint de retrait peut être utilisé pour tous les joints verticaux. La distinction entre le joint de retrait et le joint de compression n'est pas nécessaire. Mais pour certains projets, le joint de retrait a été remplacé par un joint de compression. Par exemple, dans le barrage d'Aguamilpa (Mexique, 185.5 m, 1993), 5 joints verticaux sont des joints de compression. L'épaisseur du bois compressible est de 12,7 mm. Dans le barrage de Gongbaixia (Chine, 132 m, 2005), 4 joints de compression avec une épaisseur du bois de 12 mm sont présents. Selon les pratiques récentes, le barrage Sanjiangkou (Chine, 61,5 m, 2010) et le barrage Puxiqiao (Chine, 140,0 m, en construction) possèdent les deux types de joints verticaux : le joint de compression est placé au centre du masque tandis que le joint de retrait est utilisé sur les bords latéraux du masque (proche des rives).

Pour les joints verticaux, un waterstop de forme W est généralement utilisé (Figure 1.14). Le barrage de Cethana (Australie, 110 m, 1971) est le premier barrage utilisant le joint de forme W. Un acier de compression peut être ajouté au niveau du joint, lorsque la compression est jugée importante. La longueur de l'acier de compression serait supérieure à 2 fois l'épaisseur du masque (Figure 1.15) [Cao et al., 2008].

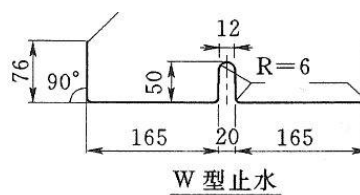


Figure 1.14 : Joint de forme « W » [Cao et al., 2008]

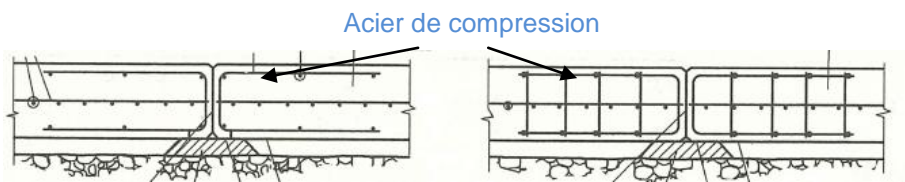


Figure 1.15 : Acier de compression au niveau du joint de compression [Cao et al., 2008]

1.2.4.2 Joints périphériques

Un joint périphérique est placé entre le masque et la plinthe. Alors que la plinthe se trouve encastrée dans la fondation par l'injection, le masque lui se déplace avec le remblai, ce qui provoque des déformations importantes au niveau du joint périphérique. Ce déplacement du joint périphérique peut être de 3 natures : ouverture, tassement et déplacement de cisaillement (Figure 1.16). Pour diminuer ces déplacements, un compactage par vibration est réalisé sur les matériaux autour des joints périphériques dans la plupart des barrages récemment construits.

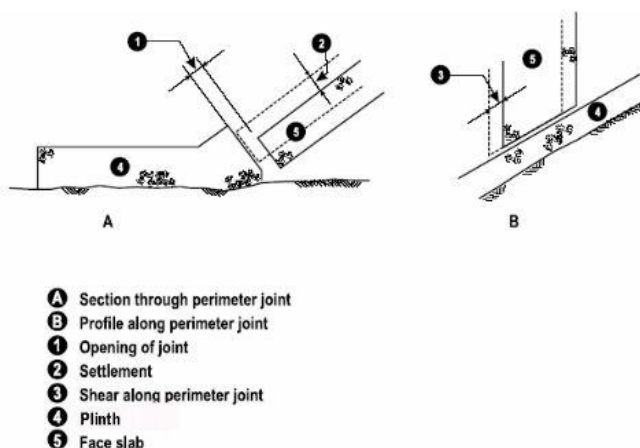


Figure 1.16 : Déplacement du joint périphérique des CFRD [CIGB Bulletin 141, 2010]

Selon les règles australiennes, pour les barrages ayant une hauteur inférieure à 40 m, un seul waterstop « W » permet d'assurer l'étanchéité du joint. Une fois que la hauteur dépasse 40 m, il est préférable de disposer deux waterstops « W » entre la plinthe (No.4) et le masque (No.5) dans l'épaisseur du masque ainsi qu'une couche de Hypalon caoutchouc entre eux (Figure 1.16).

Dans la norme chinoise, un waterstop en cuivre est situé en bas du joint. Un autre waterstop en PVC ou caoutchouc est placé dans la partie médiane de l'épaisseur du masque (Figure 1.17). En haut, le waterstop est constitué : soit par des matériaux déformables, soit par du sable fin (ou clinker), ou bien les deux. Pour les barrages ayant une hauteur inférieure à 50 m, un seul waterstop suffit. Par contre, pour les barrages supérieurs à 50 m, deux waterstops (en bas et en haut) ou trois sont recommandés. La figure 1.17 présente les joints périphériques du barrage de Salajina (Colombie, 148 m, 1983).

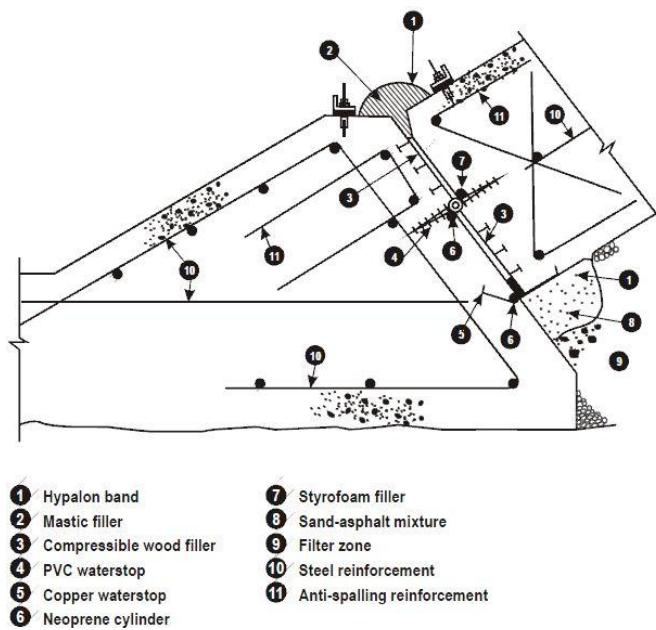


Figure 1.17 : Joints périphériques du barrage de Salvajina [CIGB Bulletin 141, 2010]

Pinto et Mori (1988) ont proposé un joint couvert par des particules fines pulvérulentes au lieu du système traditionnel de mastic. La figure 1.18 présente ce nouveau système. Lorsque les joints périphériques s'ouvrent, les particules fines (No.1 dans la figure 1.18) seront lavées et viendront colmater les fissures créées entre le masque et la plinthe, ou seront filtrées par la zone de filtration (No. 2 dans la figure 1.18) derrière le masque. Cette conception se retrouve dans plusieurs grands CFRD dans le monde. Le barrage d'Aguamilpa (Mexique, 180.5 m, 1993) utilise des cendres volantes comme matériau fin pulvérulent et protégées par un revêtement d'acier galvanisé [Gomez, 1999]. L'étanchéité supérieure du joint périphérique du barrage de Tianshengqiao-1 (Chine, 178 m, 2000, Figure 1.19) et celui de Heiquan (Chine, 123,5 m, 2001) utilisent aussi cette solution tout comme le barrage de Mohale (Lesotho, 145 m, 2000).

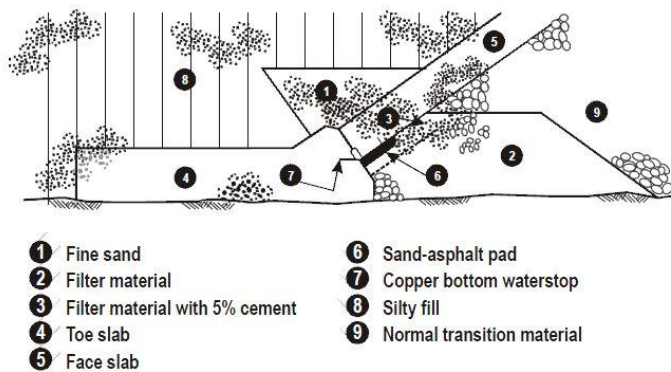


Figure 1.18 : Conception des joints périphériques en utilisant des fines pulvérulentes [Pinto et Mori, 1988]

Plusieurs exemples de joint périphérique sont présentés dans la figure 1.19.

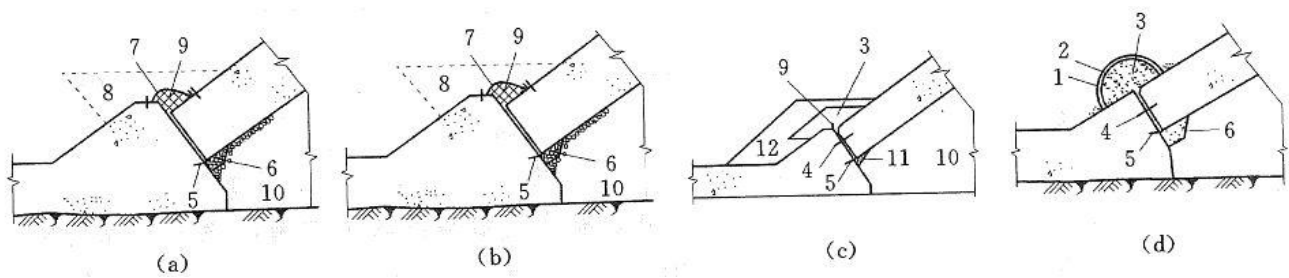


Figure 1.19 : Exemples de joint périphérique dans les grands barrages récemment construits

(a) Segredo (Brésil, 145 m, 1993) (b) Xingo (Brésil, 151 m, 1994)

(c) Tianshengqiao-1 (Chine, 178 m, 2000) (d) Aguamilpa (Mexique, 185.5, 1993)

1-Demi-cercle tube d'acier galvanisé ; 2- Géotextile ; 3- Cendre volante ; 4- Joint en PVC ; 5-Joint en cuivre ; 6- Section de mortier ; 7- Couverture en caoutchouc ; 8- Sable pulvérulent ; 9- Mastic ; 10- Zone de filtration (effet de rétention sur les matériaux pulvérulents, ex : cendres volantes) ; 11- Sable bitumineux ; 12- Argile.

1.2.5 CONTACT MASQUE-REMBLAI

Le contact entre le masque et le remblai n'est pas direct, il se fait par l'intermédiaire d'une surface permettant le bétonnage du masque sur le remblai 2B sans perte de laitance. L'objectif est aussi de fournir une surface suffisamment résistante contre l'érosion en cas de fortes pluies ou de la surverse des batardeaux. Actuellement, 4 solutions technologiques sont rencontrées : enduit superficiel au bitume, béton projeté, mortier compacté ou béton extrudé. La plupart des projets australiens utilise la protection de bitume (Barrage de Cethana). Au Brésil, la protection de bitume était beaucoup utilisée, cependant tous les projets récents utilisent le béton extrudé. En Chine, on retrouve soit l'utilisation de bitume, du mortier compacté ou du béton extrudé. On peut citer d'autres exemples comme le barrage de Salvajina (Béton projeté, Columbia) ou le barrage de Khao Laem (Béton projeté, Thaïlande).

1.2.5.1 Bitume

Après le compactage de la zone 2B, une première couche d'émulsion de bitume est projetée en surface. Une couche de sable est ensuite répandue et compactée. Par la suite, une deuxième couche d'émulsion de bitume est projetée et une autre couche de sable est ajoutée comme précédemment et l'ensemble est compacté. Finalement, une couche de 2-3 mm de bitume est ajoutée pour protéger la zone 2B. Par exemple, dans le barrage de Tianshengqiao-1, la vitesse de répandage de la protection de bitume est de 500-1000 m²/h.

1.2.5.2 Béton extrudé

L'idée est de construire à l'avancement de la réalisation de la zone 2B une banquette de béton profilée afin d'avoir une plate-forme pour la construction du masque et de la zone 2B. La longueur de la base supérieure est de 10 cm, celle de la base inférieure est de 71 cm. La hauteur est de 40 cm. Le fruit extérieur est de 1,4 : 1 comme celui du remblai. Le fruit intérieur est de 1 : 8 (Figure 1.20).

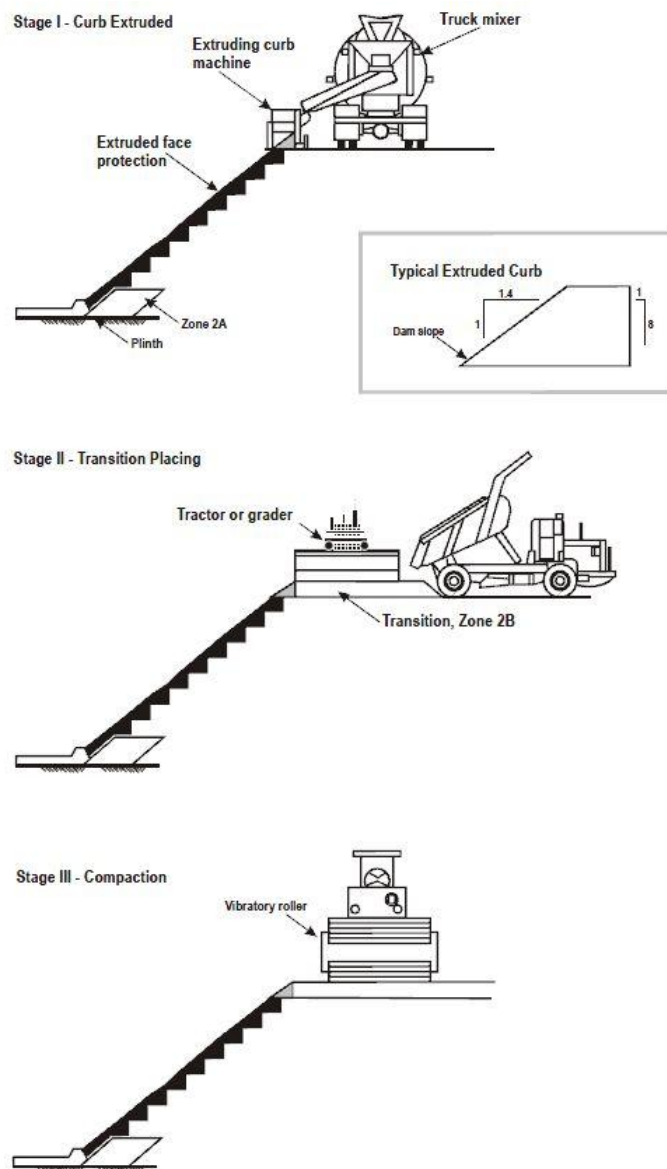


Figure 1.20 : Construction du béton extrudé

La vitesse de construction du béton extrudé est de 40-60 m/h. La figure 1.20 présente les étapes de construction. Le béton extrudé est compacté tous les 10 cm. La construction de la zone 2B peut s'effectuer 1 h après la réalisation du béton extrudé et est compactée tous les 40 cm, 2 h après.

La figure 1.21 présente le béton extrudé (bordure profilée) réalisée sur le chantier du barrage de Puxiqiao.



**Figure 1.21 : Béton extrudé (bordure profilée) réalisé pour le barrage de Puxiqiao (Chine, 2012) ;
à gauche : Béton extrudé réalisé, à droite : Engin utilisé**

Grâce à la construction de cette bordure profilée, la zone 2B peut être compactée horizontalement. L'ajustement du fruit de la zone 2B et le compactage incliné peuvent ainsi être évités. La procédure de construction est simplifiée et les matériaux de la zone 2B sont protégés immédiatement.

Après la construction du béton extrudé, une couche de bitume peut être projetée en surface, on parle alors de « béton extrudé recouvert de bitume ». L'avantage de cette technique est de diminuer le frottement entre le masque et la banquette de béton extrudé afin d'éviter l'influence des tassements différentiels entre le masque et le remblai.

Pour finir, le tableau 1.4 explicite pour 10 grands CFRD le traitement retenu et réalisé entre la couche 2B et le masque [Materon, 1998].

Nom du barrage	Pays	Année d'acheve	Hauteur (m)	Matériaux en zone 2B	Densité absolue	Indice des vides (e)	Masse Volumique (t/m ³)	Traitement
Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravels	2,64	0,18	2,24	Emulsion de Bitume
Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalt	2,77	0,31	2,11	Emulsion de Bitume
Messochora	Grec	1994	150	Gravels	2,69	0,2	2,24	Béton projeté
Xingo	Brazil	1994	150	Gravels (weathered)	2,73	0,16	2,35	Coupé
Salvajina	Colombie	1985	148	Gravels	2,79	0,18	2,36	Béton projeté
Segredo	Brésil	1992	145	Basalt	2,92	0,26	2,32	Emulsion de Bitume
Mohale	Lesotho	2000	145	Dolorite / Basalt	2,7	0,25	2,16	Béton projeté
A,Anchicaya	Colombie	1974	140	Hornfels	2,93	0,29	2,27	RIEN
Golillas	Colombie	1978	125	Gravels	2,74	0,26	2,17	Béton projeté
Ita	Brésil	1999	125	Basalt	2,86	0,32	2,17	Béton extrudé

Tableau 1.4 : Contact entre le masque et le remblai

1.3 PATHOLOGIES SUR LE MASQUE AMONT OBSERVÉES DANS LES GRANDS CFRD

1.3.1 INTRODUCTION

Depuis les années 90, la hauteur des CFRD peut être très importante (>140 m). En même temps, certaines pathologies ont pu être observées plus couramment, notamment l'apparition de fissures sur le masque. Dans ce contexte, on peut se demander si la conception des CFRD actuelle, basée sur un retour d'expérience concernant des CFRD de hauteur inférieure à 140 m reste toujours valable pour les grands CFRD. Ce chapitre présente 3 grands CFRD récemment construits présentant à des degrés divers de ce type de désordres.

1.3.2 PATHOLOGIES OBSERVÉES (DEPUIS LES ANNÉES 90)

1.3.2.1 Barrage de Tianshengqiao-1

❖ Caractéristiques générales

Le projet est situé dans le sud-ouest de la Chine, entre la province de Guangxi et la province de Guizhou. La hauteur du barrage est de 178 m, la longueur de crête de 1104 m, le volume du réservoir de 17,7 hm³ et la surface du masque amont de 0,173 hm². La centrale possède 4 groupes électriques avec une puissance installée de 300 MW chacun, la production annuelle moyenne totale est de 5250 GWh.

❖ Historique de la construction

Le projet a commencé en 1991. En novembre 1996, la dérivation de la rivière est achevée et la construction du remblai a démarré. La première mise en eau a débuté en août 1998 et la production du premier groupe électrique en fin d'année 1998. La construction du barrage a été terminée en juillet 2000 à la cote finale de El. 791 m (élévation de 791 au-dessus du niveau moyen de la mer). Le niveau du réservoir est mis à la cote El. 780 m (Niveau d'eau normal) en septembre 2000 (Figure 1.22).

Le niveau du réservoir a atteint la cote El. 669 m le 30 décembre 1997 et est resté à la cote El. 668 m pendant 6 mois. Le 10 novembre 1998, le niveau du réservoir a atteint El. 740,36 m et la production d'électricité a pu débuter le 28 décembre 1998. Après avoir construit le masque en mai 1999 (troisième période), le niveau de l'eau est montée jusqu'à la cote El. 767,4 m le 24 août 1999. Le 9 octobre 2000, le niveau du réservoir a atteint sa cote finale de El. 779,96 m (Figure 1.22).

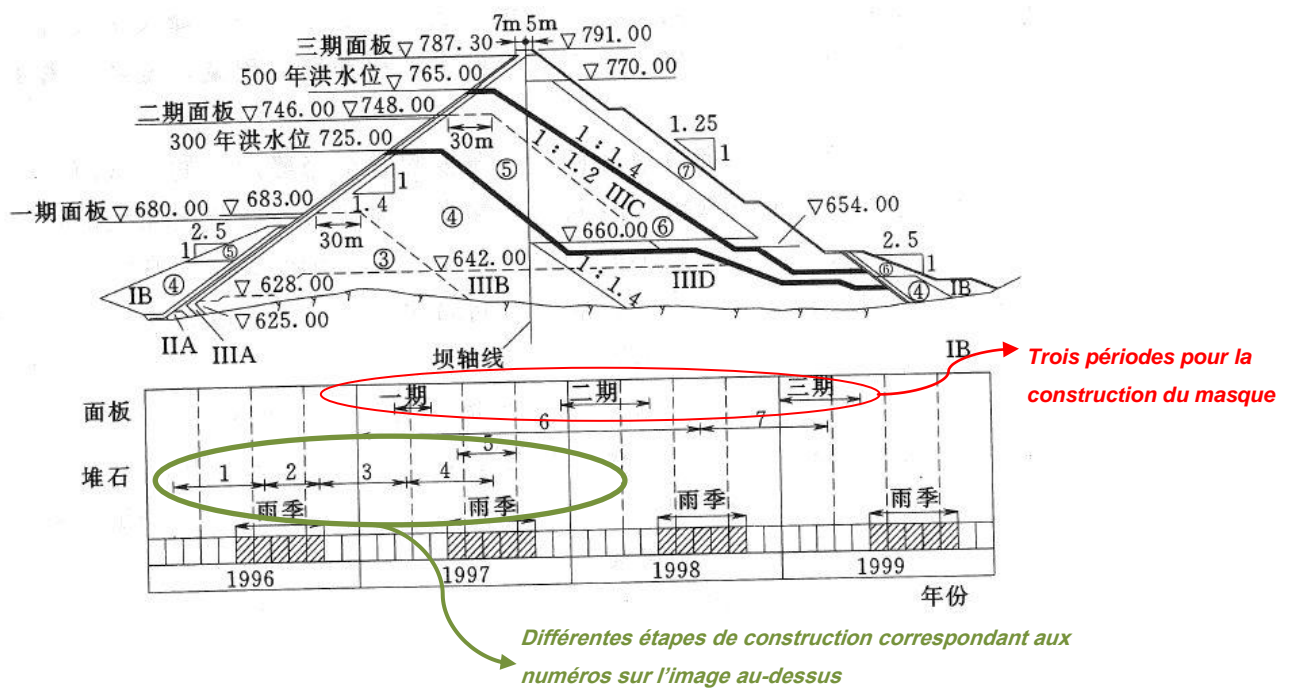


Figure 1.22 : Etapes de construction (Tianshengqiao-1) [Cao et al., 2008]

❖ **Matériaux**

Le matériau de la zone 3B est un calcaire récupéré de l'excavation de l'évacuateur de crue. La zone 3C contient du grès et de l'argilite qui ont également été récupérés des zones excavées. Les modules de déformation (E_{rc}) mesurés in-situ de la zone 3B et 3C sont respectivement de 45 MPa et de 22 MPa et les module de déformation sur la partie aval sont égaux à la moitié de ceux de la partie amont (Figure 1.23).

❖ **Pathologie observée**

En juillet 1999, décembre 1999 et la fin de l'année 2000, le tassement a atteint 3,0 m, 3,28 m et 3,35 m respectivement. Le tassement est stable depuis 2000 et la valeur stabilisée mesurée était de 3,4 m. La particularité du barrage de Tianshengqiao-1 est que le masque amont a été réalisé juste après l'installation des enrochements principaux (3B) et le masque a été réalisé en trois phases.

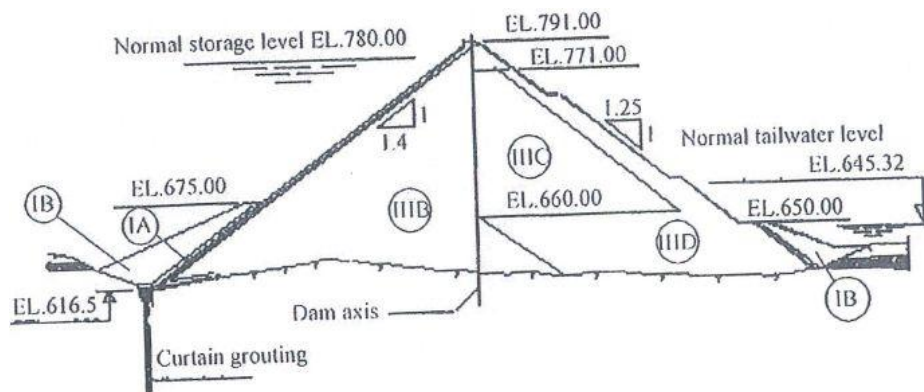


Figure 1.23 : Profil du barrage de Tianshengqiao-1 [Cao & Zhang, 2001]

- **Fissures dues au détachement du masque de son support**

Le masque amont se compose de 69 dalles de béton de largeur 16 m chacune. Le masque amont a été construit en 3 étapes. Chaque étape s'est terminée avant la saison de pluie en mai afin de résister à la crue. L'étape 1 (jusqu'à El. 680 m) a été réalisée en mai 1997. L'étape 2 (entre El. 680 m- El. 746 m) a été achevée en mai 1998. L'étape 3 (El. 746 m- El. 787,3 m) a été terminée en mai 1999. Les détachements entre le masque amont et les enrochements, support du masque, sont présentés ci-dessous :

- Première étape : 23 dalles se sont décrochées des enrochements parmi les 27 dalles construites. La longueur transversale sur laquelle le détachement s'est produit fut de 6,8 m et l'écartement maximal du support 15 cm.
- Deuxième étape : 45 dalles se sont décrochées des enrochements parmi les 53 dalles construites. La longueur transversale maximale du détachement fut de 4,7 m et l'écartement maximal de 10 cm.
- Troisième étape : 36 dalles détachées ont été découvertes parmi les 69 dalles. La longueur transversale maximale et l'écartement maximal sont respectivement de 10 m et 15 cm.

Le détachement du masque dans le barrage de Tianshengqiao-1 est le plus grand détachement enregistré à l'époque. Après le détachement entre le masque amont et les enrochements, le masque s'est trouvé sans appui et des fissures sont apparues.

Le barrage de Tianshengqiao-1 constitue un premier retour d'expérience précieux pour ce type de pathologie. Il est maintenant admis que si la déflexion du masque amont atteint 40 cm, des fissures apparaîtront [Cao et al., 2008]. Le fluage des enrochements serait aussi une des raisons principales de ce type de fissuration.

- ***Fissuration de la couche d'appui (2B)***

En décembre 1998, le remplissage des enrochements a atteint El. 768,0 m. Trente sept fissures sur la couche d'appui (zone 2B) ont été trouvées à El. 748,0- El. 768,0 m (20-40 m au-dessous de la crête finale) dont la plus longue est de 96 m, la plus large est de 5 cm et la plus profonde est de 1,5 m (Figure 1.24). Pour les fissures inférieures à 1 mm, une réparation au rouleau vibrant a été utilisée. Pour celles supérieures à 1 mm, le traitement utilisé est l'injection de mortier de ciment [Cao et al., 2008].

Après l'étape 6, la différence d'altitude entre le remblai amont et remblai aval a atteint 123 m (El. 768 m en amont; El. 645 m en aval). En juillet 1998, l'étape No.7 a commencé avec une vitesse de construction de 1 m/jour jusqu'à El. 768 m. Le 10 décembre 1998, 9 fissures étaient détectées. Le nombre de fissures a augmenté à 37 le 10 janvier 1999. D'après la première analyse [Cao et al., 2008], la cause de ce type de fissures pourrait être les tassements différentiels entre la partie amont et aval du barrage. L'étape de construction No.7 a aggravé cette pathologie.

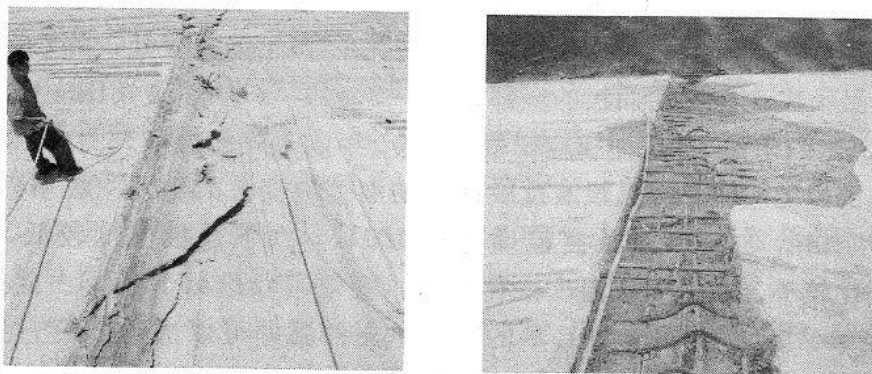


Figure 1.24 : Fissures sur la couche d'appui (2B) [Cao & Zhang, 2001]

- ***Fissurations en phase de mise en eau***

L'inspection effectuée le 28 juillet 2003 a révélé que le béton situé à côté du joint vertical entre les dalles L3 et L4 (le plus long de Tianshengqiao-1) a été endommagé suite à un écrasement entre El. 748,22 – El. 787,30 m (en haut du barrage), avec une fissure de largeur moyenne de 1 mm et de profondeur 24 cm (Figure 1.25). Par contre, le béton en bas du barrage est resté intact. Le masque a été réparé et la production a continué. Le 29 mai 2004, l'endommagement du masque a été retrouvé au même endroit. Le niveau du réservoir était à la cote El. 747,77 m. Un séisme de 0,8 sur l'échelle de Richter a été enregistré par le bureau sismique le 22 mai 2004 à 16h38. L'écrasement s'est prolongé vers le bas jusqu'à la cote El. 710 m au niveau du masque L4. La largeur et la profondeur de la fissure se sont révélées d'importance identique que celles mesurés en 2003. Les travaux de réparation ont été réalisés en deux parties : ceux au-dessus du niveau de l'eau et ceux au-dessous. Pour la première partie, les joints rigides ont été remplacés par des joints souples. Pour la deuxième partie, le masque endommagé a été nettoyé, les armatures ont été alignées, du béton d'époxy sous-marin a été utilisé pour reconstruire le masque.

D'après les mesures de fuite, le 12 octobre 2005, la fuite était de 72 l/s lorsque le niveau du réservoir a atteint la cote El. 776,23 m, ce qui constitue un débit de fuite acceptable pour ce type de barrage.



**Figure 1.25 : Fissures verticales au centre du masque
(Gauche : avant nettoyage ; Droite : après nettoyage)**

1.3.2.2 Barrage de Campos Novos

❖ Caractéristiques générales

Le projet est situé sur la rivière Canoas dans la province de Santa Catarina, au sud du Brésil (Figure 1.26). La capacité de son réservoir est de 1471 hm³ et la puissance installée totale est de 880 MW. La hauteur du barrage est de 202 m et la longueur de crête est de 592 m, un fruit amont de 1,3 (H/V) et de 1,2 à l'aval. Le volume du remblai est de 13,0 hm³ et le rapport entre la largeur de la vallée et sa hauteur est de 2,93. Le ratio entre la surface du masque amont et le carré de la hauteur du barrage (A/H^2) est de 2,59.



Figure 1.26 : Barrage de Campos Novos (Gauche : Vue aval ; Droite : Lieu du barrage)

❖ Historique de construction

Le projet a débuté le 1 août 2001. Deux tunnels de dérivation de longueur 860,9 m et 915,8 m ont été réalisés en rive droite. La mise en eau a commencé le 8 octobre 2005 et le niveau du réservoir a atteint 92% (El. 640 m) du niveau final fin octobre.

❖ Matériaux

Le profil du barrage est présenté sur la figure 1.27. Le matériau principalement utilisé est du basalte avec une granulométrie serrée ($Cu < 6$). La hauteur de levée des matériaux principaux est de 0,9 m et celle des matériaux secondaires est de 1,2 m. Le compactage a été réalisé avec un rouleau vibrant de 10 t en 6 passages. Le module de déformation du barrage en construction (E_{cr}) est de 60 MPa dans les matériaux en Zone 3B.

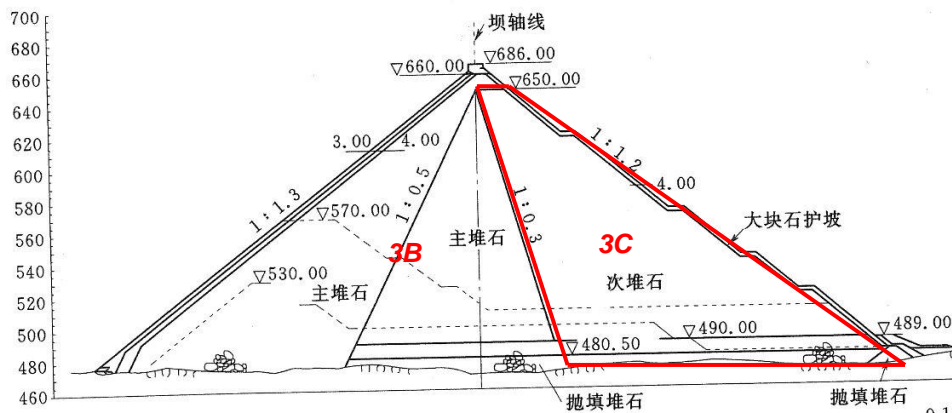


Figure 1.27 : Profil du barrage de Campos Novos [Cao et al., 2008]

❖ Masque

L'épaisseur du masque a été calculée par l'équation suivante :

$$t = 0,3 + 0,0025 H \quad (E.1.1)$$

Le ratio d'acier dans le masque est de 0,4 %.

❖ Pathologie observée

Un écrasement vertical des joints 16 et 17 au centre du barrage a été constaté le 14 février 2006. Ce symptôme a évolué de El. 535 m jusqu'à quelques mètres au-dessus du niveau d'eau, lorsque le réservoir a atteint environ 90% de sa capacité maximale. Des fissures horizontales ont aussi été détectées à El. 656 m.

Selon la figure 1.28, la fuite était d'environ 450 l/s le 25 octobre 2005. Elle a atteint 1300 l/s le 2 février 2006. Pendant cette période, le niveau du réservoir est resté entre El. 640 m et El. 643 m. Les travaux de réparation réalisés sont indiqués ci-dessous :

- Forages pour injecter du ciment entre le masque et la zone 2B.
- Nettoyage du béton et des joints endommagés.
- Enlèvement des armatures courbées et remplacement.
- Changement des joints verticaux.
- Coulage d'une nouvelle couche de béton entre les dalles L16 et L17.

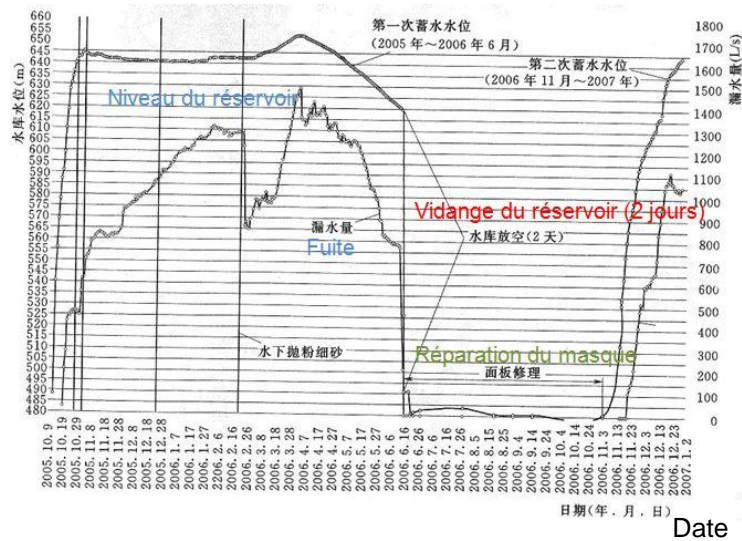


Figure 1.28 : Fuites du barrage de Campos Novos [Cao et al., 2008]

Des sédiments limoneux ont été déversés sous l'eau pour colmater les fissures le 24 février 2006. La fuite a diminué à 848 l/s le premier mars 2006 mais a de nouveau augmenté à 1294 l/s, lorsque le niveau du réservoir a atteint la cote El. 652,78 m le 4 avril 2006. En juin 2006, huit mois après l'accident, une vidange du réservoir a révélé une fissure horizontale d'une longueur de 300 m qui était située à environ 0,3-0,4 fois la hauteur du barrage. Le mouvement des dalles a augmenté d'environ 20 cm. La rupture du joint vertical identifiée au-dessus du niveau du réservoir s'est étendue vers le bas jusqu'au fond de la vallée. La configuration des fissures et le niveau de dommage dans les zones de fissuration indiquent que l'endommagement a débuté au point central du masque, et s'est développé à la fois dans le sens vertical et transversal (Figure 1.29 et 1.30). La longueur totale des fissures est d'environ 600 m [Pinto, 2008].

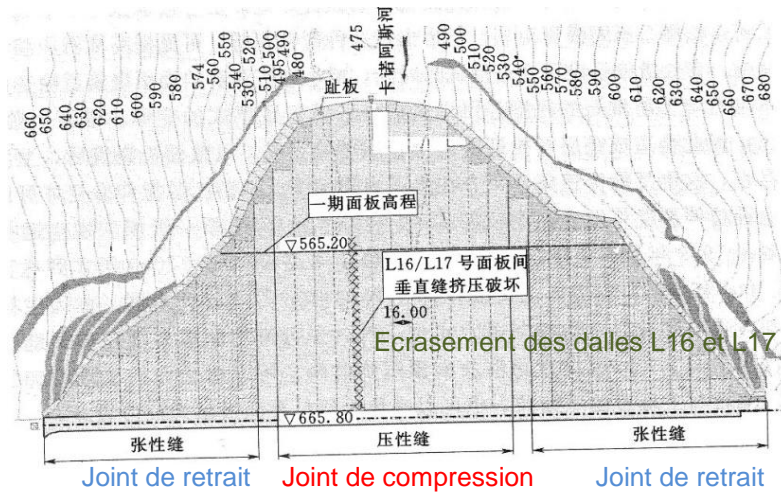


Figure 1.29 : Ecrasement des dalles L16 et L17 du barrage Campos Novos (Vue sur le masque) [Cao et al., 2008]

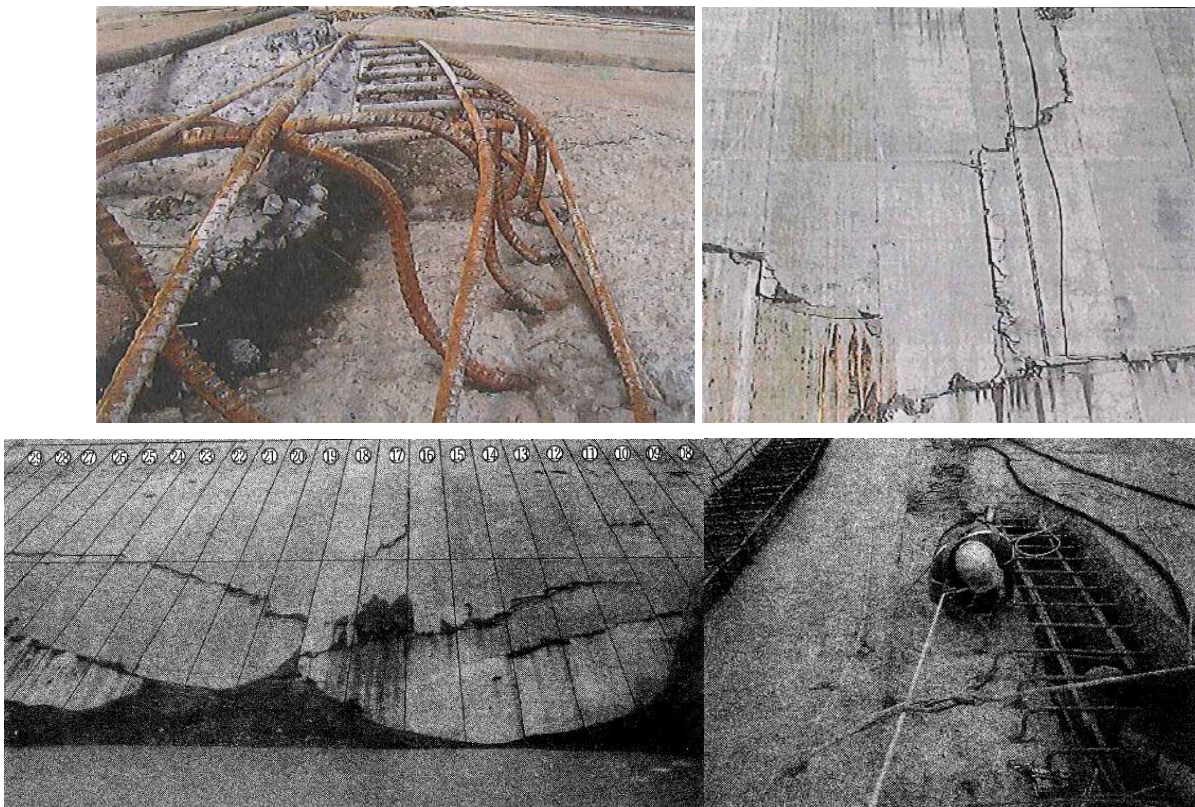


Figure 1.30 : Fissuration du masque (Campos Novos) [Pinto, 2008]

1.3.2.3 Barrage de Barra Grande

Le projet est situé sur la rivière Pelotas à la frontière de la province de Santa Catarina et de Rio Grande do Sul, au sud du Brésil. La puissance installée totale est de 708 MW. La hauteur du barrage est de 185 m et la longueur de crête est de 665 m, le rapport entre la largeur de la vallée et sa hauteur de 3,72 et le ratio de la vallée de 3,15 (A/H^2). Le projet a débuté en juillet 2001 et s'est terminé en septembre 2005. Les matériaux du remblai sont en basalte avec une granulométrie serrée. La méthode de construction est identique à celle du barrage de Campos Novos. Le module de déformation (E_{rc}) mesuré in-situ est de 60 MPa.

La fissuration verticale du barrage de Barra Grande a été observée en septembre 2005, un mois avant l'accident de Campos Novos. La fissure verticale a été détectée à environ 80 m au-dessous du niveau de l'eau (le réservoir n'a jamais été abaissé de plus de 20 m au-dessous de son niveau naturel). La fissure transversale est située à mi-hauteur. La longueur totale des fissures est aussi d'environ 600 m [Pinto, 2008].

1.4 CONCLUSION

Ce chapitre retrace l'histoire des barrages en enrochements à masque amont (CFRD) : quatre périodes se détachent : la première période, le CFRD avec un masque amont en bois (1850-1920) et un fruit audacieux, le barrage représentatif étant le barrage English (24 m, 1856, USA); la deuxième période, le CFRD sans compactage (1920-1960) avec un fruit moins audacieux, le barrage représentatif étant le barrage de Salt Springs (100 m, 1931, USA); la période moderne, le CFRD avec compactage (1960-1990), le barrage représentatif étant le barrage de Cethana (110 m, 1971, Australie) et enfin la période actuelle, le CFRD avec une hauteur très importante (> 140 m), le barrage représentatif étant le barrage de Shuibuya (233 m, 2007, Chine).

Les principes fondamentaux des CFRD modernes énoncés par Cooke sont à la base de la conception de ces ouvrages. Les organes essentiels du CFRD et les matériaux utilisés pour la construction du CFRD ont été présentés en détail. Il s'agit du masque amont en béton qui assure l'étanchéité du CFRD ; la plinthe qui

joint le masque amont à la fondation ; les joints verticaux et périphériques qui complètent l'étanchéité entre les organes du CFRD et permettent les mouvements relatifs entre les dalles du béton (joints verticaux), la plinthe et le masque (joints périphériques). Enfin, la solution technologique pour la couche intermédiaire assurant le contact entre le masque et le remblai a également été présentée.

Les pathologies observées systématiquement sur les grands CFRD depuis les années 90 montrent les limites des règles de conception antérieures. La compréhension des désordres et leur origine est très importante afin d'éviter dans l'avenir de tels désordres.

Des hypothèses sur l'origine des pathologies ont été proposées par des experts : Cooke (1999) considère que la déformation différentielle entre la Zone 3B et la Zone 3C est la cause principale de la fissure horizontale. Avec l'augmentation de la hauteur du barrage, la pression de l'eau dans le réservoir pourrait avoir une influence plus significative sur la zone 3C, par conséquent, une déformation plus importante dans la zone 3C. Un déplacement amont aval pourrait en découler. Cela pourrait ensuite générer des frottements sur la partie intérieure du masque dirigés vers le haut. Ces frottements à leur tour produiront des tractions sur le masque, ce qui pourrait expliquer les fissures horizontales observées sur le masque [Cao et al., 2008].

Marulanda et Pinto (2000) mettent l'accent sur l'influence de la Zone 3C sur le comportement global des grands CFRD à partir du retour d'expérience du barrage d'Aguamilpa. En analysant le module de déformation dans le corps du barrage d'Aguamilpa et la forme de la pathologie observée, ils proposent d'élargir la zone 3B jusqu'à deux tiers de la largeur du barrage et de mettre un joint horizontal à $0,33 H$ de la hauteur du barrage (pris depuis la crête où on trouve des fissures horizontales) pour les barrages de hauteur supérieure à 170 m.

Les experts brésiliens soulignent l'impact de la forme de la vallée sur la fissure de compression. Pinto (2008) a aussi noté ceci en comparant le comportement de 16 CFRD mais a aussi relevé l'importance du module de déformation des enrochements.

Cao et al. (2008) proposent d'augmenter l'intervalle de temps entre la construction du remblai et celle du masque afin de diminuer le détachement du masque dû aux tassements « immédiats » du remblai. Le détachement du masque de son support serait dû à la rigidité différente entre le masque et le remblai et au fluage des enrochements. Conformément au retour d'expérience de la construction du barrage de Tianshengqiao-1, la déflexion du masque (3ème étape de la construction) a été générée principalement par les déformations supplémentaires des enrochements après le bétonnage de dalle.

Les conclusions présentées ci-dessus sont principalement basées sur un jugement empirique des experts et les analyses des mesures sur les barrages récemment construits. Un travail de recherche est cependant nécessaire pour définir les conditions d'intégrité et d'étanchéité du masque, modifier ou conforter le jugement des experts.

2. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES ENROCHEMENTS

2.1 INTRODUCTION

La taille importante des enrochements qui les distingue du sable et d'autres matériaux granulaires induit certaines spécificités dans le comportement mécanique. Ce chapitre reprend d'abord certaines notions générales sur le comportement des milieux granulaires mais fixera surtout les spécificités des enrochements.

Par la suite, le terme « enrochement » désignera un ensemble de blocs rocheux.

Le comportement mécanique des enrochements est influencé par de nombreux facteurs physiques. Dans le cadre de la logique méthodologique proposée par Biarez permettant de passer d'un milieu discontinu (grains) à un milieu continu respectant les règles de la mécanique des milieux continus, il est établi que le comportement d'un milieu granulaire est régi par 2 classes de paramètres :

- ❖ Classe I : des paramètres d'état indépendants de l'arrangement
 - Des propriétés mécaniques des grains : module (E), coefficient de Poisson (ν), résistance.
 - La taille des grains et la granulométrie.
 - La forme des grains (forme et angularité).
 - L'état de surface.
- ❖ Classe II : des paramètres d'état décrivant la géométrie de l'arrangement
 - Des conditions de contact entre les grains : angle de frottement interparticulaire (Φ).
 - Des variables décrivant la structure « isotrope » du milieu : indice des vides (e), densité (ρ), porosité (n).
 - Des variables décrivant une éventuelle anisotropie de la structure.

Par la suite, nous allons chercher à identifier et à comprendre l'influence de la plupart des paramètres cités précédemment sur la caractérisation mécanique des enrochements. En se recentrant essentiellement sur des enrochements du type de ceux mis en œuvre pour la construction des barrages en enrochements à masque amont, nous allons essentiellement nous focaliser sur l'influence des paramètres donnés ci-dessous sur le module de déformation, la résistance au cisaillement et la déformabilité des enrochements :

- Forme des particules (Classe I).
- Granulométrie de l'enrochement (Classe I).
- Résistance des particules (Classe I).
- La porosité de l'enrochement (Classe II).

2.2 IDENTIFICATION DES ENROCHEMENTS

2.2.1 FORME DE L'ENROCHEMENT

La forme d'une particule peut être caractérisée par 2 variables quantifiant son allongement et son angularité. L'allongement est représentatif de la forme générale de la particule, alors que l'angularité caractérise davantage la forme de la particule au niveau local (forme des sommets). En pratique, on utilise souvent un raccourci (incorrect) qui associe allongement et angularité. On parlera alors de particules de forme « très arrondie », « arrondie », « anguleuses », à « très anguleuses », en fonction de leur origine :

- Granulats d'origine fluviale : particules arrondies
- Granulats d'éboulis ou de carrières : particules anguleuses

Différents auteurs, tels que Barton et Kjaernsli (1981) proposent des abaques ou tableaux pour classer les particules en fonction de leur silhouette (Figure 2.1).

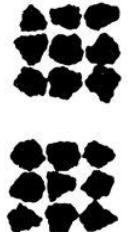
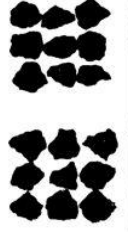
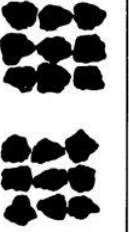
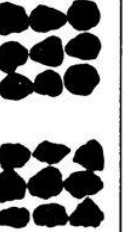
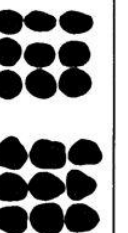
EXAMPLES SHOWING DEGREE OF ROUNDEDNESS				
QUARRIED ROCK	TALUS	MORAINE	GLACIFLUVIAL MATERIAL	FLUVIAL MATERIAL
				

Figure 2.1 : Classification des particules en fonction de la silhouette [Barton & Kjaernsli, 1981]

La forme des enrochements peut être quantifiée par le « facteur de forme » suivant, proposé par Marsal (1973) :

$$r_v = \frac{6\bar{V}}{\pi \cdot \bar{d}^3} \quad (\text{E.2.1})$$

\bar{V} est le volume du granulat

d_1, d_2, d_3 sont les largeurs du grain en trois axes orthogonaux, $d_1 > d_2 > d_3$

\bar{d} est dimension moyenne de la particule, $\bar{d} = (d_1 + d_2 + d_3)/3$.

Dans le cas d'une sphère, ce facteur de forme est égal à 1.

Une autre manière de définir la forme d'une particule consiste à calculer le rapport entre la plus petite et la plus grande dimension du grain (E.2.2).

$$R = \frac{d_{\min}}{d_{\max}} \quad (\text{E.2.2})$$

Dans les études de [Miura et al., 1997], un paramètre appelé A_{2D} a été utilisé pour caractériser l'angularité du grain, qui est calculé sur un plan de projection des grains. Si la forme de la projection est un cercle, A_{2D} est égal à zéro. La méthode de mesure pour le paramètre A_{2D} est présentée ci-dessous :

- Tracer le contour de la photo agrandie (prise dans le sens verticale) des 20 grains ayant une taille de d_{50} .
- Déterminer le paramètre A_{2D} à l'aide du Tableau 2.1.
- Calculer la valeur moyenne du paramètre A_{2D} des 20 grains

0-99	100-199	200-299	300-399	400-499	500-599	600-699	700-799
800-899	900-999	1000-1099	1100-1199	1200-1299	1300-1399	1400-1499	1500-1599

Tableau 2.1 : Estimation de l'angularité des grains [Miura et al., 1997]

De façon générale, pour des conditions de mise en œuvre données, **il ressort que plus les particules sont anguleuses et plus la porosité obtenue est forte. Le caractère arrondi des blocs est donc un facteur favorisant l'accroissement de la densité. Les contacts entre les grains seront d'autant peu nombreux que la forme des grains sera anguleuse et allongée (ceci n'est cependant pas tout à fait exact lorsque le matériau se trouve ordonné)**. Les contraintes locales au niveau des contacts étant alors plus élevées, il en découle un accroissement du risque de rupture par fendage ou épauprèrent des blocs. Les travaux réalisés par Marachi (1969) montrent que les angles de frottement interne du matériau du barrage d'Oroville (contenant des particules arrondies) est généralement 3° à 4° plus élevés que ceux du matériau du barrage Pyramid et de Basalte (contenant des particules anguleuses) concassé sous les confinements supérieurs à 100 psi (0.689 MPa). Ceci n'est pas le cas pour un sable, puisqu'on observe une tendance inverse.

Dans les travaux [Leps, 1970], la résistance au cisaillement du remblai en enrochement compacté et en gravier a été étudiée en utilisant des essais triaxiaux sur des échantillons de grande taille. La figure 2.2 présente la résistance au cisaillement, mesurée par l'angle de frottement interne, en fonction de la contrainte normale. Les résultats mettent en évidence le fait que la résistance de cisaillement diminue avec la contrainte normale. Leps démontre que :

- Les matériaux anguleux présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux arrondis, à condition que les autres facteurs soient équivalents (ex : l'indice des vides).
- Les matériaux bien étalés présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux peu étalés.

- Les matériaux ayant une densité supérieure présentent une résistance au cisaillement supérieure à celles des matériaux ayant une faible densité.
- Les matériaux secs présentent une résistance au cisaillement supérieure à celle des matériaux saturés.

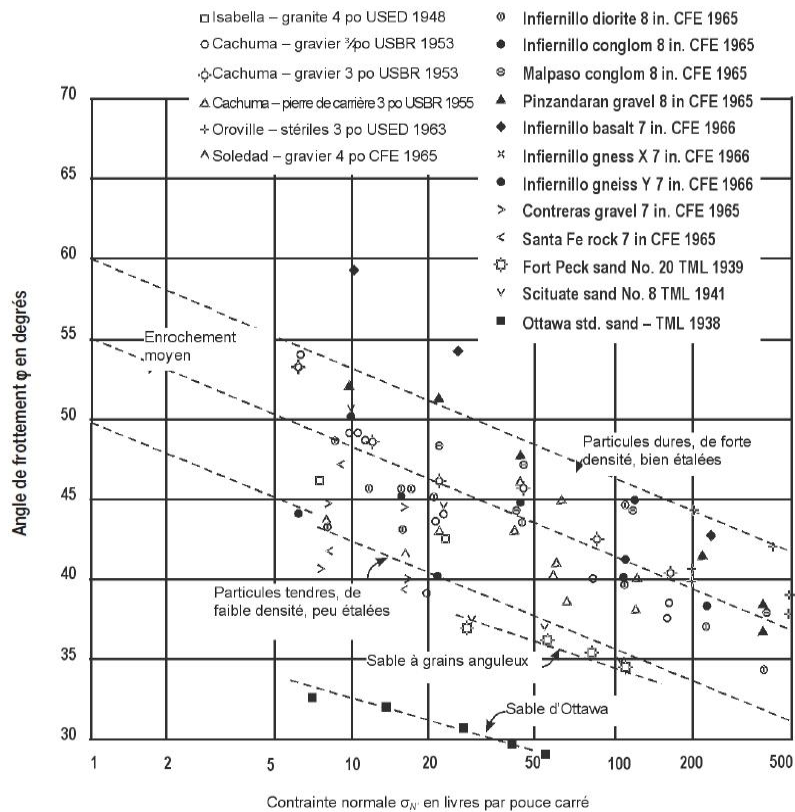


Figure 2.2 : Résistance au cisaillement de l'enrochement à partir des essais de compression triaxiale sur de grands échantillons [Leps, 1970]

Leps (1970) a proposé une équation pour représenter la résistance au cisaillement des enrochements :

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \ln(\sigma_n) \quad (E.2.3)$$

Il considère que la résistance au cisaillement de la plupart des enrochements durs pourrait être généralisée à E.2.4 (le seuil supérieur dans la figure 2.2) :

$$\phi = 52^\circ - 7^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{100 \text{ kPa}}\right) \quad (E.2.4)$$

2.2.2 GRANULOMÉTRIE DE L'ENROCHEMENT

La granulométrie de l'enrochement a un effet significatif sur le comportement rhéologique de celui-ci qui comprend deux aspects :

- la dimension des particules (il sera présenté plus en détail dans le Chapitre 2.6).
- la répartition granulaire.

L'étalement granulaire, caractérisé par l'indice d'uniformité $Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, a une influence importante, comme ceci a pu être illustré dans les conclusions de Leps (1970) :

- **Influence sur la porosité initiale du milieu**

Plus l'étalement des grains est faible, et plus la porosité du milieu granulaire sera forte, pour une même méthode de mise en place ou pour une même énergie de compactage.

- **Influence sur le potentiel de rupture des blocs**

Plus l'étalement des grains est faible et moins les points de contact entre particules sont nombreux, et plus une dégradation et des ruptures des particules sont importantes sous les chargements ponctuels.

- **Influence sur les caractéristiques du matériau aux grandes déformations**

La position de l'état critique dépend de la répartition granulaire du milieu, ce qui influe sur l'amplitude des déformations volumiques, aussi bien sous un chargement isotrope que déviatoire.

- **Influence sur la résistance au cisaillement**

L'augmentation de l'étalement se traduit par une diminution de la porosité, et par voie de conséquence par une augmentation de l'angle de frottement.

Selon Marachi et al. (1972), les enrochements possédant une granulométrie étalée et des particules arrondies ont de meilleures propriétés mécaniques que les enrochements ayant une granulométrie serrée et des particules anguleuses.

2.2.3 POROSITÉ DE L'ENROCHEMENT

La porosité de l'enrochement est un paramètre de classe II. Il traduit l'arrangement du milieu, dépendant de facteurs externes tels que la mise en œuvre, mais aussi des caractéristiques de classe I tel que la forme des particules, la répartition granulaire, le potentiel de rupture des grains.

Les enrochements avec une porosité faible ont une résistance au cisaillement élevée [Leps, 1970 ; Marsal, 1973]. Pour les enrochements denses, dans le plan « déviatoire – déformation axiale », la courbe présente un pic de résistance marqué suivi par un radoucissement important. En revanche, pour les enrochements lâches, le pic de résistance est moins marqué et le radoucissement moins prononcé (Figure 2.3). Sous faible confinement, le matériau dense a un angle de frottement plus élevé et peut exprimer fortement sa dilatance. Au contraire, sous confinement élevé, la dilatance est fortement limitée avec en conséquence une diminution de l'angle de frottement.

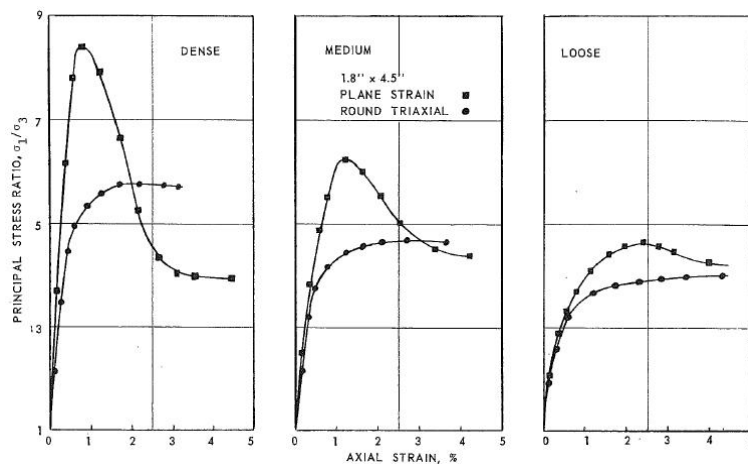


Figure 2.3 : Essais triaxiaux et essais en déformation plane (Sable de Monierey, $\sigma_3=10 \text{ psi}=68.9 \text{ kPa}$)

La Figure 2.4 illustre l'influence de la porosité d'un enrochement sur l'angle de frottement, tel que proposé par Barton et Kjaernsli (1981). Plus la porosité est faible et plus l'angle de frottement est élevé. Il s'agit de l'angle de frottement interne (Φ_{max}) associé au maximum de résistance, et non de l'angle de d'état critique (Φ_{pp}) associé aux grandes déformations de cisaillement.

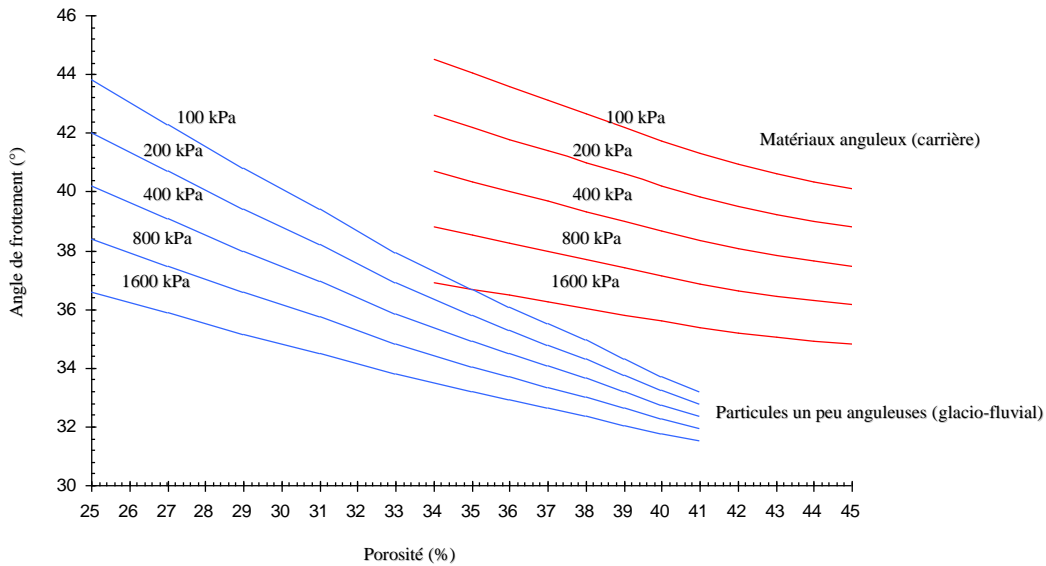


Figure 2.4 : Angle de frottement en fonction de la porosité

En effet, dans le cas de grains sans rupture, l'angle de plasticité parfaite Φ_{pp} est indépendant de la densité. Il est uniquement fonction des paramètres de classe I tel que la forme, la granulométrie, la taille. Ceci n'est plus le cas pour des enrochements de barrage, pour lesquels le phénomène de rupture devient significatif. L'angle de plasticité parfaite varie en fonction de l'évolution de la granulométrie ou de la forme des blocs.

Marachi (1972) indique, pour des enrochements soumis à une pression de confinement de 200 kPa, qu'un accroissement de 1% de la porosité entraîne une décroissance de 0,5° de l'angle de frottement.

Nakayama et al. (1982) indique que l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de l'indice des vides. Mais le confinement et la méthode pour mesurer l'angle de frottement n'ont pas été communiqués (Figure 2.5). Anagnostis & Popovic (1985) ont trouvé que ce phénomène est plus marqué lorsque le confinement est faible et le coefficient d'uniformité C_u petit.

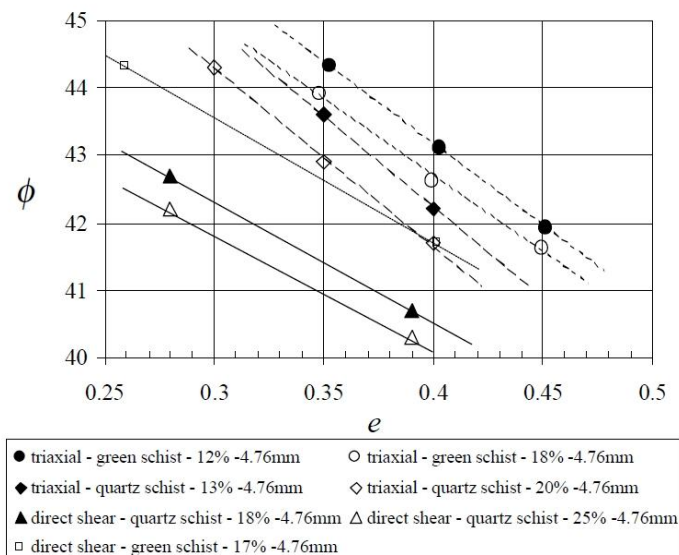


Figure 2.5 : Angle de frottement en fonction de l'indice des vides [Nakayama et al., 1982]

Al-Hussaini (1983) indique que le basalte concassé dense a une résistance plus élevée que celui moins dense. D'après les résultats montrés sur la figure 2.6, l'angle de frottement diminue d'environ de 50° à 40° lorsque la porosité initiale augmente de 8% pour tous les enrochements [Marachi et al., 1969]. Le diamètre maximal du grain varie entre 10 mm et 100 mm.

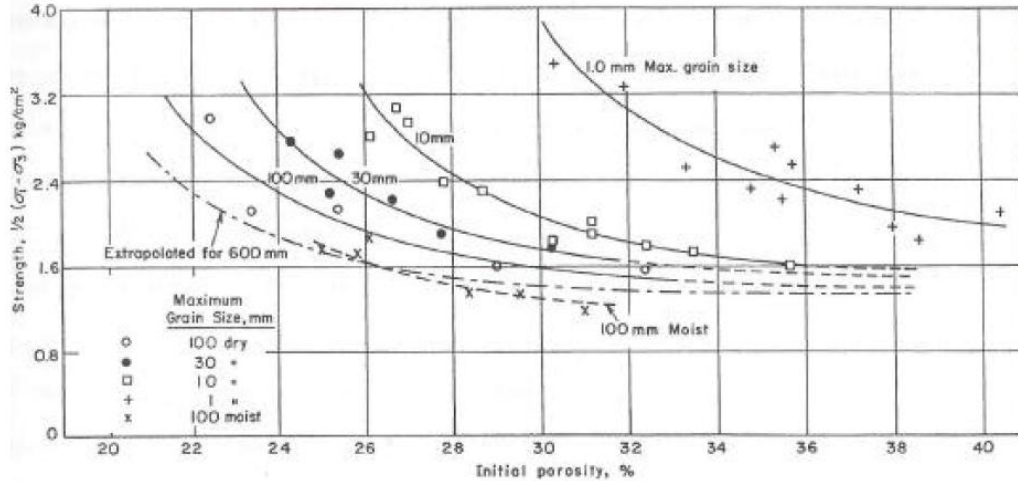


Figure 2.6 : Résistance de cisaillement en fonction de la porosité sous le confinement de 88 kPa [Marachi et al., 1969]

2.3 MODULE DE DEFORMATION DES ENROCHEMENTS MESURÉ SUR SITE

Le module de déformation est un des paramètres les plus importants pour représenter le comportement des matériaux. Il est cependant présenté sous formes diverses dans la littérature, ce qui pourraient parfois perturber l'utilisation correcte de cette quantité. L'objectif de ce chapitre est de clarifier les définitions des différents modules rencontrés, leur domaine d'utilisation, la technique de calcul ou de mesure. Ce chapitre donnera aussi une estimation de certains modules à partir des résultats d'auscultation des CFRD. Ils s'identifient alors facilement sur la base de données générales concernant le barrage, tel que la hauteur du barrage, la surface du masque amont et l'indice des vides des enrochements.

2.3.1 DÉDUITS DE L'AUSCULTATION

A cause de la taille importante des enrochements, il est difficile d'effectuer des essais sur un échantillon possédant une taille supérieure au Volume Élémentaire Représentatif. En effet, pour cela, il faudrait des cellules de 10 m de hauteur. C'est pour cela que pour identifier des modules de déformation, on fait appel à des mesures d'auscultation sur des ouvrages construits.

2.3.1.1 Module des enrochements en phase de construction E_{rc} ou E_v

C'est un module de déformation mesuré par cellule de tassement installé dans le barrage pendant la construction. Il est défini comme le rapport entre la contrainte verticale et la déformation correspondante (Figure 2.7). L'équation E.3.6 est déduite par une étude statistique sur 15 barrages (Figure 2.11) [Pinto & Marques, 1998].

$$E_{rc} = \frac{\gamma \cdot H \cdot d_1}{1000 \delta_s} \quad (E.2.5)$$

Ou

$$E_{rc} = \frac{0,001 \cdot H^2}{D} \quad (E.2.6)$$

Où

E_{rc} : Module des enrochements en phase de construction (MPa),

γ : Poids volumique des enrochements (kN/m^3),

H : Profondeur du point mesuré (m),

d_1 : Epaisseur au-dessous du point mesuré (m),

δ_s : Tassement de l'épaisseur d_1 en phase de construction à la profondeur H (m),

D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m).

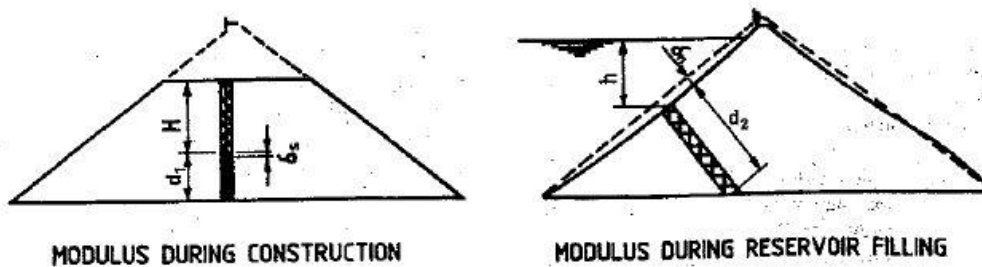


Figure 2.7 : Deux différents modules des enrochements [Pinto & Marques, 1998]

Ce module dépend de la position de la cellule de tassement dans le barrage. Les mesures les plus utilisées sont situées dans le tiers inférieur du barrage [Pinto & Marques, 1998].

Pinto et Marques (1998) ont évalué des modules de déformation de différents enrochements à l'égard de l'indice des vides et de la forme de vallée où les barrages ont été construits. D'après eux, le module E_{rc} dépend non seulement du rapport d'allongement (L/H , la longueur de la crête sur la hauteur du barrage), mais aussi de la forme de la vallée. L'effet voûte est plus marqué dans une vallée en V que dans une vallée en U, malgré le même rapport d'allongement. En outre, la densité des enrochements a un effet important sur le module E_{rc} .

L'influence de la densité est donnée sur la figure 2.8 où ε est indice des vides des enrochements. Le facteur de forme est défini au-dessous :

Le facteur de forme : A/H^2 ,

A : Surface totale du masque amont, en m^2 ,

H : Hauteur maximale du barrage, en m.

Pour les canyons étroits avec le facteur de forme A/H^2 égal à 3 ou moins, le module de déformation indiqué est plus grand (courbe supérieure de la figure 2.8). Cela semble être le résultat d'un effet voûte traversant le canyon. Le poids a été transféré par frottement sur les rives et la déformation mesurée par les cellules de tassement a diminué proportionnellement à la contrainte [CIGB Bulletin 141, 2010].

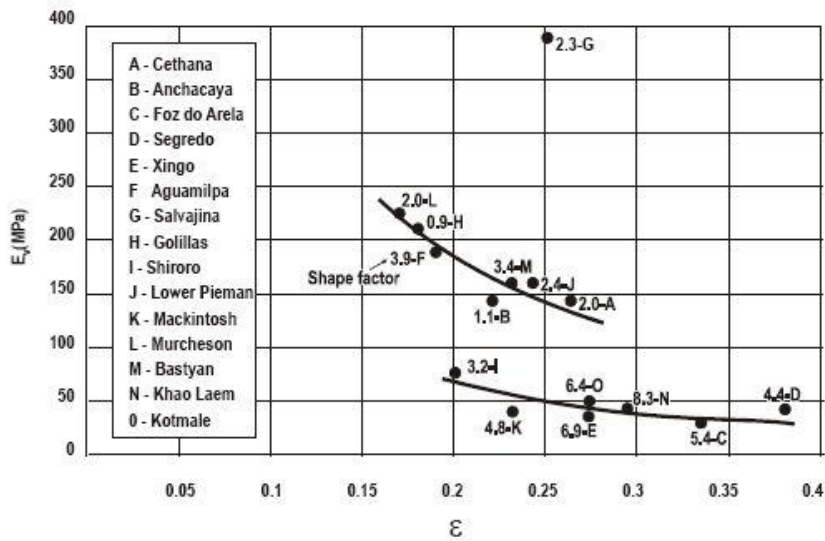


Figure 2.8 : Module verticale (E_v) [CIGB Bulletin 141, 2010]

Des formes analytiques différentes sont données pour estimer rapidement le module des enrochements en phase de construction (Figure 2.9). La limite du facteur de forme prise ici est de 4 entre les deux courbes.

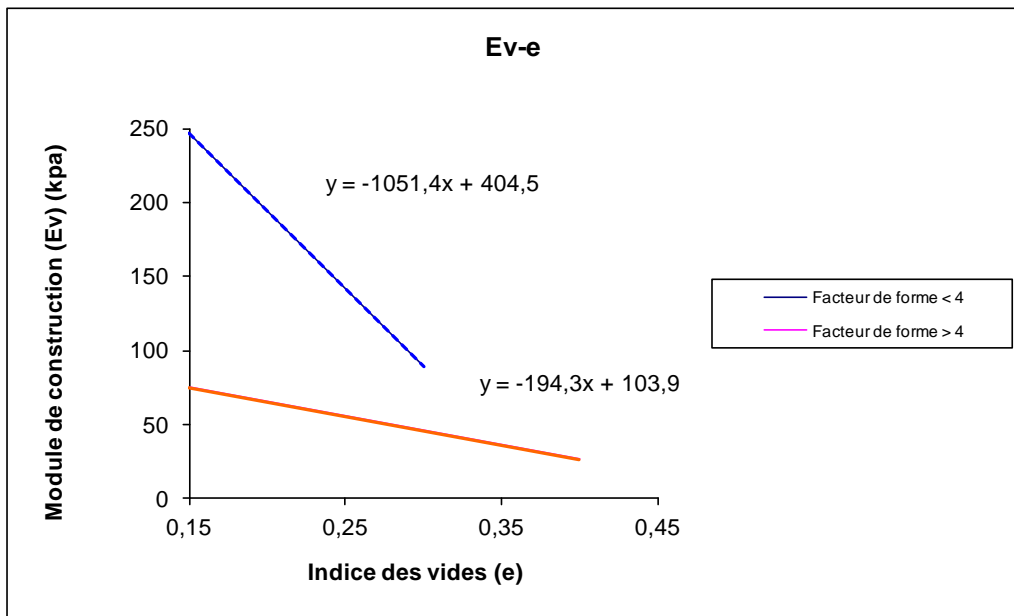


Figure 2.9 : Corrélation entre E_v et l'indice des vides

2.3.1.2 Module des enrochements en phase de mise en eau E_{rf} ou E_T

C'est un module qui représente la déformabilité des enrochements en phase de mise en eau. Il peut être estimé par la déflexion du masque amont (Figure 2.7).

$$E_{rf} = \frac{\gamma_w \cdot h \cdot d_2}{1000 \delta_n} \quad (E.2.7)$$

ou
$$E_T = \frac{0.003 H^2}{D} \text{ (MPa)} \quad (E.2.8)$$

E_{rf} : Module des enrochements en phase de mise en eau,

γ_w : Poids volumique de l'eau (kN/m^3),

δ_n : Déflexion du masque amont à une profondeur h de la surface de réservoir (m),

d_2 : Distance normale au masque entre le point de déflexion maximale et la base du barrage (m),

D : Déflexion maximale située entre 40% et 50% de la hauteur du barrage (m),

H : Hauteur du barrage (m).

ATTENTION: H, h, d_1 , et d_2 sont mesurés en mètre, δ_s et δ_n sont mesurées en millimètre.

E_{rf} est un module calculé en phase de mise en eau, qui est généralement 1,5 à 4 fois plus grand que le module des enrochements en phase de construction (E_{rc}). En admettant le rapport entre E_{rc} et E_{rf} est de 3, l'équation E.2.8 pourrait être également utilisée pour l'estimation de E_{rf} .

2.3.1.3 Relation entre E_T et E_V

Selon les mesures observées sur 15 barrages à travers le monde, E_T , le module transversal est lié à E_V par l'intermédiaire du facteur de forme de la vallée, A/H^2 comme indiqué dans la figure 2.10. La corrélation peut être écrite comme [Pinto & Marques, 1998] :

$$\frac{E_T}{E_V} = e^{0.21(1+A/H^2)} \quad (E.2.9)$$

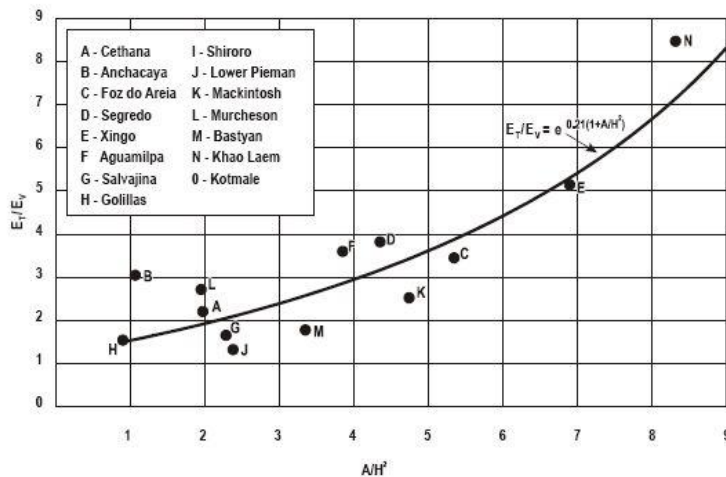


Figure 2.10 : Corrélation entre E_T et E_V [Pinto & Marques, 1998]

La déflexion maximale (D) sous la pression de l'eau est située au centre du masque amont, à environ 40% à 50% de la hauteur du barrage, qui peut être définie par la formule ci-dessous comme indiqué dans la figure 2.11 [Pinto & Marques, 1998]:

$$D = 0.003 \frac{H^2}{E_T} \quad (E.2.10)$$

$$\text{Ou } D = \frac{0.003}{e^{0.21(1+A/H^2)}} \cdot \frac{H^2}{E_V} \quad (E.2.11)$$

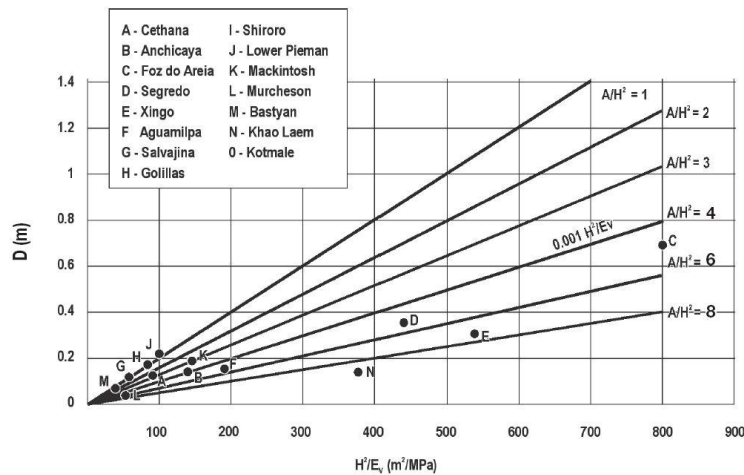


Figure 2.11 : Déflexion de barrage (D) [Pinto & Marques, 1998]

Un petit programme Excel a été réalisé pour estimer les deux modules de déformation (Figure 2.12). Les données d'entrée sont la hauteur du barrage, la surface du masque amont et l'indice des vides des enrochements. Ensuite, selon les corrélations présentées ci-dessus, le programme va estimer le module vertical (E_v), le module transversal (E_T) et la déflexion du masque amont (D). Cette estimation approximative est un indicateur important pour le concepteur des CFRD. En revanche, il faut se méfier des valeurs obtenues autour de la limite du facteur de forme (4) (Figure 2.9). On propose alors de les revérifier par la figure 2.13 lorsque le facteur de forme est compris entre 3 à 5. Cette figure rassemble tous les données dans le plan « Module-Facteur de forme ».

Module verticale et transversal

DONNEES

La hauteur du barrage: m

La surface du masque amont: m²

Indice des vides des enrochements:

RESULTATS

Le module verticale: Mpa

Le module transversal: Mpa

La déflexion du masque amont: m

OK

ANNUEL

Figure 2.12 : Interface de calcul (Ev-ET)

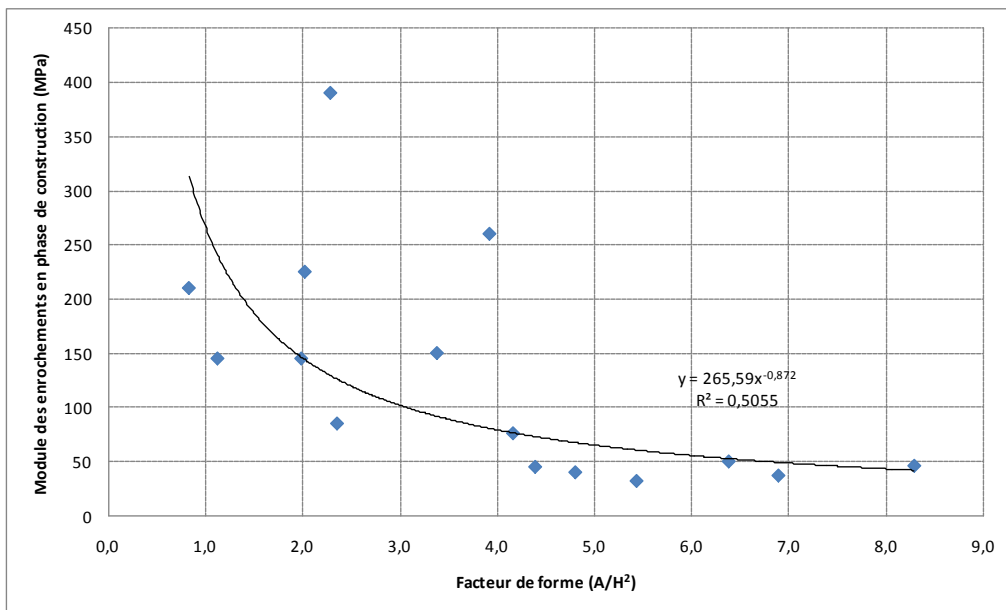


Figure 2.13 : Module des enrochements en phase de construction en fonction du facteur de forme

2.3.2 RECHERCHE DE LA GRANDE DIFFÉRENCE ENTRE E_V ET E_T

L'influence de la déformabilité anisotropique des enrochements compactés, l'effet du coefficient de Poisson, l'interaction entre l'enrochement et le masque amont, l'effet des contraintes résiduelles en raison du compactage sont parmi les raisons pour lesquelles le module de déformation sous la charge hydraulique (E_T) est beaucoup plus élevé que le module de déformation en phase de construction (E_V) observé. Deux raisons principales sont indiquées ci-dessous afin d'expliquer ce phénomène.

2.3.2.1 Répartition des contraintes

En effet, la répartition des contraintes le long de la ligne normale au masque amont (la pression d'eau provoquée par la mise en eau) n'est pas uniforme (Figure 2.14). Les contraintes diminuent avec la profondeur (Figure 2.14.B). Il vient que le module transversal calculé en considérant la contrainte uniforme est plus important que le module d'enrochement effectif moyen en phase de mise en eau [Mori & Pinto, 1988].

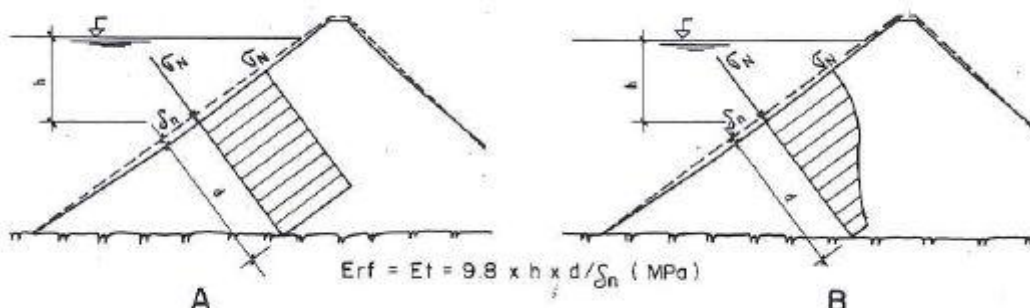


Figure 2.14 : Répartition des contraintes en phase de mise en eau [Mori & Pinto, 1988]

2.3.2.2 Conditions de chargement

Bien que les conditions en laboratoire ne permettent pas de simuler parfaitement la situation du terrain, un comportement similaire est observé expérimentalement. La déformation des enrochements dépend de trois chemins : le premier chargement, le déchargement et le rechargement.

La figure 2.15 présente quatre points de mesure dans le corps barrage. En phase de construction, la déformation des encochements correspond à un état de premier chargement avec l'augmentation du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$). Au cours du remplissage du réservoir, la pression de l'eau est appliquée dans une direction proche de la direction de la contrainte principale mineure (σ_3). Par conséquent, le déviateur diminue et la pression moyenne augmente (Figure 2.16) suivant une courbe analogue à la courbe de déchargement avec un module transversal plus rigide en raison des contraintes de confinement élevées générées par la charge de remplissage de la retenue. La région profonde (loin du masque amont, Point C et Point D) restera à cette condition de déchargement à la fin du remplissage du réservoir. Par contre, la partie moins profonde (Point B) sera rechargée avec l'augmentation du déviateur et la rotation des contraintes principales. Quant au point A situant sur la surface du barrage, il ne subit que la charge en phase de mise en eau (pas de charge en phase de construction). La figure 2.17 montre dans le plan contrainte déformation, l'évolution des situations de charge pour les quatre points de mesure en phase de construction et mise en eau [Mori et Pinto, 1988].

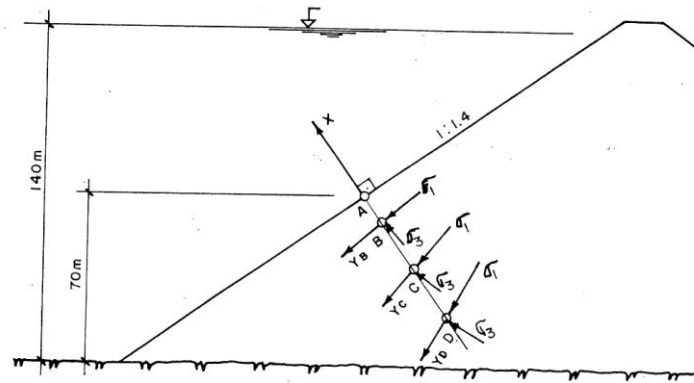


Figure 2.15 : Points de mesure dans la coupe transversale du barrage [Mori et Pinto, 1988]

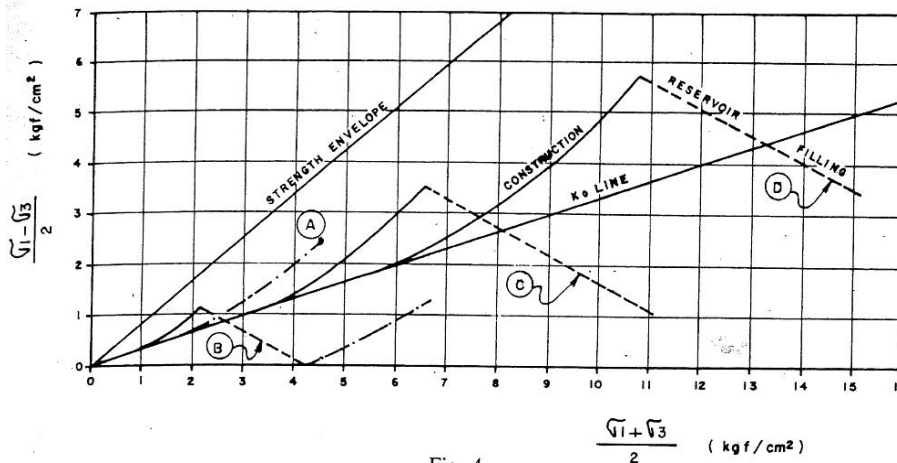


Figure 2.16 : Chemin de contrainte des points de mesure en phase de construction et mise en eau [Mori et Pinto, 1988]

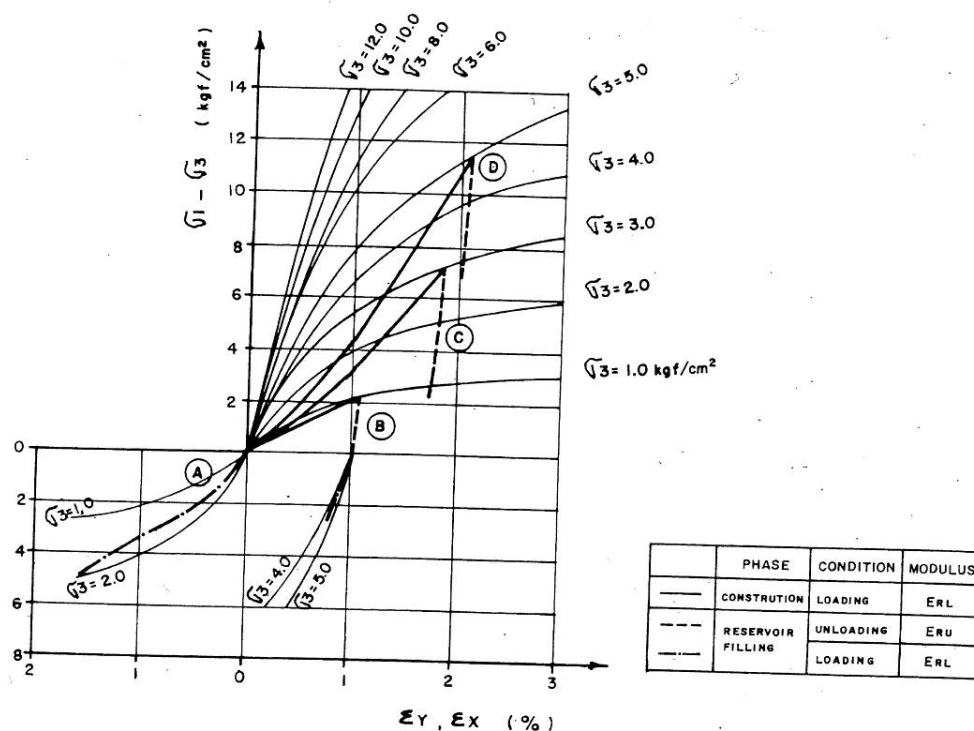


Figure 2.17 : Courbes contrainte-déformation pendant la construction et la mise en eau [Mori et Pinto, 1988]

2.3.2.3 Vérification de cette méthode d'évaluation

Afin de vérifier la démarche proposée pour évaluer les modules de déformation des enrochements dans le barrage en enrochement à masque amont, un premier calcul a été lancé sur 15 barrages en enrochement à masque amont. Les caractéristiques des 15 barrages considérés sont rassemblées dans le Tableau 2.2 :

No.	Barrage	Pays	Année	H (m)	Roche	A (10 ³ m ²)	e	A/H ²
1	Cethana	Australie	1971	110	Quartzite	24	0,24	2,0
2	A Anchicaya	Colombie	1974	140	Cornéennes-diorite	22	0,22	1,1
3	Foz do Areia	Brésil	1980	160	Basalte	139	0,33	5,4
4	Segredo	Brésil	1993	140	Basalte	86	0,38	4,4
5	Xingo	Brésil	1994	140	Granite	135	0,27	6,9
6	Aguamilpa	Mexique	1993	187	Gravier	137	0,19	3,9
7	Salvajina	Colombie	1984	148	Gravier	50	0,25	2,3
8	Golillas	Colombie	1984	130	Gravier	14	0,18	0,8
9	Shiroro	Nigeria	1984	125	Granite	65	0,2	4,2
10	Lower Pieman	Australie	1986	122	Dolérite	35	0,29	2,4
11	Mackintosh	Australie	1981	75	Grauwacke	27	0,23	4,8
12	Murchison	Australie	1982	89	Rhioleite	16	0,17	2,0
13	Bastyan	Australie	1983	75	Grauwacke	19	0,23	3,4
14	Khao Laem	Thaïlande	1984	130	Calcaire	140	0,29	8,3
15	Kotmale	Sri Lanka	1984	97	Charnokite	60	0,27	6,4

Tableau 2.2 : Caractéristiques des barrages_1

Grâce aux données figurées ci-dessus, une évaluation a été réalisée avec le program Excel (Figure 2.12). Les résultats de calcul présentés dans le Tableau 2.3 nous montrent une bonne corrélation entre les valeurs mesurées in-situ et les valeurs calculées par la méthode proposée.

No.	Barrage	E_V mesuré (Mpa)	E_V calculé (Mpa)	E_T mesuré (Mpa)	E_T calculé (Mpa)	$D_{\text{mesuré}}$	$D_{\text{calculé}}$	E_T/E_V mesuré
1	Cethana	145	152	310	285	0,12	0,13	2,14
2	A Anchicaya	145	173	440	270	0,13	0,22	3,03
3	Foz do Areia	32	40	110	153	0,69	0,50	3,44
4	Segredo	45	30	170	93	0,34	0,63	3,78
5	Xingo	37	51	190	270	0,30	0,22	5,14
6	Aguamilpa	260	205	680	575	<0,15	0,18	2,62
7	Salvajina	390	142	630	282	<0,10	0,23	1,62
8	Golillas	210	215	310	316	0,16	0,16	1,48
9	Shiroro	76	65		192		0,24	
10	Lower Pieman	85	100	170	201	0,22	0,22	2,00
11	Mackintosh	40	59	95	200	0,16	0,08	2,38
12	Murchison	225	226	650	426	0,04	0,06	2,89
13	Bastyan	150	163	300	408	0,06	0,04	2,00
14	Khao Laem	46	48		334	0,13	0,15	
15	Kotmale	50	51		242		0,12	

Tableau 2.3 : Caractéristiques des barrages_2

Dans la figure 2.18, excepté pour le barrage No.7 (barrage de Salvajina), le module de déformation des enrochements en phase de construction (E_{rc}) calculé correspond très bien au module mesuré. La valeur anormale obtenue pour le barrage de Salvajina pourrait être une erreur de mesure ou due à des conditions de construction spécifiques (par exemple : un fort compactage).

Sur la figure 2.19, les modules transversaux simulés correspondent moins bien aux mesures in-situ, mais une tendance identique est observée. L'écart entre les simulations et les mesures varie entre 1%-110%.

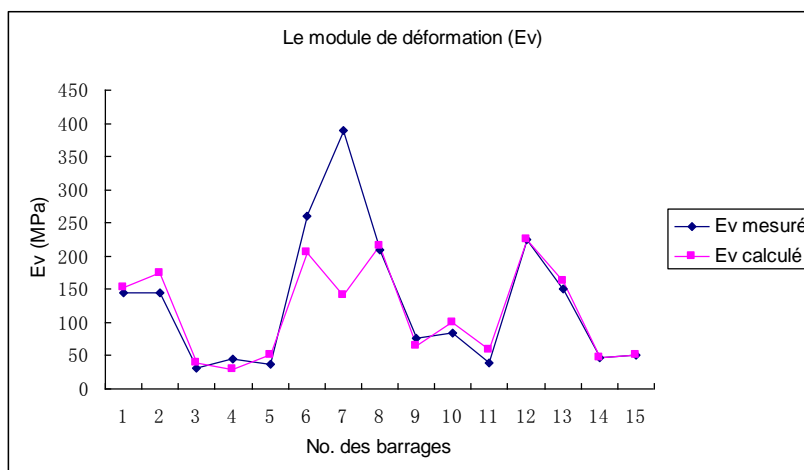


Figure 2.18 : E_V mesuré & E_V calculé sur 15 barrages différents

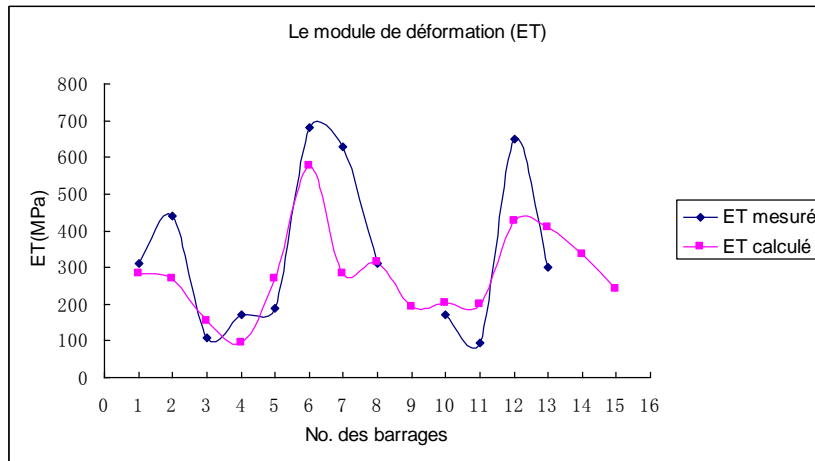


Figure 2.19 : E_T mesuré & E_T calculé sur 15 barrages différents

2.4 CRITÈRE DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

L'angle de frottement des enrochements diminue avec l'augmentation des contraintes. Il en résulte que le critère de rupture n'est plus une droite (Mohr-Coulomb), mais une courbe s'aplatissant vers les fortes contraintes. Les déformations axiales au pic sont souvent beaucoup plus importantes que pour un sable (10%-20%).

2.4.1 CRITÈRE DE DE MELLO (1977)

$$\tau = A \cdot \sigma_n^B \quad (\text{E.2.12})$$

où τ et σ_n sont les contraintes limites normales et tangentielles (en kPa).

De Mello (1977) a proposé l'équation E.2.12 afin de reproduire la courbure de résistance au cisaillement des enrochements. Charles & Watts (1981) ont proposé une forme d'équation identique. Afin de développer une forme adimensionnée pour les contraintes de cisaillement et les contraintes principales, Indraratna et al. (1994) ont proposé les équations suivantes :

$$\frac{\tau}{\sigma_c} = a \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^b \quad (\text{E.2.13})$$

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_c} = \alpha \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (\text{E.2.14})$$

Sarac et Popovic (1985) ont analysé de nombreux essais de cisaillement direct avec de grandes dimensions (0,7x0,7x0,4 m to 1,9x2,9x1,5 m). Les matériaux utilisés pour les essais sont le calcaire, le grès, la serpentinite et l'ardoise. Les essais ont été généralement réalisés pour des barrages en enrochements avec des contraintes de confinement entre 0,05 à 2,0 MPa. La forme du critère est identique à celle de la méthode de De Mello (E.2.15). Dans la formule, $\sigma_0 = 1$ MPa.

$$\tau_{\max} = A \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_0} \right)^B \quad (\text{E.2.15})$$

La figure 2.20 montre les résultats des essais de cisaillement avec l'angle de frottement en fonction de la contrainte normale au plan de rupture.

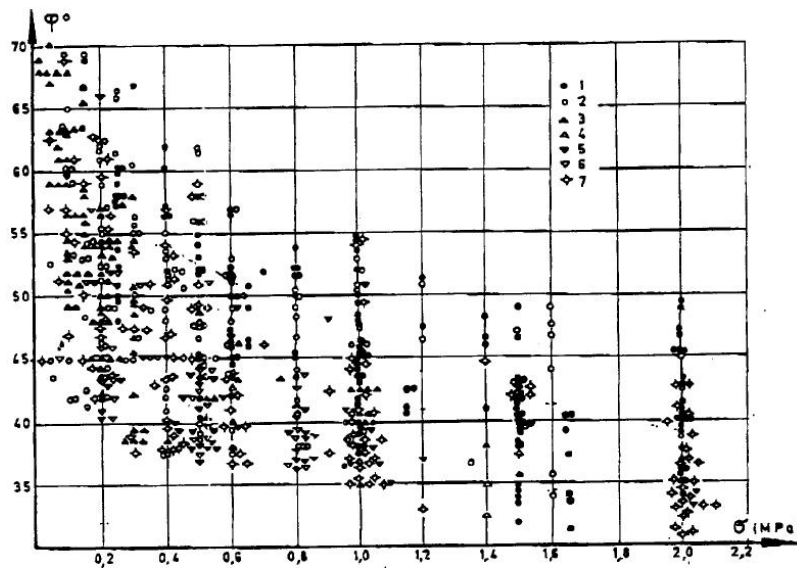


Figure 2.20 : Angle de frottement VS. Contrainte normale [Sarac & Popovic, 1985]

2.4.2 CRITÈRE DE BARTON & KJAERNSLI (1981)

Le critère de résistance de Barton & Kjaernsli (1981) exprime l'angle de frottement en fonction de l'état des contraintes et de paramètres d'état tels que la porosité, la forme des grains, leur résistance et leur dimension. C'est une méthode que l'on utilise souvent dans le domaine de l'ingénierie. L'angle de frottement interne s'écrit :

$$\phi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \phi_b \quad (\text{E.2.16})$$

- ϕ_b : Angle de frottement basique qui correspond au coefficient de glissement de 2 faces de roche polies. Cette valeur est en général comprise entre 25° et 35°.
- R : Rugosité équivalente en fonction de la forme des blocs (anguleux ou arrondi) et de la porosité de l'arrangement.
- S : Résistance équivalente des particules en fonction de la résistance à la compression simple (σ_c) et d_{50} . Deux relations ont été proposées : une décrit l'angle de frottement mesuré en condition triaxiale, l'autre est en condition de déformations planes (Figure 2.22).

La valeur de la résistance de compression simple (σ_c) peut être estimée à partir des essais comme le Schmidt hammer ou l'essai de compression simple. La valeur de ϕ_b peut être mesurée par un « tilt test ». Le principe de l'essai est : deux plaques de roche avec surface plate (au moins 1775 mm²) sont installées sur une table basculante (Figure 2.21). L'échantillon est incliné lentement jusqu'à ce que les déplacements du bloc supérieur apparaissent. L'angle horizontal mesuré au début du mouvement est l'angle de frottement basique [USBR, 2009].

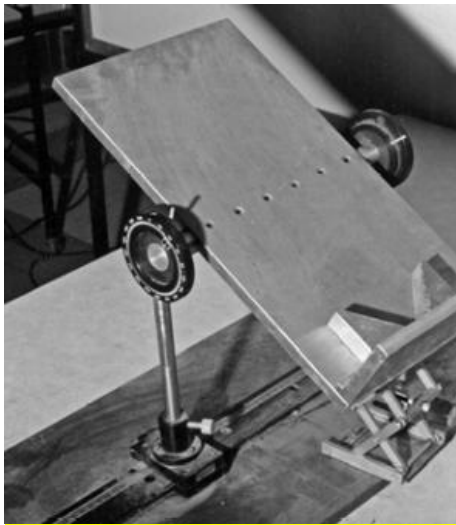


Figure 2.21 : Table basculante pour un « tilt test »

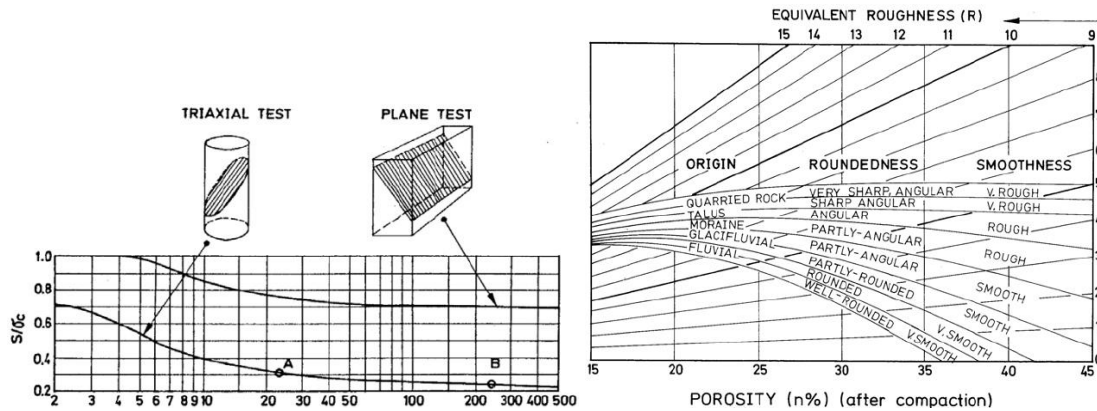


Figure 2.22 : Méthode de Barton

2.4.3 CRITÈRE DE MAMBA (1989)

Cette approche est basée sur la classification de l'enrochement en fonction de sa dureté, sa granulométrie, son taux de rétention d'eau (TW) et sa résistance (ex : son Los angelès et sa force limite de rupture des grains (Pr)). Cette nouvelle classification est proposée dans les Tableau 2.4 et Tableau 2.5. La dureté et la granulométrie ont été considérées comme les deux facteurs essentiels pour cette classification. La dureté de la roche est classée en trois catégories : 1 correspond à la roche la plus dure et 3 à la roche la plus tendre. Les granulométries ont aussi été classées en trois groupes : Uniforme (U), Well graded (W) et Sandy (S) [Mamba, 1989].

D'après cette classification, des valeurs de A et b du critère De Mello (1977) ont été proposées pour chaque catégorie associées à une courbe enveloppe supérieure, moyenne et inférieure (Tableau 2.6).

PARAMETRES	DURETE			GRANULOMETRIE		
CLASSE	1	2	3	U	W	S
Cu				<4	>15	>15
%<80µm				<5	<5	>25

Los Angelès	LA<15	15<LA<25	LA>25			
TW (%)	TW<1	1<TW<2,5	TW>2,5			
Pr (kgf)	Pr>1000	500<Pr<1000	Pr<500			

Tableau 2.4 : Critères de classification de l'enrochement

DURETE DES GRAINS		TRES FORTE	MOYENNE	FAIBLE	
GRANULOMETRIE	SANS FINES	UNIFORME	1U	2U	3U
		ETALEE	1W	2W	3W
	AVEC FINES	ETALEE			3S

Tableau 2.5 : Classes de l'enrochement

CLASSE D'ENROCHEMENT	GRANULOMETRIE	A	b	
1	U	1,918	0,867	Enveloppe minimale
		2,897	0,859	Enveloppe moyenne
		4,037	0,811	Enveloppe maximale
2	U	1,276	0,898	Enveloppe minimale
		2,069	0,866	Enveloppe moyenne
		3,679	0,812	Enveloppe maximale
	W	1,472	0,888	Enveloppe minimale
		1,908	0,892	Enveloppe moyenne
		3,779	0,841	Enveloppe maximale
3	U	0,885	0,944	Enveloppe minimale
		1,531	0,894	Enveloppe moyenne
		2,32	0,857	Enveloppe maximale
	W	1,226	0,897	Enveloppe minimale
		2,415	0,829	Enveloppe moyenne
		5,04	0,767	Enveloppe maximale
S		3,105	0,796	Enveloppe moyenne

Tableau 2.6 : Paramètres A et b pour les différentes classes de l'enrochement

2.4.4 CRITÈRE DE DORUK (1991)

Dans le critère de Hoek-Brown, s est un paramètre exprimant le degré de fracturation de la roche : $s=1$ pour un matériau non fracturé et $s=0$ pour un matériau purement granulaire. m est un paramètre lié à la nature pétrographique du matériau.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{E.2.17})$$

Doruk (1991) a utilisé une version dérivée du critère Hoek-Brown en imposant le paramètre s à 0 pour représenter les caractéristiques des enrochements.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right)^a \quad (\text{E.2.18})$$

2.4.5 CRITÈRE DE KURT (2002)

Kurt (2002) a rassemblé dans une base de données 989 essais triaxiaux réalisés sur de grands échantillons tirés de la littérature, de rapports de bonne qualité ou de rapports internes non publiés.

Le Tableau 2.7 résume certaines caractéristiques principales de la base de données. Le diamètre de la cellule triaxiale varie de 50,8 mm à 1130 mm. Le diamètre maximal des particules varie de 4,8 mm à 200 mm et leur diamètre minimal entre 0,0035 mm et 40 mm. 40% des essais n'ont strictement aucunes fines (<0,075 mm) tandis que 80% des essais ont un pourcentage de fines inférieur à 5%. Au niveau de l'origine des matériaux, 18,7% des matériaux étudiés sont du basalte, 14,9% sont du granite, 8,2% sont du grès et 3,9% sont du calcaire.

Parameter	Minimum	Average	Maximum
Sample diameter (mm)	50.8	332	1130.3
Minimum particle size (mm)	0.0035	3.6	40
d_{10} (mm)	0.001	4.3	53
d_{30} (mm)	0.01	9	90
d_{50} (mm)	0.09	16	100
d_{60} (mm)	0.22	20	110
Maximum particle size (mm)	4.8	59	200
Fines content (%)	0	4.1	45
Uniformity coefficient, c_u	1.3	81	3243
Coefficient of curvature, c_c	0.04	2	16.9
Unconfined compressive strength of intact rock particles (MPa)	25	153	761

Tableau 2.7 : Statistique des caractéristiques des matériaux de la base de données [Kurt, 2002]

Kurt (2002) a proposé l'équation suivante pour estimer la résistance au cisaillement des enrochements prenant en compte l'influence de l'indice des vides, l'angularité, la granulométrie et la résistance à la compression simple.

$$\sigma_1 = RFI \sigma_3^\alpha \quad (\text{E.2.19})$$

$$\alpha = 0,8726$$

$$RFI = 6,3491RFI_e + 0,48763RFI_{ANG} - 0,0027RFI_{d_{max}} - 1,1568RFI_{FINES} + 0,30598RFI_{UCS}$$

$$(\text{E.2.20})$$

$$RFI_e = \frac{1}{1 + e_i} \quad (E.2.21)$$

$$RFI_{ANG} = 1 \text{ si anguleux, sinon } = 0 \quad (E.2.22)$$

$$RFI_{d_{max}} = d_{max} \text{ (mm)} \quad (E.2.23)$$

$$RFI_{FINES} = \frac{e^{(Fines-20)}}{1 + e^{(Fines-20)}} \text{ où "Fines" est en pourcentage} \quad (E.2.24)$$

$$RFI_{UCS} = \frac{e^{(UCS-110)}}{1 + e^{(UCS-110)}} \text{ où UCS est en MPa} \quad (E.2.25)$$

Parmi les expressions présentées ci-dessus, α est fixé à 0,8726 et RFI est fonction de 5 autres paramètres. RFI_{ANG} est égal à 1 lorsque le matériau est anguleux, sinon il vaut 0. $RFI_{d_{max}}$ est égal au diamètre maximal du matériau en millimètre. La figure 2.23 montre que le paramètre RFI_e diminue lorsque l'indice des vides augmente selon l'équation (E.2.21).

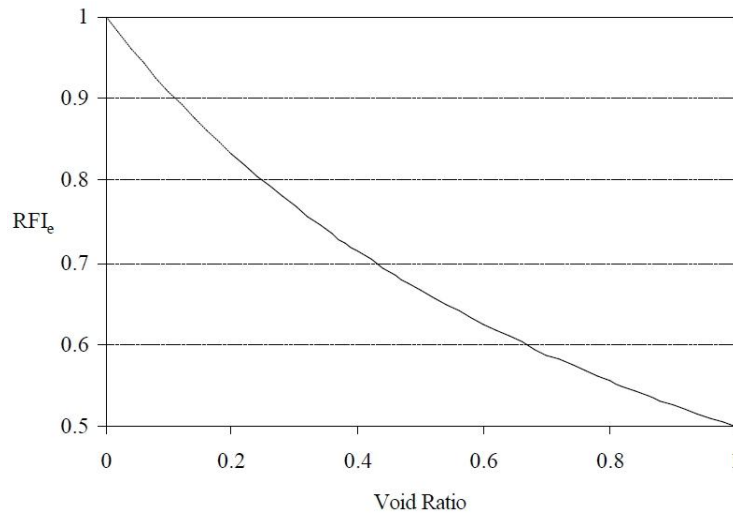


Figure 2.23 : Corrélation entre RFI_e et l'indice des vides [Kurt, 2002]

La figure 2.24 présente la corrélation entre le coefficient RFI_{UCS} et la résistance à la compression simple (UCS). On peut constater que RFI_{UCS} est très sensible à la variation de la résistance à la compression simple. L'équation E.2.25 montre cette corrélation.

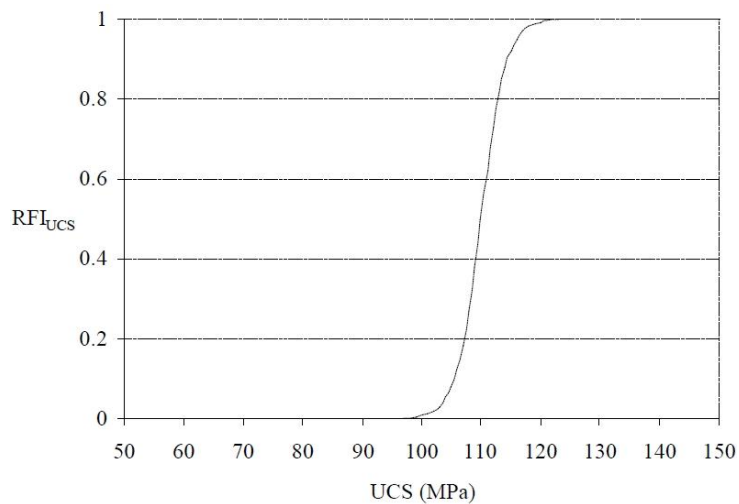


Figure 2.24 : Corrélation entre RFI_{UCS} et la résistance à la compression simple [Kurt, 2002]

Pour finir, on montre dans la figure 2.25 la corrélation entre RFI_{FINES} et le pourcentage de fines du matériau. Plus la teneur de fines du matériau est élevée, plus le coefficient RFI_{FINES} devient grand.

Conformément à l'équation générale (E.2.19), la résistance au cisaillement des enrochements augmente avec l'angularité, la résistance à la compression simple et diminue avec une augmentation de l'indice des vides, la dimension maximale et le pourcentage de fines du matériau [Barton & Kjaernsli, 1981], [Marachi et al., 1972], [Leps, 1970].

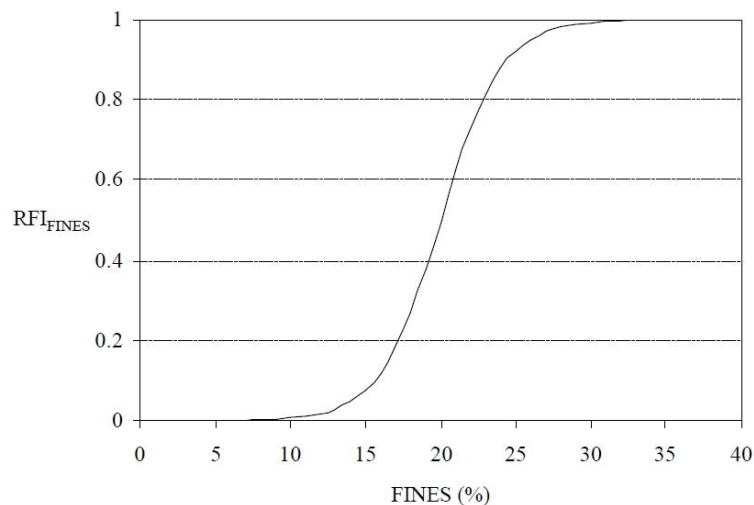


Figure 2.25 : Corrélation entre RFI_{FINES} et le pourcentage de fines [Kurt, 2002]

2.5 DÉFORMABILITÉ DES ENROCHEMENTS

Que ce soit en augmentant la porosité du matériau ou en accentuant le potentiel de rupture des grains, on constate expérimentalement que les déformations axiales et volumiques sont plus fortes pour des blocs de forme allongée que pour des particules arrondies.

2.5.1 SYNTHÈSE DES ESSAIS RÉALISÉS PAR MARACHI (1972)

Ainsi, en reprenant et complétant les essais réalisés par Marsal (1973), Marachi et al. (1972) confirme la conclusion précédente. D'après Marachi et al. (1972), les déformations axiales et volumiques à la rupture (au pic) pour le matériau du barrage d'Oroville qui contient des particules arrondies sont de 6,5% et 1,5%

respectivement pour un confinement de 2,41 MPa. En revanche, pour tous les matériaux anguleux, les déformations axiales et volumiques à la rupture sont généralement plus grandes : 13% et 5,5% respectivement.

Les valeurs proposées dans le Tableau 2.8 correspondent à des essais triaxiaux réalisés sous un confinement de 2,2 MPa, pour des granulométries identifiées comme « étalées » par Marsal ($Cu > 10$). Les résistances à l'écrasement sont du même ordre de grandeur ($P_a = 500-700$ kg).

Forme des particules	Porosité (%)	Déformation axiale au pic de résistance (%)	Déformation volumique maximale de contractance (%)
Arrondies	20	7	3
Anguleuses	23	> 15	> 6

Tableau 2.8 : Déformations axiales et volumiques pour des particules arrondies et anguleuses

Les figures suivantes 2.26 à 2.29 constituent une synthèse des essais réalisés par Marachi et al. (1969) et permettent d'estimer la déformabilité des enrochements selon notamment leur indice des vides et leur coefficient d'uniformité.

Conformément à la figure 2.26 et la figure 2.27, sous un confinement identique, la déformation axiale au pic et à l'état critique augmente avec l'indice des vides. En même temps, on peut constater que le matériau du barrage d'Oroville (matériau arrondi) qui a un coefficient d'uniformité variant de 42,5 à 60 a un indice des vides beaucoup plus faible que les matériaux du barrage de Pyramid et du basalte (matériau anguleux) qui a un coefficient d'uniformité variant de 7,4 à 9,5.

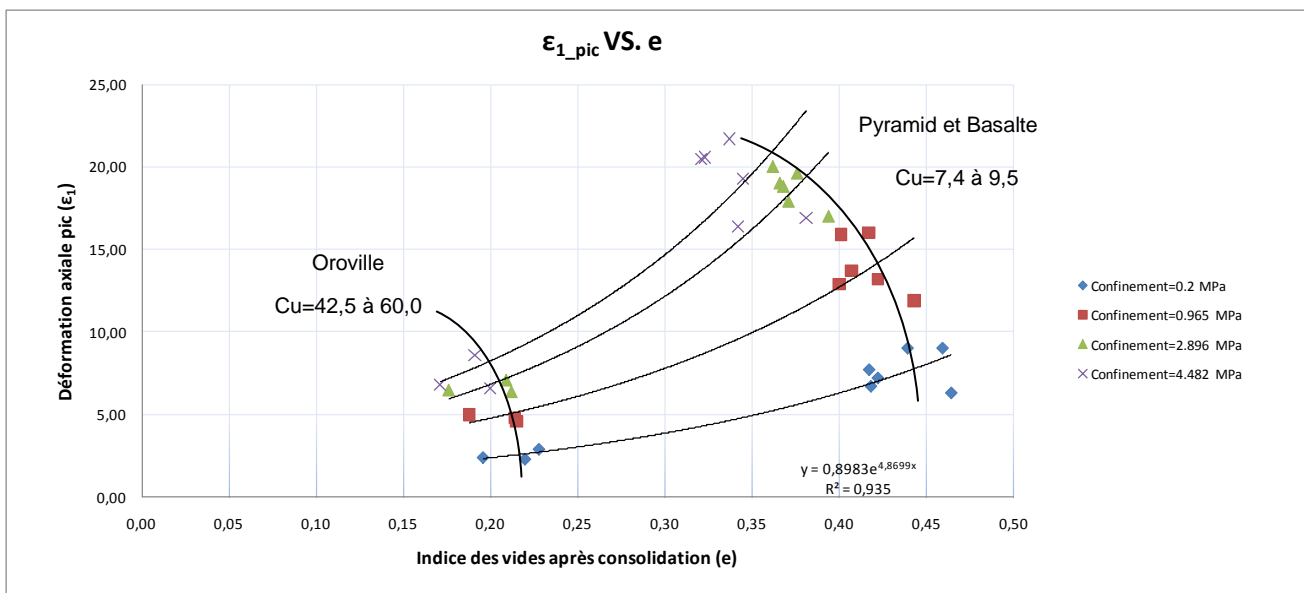


Figure 2.26 : Corrélation entre indice des vides après consolidation et la déformation axiale au pic

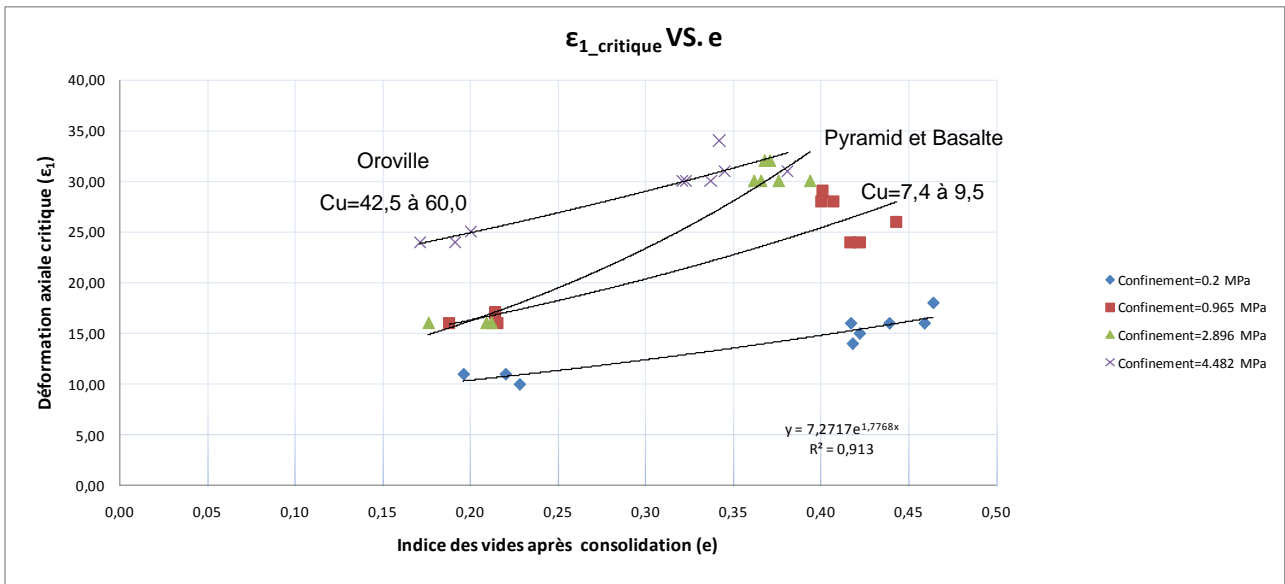


Figure 2.27 : Corrélation entre indice des vides après consolidation et la déformation axiale à l'état critique

Selon la figure 2.28 et la figure 2.29, sous les confinements de 0,965 MPa, 2,896 MPa et 4,482 MPa, la déformation volumique au pic et à l'état critique augmente avec l'augmentation de l'indice des vides. Plus l'indice des vides est grand, plus le matériau se déforme. Cette tendance n'a pas pu être observée sous confinement faible (0,2 MPa) étant donné que le matériau se dilate très vite. On peut également constater que la déformation volumique est beaucoup plus petite pour le matériau du barrage d'Oroville qui a un indice des vides faible.

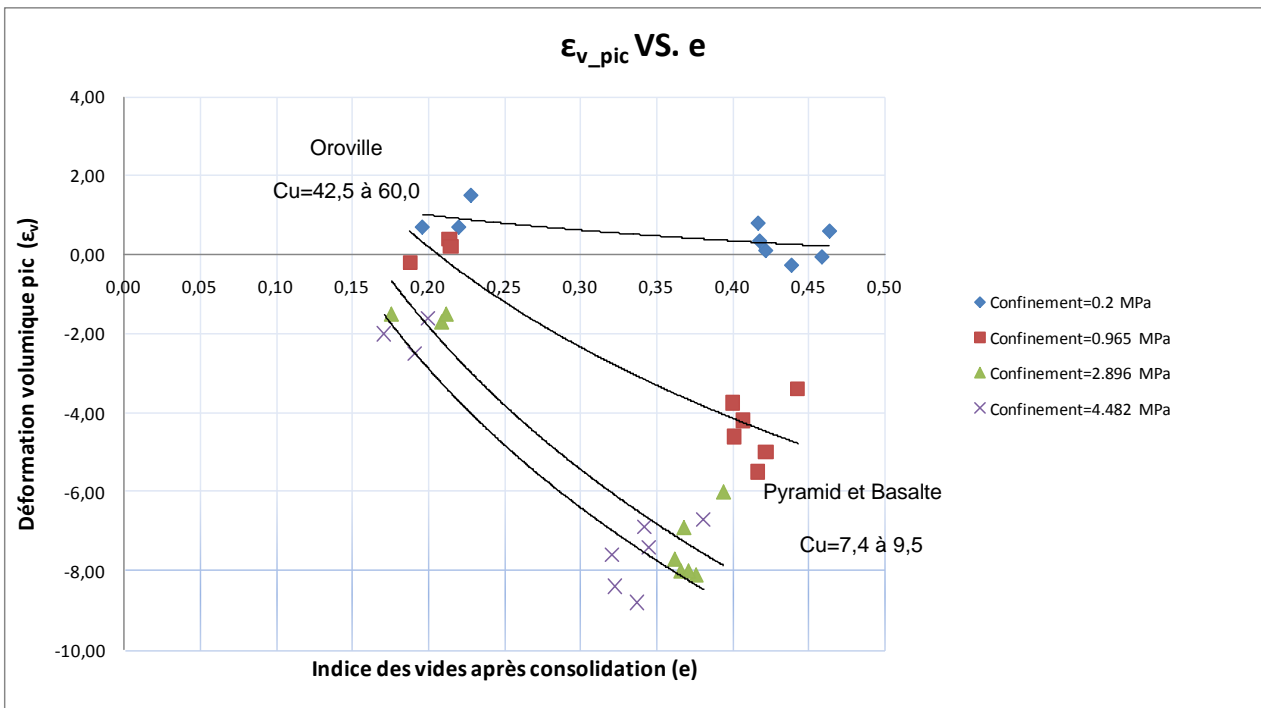


Figure 2.28 : Corrélation entre indice des vides après consolidation et la déformation volumique au pic

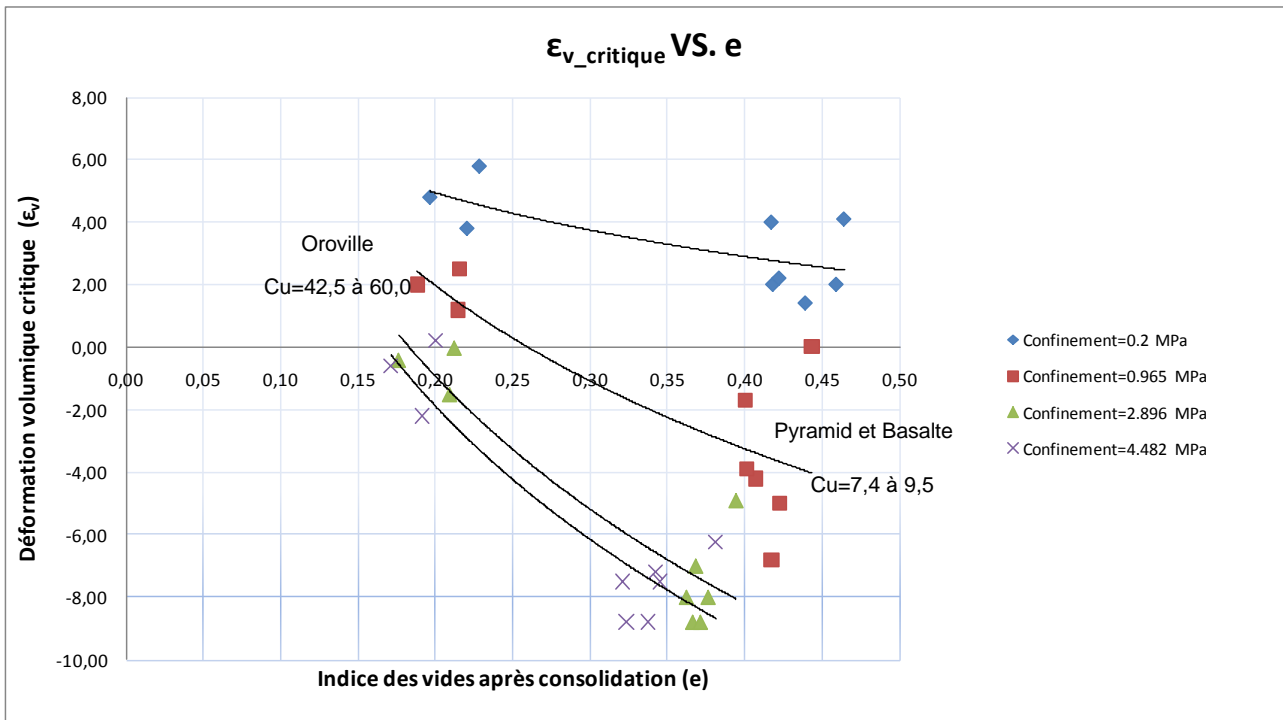


Figure 2.29 : Corrélation entre indice des vides après consolidation et la déformation volumique à l'état critique

2.5.2 MÉTHODE DE BARTON ET KJAERNSLI (1981)

Barton et Kjaernsli (1981) a proposé une approche pour prédire la résistance et la déformabilité d'un enrochement pour un essai triaxial de compression.

$$\epsilon_{peak_axial} = \frac{1}{30}(n-10)(30-i)\% \quad (E.2.26)$$

$$i = R \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) \quad (E.2.27)$$

En interprétant les abaques proposés par Barton et Kjaernsli (1981), il est possible de tracer la figure 2.30 fournissant une estimation de la déformation axiale au pic de résistance en fonction de la porosité initiale de l'échantillon et de la forme des particules. Le Tableau 2.9 donne les hypothèses de calcul et les résultats.

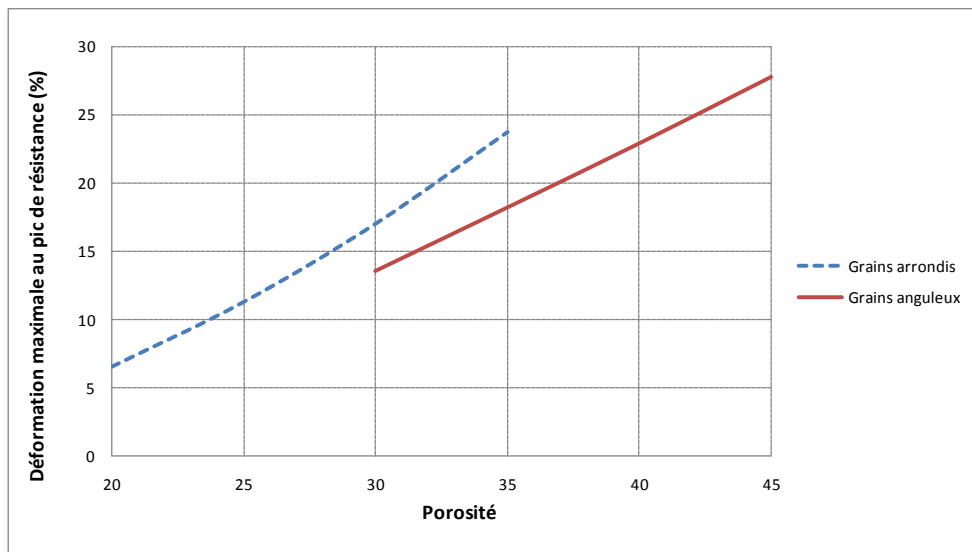


Figure 2.30 : Estimation de la déformation axiale au pic de résistance en fonction de la porosité et la forme des particules

Grains arrondis (Fluvial)							
n	R	S/σ_c	σ_c	S	σ_n	i	ε_{peak_axial}
20	7	0,3	100	30	1	10,34	6,6
25	5	0,3	100	30	1	7,39	11,3
30	3	0,3	100	30	1	4,43	17,0
35	1	0,3	100	30	1	1,48	23,8
Grains anguleux (Talus)							
n	R	S/σ_c	σ_c	S	σ_n	i	ε_{peak_axial}
30	6,5	0,3	100	30	1	9,60	13,6
35	5,5	0,3	100	30	1	8,12	18,2
40	4,8	0,3	100	30	1	7,09	22,9
45	4,2	0,3	100	30	1	6,20	27,8

Tableau 2.9 : Estimation de la déformation axiale au pic de résistance

Ce graphique confirme les remarques précédentes, puisqu'il apparaît que la déformation axiale au pic de résistance est, dans la plupart des configurations, plus faible pour des grains arrondis que pour des particules anguleuses à énergie de compactage identique. Cette conclusion a été vérifiée par les travaux de Miura et al. (1997) (Figure 2.31).

Cette conclusion s'inverse à porosité constante de 30% à 33% environ de la figure 2.31, pour le cas particulier cité ici en exemple. Il faut noter que ces porosités correspondent, pour les enrochements anguleux, à des densités relatives très élevées, donc à un matériau présentant un pic de résistance et une dilatance plus marquée compte tenu de l'imbrication des grains. Il est donc logique de retrouver une plus faible déformabilité pour les particules anguleuses.

La figure 2.32 illustre l'influence de la forme des granulats sur leur comportement lors d'un essai triaxial.

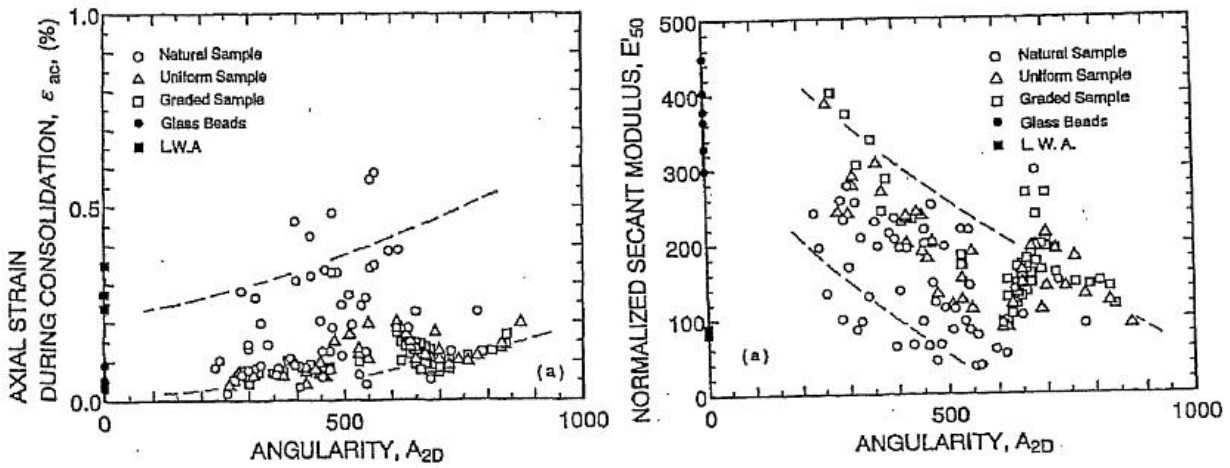


Figure 2.31 : Corrélation entre l'angularité des particules (A_{2D}) et la déformation axiale (ε_{ac}) et le module de déformation (E'_{50}) [Miura et al., 1997]

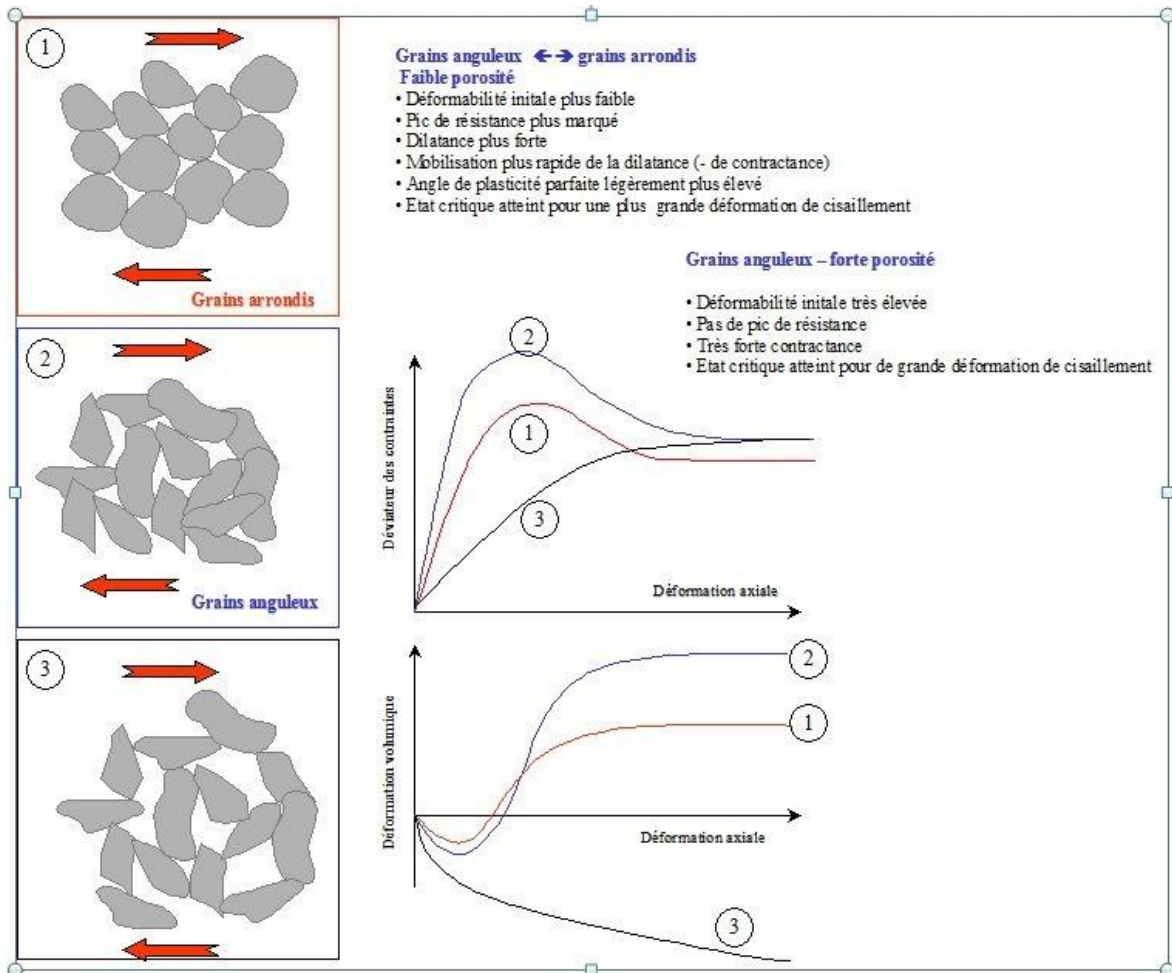


Figure 2.32 : Comportements triaxiaux en fonction de la forme des granulats [Laigle, 2008]

2.5.3 MÉTHODE PROPOSÉE PAR ROPERS (1982)

La caractérisation de la forme d'une particule peut être obtenue par le rapport entre la plus petite et la plus grande dimension du grain.

$$R = \frac{d_{\min}}{d_{\max}} \quad (E.2.28)$$

C'est cette définition qui a été retenue par Ropers (1982) pour établir des abaques reliant le coefficient d'uniformité C_u aux indices des vides maximaux et minimaux (Figure 2.33).

La figure 2.34 présente le seuil de plasticité parfaite dans le plan ($e, \log(P)$), en fonction de la forme des granulats, pour un étalement granulométrique donné. Ces courbes ont été obtenues par la corrélation de Ropers (1982). On suppose que l'indice des vides maximal (e_{\max}) est atteint sous une contrainte moyenne (P_c) de 100 kPa et l'indice des vides minimal (e_{\min}) sous une contrainte moyenne de 5 MPa.

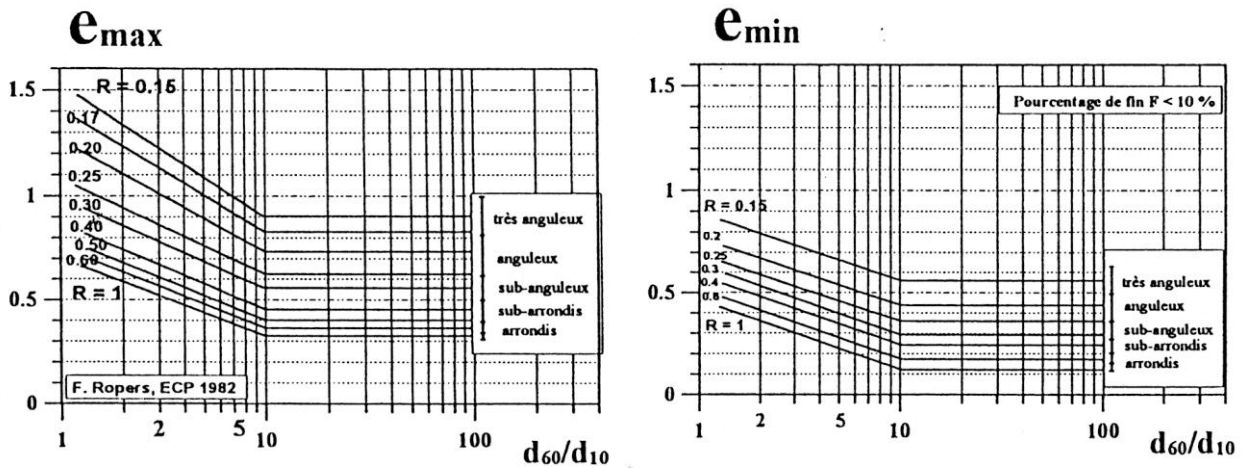


Figure 2.33 : Facteur de forme ($\gamma_{v, Ropers}$) en fonction de C_u et R (Ropers, 1982)

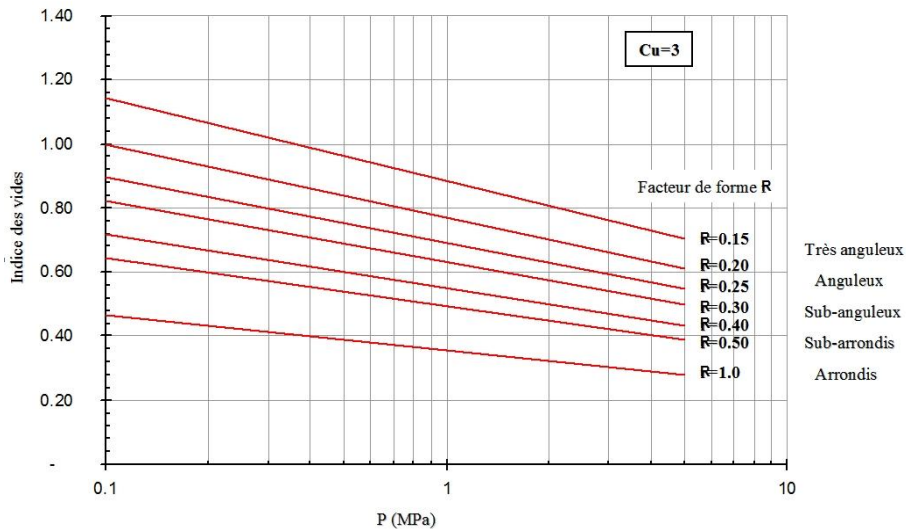


Figure 2.34 : Seuil de plasticité parfaite dans le plan ($e, \log(P)$) en fonction de la forme des granulats [Laigle, 2008]

En supposant que les courbes de chargement œdométrique et isotrope sont parallèles à la droite d'état critique, on peut déduire une évolution de l'indice de compressibilité C_c en fonction de la forme des grains, pour des coefficients d'uniformité donnés. Ce type d'évolution est présenté sur la figure 2.35.

La définition de l'indice de compressibilité C_c mesuré par l'essai œdométrique est présentée ci-dessous :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{p_2}{p_1}} \quad (E.2.29)$$

e_1 est l'indice des vides du matériau sous la pression moyenne P_1 ;

e_2 est l'indice des vides du matériau sous la pression moyenne P_2 .

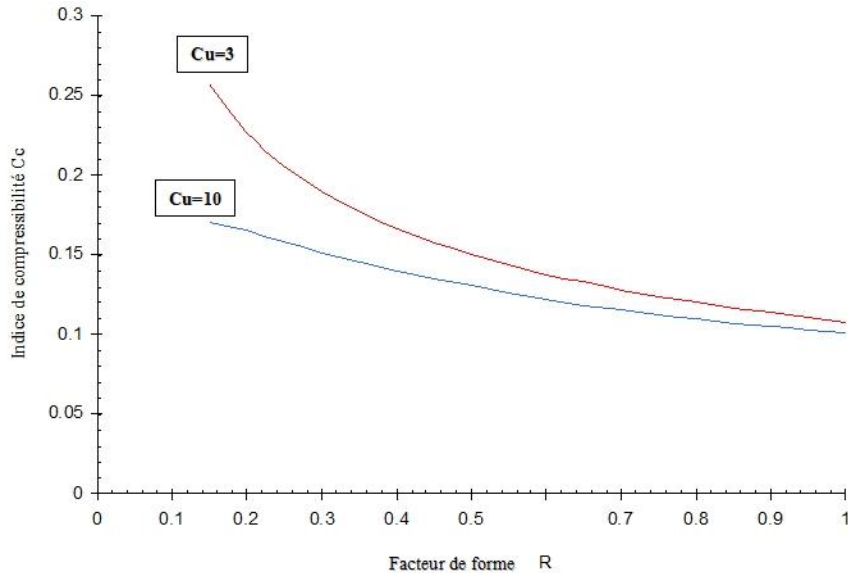


Figure 2.35 : Evolution de l'indice de compressibilité C_c en fonction de la forme des grains [Laigle, 2008]

Des remarques peuvent être faites concernant la figure 2.35 :

- Pour une granulométrie étroite, l'influence de la forme des grains sur la compressibilité est plus significative.
- Pour une granulométrie plus étalée, l'influence de la forme des grains est moins significative.

2.6 EFFET D'ÉCHELLE DANS LES ENROCHEMENTS

2.6.1 EFFET D'ÉCHELLE SUR LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

Il est admis que la résistance au cisaillement diminue quand la dimension des particules augmente [Marachi et al., 1969, 1972], [Marsal, 1973]. Mais certaines recherches prétendent qu'il n'y a pas de corrélation entre les deux [Charles & Watts, 1981] ou bien un effet inverse [Anagnosti & Popovic, 1982].

D'un point de vue rhéologique, la différence fondamentale entre un sable et un enrochement est le niveau de contrainte à partir duquel s'enclenche une évolution granulométrique due à des ruptures au sein de l'assemblage. Plus les grains seront de dimension importante, et plus le seuil d'enclenchement des ruptures en contrainte sera faible. Ce phénomène est illustré par les essais de compression entre plaques réalisés par Marsal (1973), qui traduisent une dépendance de la force d'écrasement (Pa) en fonction de la dimension (d) (Figure 2.36). Les essais sont réalisés sur trois blocs ayant approximativement la même dimension, placés entre deux plaques en acier. Le nombre de contacts sur les deux plaques est analysé. La charge axiale à la rupture divisée par le nombre de contacts le moins important avec les deux plaques est définie comme la force d'écrasement (F_{cr}). Au moins 10 essais ont été effectués sur chaque matériau pour obtenir une valeur moyenne représentative. La dimension du grain (d_m) est la dimension moyenne des trois blocs mesurée par un pied à coulisse. Cette corrélation présentée sur la figure 2.36 peut être représentée par l'équation suivante :

$$F_{cr} = \eta d_m^\lambda \quad (E.2.30)$$

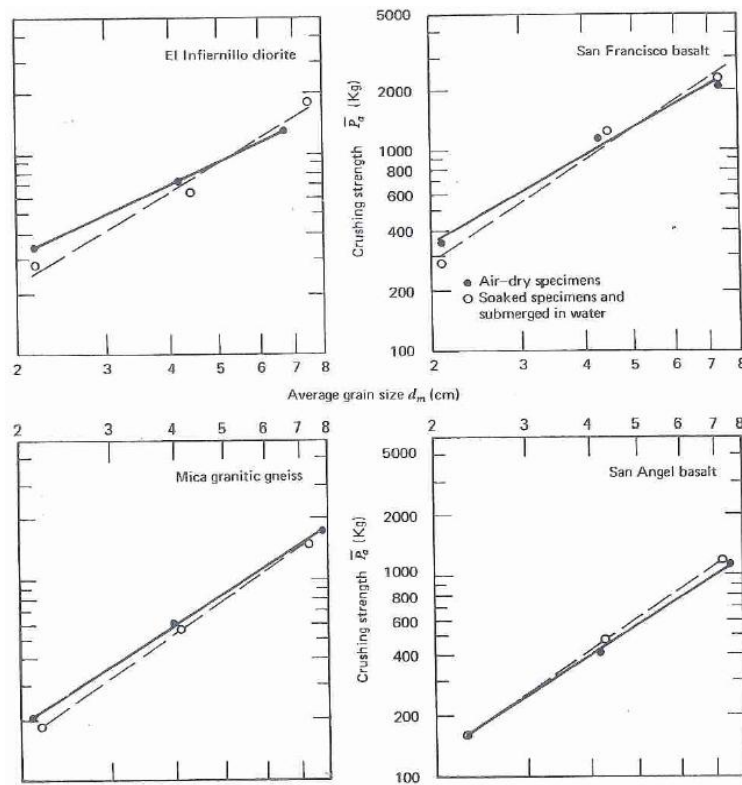


Figure 2.36 : Force d'écrasement en fonction de la dimension des particules [Marsal, 1973]

F_{cr} est en kg et d_m est en cm. η et λ sont des constantes pour un ensemble de granulats issus d'un même stock minéral homogène. Le Tableau 2.10 montre les valeurs des paramètres η et λ pour quatre matériaux différents. On peut constater que λ varie entre 1,2 à 1,8.

L'équation E.2.30 peut être associée à une forme simple de la distribution statistique de Weibull (1951), décrivant la probabilité de survie P_s dans une population d'objets fragiles (V), exposés à des conditions de contraintes au voisinage de la rupture :

$$P_s(V) = \exp \left[-\frac{V}{V_0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (E.2.31)$$

Il suppose que la probabilité de survie (P_s) d'un bloc soumis à une contrainte σ dépend de la concentration de défauts dans le bloc, et donc de son volume (V).

σ_0 est la contrainte pour laquelle 37% de tous les blocs testés survivent, et V_0 est le volume de référence correspondant tel que :

$$P_s(V_0) = \exp \left[-\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_0} \right)^m \right] = 1/e = 37\% \quad (E.2.32)$$

m est le coefficient de Weibull qui diminue quand la variabilité de la contrainte de rupture augmente. De faibles valeurs de m correspondent à des résultats très dispersés donc à de faibles concentrations de défauts (faible probabilité d'avoir plusieurs fois le même résultat) [Deluzarche, 2004]. Les valeurs différentes de ce paramètre m selon les matériaux sont attribuées aux variations des distributions des défauts dans le matériau qui dépendent de sa nature et de son origine.

Comme le volume V d'un granulat est proportionnel au cube de son diamètre d , cette approche conduit aussi (pour une valeur donnée de la probabilité de survie P_s), à une contrainte moyenne d'écrasement proportionnelle à une fonction puissance du diamètre :

$$\sigma_{cr} \propto d^{-3/m} \quad (\text{E.2.33})$$

Notant que l'effort moyen d'écrasement F_{cr} est proportionnel à la contrainte moyenne d'écrasement σ_{cr} multipliée par la section du granulats écrasé (proportionnelle au carré du diamètre), la mise en correspondance des deux approches donne un moyen simple de caler une distribution de Weibull pour un matériau donné, à partir d'un ensemble d'essais d'écrasement sur des graviers, cailloux, blocs, etc. en fonction de leurs diamètres :

$$\lambda = 2 - \frac{3}{m} \text{ Ou } m = \frac{3}{2 - \lambda} \quad (\text{E.2.34})$$

Ces développements ne conduisent pas à une égalité stricte, car le phénomène de fissuration ne correspond pas exactement à la rupture des blocs : l'initiation de la propagation des fissures se fait à une contrainte qui est légèrement inférieure à la contrainte de rupture. On suppose dans tous les cas que ces deux contraintes sont égales.

Matériaux	Observation	η (kg/cm ³)	λ	m
El Infiernillo diorite	Séché à l'air	140	1,2	3,75
El Infiernillo diorite	Trempé et immergé dans l'eau	106	1,5	6
San Francisco basalt	Séché à l'air	140	1,4	5
San Francisco basalt	Trempé et immergé dans l'eau	100	1,6	7,5
Mica granitic gneiss	Séché à l'air	83	1,6	7,5
Mica granitic gneiss	Trempé et immergé dans l'eau	62	1,7	10
San Angel Basalt	Séché à l'air	40	1,7	10
San Angel Basalt	Trempé et immergé dans l'eau	35	1,8	15

Tableau 2.10 : Valeurs de η et λ pour des matériaux différents [Marsal, 1973]

De façon générale, on peut ainsi conclure que plus les blocs seront de taille importante, et plus les phénomènes induits par la rupture totale ou partielle des particules seront accentués et observables aux faibles niveaux de contraintes.

Au niveau de la résistance au cisaillement, trois groupes d'essais avec différentes dimensions ont été réalisés sous différents confinements [Marachi et al, 1972]. On peut déduire de ces essais que l'angle de frottement interne pour les échantillons de 36 in (91 cm) qui a une taille maximale des particules de 6 in (15 cm) est 1° à 1.5° moins que celui de 12 in (30 cm) ayant une taille maximale des particules de 2 in (5 cm), et 3° à 4° moins que celui de 2,8 in (7 cm) qui a une taille maximale des particules de 0,45 in (1 cm). Cette tendance paraît non- affectée, ni par le confinement, ni par le type de matériau (Figure 2.37).

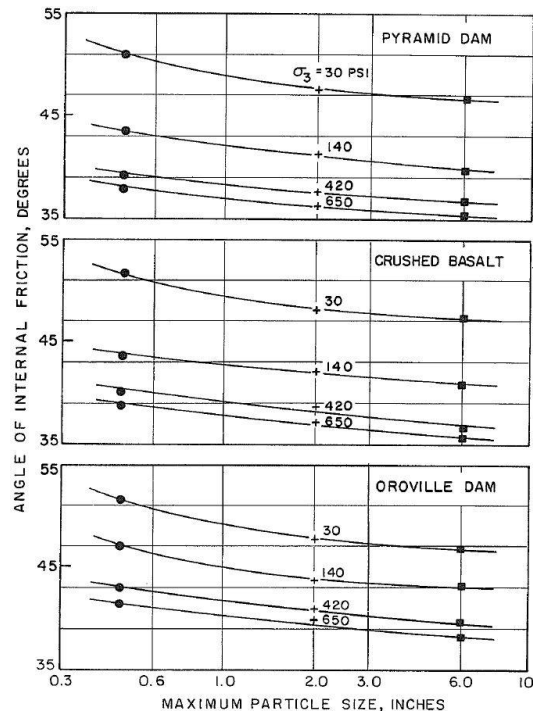


Figure 2.37 : Corrélation entre d_{max} et l'angle de frottement interne [Marachi et al., 1969]

Le projet ANR ECHO (2008-2012), a eu comme objectif de valider la « Relation d'effet d'échelle » pour les matériaux granulaires du Génie Civil. Dans le cadre de ce projet, l'équation ci-dessous a été proposée afin de prendre en compte l'effet d'échelle en supposant que les taux de rupture des granulats dans les deux milieux (A et B) sont identiques [Frossard, 2010].

$$\underline{\underline{\sigma_B}} = \underline{\underline{\sigma_A}} \cdot \left(\frac{d_B}{d_A} \right)^{-m} \quad (E.2.35)$$

$\underline{\underline{\sigma_A}}$: le tenseur des contraintes dans le milieu homologue A ayant un diamètre caractéristique moyen de d_A ,

$\underline{\underline{\sigma_B}}$: le tenseur des contraintes dans le milieu homologue B ayant un diamètre caractéristique moyen de d_B ,

m : le coefficient de Weibull.

On peut constater que les contraintes sont inversement proportionnelles aux diamètres du matériau lorsque les taux de rupture sont les mêmes.

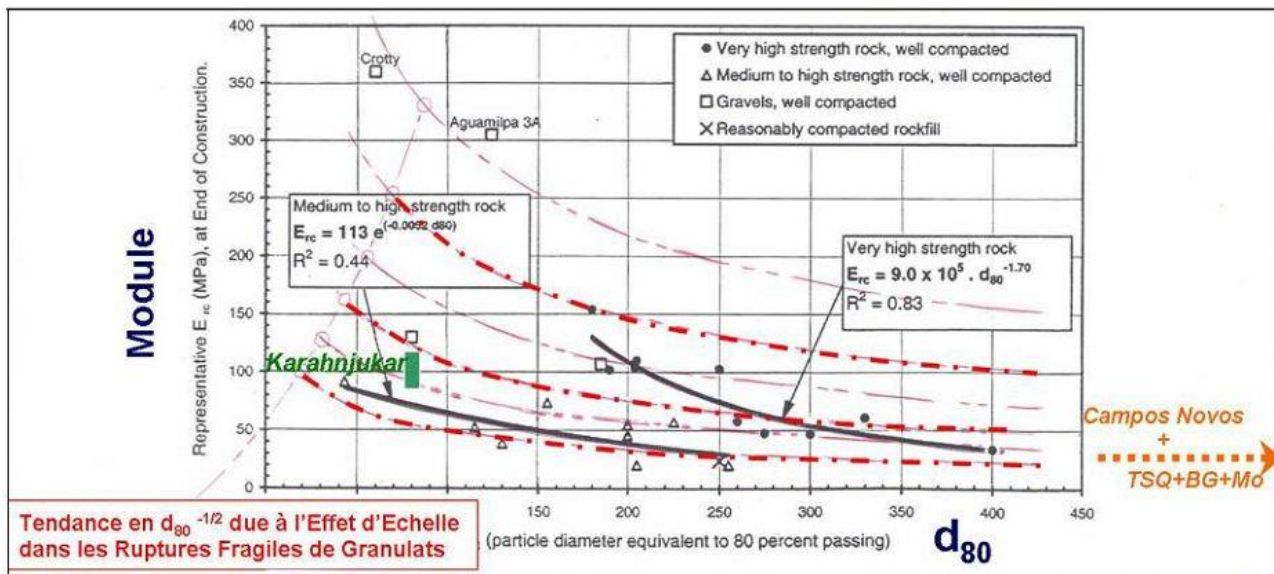
Selon Hu (2009), c'est la rupture des particules qui est la raison principale de l'effet d'échelle dans les matériaux granulaires. Si la capacité de rupture des particules est la même pour différentes tailles de particules, l'effet d'échelle est inexistant (avec un coefficient de Weibull élevé). Conformément aux résultats des essais de rupture des particules et essais triaxiaux, le premier matériau testé (calcaire provenant d'une carrière située à Préfontaines) dans le cadre du projet ECHO n'a pas fait apparaître un effet d'échelle significatif. Ce phénomène serait dû à la capacité de rupture identique pour les particules de différentes tailles. La valeur des paramètres de l'équation (E.2.30) est $\lambda = 1,90$, $\eta = 0,46$, ce qui conduit à une valeur du coefficient de Weibull m de 30. Ces valeurs sont relativement inhabituelles pour les matériaux du génie civil, pour lesquels la bibliographie montre des valeurs plutôt comprises entre 4 et 10 (Tableau 2.10).

2.6.2 EFFET D'ÉCHELLE SUR LA DÉFORMATION

Pour un ensemble de matériaux issus d'un même stock minéral, avec des granulométries homothétiques et compactés à la même densité, le module de rigidité apparent devrait être inversement proportionnel à la racine carrée du d_{max} ou d'un autre diamètre caractéristique $d_{x\%}$ [Frossard, 2010].

La figure 2.38 détaille la corrélation trouvée par Hunter et Fell (2003), entre le module de déformation apparent en fin de construction (E_{rc}) et d_{80} . Cette corrélation résulte de l'analyse détaillée d'une base de données intégrant un ensemble de 35 barrages en enrochements bien documentés. Les lignes pointillées rouges superposées au diagramme, correspondant aux courbes de tendance montrent que :

- ❖ l'effet d'échelle dû à la rupture des grains pourrait expliquer la diminution du module de déformation apparent avec l'augmentation de d_{80} .
- ❖ pour des enrochements avec de gros blocs (côté droit du diagramme), la décroissance du module de rigidité avec la taille des blocs semble moins prononcée ; cela peut être attribué à la perte d'efficacité des méthodes usuelles de compactage sur les matériaux à gros blocs [Frossard, 2010].



**Figure 2.38 : Effet d'échelle sur les modules de rigidité apparents
Corrélation avec le D80 [Hunter et Fell, 2003]**

La Figure 2.39 détaille un diagramme de correspondance pratique entre les modules de déformation apparents observés dans divers barrages en enrochement, et l'épaisseur des couches mises en place à la construction, publié par Johannesson (2007). Notant que l'épaisseur des couches mises en place est généralement choisie entre 1 à 1,5 fois la taille des plus gros blocs, l'effet d'échelle dû à la rupture de granulats joue aussi un rôle dans cette relation.

Considérant alors l'épaisseur des couches en lieu et place du d_{max} des enrochements, les courbes de tendance correspondantes, superposées au diagramme, montrent une configuration analogue à celle de la figure 2.38 :

- ❖ La diminution du module de déformation apparent avec l'augmentation de d_{80} paraît bien s'expliquer par l'effet d'échelle [Johannesson, 2007].
- ❖ pour les matériaux mis en place par couches très épaisses (côté droit du diagramme), la décroissance du module de rigidité avec l'épaisseur des couches semble moins prononcée ; cet écart peut être attribué à la perte d'efficacité des méthodes usuelles de compactage lorsque l'épaisseur des couches devient excessive [Frossard, 2010].

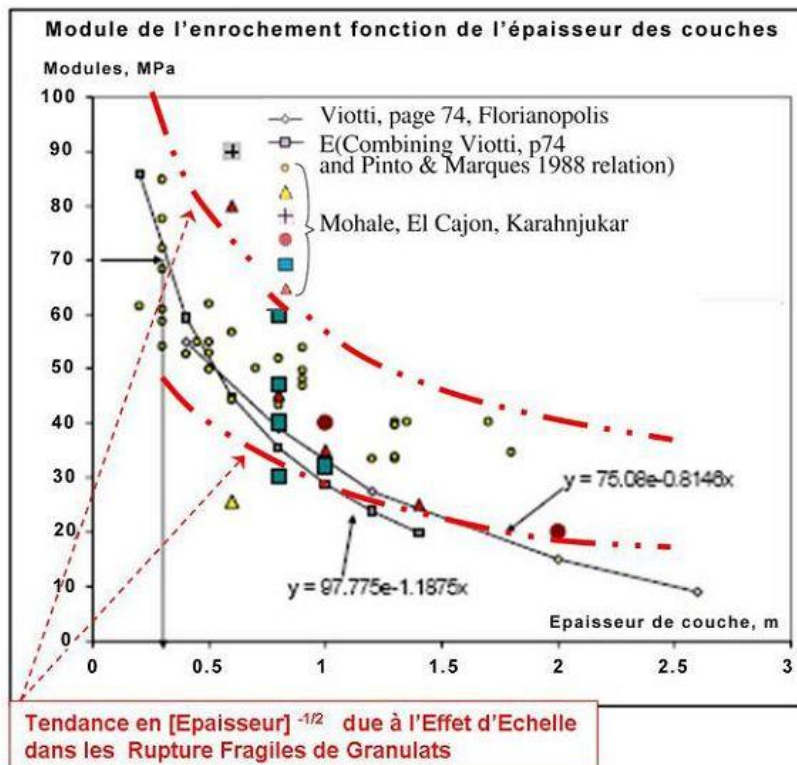


Figure 2.39 : Effet d'échelle sur les modules de rigidité apparents
Corrélation avec l'épaisseur des couches à la mise en place [Johannesson, 2007]

La corrélation pour représenter l'effet d'échelle sur le module de déformation apparent est exprimée par l'équation suivante selon la même logique que pour les contraintes :

$$E_B = \left(\frac{d_B}{d_A} \right)^{-\frac{3}{m}} E_A \quad (E.2.36)$$

E_A : module de rigidité apparent du matériau A ayant un diamètre maximal d_A ;

E_B : module de rigidité apparent du matériau B ayant un diamètre maximal d_B .

m : coefficient de Weibull, la valeur moyenne est de 6.

2.7 CONCLUSION

Ce paragraphe analyse les relations entre les paramètres physiques tels que l'indice des vides, la dimension des grains, la forme des particules des enrochements et ses propriétés mécaniques, notamment le module de déformation, la résistance au cisaillement et la déformabilité en général.

Un petit programme a été réalisé pour estimer le module de déformation et plusieurs critères de résistance au cisaillement des enrochements ont été également présentés. En ce qui concerne la déformabilité, l'importance de la forme des particules et de la granulométrie ont été soulignées.

L'effet d'échelle des enrochements a été également mis en avant. L'importance de la résistance à la rupture des grains les différencie des autres matériaux granulaires classiques tels que les sables. Cet effet est lié à l'augmentation de la probabilité d'avoir des lignes de microfissures fragilisant le matériau.

La prise en compte de cet effet d'échelle est traduite par des relations qui peuvent être très utiles. En effet, il est rare de posséder des résultats d'essais effectués sur des échantillons de grande taille. Grâce à ces

relations, les propriétés des matériaux peuvent se déduire d'essais sur des échantillons de plus petite taille. Ceci a aussi l'intérêt de réduire le coût des essais en phase d'étude préliminaire.

3. LOIS DE COMPORTEMENT POUR LES ENROCHEMENTS

Pour modéliser le comportement des ouvrages en enrochement, il est nécessaire d'utiliser une loi de comportement à même de traduire précisément le comportement mécanique des enrochements. Ce chapitre présente trois modèles les plus classiques trouvés dans la littérature : Duncan & Chang (E-B), élastique non-linéaire ; Mohr-Coulomb, plastique parfaite ; L&K-Enroch, élastoplastique.

Les modèles présentés ici comportent un certain nombre de paramètres du type « phénoménologique » qui ne sont pas calés sur des propriétés physiques des matériaux, mais sur des essais (triaxial, œdométrie...), afin que le modèle puisse reproduire le comportement mécanique (sur des chemins de contraintes spécifiques) du matériau.

3.1 DUNCAN & CHANG

Le modèle élastique non-linéaire de Duncan est largement utilisé dans la modélisation des barrages en enrochements à masque amont. Il s'agit d'un modèle hypo-élastique qui a l'avantage d'être simple à identifier et facile à implanter dans un code de calcul. La corrélation entre la contrainte déviatoire ($\sigma_1 - \sigma_3$) et la déformation axiale proposée d'abord par Kondner et Zelaski (1963), et ensuite utilisée par Duncan et Chang (1970) pour représenter la non linéarité des sols est donnée par :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1 R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (\text{E.3.1})$$

R_f est le rapport entre la différence des contraintes principales au pic et celle à l'état critique. Il varie entre 0,75 et 1,0 qui est indépendant du confinement (E.3.2). E_i est le module élastique initial (E.3.3), qui dépend de la contrainte de confinement [Janbu, 1963].

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (\text{E.3.2})$$

$$E_i = K_e \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{E.3.3})$$

K_e et n sont des paramètres du modèle à identifier et p_a est la pression atmosphérique. Le module tangentiel E_t peut s'obtenir par dérivation de l'équation E.3.1 en utilisant le critère de Mohr-Coulomb (E.3.4, E.3.6) :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{E.3.4})$$

Dans l'équation E.3.4, l'angle de frottement varie également en fonction du confinement par E.3.5 :

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (\text{E.3.5})$$

Φ_0 (l'angle de frottement sous un confinement de 1 bar) et $\Delta\Phi$ (la réduction de l'angle de frottement en fonction du confinement) peuvent être déterminés par deux cercles de Mohr sous confinements différents.

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 \cdot K_e \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{E.3.6})$$

Les déformations volumiques sont produites par le module de compressibilité tangentiel B_t qui est donné par une formulation analogue à celle du module élastique initial. Il est constant pour une contrainte de confinement donné (E.3.7).

$$B_t = K_b \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (\text{E.3.7})$$

Le modèle de Duncan & Chang ne prend pas en compte l'influence de la contrainte principale intermédiaire (σ_2) et ne comporte pas de loi de dilatance. Cependant, il permet de modéliser correctement le comportement des enrochements dans une gamme de déformations petites (moins de 3%).

Pour le cas de déchargement – rechargement, les différents modules (K_{eur} et K_{bur}) pris en compte sont généralement supérieurs aux modules K_e et K_b donnés dans E.3.3 et E.3.7.

3.2 MOHR COULOMB

C'est un modèle élastique parfaitement plastique largement utilisé pour les sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et à long terme (argile et limons). La surface de charge peut être présentée dans l'espace des contraintes principales par l'équation suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (\text{E.3.8})$$

σ_1 et σ_3 représentent respectivement les contraintes principales majeure et mineure, la compression est positive. Le potentiel plastique s'écrit par (E.3.9). La forme de la surface de charge dans le plan déviatoire est un hexagone (Figure 3.1). Lorsque les angles de frottement Φ et l'angle de dilatance Ψ sont égaux, la loi d'écoulement est associée. Sinon, la loi d'écoulement est non-associée.

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (\text{E.3.9})$$

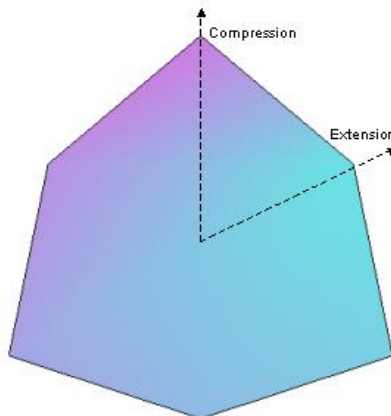


Figure 3.1 : Critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatoire

Dans le modèle, il y a 5 paramètres : module d'Young (E), coefficient de Poisson (ν), cohésion (c), angle de frottement (Φ) et angle de dilatance (Ψ). Ce sont des paramètres déterminés à partir d'essais en laboratoire (triaxial ou œdomètre). En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement afin de déterminer tous les paramètres. Correspondant à des états de contraintes à la rupture, la cohésion et l'angle de frottement peuvent également être calculés dans le plan de Mohr. La Figure 3.2 représente une simulation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.

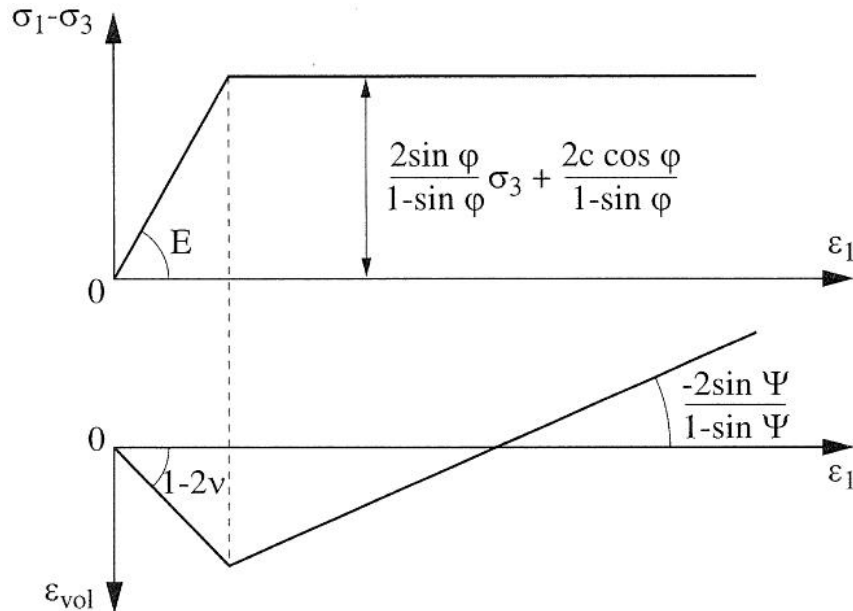


Figure 3.2 : Modélisations d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb [Hicher & Shao, 2002]

Comme le modèle de Duncan & Chang (1970), le modèle de Mohr-Coulomb néglige l'influence de la contrainte principale intermédiaire (σ_2). Il ne prend pas en compte la non linéarité des modules élastiques vis-à-vis de la pression moyenne ni un écrouissage, ni une déformation volumique isotrope générée par une augmentation de la pression hydrostatique. Ce sont des caractéristiques importantes pour les enrochements, ce qui constitue une limite de ce modèle pour son utilisation dans la modélisation du comportement des CFRD.

3.3 L&K-ENROCH

3.3.1 CONCEPTION DE LA LOI L&K-ENROCH

Un modèle constitutif nommé L&K a été développé au sein de EDF-CIH dans le cadre d'un travail de thèse [Laigle, 2004-b], pour la modélisation à court et long terme des massifs rocheux, avec application essentiellement aux ouvrages souterrains : tunnels, galeries, cavernes ou bien les stockages nucléaires.

Le modèle L&K-Enroch est une loi de comportement dérivée du modèle L&K. La plupart des concepts ont été conservés mais l'extrapolation de certaines notions aux enrochements en fait un modèle « dérivé ».

Selon la logique adoptée pour le développement du modèle L&K, la résistance de l'enrochement est uniquement régie par une composante de frottement et une composante de dilatance. D'un point de vue physique, le corps d'un barrage en enrochement peut être assimilé, à moindre échelle et par homogénéisation, à un massif rocheux sans cohésion. Donc, le modèle L&K peut être étendu aux enrochements moyennant certaines adaptations.

D'un point de vue rhéologique, le modèle L&K-Enroch est un modèle élastoplastique à écrouissage avec un mécanisme isotrope et déviatoire.

3.3.2 EXPRESSION ET FORMULATION DE LA LOI L&K-ENROCH

La loi de comportement L&K-Enroch, comme les autres modèles élastoplastiques, se base sur une séparation entre incréments des déformations élastiques et plastiques. Concrètement, le mécanisme élastique modélise la partie réversible de la déformation ; le mécanisme plastique modélise l'accumulation de la déformation irréversible selon les hypothèses présentées dans la section suivante.

3.3.2.1 Décomposition du tenseur des déformations

La distinction de ces deux mécanismes suppose une partition des incréments du tenseur de déformation infinitésimale $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}$. Si $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^e}$, $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^p}$, $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^{dp}}$ et $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^{ip}}$ désignent respectivement les incréments des tenseurs de déformations élastiques, plastiques, plastique déviatoire et plastique isotrope, l'incrément du tenseur des déformations totales $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}$ s'écrit :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^e} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^p} \quad (\text{Hypothèse de partition}) \quad (\text{E.3.10})$$

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^p} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^{dp}} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}^{ip}} \quad (\text{Hypothèse des deux mécanismes}) \quad (\text{E.3.11})$$

3.3.2.2 Mécanisme élastique

Le module de Young E et le coefficient de Poisson ν sont les deux paramètres régissant le comportement élastique ou bien les modules de déformation volumique K et le module de cisaillement G qui se déduisent des paramètres E et ν à partir des relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{E.3.12})$$

La loi choisie est de type élastique non linéaire et peut être présentée sous forme incrémentale par l'équation (E.3.13) :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{\nu}{E} \dot{I}_1 \delta_{ij} \quad \text{ou} \quad \dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \frac{1}{9K} \dot{I}_1 \delta_{ij} \quad (\text{E.3.13})$$

avec les modules K et G fonction de l'état de contraintes selon l'équation (E.3.14). Cette condition permet de prendre en compte l'effet de la pression moyenne dans le comportement élastique du matériau. $P_a=100$ kPa, $I_1 = \sigma_{ii}$ est le premier invariant du tenseur des contraintes, K_0^e et G_0^e désignent respectivement les modules de déformation volumique et de cisaillement définis à partir de E et ν , via la relation (E.3.12), et n_{elas} est un paramètre du modèle.

$$K = K_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad \text{et} \quad G = G_0^e \left[\frac{I_1}{3P_a} \right]^{n_{elas}} \quad (\text{E.3.14})$$

3.3.2.3 Mécanisme plastique isotrope

La surface de charge du mécanisme plastique isotrope est un plan orthogonal à l'axe hydrostatique dans l'espace des contraintes principales, exprimé par :

$$f^i(\underline{\underline{\sigma}}; p_c) = \frac{I_1}{3} - p_c \quad (\text{E.3.15})$$

La loi d'érouissage est définie par l'équation (E.3.16).

$$p_c = p_{c0} e^{\beta \varepsilon_v^p} \quad (\text{E.3.16})$$

Dans laquelle, p_c désigne la pression de consolidation, p_{c0} et β sont des paramètres du modèle, tandis que la déformation volumique plastique, $\varepsilon_v^p = \varepsilon_{ii}^p$, est la variable d'écoulement.

La loi d'écoulement est supposée associée :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^i = \dot{\lambda}^i \frac{\partial f^i}{\partial \sigma_{ij}} = \dot{\lambda}^i \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (\text{E.3.17})$$

où $\dot{\lambda}^i$ désigne le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme isotrope.

3.3.2.4 Mécanisme plastique déviatoire

❖ Expression de la surface de charge plastique déviatoire

Historiquement, la loi de comportement L&K-Enroch a été développée selon les étapes suivantes :

➤ La loi Hoek et Brown

La surface de charge de la loi L&K-Enroch est essentiellement basée sur la loi de Hoek et Brown [Hoek et al., 2002] qui convient particulièrement à la modélisation du comportement des massifs rocheux. L'expression de la surface de plasticité est donnée par l'équation (E.3.18).

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{E.3.18})$$

σ_c désigne la résistance en compression simple mesurée en laboratoire. s est un paramètre exprimant le degré de fracturation de la roche : $s=1$ pour un matériau non fracturé et $s=0$ pour un matériau totalement granulaire. m est un paramètre lié à la nature pétrographique. Dans la formulation initiale, le paramètre a est égal à 1/2, mais une expression généralisée a été proposée, dans laquelle $a \in]0, 1]$. L'expression (E.3.18) exprime un critère qui ne dépend que des valeurs des contraintes principales, en particulier, la contrainte principale majeure σ_1 et la contrainte principale mineure σ_3 .

➤ La loi HB-CJS

La loi de Hoek et Brown présente divers avantages, en particulier celui d'être associée à un important retour d'expérience sur le choix des paramètres m , s et a décrivant le critère de résistance maximale. Mais son inconvénient est aussi évident. Le critère souligne le fait que le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$ à la limite d'élasticité dépend uniquement de la contrainte mineure σ_3 en ignorant l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 . A part cela, dans le plan déviatoire, le critère de Hoek et Brown est un hexagone de forme identique à la surface de Mohr-Coulomb (Figure 3.1). Cette forme irrégulière pose souvent un problème numérique. Dans ce-cas-là, un nouveau critère de la surface de charge a été proposée afin de considérer les trois contraintes principales et en même temps de régulariser la forme de la surface (E.3.19). Ce nouveau critère est appelé critère HB-CJS [Cambou et al., 1991], [Kolmayer 2002].

$$\sqrt{2J_2} - \sigma_c \left[A(h(\theta)) \sqrt{2J_2} + BI_1 + D \right]^a = 0 \quad (\text{E.3.19})$$

$h(\theta)$ a été choisi afin d'approcher la forme de la surface de rupture trouvée pour les sables [Cambou & Jafari, 1989] et fait intervenir les trois contraintes principales dans le critère.

$$h(\theta) = (1 - \gamma \sin(3\theta))^{1/6}$$

$$\sin 3\theta = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (\text{E.3.20})$$

Ensuite, l'idée est de déterminer les paramètres A, B et D, afin qu'elle coïncide avec un critère de Hoek et Brown, sur des chemins de compression et d'extension triaxiale [Kolmayer, 2002]. La détermination de A, B et D se fait par identification entre l'équation E.3.18 et E.3.19 en adoptant la convention $\theta=30^\circ$ en compression :

- En compression ($\theta = 30^\circ$) :

$$A^c = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c}, \quad B^c = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D^c = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (\text{E.3.21})$$

- En extension ($\theta = -30^\circ$) :

$$A^e = -\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{mk}{\sigma_c}, \quad B^e = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D^e = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (\text{E.3.22})$$

Finalement, le critère HB_CJS est défini par :

$$\sqrt{2J_2} - \sigma_c \left[A(h(\theta)) \sqrt{2J_2} + BI_1 + D \right]^a = 0$$

Avec $A(h(\theta)) = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c} \left[\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e} \right) \right]$

$$B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (\text{E.3.23})$$

$$h(\theta) = (1 - \gamma \sin(3\theta))^{1/6}, \quad h_0^c = h(30^\circ) = (1 - \gamma)^{1/6} \text{ et}$$

$$h_0^e = h(-30^\circ) = (1 + \gamma)^{1/6}$$

Aux paramètres traditionnels du critère de Hoek et Brown, il faut ajouter un paramètre γ lié à la forme du critère dans le plan (π) . Le « double calage », en compression et en extension, sur le critère de Hoek et Brown, peut poser des problèmes de convexité de la surface dans le plan déviatoire (Figure 3.3).

Afin d'éviter d'éventuels problèmes numériques induits par la perte de convexité du critère, une variante a été proposée. Cette seconde version est calée uniquement sur le chemin de compression du critère de Hoek et Brown [Kolmayer, 2002].

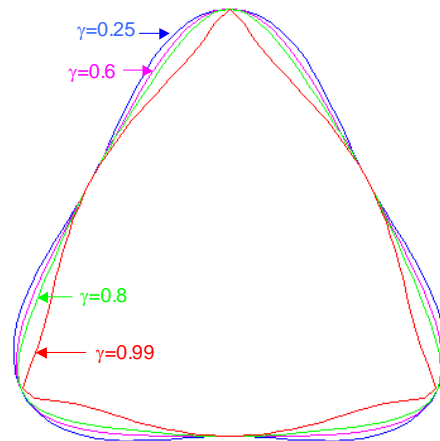


Figure 3.3 : Visualisation du critère HB_CJS dans le plan (π), pour $a=0.5$ et différents γ [Silvestre, 2007]

➤ **La loi L&K**

En poursuivant les travaux menés sur le critère HB_CJS, un nouveau critère a été proposé. Il a été baptisé critère L&K [Silvestre, 2007]. En adoptant la convention $\theta=0$ en compression, l'expression générale des seuils et surfaces est donnée par (E.3.24) dans laquelle la résistance en extension peut être contrôlée via le paramètre H_0^e . C'est un paramètre supplémentaire spécifiquement ajouté pour piloter la résistance en extension.

$$f(\sigma) = S_{II}H(\theta) - \sigma_c H_0^c [As_{II}H(\theta) + BI_1 + D]^a = 0$$

$$A = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c H_0^c}, \quad B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad D = sk, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{1}{2a}}, \quad (E.3.24)$$

$$H(\theta) = \frac{H_0^c + H_0^e}{2} + \left(\frac{H_0^c - H_0^e}{2}\right) \left(\frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e}\right),$$

$$S_{II} = \sqrt{2J_2},$$

$$h(\theta) = (1 - \gamma \cos 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = H_0^c = h(0) = (1 - \gamma)^{1/6}, \quad h_0^e = h(\pi/3) = (1 + \gamma)^{1/6}$$

Cette nouvelle formulation permet d'assurer l'existence d'un jeu de paramètres pour lequel la surface est convexe. Le paramètre γ influe toujours sur la forme du critère dans le plan déviatoire et lorsque $\gamma \rightarrow 1$, la surface perd sa convexité (Figure 3.4).

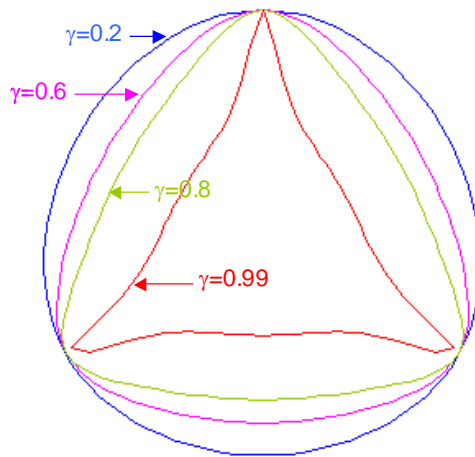


Figure 3.4 : Visualisation du critère L&K dans le plan déviatoire [Silvestre, 2007]

Dans le plan ($p; q$), l'allure du critère est la même que celle du critère de Hoek et Brown [Silvestre, 2007].

➤ **La loi L&K-Enroch**

La surface de charge déviatoire de L&K-Enroch est définie à partir d'une expression dérivée du critère L&K. On impose le paramètre s à zéro pour représenter les caractéristiques des enrochements.

Dans le critère de Hoek et Brown, s est relié au degré de fracturation de la roche. Plus s est bas, plus le milieu est considéré comme fracturé. A la limite, un milieu granulaire peut être considéré comme une roche totalement fracturée. La résistance à la compression simple σ_c pour le modèle Hoek et Brown et le modèle L&K-Enroch représente la résistance d'un seul bloc rocheux intact. Il ne rend pas compte de la résistance de l'ensemble des enrochements.

En adoptant la convention $\theta = 0^\circ$ en compression, l'expression générale des seuils et de la surface de charge, notée f^d , est donnée par (E.3.25).

$$f^d(\underline{\sigma}) = s_{II} h(\theta) - \sigma_c h_0^c [A s_{II} h(\theta) + B I_1]^a = 0$$

$$A = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c h_0^c}, \quad B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a},$$

$$s_{II} = \sqrt{2J_2}, \quad (E.3.25)$$

$$h(\theta) = (1 - 0.75 \cos 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = h(0) \approx 0.8, \quad h_0^e = h(\pi/3) \approx 1.1$$

A partir de l'équation (E.3.25), trois critères sont distingués afin de décrire les états physiques dans le massif rocheux. Le seuil d'élasticité qui marque la première déformation plastique ; le seuil de pic qui marque la valeur maximale de la résistance du matériau et le seuil résiduel qui correspond à la résistance résiduelle du matériau. Chaque seuil est défini pour des valeurs particulières des paramètres a et m (constantes), conformément au Tableau 3.1.

	Seuil d'élasticité	Seuil de Pic	Seuil résiduel
a	a_0	a_{pic}	1
m	m_0	m_{pic}	$m_{res} = \frac{2 \sin \Phi_{res}}{1 - \sin \Phi_{res}}$

m_{res} est défini à partir de l'angle de frottement résiduel ϕ_{res} .

Tableau 3.1 : Paramètres définissant les seuils de contraintes

La forme du critère défini par (E.3.25) est bien connue sur un chemin de compression puisque, par définition, il coïncide avec un critère de Hoek et Brown. Cependant, il peut être intéressant de visualiser l'allure de ce critère sur différents chemins de sollicitation (compression, extension, chemins intermédiaires...). Une représentation graphique est donc donnée dans le plan $(\sigma_1 ; \sigma_3)$, pour différents θ constants sur la figure 3.5.

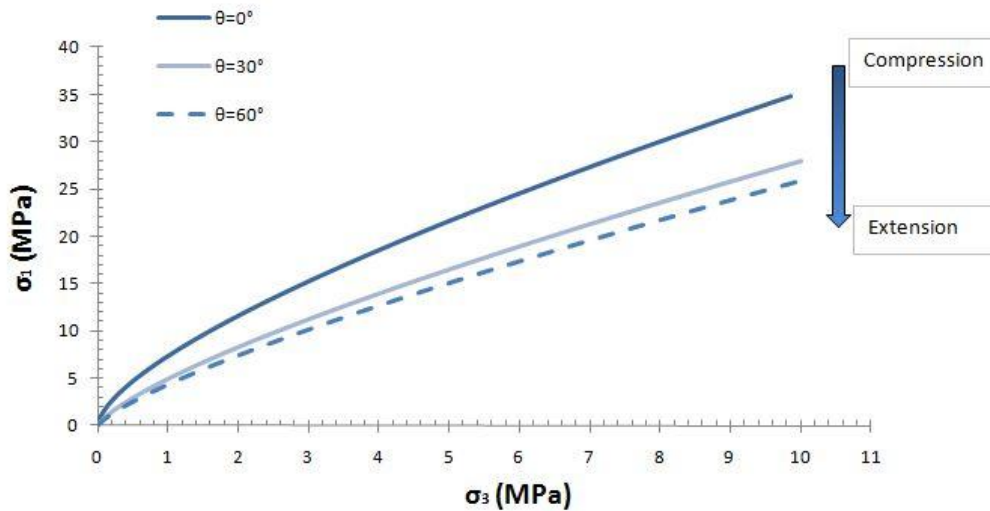


Figure 3.5 : Forme des seuils dans le plan (σ_1 ; σ_3), pour différents chemins de contraintes

❖ Différentes surfaces pour le mécanisme plastique déviatoire

Les phénomènes physiques induits par un chargement déviatoire sont décrits par l'évolution d'une surface (surface de charge déviatoire), pilotée par le point de charge, à travers les différents seuils. Deux phases d'évolution peuvent être distinguées selon la valeur prise par une variable d'état (écrouissage).

- Phase pré-pic (écrouissage positif) : l'évolution de la surface de charge entre le critère d'élasticité et le pic.
- Phase post-pic (écrouissage négatif) : l'évolution de la surface de charge entre le pic et le critère résiduel modélisant le comportement radoucissant du matériau.

➤ Domaine de comportement pré-pic

Le mécanisme plastique déviatoire pré-pic s'active avant le mécanisme plastique déviatoire post-pic. Lorsque le point de charge est au dessous du seuil d'élasticité, le comportement est réversible, élastique et contractant. Dès que le point de charge dépasse le seuil d'élasticité, la surface de charge déviatoire commence à s'écrouir positivement vers le seuil de résistance de pic. Cette phase est associée à l'initiation de l'endommagement de la matrice rocheuse, le comportement volumique pouvant être contractant ou dilatant, selon le confinement et la densité des matériaux. Cette phase est schématisée sur la figure 3.6.

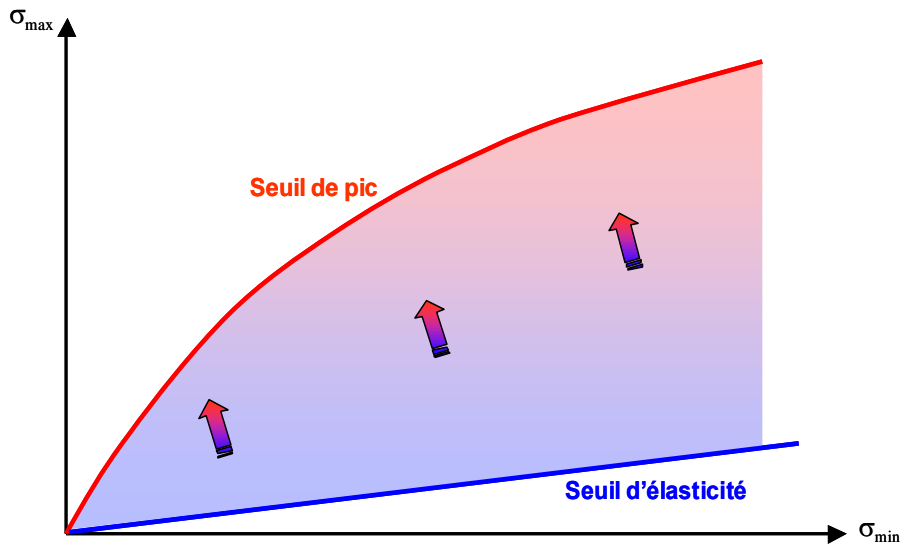


Figure 3.6 : Ecroissement positif de la surface de charge déviatoire

➤ **Domaine de comportement post-pic (phase de radoucissement)**

La surface de charge s'éroieit du seuil de pic vers le seuil résiduel et la dilatance disparaît.

La fracturation diffuse des enrochements lors de l'essai contribue au radoucissement observé après le pic (Marachi, 1969 ; Marsal, 1973). Cependant, selon les simulations effectuées dans ce travail de thèse, la surface de charge n'a jamais dépassé le seuil de pic et le radoucissement n'a jamais été activé.

❖ **Loi d'écroissement**

L'évolution de la surface de charge déviatoire est régie par la variation des paramètres a et m en fonction d'une variable d'écroissement, notée γ^d , qui est la déformation plastique déviatoire, définie par (E.3.26).

$$\gamma^d = \int \left(\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^d \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^d \right)^{1/2} dt, \text{ où } \dot{\epsilon}_{ij}^d = \dot{\epsilon}_{ij}^d - \frac{\dot{\epsilon}_v^d}{3} \delta_{ij} \text{ et } \dot{\epsilon}_v^d = \dot{\epsilon}_{kk}^d \quad (\text{E.3.26})$$

Des lois de variations spécifiques sont définies en fonction de la variable d'écroissement γ^d pour chacun des paramètres a et m intervenant dans l'équation (E.3.25). La surface élastoplastique évolue ainsi à travers les différents critères. Les différentes phases d'écroissement sont bornées par des valeurs « seuil », notées γ_{pic} et γ_{res} .

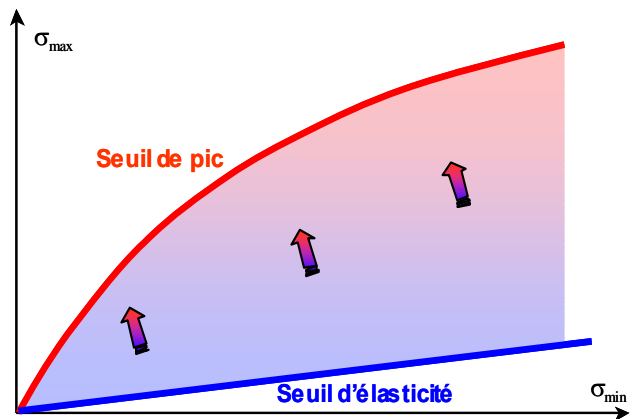
❖ **Evolution de la surface élastoplastique en phase pré-pic**

En phase pré-pic, la surface de charge déviatoire évolue du seuil d'élasticité vers le seuil de résistance de pic, pour $0 \leq \gamma^d < \gamma_{pic}$, selon les lois de variation (E.3.27) :

$$a(\gamma^d) = a_0 + \ln\left(1 + \frac{\gamma^d}{x_{ams} \gamma_{pic}}\right) \left(\frac{a_{pic} - a_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})}\right)$$

$$m(\gamma^d) = m_0 + \ln\left(1 + \frac{\gamma^d}{x_{ams} \gamma_{pic}}\right) \left(\frac{m_{pic} - m_0}{\ln(1 + 1/x_{ams})}\right)$$

(E.3.27)



x_{ams} est un paramètre du modèle.

L'évolution de la surface de charge en phase de pré-pic est présentée sur la figure 3.7.

Evolution de la surface de charge en phase pré-pic

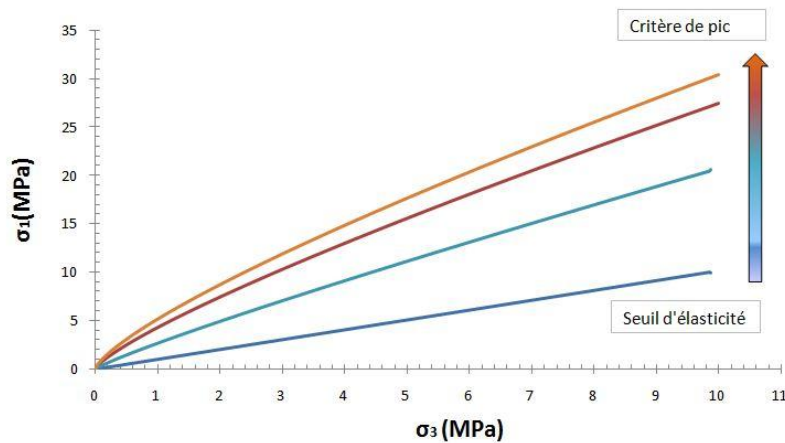


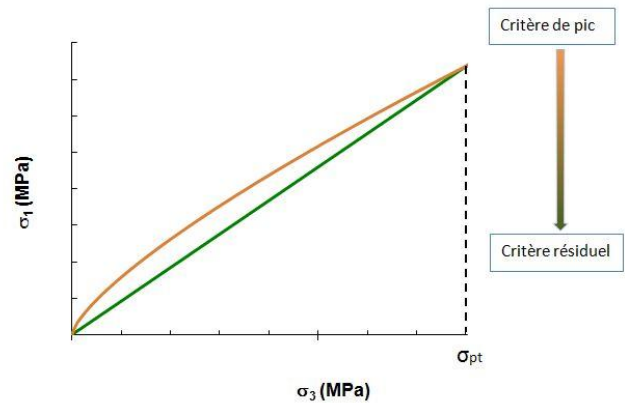
Figure 3.7 : Evolution de la surface de charge en phase pré-pic

❖ Evolution de la surface élastoplastique en phase post-pic

En phase post-pic, la surface de charge déviatoire évolue du seuil de pic vers le seuil résiduel, pour $\gamma_{pic} \leq \gamma^d < \gamma_{res}$, selon les lois de variations (E.3.28) :

$$a(\gamma^d) = a_{pic} + \ln \left(1 + \frac{1}{\eta} \frac{\gamma^d - \gamma_{pic}}{\gamma_{res} - \gamma_{pic}} \right) \left(\frac{1 - a_{pic}}{\ln(1 + 1/\eta)} \right) \quad (E.3.28)$$

$$m(\gamma^d) = \frac{\sigma_c}{\sigma_{pt}} \left(m_{pic} \frac{\sigma_{pt}}{\sigma_c} \right)^{a(\gamma^d)}$$



η est un paramètre du modèle. σ_{pt} correspondant à l'abscisse du point d'intersection des seuils de pic et résiduel, dans le plan $(\sigma_{min}; \sigma_{max})$. Ce n'est pas un paramètre du modèle, il s'exprime analytiquement en fonction des autres paramètres par l'expression (E.3.29).

$$\sigma_{pt} = \left(\frac{m_{res} \sigma_c^{a_{pic}-1}}{m_{pic}^{a_{pic}}} \right)^{\frac{1}{a_{pic}-1}} \quad (E.3.29)$$

En phase de radoucissement post-pic, la surface de charge déviatoire évolue du critère de pic vers le critère résiduel. Cette évolution est également schématisée dans le plan $(\sigma_1; \sigma_3)$ dans la figure 3.8.

Evolution de la surface de charge en phase post-pic

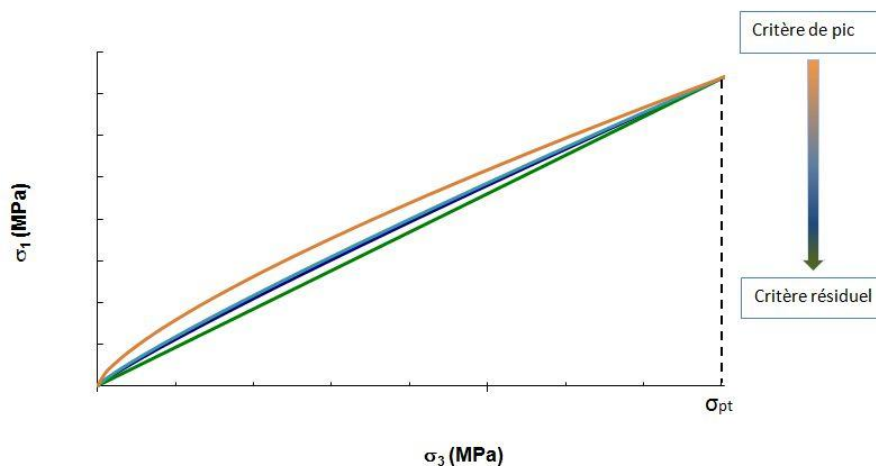


Figure 3.8 : Evolution de la surface de charge en phase post-pic

❖ Loi d'écoulement

Dans les matériaux granulaires, une variation de volume peut se produire pour un chargement purement déviatoire. Cette variation de volume étant liée à l'aspect discontinu du matériau et aux conditions cinématiques qui résultent du chargement, les déformations irréversibles ne peuvent pas être définies à partir d'une règle de normalité. Dans ce cas-là, la loi d'écoulement non-associée. A titre de rappel, la loi d'écoulement du mécanisme isotrope est associée (Figure 3.9).

D'une manière générale, l'incrément du tenseur des déformations déviatoires plastiques est représenté par l'expression suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^d = \lambda^d \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{E.3.30})$$

λ^d désigne le multiplicateur plastique du mécanisme déviatoire; son expression analytique dépend du nombre de mécanismes activés (mécanisme déviatoire activé, mécanisme isotrope activé ou les deux mécanismes activés en même temps).

G_{ij} est alors le tenseur d'orientation des déformations plastiques du mécanisme déviatoire dont l'expression est définie par (E.3.31).

$$G_{ij} = \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} - \left(\frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} \right) n_{ij} \quad (\text{E.3.31})$$

$$n_{ij} = \frac{\beta' \frac{s_{ij}}{s_{II}} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta'^2 + 3}}, \text{ où } \beta' = \frac{\sqrt{6}g_v}{3 - g_v} \text{ et } g_v = -\frac{2\sin\Psi}{1 - \sin\Psi}$$

La formulation de l'angle de dilatance Ψ est spécifique au modèle *L&K-Enroch* : elle a été adaptée à la modélisation du comportement volumique des enrochements.

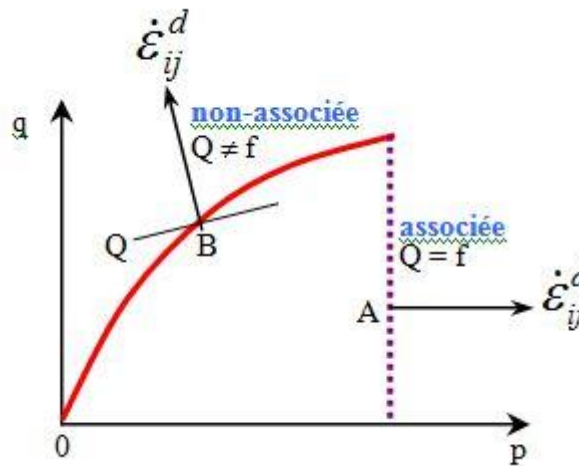


Figure 3.9 : Lois d'écoulement associées et non-associées

❖ Comportement volumique

Les paragraphes précédents décrivent les différentes expressions mathématiques régissant l'écroutissement positif et négatif de la surface de charge ainsi que la loi d'écoulement. Afin de décrire le comportement volumique des massifs, il est nécessaire de définir l'angle de dilatance et son évolution durant les phases d'écroutissement. La dilatance est supposée associée au développement de la fissuration au sein de la matrice rocheuse.

D'après les données expérimentales, la dilatance va progressivement croître, et atteindre sa valeur maximale à partir du moment où une discontinuité cinématique se crée au sein de la roche.

Le rapport entre l'augmentation de volume et le cisaillement est quantifié par la détermination d'un angle de dilatance ψ que Bolton (1986) et Vermeer & De Borst (1984) définissent comme étant l'angle entre la direction du mouvement de 2 blocs glissant l'un par rapport à l'autre et la surface de glissement (Figure 3.10) [Laigle, 2004].

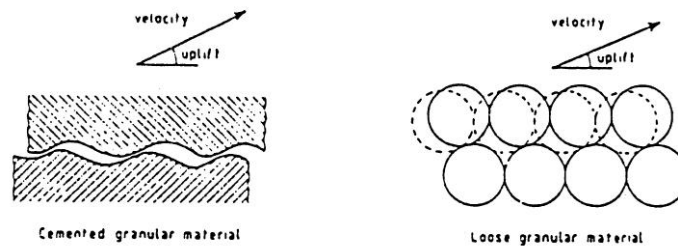


Figure 3.10 : Mécanisme de dilatance dans des sols et des roches [Vermeer & De Borst, 1984]

Pour décrire l'évolution de la dilatance, nous ne disposons pas de mesure représentative sur des roches. Les données qualitatives d'entrée sont les suivantes [Laigle, 2004] :

- ❖ Le taux de dilatance commence à évoluer dès que le point de charge se situe sur le critère d'endommagement. Dans [Silvestre, 2007], ce critère a été modifié : la dilatance commence à apparaître dès que le point de charge dépasse le critère caractéristique qui distingue le domaine de « contractance » et le domaine de « dilatance » et qui sera présenté ultérieurement.
- ❖ Le taux de dilatance est maximal lors de l'état de bifurcation localisé, qui est supposé être associé dans la démarche proposée à la création d'une fracture induite au sein du matériau. Compte tenu des hypothèses retenues, le taux de dilatance sera donc maximal lorsque la surface de charge sera confondue avec le critère caractéristique.
- ❖ Le taux de dilatance est nul aux grandes déformations, lorsque l'état résiduel du matériau est atteint.

L'idée est de définir une surface caractéristique, délimitant l'espace des contraintes en un domaine de contractance et un domaine de dilatance. Le principe retenu consiste à faire évoluer cette surface caractéristique entre un état caractéristique (EC) – initialement défini par un paramètre de dilatance Ψ_0 – et le seuil résiduel, alors assimilé à une courbe d'état critique (CSL), implicitement définie par l'angle de frottement résiduel Φ_{res} . En fait, plus Ψ_0 est élevé, plus l'étendue du domaine de contractance est grande et la dilatance par conséquent faible. Ces concepts sont schématisés sur la figure 3.11.

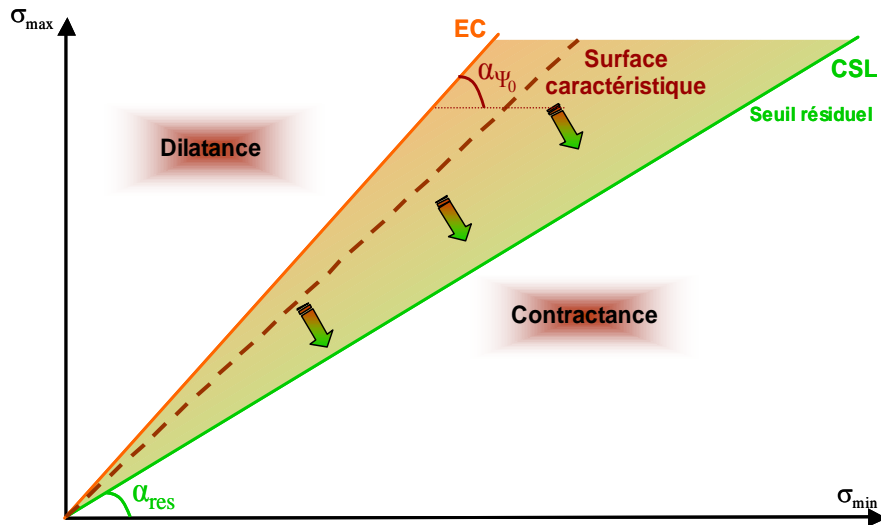


Figure 3.11 : Evolution de la surface caractéristique

Soient α_{Ψ_0} et α_{res} , deux quantités respectivement définies à partir du paramètre de dilatance Ψ_0 et de l'angle de frottement résiduel Φ_{res} , par E.3.32 :

$$\alpha_{\Psi_0} = \tan^2\left(\frac{\Psi_0}{2} + \frac{\pi}{4}\right) \text{ et } \alpha_{res} = \frac{1 + \sin \Phi_{res}}{1 - \sin \Phi_{res}} = 1 + m_{res} \quad (\text{E.3.32})$$

Soit $f_{\Psi}(\gamma^d)$ une fonction du paramètre d'écroûissage, définie par (E.3.33), régissant l'évolution de la surface caractéristique.

$$f_{\Psi}(\gamma^d) = 1 - \frac{\alpha_{\Psi_0} - \alpha_{res}}{\alpha_{\Psi_0}(\gamma_{res} - \gamma_{pic})}(\gamma^d - \gamma_{pic}) \quad (\text{E.3.33})$$

f_{Ψ} est telle que $f_{\Psi}(\gamma_{pic}) = 1$ et $f_{\Psi}(\gamma_{res}) = \frac{\alpha_{res}}{\alpha_{\Psi_0}}$.

Si α désigne le rapport des contraintes $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}$, l'angle de dilatance Ψ est alors calculé par (E.3.34)

$$\sin \Psi = \frac{\alpha - f_{\Psi}(\gamma^d)\alpha_{\Psi_0}}{\alpha + f_{\Psi}(\gamma^d)\alpha_{\Psi_0}} \quad (\text{E.3.34})$$

3.3.3 SYNTHÈSE DES PARAMÈTRES DE LA LOI L&K-ENROCH

Les paramètres d'entrée du modèle L&K-Enroch sont présentés dans le Tableau 3.2 ci-dessous.

Paramètres Généraux			
E	Module de Young (Pa)	ν	Coefficient de Poisson
n_{elas}	Exposant de la loi de variation des modules élastiques K et G	σ_c	Résistance en compression simple (Pa)
Paramètres du seuil d'ELASTICITE			
a_0	a du seuil d'élasticité	m_0	m du seuil d'élasticité
Paramètres du seuil de PIC			
a_{pic}	a du seuil de pic	m_{pic}	m du seuil de pic
Paramètres d'écroûissage			
$\dot{\gamma}_{pic}$	Taux de déformations nécessaires pour passer du seuil d'élasticité au seuil de pic	$\dot{\gamma}_{res}$	Taux de déformations nécessaires pour passer du seuil de pic au seuil résiduel
x_{ams}	Paramètre $\neq 0$ intervenant dans les lois d'écroûissage pré-pic	η	Paramètre $\neq 0$ intervenant dans la loi d'écroûissage post-pic
Paramètres de déformations volumiques			
Φ_{res}	Angle de frottement résiduel (en °)	Ψ_0	Paramètre de dilataance de l'état caractéristique (en °)
Paramètres du mécanisme isotrope			
p_{c0}	Pression de consolidation initiale ~ Position de la "Cap" surface	β	Paramètre intervenant dans la loi d'écroûissage isotrope

Tableau 3.2 : Récapitulatif des paramètres d'entrée du modèle L&K-Enroch

Au total, le modèle L&K-Enroch comporte 16 paramètres. Sachant que certains paramètres (E , ν , σ_c) sont requis pour tous les modèles de comportement classiques, le modèle proposé, malgré son niveau de complexité (élastoplastique radoucissant + mécanisme isotrope), ne mobilise pas un nombre excessif de paramètres [Silvestre, 2010].

3.4 PREMIÈRE EVALUATION DES PARAMÈTRES MÉCANIQUES

Les essais sur enrochements sont souvent très difficiles à réaliser à cause de la taille de l'échantillon ($d_{max}=1$ m). Le coût et la précision des essais répondent rarement aux exigences du calage des modèles numériques.

La démarche de calage proposée dans ce chapitre consiste en deux étapes. D'abord, certains paramètres sont calés grâce à des corrélations établies au Chapitre 3. Ensuite, d'autres paramètres peuvent être calés en s'appuyant sur des essais réalisés sur des matériaux similaires.

3.4.1 ETAPE I : PAR CORRÉLATION SUR LA BASE DE PROPRIÉTÉS PHYSIQUES

3.4.1.1 Module

Généralement, dans le modèle L&K-Enroch, le module d'Young (E) est mesuré aux très petites déformations (distorsion inférieure à 10^{-5}). Ce module est 10 fois plus élevé que le module de déformation pseudo-élastique identifié sur des chemins triaxiaux classiques. En revanche, la loi de comportement L&K-Enroch utilisée pour le barrage en enrochement à masque amont en phase de construction et en phase de mise en

eau, n'est rigoureusement pas destinée à des calculs sismiques à faibles déformations, mais à des cas où les déformations irréversibles seront importantes. Cela nous conduira à l'utilisation préférentielle de modules de déformation pseudo-élastique en petites déformations (10^{-3} - 10^{-2}), accessibles pour la plupart des barrages.

Conformément au Chapitre 2.3, le module de déformation en phase de construction E_{rc} peut être estimé en fonction de la hauteur du barrage, la surface du masque amont et l'indice des vides des enrochements. En utilisant le programme créé sous Excel (Figure 2.12), l'estimation peut s'effectuer rapidement. Ensuite, le module de Young (E_{young}) peut se calculer par l'équation suivante en admettant que le module de déformation en phase de construction est un module œdométrique :

$$E_{young} = \frac{E_{rc} (1 - \nu - 2\nu^2)}{1 - \nu} \quad (E.3.35)$$

ν : coefficient de poisson

Lorsqu'on n'a pas assez de données pour effectuer ce calcul, la valeur moyenne du module de Young des enrochements a été prise égale à 100 MPa.

3.4.1.2 Résistance au cisaillement des enrochements

Dans le Chapitre 2, plusieurs critères de résistance au cisaillement des enrochements ont été présentés. Une comparaison de différents critères sont présentés ci-dessous pour vérifier leurs pertinences. Le matériau du barrage d'Aguamilpa est sélectionné comme exemple pour cette comparaison.

❖ Méthode de Barton [Barton & Kjaernsli, 1981]

Les caractéristiques des trois matériaux différents en zone 3B, T et 3C du barrage d'Aguamilpa ont été estimées par la méthode de Barton. Dans un premier temps, la résistance à la compression simple (σ_c) et l'angle de frottement basique sont estimés à 100 MPa et 30° respectivement pour les trois matériaux. Cette valeur moyenne n'est pas due au hasard. Elle est basée sur une étude statistique de différents matériaux et la pratique de l'ingénieur. Le Tableau 3.3 donne les résultats retenus :

Méthode de Barton	En déformation plane		
Zone	3B	T	3C
d_{50} (mm)	7,00	18,00	70,00
Forme des grains	Arrondi		Anguleux
Porosité (n)	0,15	0,19	0,23
S/σ_c	0,93	0,79	0,70
R	11,00	8,50	7,50
σ_c (Mpa)	100	100	100
S (Mpa)	93	79	70
ϕ_b	30	30	30

Tableau 3.3 : Paramètres de Barton dans les trois zones différentes

La résistance maximale au cisaillement peut être tracée dans le plan $\sigma - \tau$ selon le critère de Mohr-Coulomb (Figure 3.12).

$$\tau = \sigma_n \tan \phi'_{barton} \quad (E.3.36)$$

❖ Méthode de Mamba

Dans le cas du barrage d'Aguamilpa, les matériaux de la zone 3B pourraient être associés à la catégorie « 2W » dans un premier temps. Et le matériau de la zone 3C pourrait être être associé à la catégorie « 3W ». Dans chaque catégorie, les seuils maximal et minimal sont également étudiés. On peut constater que l'étendue des propriétés entre la gamme maximale et minimale est assez large ce qui indique que la précision de la méthode n'est pas satisfaisante.

Les résultats sont représentés sur la figure 3.12. Les courbes « Barton 3B », « Barton T » et « Barton 3C » représentent respectivement les trois matériaux différents - « 3B », « T » et « 3C ». Les autres courbes nous montrent la résistance au cisaillement des enrochements en catégorie « 2W » et « 3W ». Les trois courbes « Barton 3B », « Barton T » et « Barton 3C » se situent entre les courbes de la catégorie « 2W ». On peut aussi constater que la courbe « MAMBA -2W MAX » est superposée à la courbe « BARTON 3B ».

Considérant les hypothèses que l'on a prises, la méthode de Barton est plus fiable grâce à des données physiques accessibles (d_{50} , la forme des grains...). Pour la méthode de Mamba, il manque des données relatives à la dureté des matériaux.

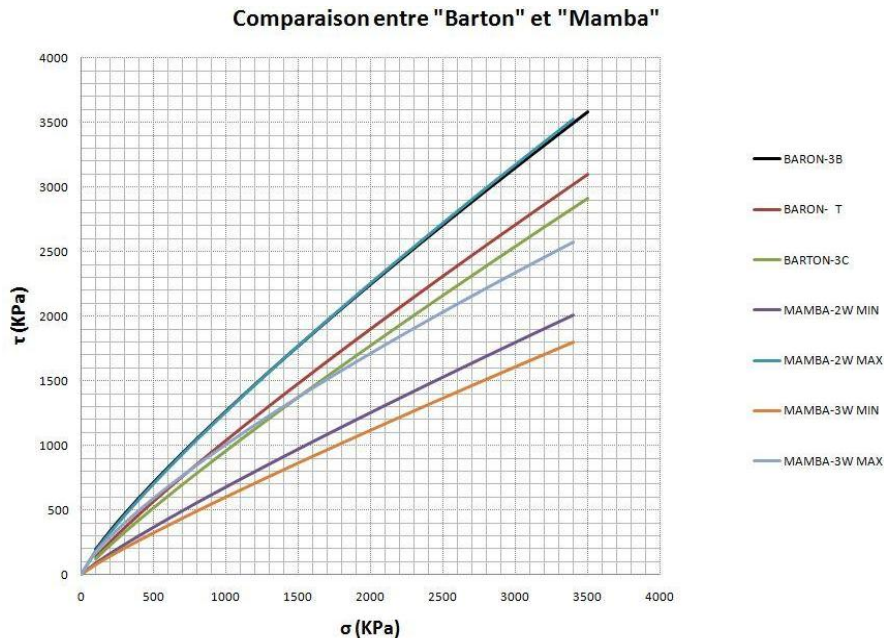


Figure 3.12 : Comparaison entre la méthode de BARTON et celle de MAMBA

❖ Méthode de Kurt

Ensuite, la troisième méthode dite «Kurt » est également utilisée. Comme présentée dans le Chapitre 3, la méthode de Kurt nous permet d'estimer la résistance maximale au cisaillement des enrochements selon leur indice des vides, l'angularité, la granulométrie et la résistance en compression simple.

Le Tableau 3.4 montre les paramètres estimés selon la méthode proposée :

RFI_e	RFI_{ANG}	$RFI_{D_{MAX}}$	RFI_{FINES}	RFI_{UCS}	FRI
0,84	0	80	0	0,5	5,32

Tableau 3.4 : Paramètres de la méthode de Kurt (2002)

Les figures 3.13, 3.14 et 3.15 montrent la comparaison entre les trois méthodes proposées. Pour le matériau 3B, l'estimation réalisée par la méthode de Barton se superpose sur le seuil maximal de MAMBA. Celle de la méthode de Kurt est légèrement au-dessous de la courbe estimée par la méthode de Barton et est

supérieure au seuil minimal estimé par la méthode de Mamba. En revanche, le seuil minimal de Mamba est largement au-dessous des autres estimations.

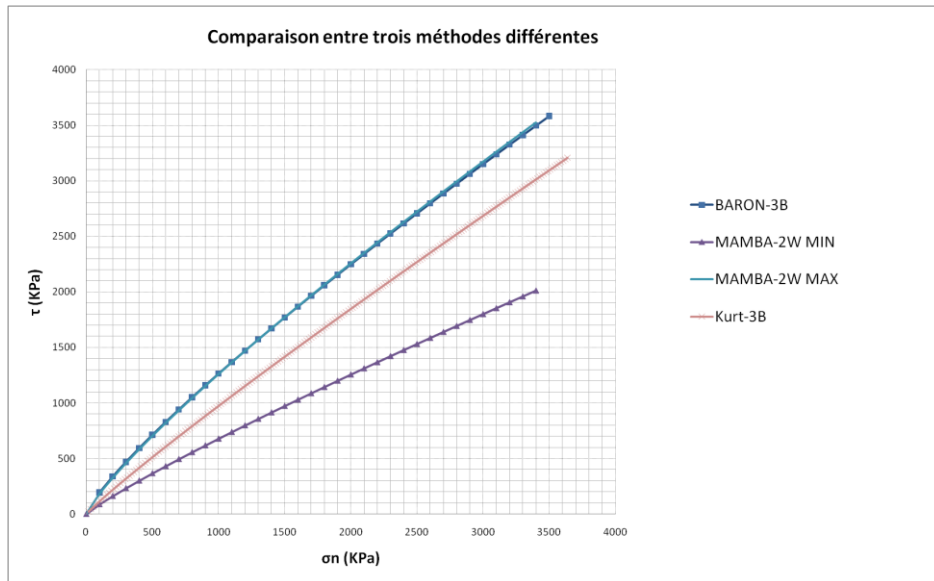


Figure 3.13 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau 3B

Pour les matériaux de T et 3C, le seuil maximal estimé par la méthode de Mamba a une tendance de surestimer la résistance en faible contrainte normale (au-dessous de 800 kPa pour le matériau de T et au-dessous de 1500 kPa pour le matériau de 3C).

La méthode de Barton estime toujours une résistance maximale au cisaillement supérieure à celle estimée par les deux autres méthodes. Les seuils maximal et minimal estimés par la méthode de Mamba couvrent généralement ceux estimés par les deux autres méthodes. Les estimations réalisées par la méthode de Barton, Kurt et Mamba (le seuil maximal) sont très proches les uns des autres.

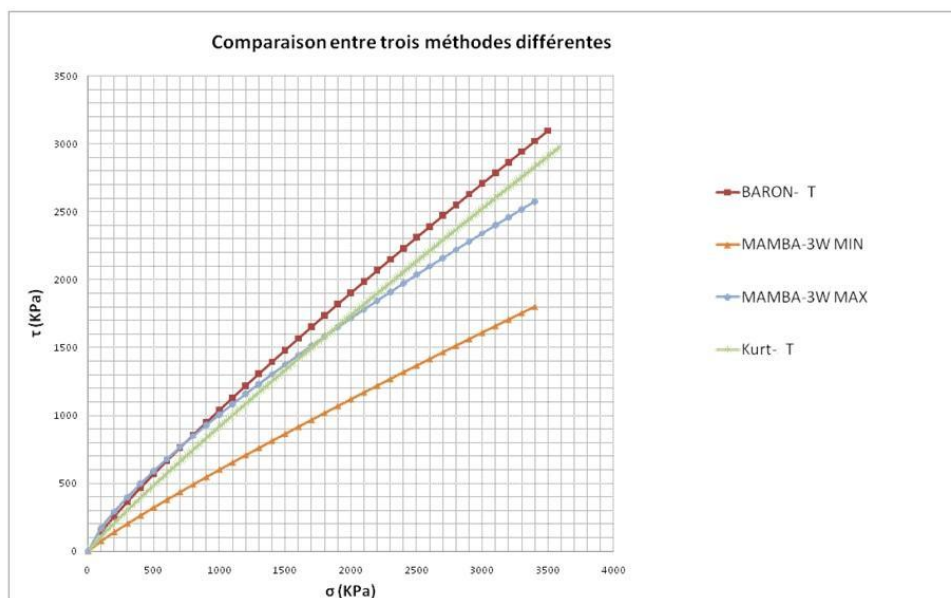


Figure 3.14 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau T

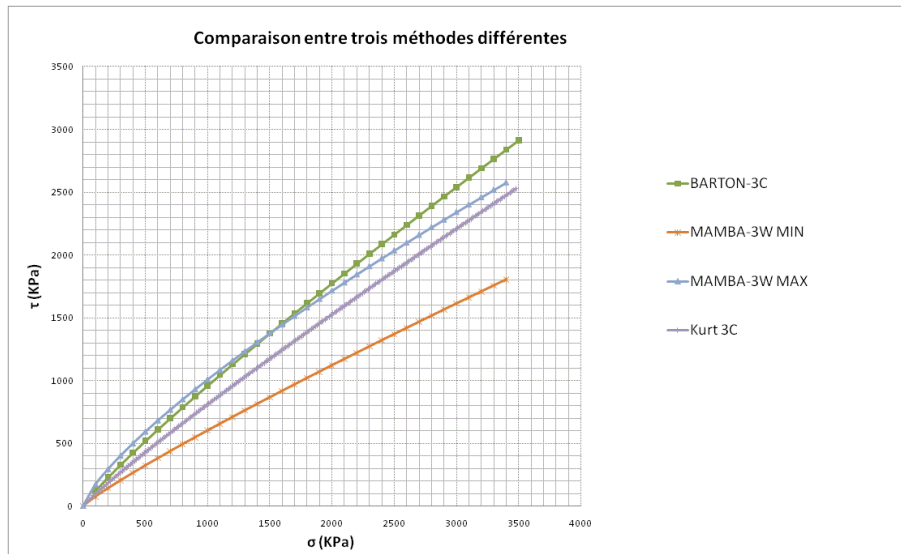


Figure 3.15 : Comparaison entre trois méthodes différentes pour le matériau 3C

Cette comparaison nous montre une bonne correspondance entre les différentes approches trouvées dans la littérature. Conformément aux résultats montrés, la méthode de Barton est utilisée pour le calage des paramètres liés à la résistance au cisaillement des modèles (Mohr-Coulomb, L&K-Enroch...).

- ❖ Calage des paramètres du pic de résistance dans le modèle L&K-Enroch

On peut utiliser le critère de cisaillement de Hoek-Brown qui est identique à celui du modèle L&K-Enroch dans le plan $\sigma - \tau$ (E.3.37).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{E.3.37})$$

Conformément à l'expression proposée par Balmer (1952), la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sont données par E.3.38 :

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 - 1}{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3}}{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 + 1} \quad (\text{E.3.38})$$

$$\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 = 1 + a m_b (m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^{a-1}$$

Ensuite, le calage peut se poursuivre en superposant les différents critères de résistance au cisaillement et le critère de Hoek-Brown afin de caler deux paramètres du modèle a_{pic} et m_{pic} .

3.4.2 ÉTAPE II : PAR RÉFÉRENCE À UNE BASE DE DONNÉES D'ESSAIS TRIAXIAUX

L'étape I nous permet uniquement d'avoir une idée générale sur le comportement mécanique des enrochements, à travers le module de Young et la résistance maximale au cisaillement. Mais elle ne peut suffire à déterminer un jeu de paramètres pour des lois complexes où les mécanismes de surcroît sont couplés. Cela prouve la nécessité de construire une base de données d'essais réalisés sur différents types de matériaux ayant différents coefficients d'uniformité, formes, granulométries, mais aussi indices des vides. Cette base de données pourrait être constituée de différents types d'essais triaxiaux à grande échelle, ex :

triaxial, œdométrie... Nous présentons 7 premiers résultats qui constitueraient les prémices de cette base de données.

3.4.2.1 Matériau du barrage de Pyramid

Marachi et al. (1969) ont réalisé des essais triaxiaux à grande échelle avec des échantillons de tailles différentes. Trois matériaux ont été étudiés : le matériau du barrage de Pyramid, le basalte concassé et le matériau du barrage d'Oroville.

Les enrochements utilisés pour la construction du barrage de Pyramid ont été obtenus par dynamitage en carrière. Les particules sont alors très anguleuses. Selon l'observation visuelle, l'angularité des enrochements est quasiment la même sur toute la plage de taille des particules. La roche originelle est une argilite, une roche sédimentaire à grain fin, très anisotrope et relativement fragile (elle peut être brisée en plusieurs morceaux avec un marteau). La minéralogie et les caractéristiques de la roche sont constantes pour les particules de différentes dimensions. La densité absolue des particules est de 2,62 qui est aussi identique pour les particules de différentes dimensions.

Le diamètre maximal des particules in-situ est d'environ 38 cm. Les granulométries des échantillons ayant des diamètres maximum de 91 cm, 30 cm et 7 cm sont également données sur la figure 3.16. Ces courbes granulométriques ont été faites pour être parallèles à la courbe granulométrique in-situ avec une dimension maximale des particules égale à 1/6 du diamètre de l'échantillon.

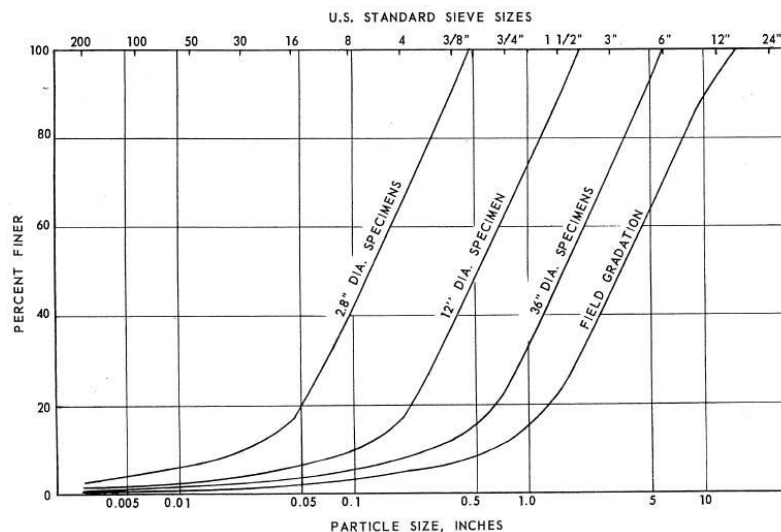


Figure 3.16 : Granulométrie du matériau du barrage de Pyramid [Marachi et al., 1969]

3.4.2.2 Basalte concassé

Ce matériau a été extrait par dynamitage en carrière puis écrasé en petits morceaux dans une station de concassage. La forme des particules est anguleuse. Selon l'observation visuelle, les particules de différentes dimensions ont la même forme. La roche originelle est un basalte à olivine à grain fin, contenant des phénocristaux d'olivine et de plagioclase. L'assemblage de la roche est très aléatoire et la roche peut être considérée comme isotrope. La particule est très saine et ne peut pas être facilement brisée par un marteau. La minéralogie est constante pour toutes les dimensions des particules différentes. La densité absolue du matériau est de 2,87.

Une tentative a été faite pour que la courbe granulométrique du basalte concassé soit la même que celle du matériau du barrage de Pyramid (Figure 3.17).

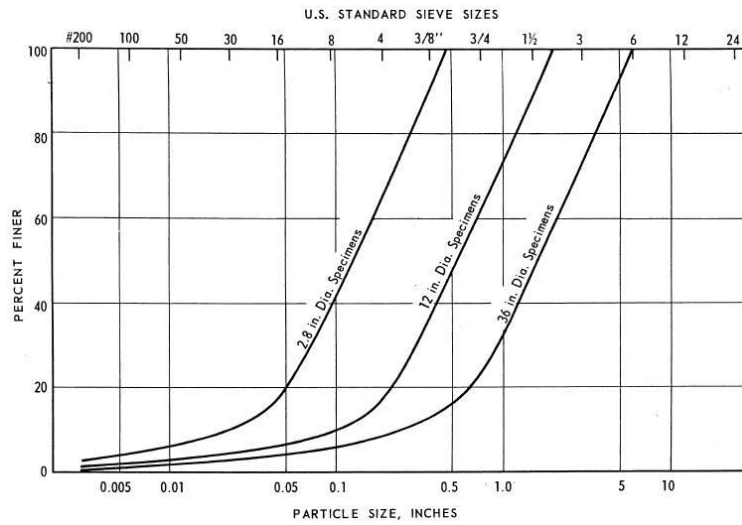


Figure 3.17 : Granulométrie du matériau du basalte concassé [Marachi et al., 1969]

La différence maximale en pourcentage passant par une dimension donnée entre la courbe granulométrique du basalte concassé et celle du matériau du barrage de Pyramid est seulement d'environ 1%.

3.4.2.3 Matériau du barrage d'Oroville

La granulométrie de la troisième série d'essais est présentée sur la figure 3.18. La forme des particules du matériau est entre très arrondie à arrondie. Pourtant, la forme des particules n'est pas la même sur toute la plage de tailles des grains. L'angularité des particules augmente légèrement avec la diminution de la dimension des grains de sorte que les particules grossières pourraient être considérées comme arrondies et les particules fines sous-arrondies à sous-angleuses.

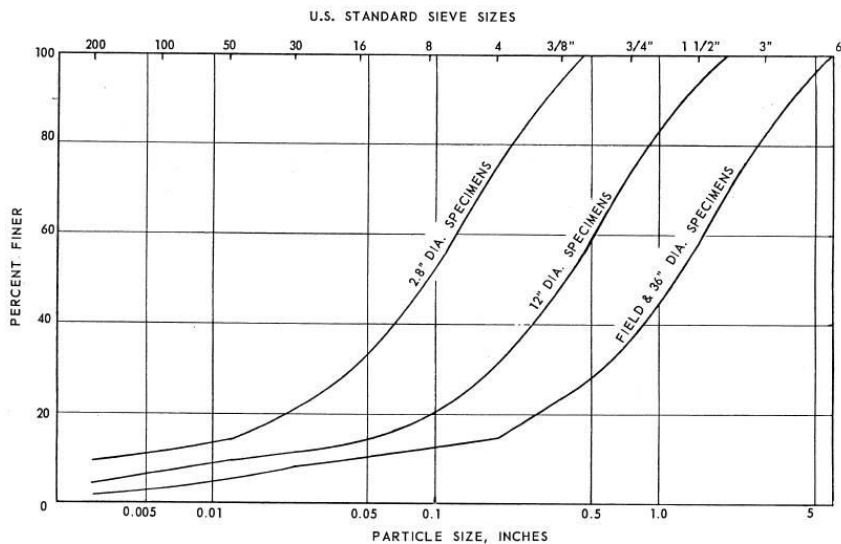


Figure 3.18 : Granulométrie du matériau du barrage d'Oroville [Marachi et al., 1969]

La roche originelle est de l'amphibolite, une roche méta-volcanique. Elle est principalement composée d'augite avec un faible pourcentage de biotite et de quartz. La plupart des particules est fine, saine et non-altérée. Il est très difficile ou presque impossible de briser les particules de taille moyenne avec un marteau. L'assemblage de la roche est très aléatoire et la roche peut être considérée comme isotrope. La densité absolue du matériau ayant une dimension supérieure à 0,64 cm est d'environ 2,94 et celle ayant une

dimension inférieure à 0,64 cm est d'environ 2,86. Ce phénomène indique un changement de minéralogie avec la dimension du matériau.

3.4.2.4 Basalte de San Francisco (Granulométrie_2)

Le matériau vient de San Francisco. Ils ont été produits par dynamitage en carrières ou issus de l'excavation de galeries et ensuite concassés et nettoyés dans une usine de traitement. La forme des particules du matériau est anguleuse avec un coefficient d'uniformité de 18. La densité absolue est de 2,78 et son indice de vide initial est de 0,37. La force d'écrasement du matériau ($d_{50}=4$ cm) peut atteindre 1000 kg [Marsal, 1973].

3.4.2.5 Gneiss granitique de Mica (Granulométrie_X)

La forme des particules du matériau est sous-anguleuse avec un coefficient d'uniformité de 14. Sa densité absolue est de 2,62 et son indice de vide initial est de 0,32. Ils ont une force d'écrasement moins forte que celle du basalte de San Francisco (600 kg pour $d_{50}=4$ cm) [Marsal, 1973]. La figure 3.19 présente la granulométrie du basalte de San Francisco et du gneiss granitique de Mica.

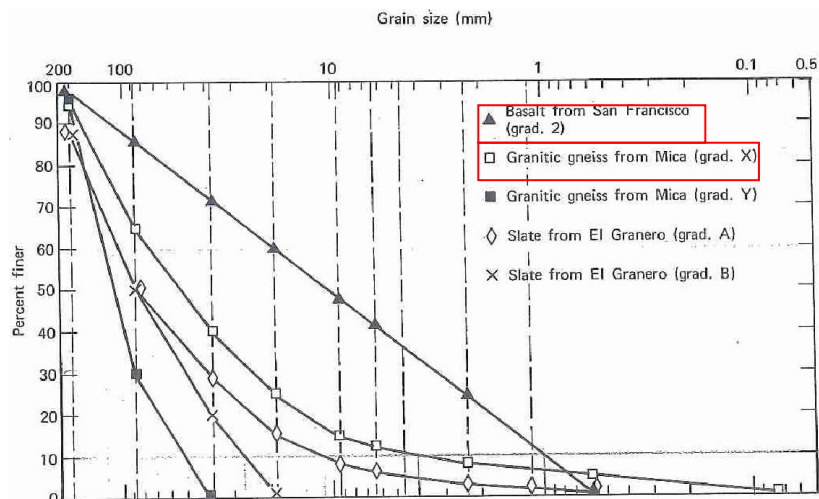


Figure 3.19 : Granulométrie des matériaux de basalte de San Francisco (Granulométrie_2) et gneiss granitique de Mica (Granulométrie_X) [Marsal, 1973]

3.4.2.6 Schiste Quartzitique des Trois Vallées

Le matériau est une cornéenne schisteuse issue de la carrière C3V dite des 3 Vallées à Sainte-Honorine Le Chardonne. En moyenne, les gros grains présentent une angularité plus forte que les petits grains. Les grains les plus gros présentent parfois une schistosité nette qui constitue un plan de faiblesse. Le coefficient d'uniformité varie entre 3,8 et 5 pour de différentes dimensions de grains. La densité absolue est de 2,75 avec un indice des vides initial moyen de 0,53. La figure 3.20 montre les granulométries pour trois échantillons de différentes dimensions (les diamètres des échantillons sont 70 mm, 250 mm et 1000 mm respectivement).

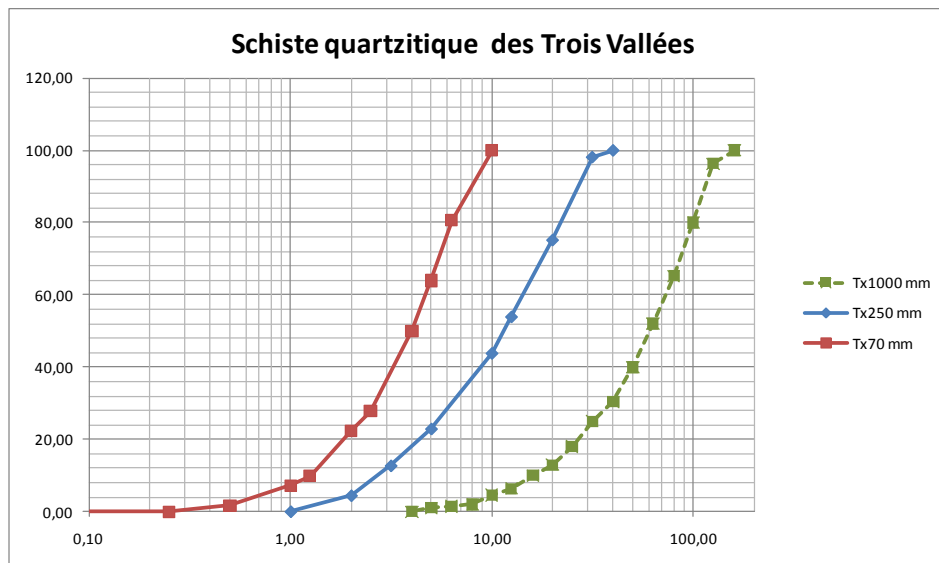


Figure 3.20 : Granulométrie du matériau de Schiste Quartzitique de « Trois Vallées »

3.4.2.7 Résultats de calage et synthèse

L'identification de chacun des paramètres du modèle L&K-Enroch repose sur l'ajustement des courbes prédictives sur les données expérimentales, via la mise en œuvre de simulations numériques. Les résultats de calage sont donnés dans le Tableau 3.5. Les 16 paramètres sont décomposés en 6 groupes : les paramètres généraux, qui comprennent 4 paramètres : E , ν , n_{elas} , σ_c ; les paramètres du seuil d'élasticité : a_0 et m_0 ; les paramètres du seuil de pic : a_{pic} et m_{pic} ; les paramètres d'érouissage : γ_{pic} , γ_{res} , X_{ams} et η ; les paramètres de déformations volumiques : Φ_{res} et ψ_0 ; les paramètres du mécanisme isotrope : p_{co} et β .

Nom du matériel	Basalte San Francisco (granulo.2)	Gneiss granitique Mica (granulo.X)	Pyramid ($d_{max}=11,4$ mm)	Pyramid ($d_{max}=152,4$ mm)	Oroville ($d_{max}=11,4$ mm)	Basalte Concassé ($d_{max}=11,4$ mm)	Schiste Quartzitique des trois vallées ($d_{max}=11,4$ mm)
Paramètres Généraux							
E (MPa)	100	100	100	40	100	65	100
ν	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
n_{elas}	0,50	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
σ_c (MPa)	100	100	180	72	584	173,4	80
Paramètres du seuil d'élasticité							
a_0	1	1	1	1	1	1	1
m_0	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Paramètres du seuil de PIC							
a_{pic}	0,69	0,71	0,78	0,78	0,85	0,78	0,78
m_{pic}	1,00	0,535	1,6	1,6	2,2	1,68	1,9
Paramètres d'érouissage							
γ_{pic}	0,09	0,08	0,12	0,12	0,03	0,12	0,14
γ_{res}	0,10	0,15	0,15	0,15	0,28	0,15	0,3
X_{ams}	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
η	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Paramètres de déformations volumiques							
Φ_{res} (°)	40	32	37	37	37	39	42
ψ_0 (°)	42	37,75	39	39	37,5	40,5	44,5
Paramètres du mécanisme isotrope							
p_{co} (MPa)	2,50	1,5	1,5	1,5	5	1,5	1,5
β	30,0	15	30	30	30	30	30

Tableau 3.5 : Synthèse des calages sur 7 matériaux différents

Plus précisément les paramètres de la loi L&K-Enroch pourraient être regroupés en deux ensembles : le premier groupe avec 6 paramètres (Tableau 3.6), ils sont identiques pour les 8 calages ; le deuxième groupe avec 10 paramètres (Tableau 3.7), parmi eux, 3 paramètres (E , a_{pic} , m_{pic}) pourraient être calés grâce à la corrélation trouvée dans le chapitre précédent.

Lors d'un processus de calage, ces paramètres pourraient être déterminés dans un premier temps.

Paramètres constants	Valeur fixée
ν	0,25
n_{elas}	0,5
a_0	1
m_0	0,01
X_{ams}	0,005
η	0,5

Tableau 3.6 : 6 paramètres fixés dans la loi L&K-Enroch

Le Tableau 3.7 montre les autres 10 paramètres de la loi L&K-Enroch et leurs valeurs maximum, minimum et moyennes, ce qui donne un ordre de grandeur des paramètres aux utilisateurs de cette loi. Les détails de calage sont présentés dans l'Annexe III.

Paramètres variés	Valeur maximale	Valeur minimale	Valeur moyenne
E (MPa)	100	40	86
σ_c (MPa)	584,1	71,9	184,2
a_{pic}	0,85	0,69	0,77
m_{pic}	2,2	0,535	1,50
γ_{pic}	0,14	0,03	0,10
γ_{res}	0,3	0,1	0,18
Φ_{res} (°)	42	32	37,7
Ψ_0 (°)	44,5	37,5	40,0
p_{co} (MPa)	5	1,5	2,1
β	30	15	27,9

Tableau 3.7 : 10 paramètres varié dans la loi L&K-Enroch

3.5 INTÉGRATION DE L'EFFET D'ÉCHELLE DANS LA LOI L&K-ENROCH

3.5.1 EFFET D'ÉCHELLE POUR LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

Comme présenté dans le Chapitre 2.6, on considère deux matériaux granulaires A et B de diamètres caractéristiques moyens d_A et d_B , issus d'un même stock minéral homogène, de granulométries homothétiques et compactés à la même densité. Pour une valeur donnée de la probabilité de survie P_s (la même quantité de rupture), les contraintes appliquées sur les deux matériaux de dimensions différentes devraient respecter la corrélation suivante [Frossard, 2010] :

$$\sigma_B = \left(\frac{d_B}{d_A} \right)^{-3/m} \sigma_A \quad (\text{E.3.39})$$

Cet effet d'échelle qui résulte de ruptures de granulats n'est pas fondamentalement attaché à une formulation particulière de courbe intrinsèque. Donc, son incidence peut être formulée aussi pour divers types de courbes intrinsèques. La déduction ci-dessous montre l'application de la méthode sur la courbe intrinsèque de la loi L&K-Enroch.

La surface de charge déviatoire de L&K-Enroch est définie par l'équation suivante :

$$f^d(\underline{\sigma}) = S_{II} h(\theta) - \sigma_c h_0^c [AS_{II} h(\theta) + BI_1]^a = 0$$

$$A = -\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c h_0^c}, \quad B = \frac{mk}{3\sigma_c}, \quad k = \left(\frac{2}{3}\right)^{1/2a} \quad (E.3.40)$$

$$h(\theta) = (1 - 0.75 \cos 3\theta)^{1/6}, \quad h_0^c = h(0) \approx 0.8, \quad h_0^c = h(\pi/3) \approx 1.1$$

On considère cette équation comme celle de la courbe intrinsèque du matériau A:

$$S_{II} h(\theta) - \sigma_c h_0^c \left[-\frac{mk}{\sqrt{6}\sigma_c h_0^c} S_{II} h(\theta) + \frac{mk}{3\sigma_c} I_1 \right]^a = 0 \quad (E.3.41)$$

$$S_{II} h(\theta) - \sigma_c h_0^c \left[\frac{m}{\sigma_c} \left(-\frac{k}{\sqrt{6}h_0^c} S_{II} h(\theta) + \frac{k}{3} I_1 \right) \right]^a = 0$$

Pourvu que les matériaux considérés soient de granulométries homothétiques originaires de mêmes stocks minéraux, et compactés à la même densité. Par l'expression E.3.42, la courbe intrinsèque du milieu granulaire B, dans les mêmes conditions de compacité initiale, sera donnée par l'équation suivante :

$$S_{II} h(\theta) \beta - \sigma_c h_0^c \left[\frac{m}{\sigma_c} \left(-\frac{k}{\sqrt{6}h_0^c} S_{II} h(\theta) + \frac{k}{3} I_1 \right) \beta \right]^a = 0 \quad (E.3.42)$$

$$S_{II} h(\theta) - \frac{\sigma_c h_0^c}{\beta} \left[m \frac{\beta}{\sigma_c} \left(-\frac{k}{\sqrt{6}h_0^c} S_{II} h(\theta) + \frac{k}{3} I_1 \right) \right]^a = 0$$

En supposant $\beta = \left(\frac{d_b}{d_a}\right)^{\frac{-3}{m}}$, $d_b > d_a$

Notons que, pour ce cas particulier du critère L&K-Enroch (du type Hoek & Brown), l'incidence de cet effet d'échelle s'avère concentrée sur le seul paramètre σ_c (et non sur les paramètres m et a) [Frossard, 2010].

Ensuite, on va se poser la question de l'incidence de ces effets d'échelle sur les déformations du matériau. Dans un premier temps, on s'intéresse aux modules de déformation.

3.5.2 EFFET D'ÉCHELLE SUR LES DÉFORMATIONS

Ce sujet a été traité dans le chapitre 2.6.2 concernant l'effet sur les déformations.

La corrélation ci-dessous est reprise pour représenter l'effet d'échelle sur le module de Young du modèle de L&K-Enroch:

$$E_B = \left(\frac{d_B}{d_A} \right)^{-3/m} E_A \quad (E.3.43)$$

E_A : Module de rigidité apparent du matériau A ayant le diamètre maximal d_A .

E_B : Module de rigidité apparent du matériau B ayant le diamètre maximal d_B .

m : Coefficient de Weibull, la valeur moyenne est de 6.

3.5.3 VÉRIFICATION DE LA PERTINENCE DE LA MÉTHODE

3.5.3.1 Analyse des résultats des essais tirés des travaux de MARACHI [Marachi et al., 1969]

Les matériaux étudiés par Marachi et al. (1969) ont été repris dans cette vérification. Pour chaque matériau, trois dimensions d'échantillon (Tableau 3.8) ont été réalisées sous quatre confinements différents (0,21 MPa, 0,97 MPa, 2,9 MPa, 4,48 MPa).

Diamètre de l'échantillon (cm)	Diamètre maximal des particules (cm)
7,1	1,2
30,5	5,1
91,4	15,2

Tableau 3.8 : Dimension des essais et diamètre maximal des particules correspondants

❖ Résultat des essais

Conformément aux résultats des essais, une corrélation entre le diamètre maximal des grains et l'angle de frottement interne a été établie (Figure 3.21). Un angle de frottement interne différent trouvé pour différentes dimensions des grains traduit un effet d'échelle. La figure 2.37 montre une diminution de l'angle de frottement interne avec l'augmentation de la dimension des grains.

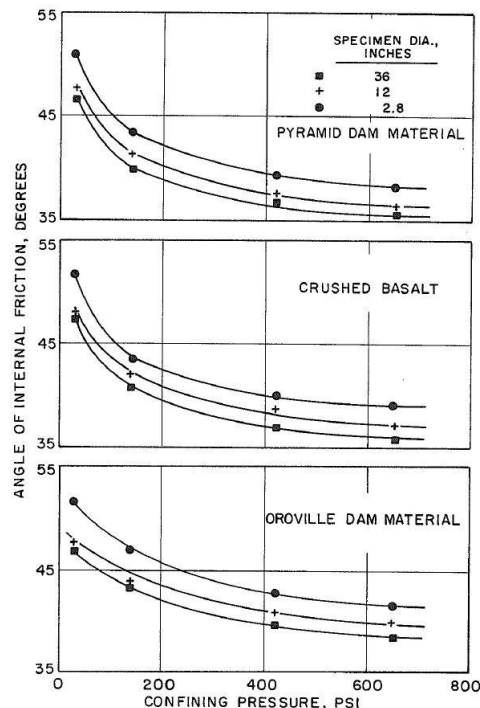


Figure 3.21 : Angle de frottement interne en fonction du confinement (σ_3) [Marachi et al., 1969]

3.5.3.2 Calage vis-à-vis de la résistance au cisaillement

Afin de vérifier la pertinence de la manière de prendre en compte l'effet d'échelle proposée dans les chapitres précédents, un calage sur les échantillons ayant des dimensions différentes a été réalisé. Le calage a été fait toujours sur la base de l'échantillon de dimension moyenne. Ensuite, on va changer le paramètre σ_c en prenant en compte l'effet d'échelle et vérifier si on peut retrouver les mêmes résultats que les essais réalisés au laboratoire pour les échantillons de dimensions petites et grandes. Les résistances à la compression simple (σ_c) des trois matériaux de dimension moyenne ont été évaluées d'après les travaux de Becker et al. (1972).

La figure 3.22 synthétise les résistances à la compression pour trois matériaux différents : Oroville, Pyramid, Sandstone (qui est un matériau différent du basalte concassé cité au paragraphe avant).

Le Tableau 3.9 présente la résistance à la compression simple pour le matériau ayant un diamètre maximal de 5,1 cm. Ce sont les résultats de référence retenus pour la simulation suivante.

TABLE 2-4 COMPARISON OF AVERAGE MECHANICAL PROPERTIES OF OROVILLE, PYRAMID AND SANDSTONE ROCK CORES

Test	Moisture	Oroville*	Pyramid**	Sandstone
Unconfined Compressive Strength Average	Dry.	45,500 psi	15,500 psi	8,845 psi
	Sat.	28,000 psi		4,797 psi
Young's Modulus Compression	Dry and Sat.	6.2×10^6 psi	4.2×10^6 psi	1.8×10^6 psi
Brazilian Tension	Dry	1,870 psi	1,896 psi	1,133 psi

*Amphibolite only

**Not reported if dry or saturated

Figure 3.22 : Propriétés mécaniques des trois matériaux différents

Essai	Pyramid	Oroville
Résistance à la compression simple (MPa) Dmax=5,1 cm	107	314

Tableau 3.9 : Résistance à la compression simple (Pyramid et Oroville)

Ensuite, les calages entre les mesures au laboratoire et la simulation sont conduits pour l'échantillon de dimension moyenne, de dimension la plus petite et de dimension la plus grande. Le résultat présenté dans le Chapitre 4.4.1.2 concernant le critère L&K-Enroch dans le plan « $\Phi-\sigma_3$ » est utilisé.

Afin d'avoir le coefficient de Weibull m , une série d'essais d'écrasement de granulats en fonction de leurs diamètres est nécessaire. Ces sont des informations qui n'ont pas été communiquées dans l'article [Marachi et al., 1969]. En revanche, la mesure des taux de rupture globaux « Particle Breakage factor B% » en fonction du confinement a été trouvée (Figure 3.23). Cela nous permet de déterminer le coefficient de Weibull en associant les états de contraintes et les taux de rupture. Les courbes donnant les taux de rupture des granulats fonction du confinement pour des milieux homothétiques, doivent se correspondre selon la

même homothétie que leurs courbes intrinsèques. On peut donc caler les paramètres m à partir des taux de rupture [Frossard, 2010].

Les résultats du calage de la résistance au cisaillement sont rassemblés dans l'Annexe IV.

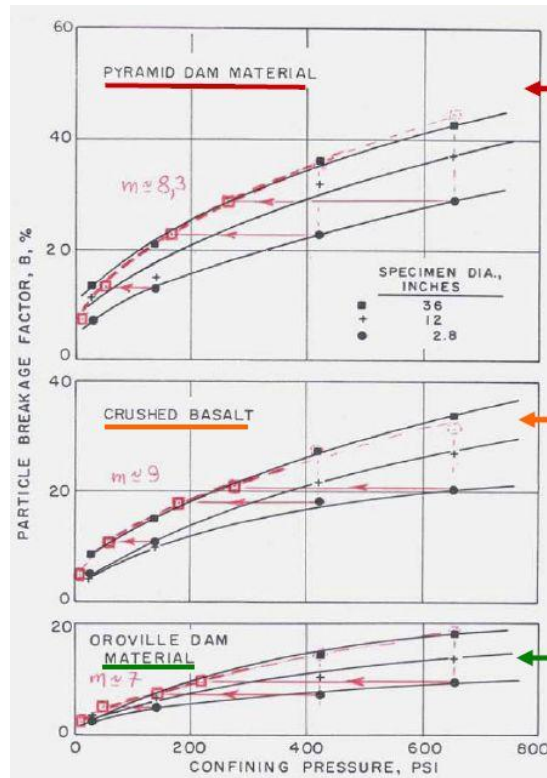


Figure 3.23 : Taux de rupture globaux en fonction du confinement [Frossard, 2010]

❖ Conclusion de la vérification

Selon les résultats présentés dans Annexe IV, l'effet d'échelle est bien remarquable et la corrélation entre la simulation et l'essai est très satisfaisante. Sauf pour l'échantillon de taille petite du matériau du barrage d'Oroville pour lequel l'angle de frottement a été sous-estimé par la simulation.

Les résultats sont rassemblés dans le Tableau 3.10:

Matériau	No. de calage	Paramètre changé	Diamètre de l'échantillon (cm)	Diamètre maximal des particules (cm)	m (Coefficient de Weibull)	(D_i/D_{ref})	$(D_i/D_{ref})^{(-3/m)}$	σ_c (MPa)	apic	mpic
Pyramid	1		7,1	1,2	8,3	0,24	1,69	180,6	0,78	1,6
	2	apic	30,5	5,1	8,3	1,00	1,00	107,0	0,78	1,6
	3		91,4	15,2	8,3	3,00	0,67	71,9	0,78	1,6
Basalte concassé	4		7,1	1,2	9	0,24	1,62	173,4	0,78	1,68
	5	apic	30,5	5,1	9	1,00	1,00	107,0	0,78	1,68
	6		91,4	15,2	9	3,00	0,69	74,2	0,78	1,68
Oroville	7		7,1	1,2	7	0,24	1,86	584,1	0,85	2,2
	8	apic	30,5	5,1	7	1,00	1,00	314,0	0,85	2,2
	9		91,4	15,2	7	3,00	0,62	196,1	0,85	2,2

Tableau 3.10 : Résultats des calages

3.5.3.3 Calage vis-à-vis des déformations

La figure 3.24 montre le calage vis-à-vis des déformations pour le matériau du barrage de Pyramid, pour une dimension d'échantillon de 7,1 cm ($d_{max}=1.2$ cm pour les granulats). Sur la figure 3.25, une comparaison est faite entre la simulation numérique pour l'échantillon du diamètre de 7,1 cm (ligne continue) et les résultats

des essais sur les échantillons de diamètre 91,4 cm ($d_{max}=15,2$ cm, pointillé). Le phénomène d'effet d'échelle est marqué et bien visible. Les simulations suivantes décrivent deux démarches pour extrapoler à partir d'échantillons de petite dimension, le comportement probable sur des essais de plus grande dimension.

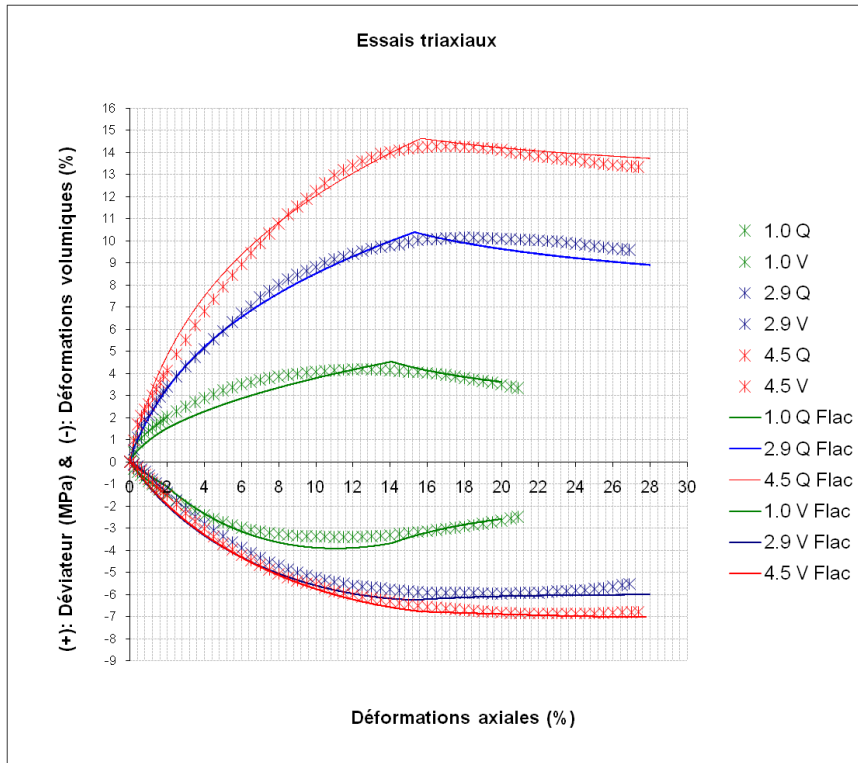


Figure 3.24 : Calage du matériau du barrage Pyramid

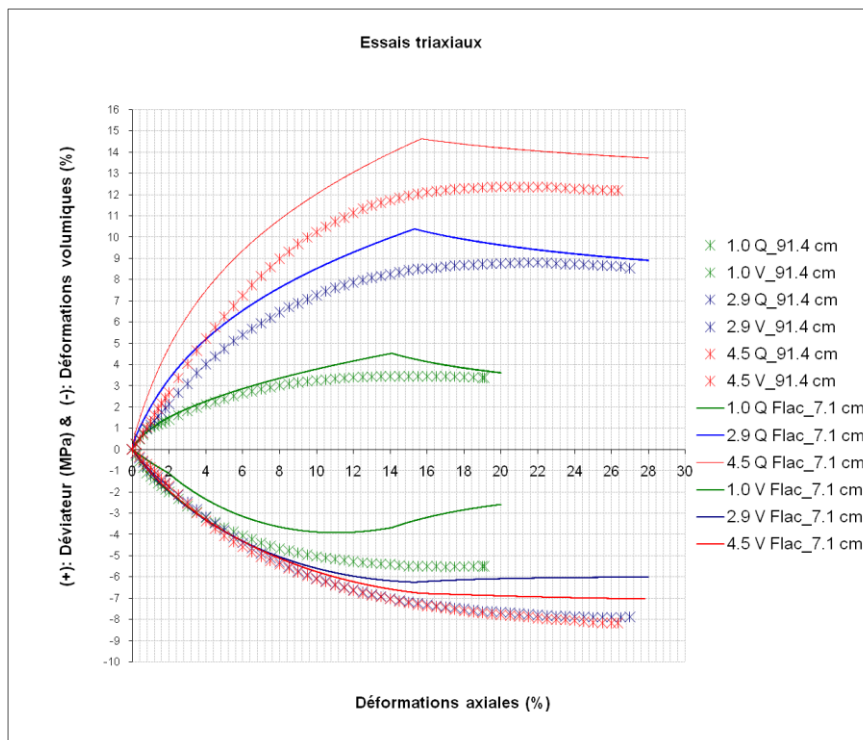


Figure 3.25 : Comparaison entre le calage du matériau de 7,1 cm et les résultats des essais de 91,1 cm

❖ Démarche No.1

On change la résistance à la compression simple σ_c en utilisant le coefficient d'effet d'échelle,

$$\beta = \left(\frac{d_b}{d_a} \right)^{\frac{-3}{m}} \quad (\text{E.3.44})$$

La résistance au cisaillement simulée correspond bien aux essais (Figure 3.26). En revanche, on constate une surestimation de la résistance en phase de pré-pic, notamment en phase élastique.

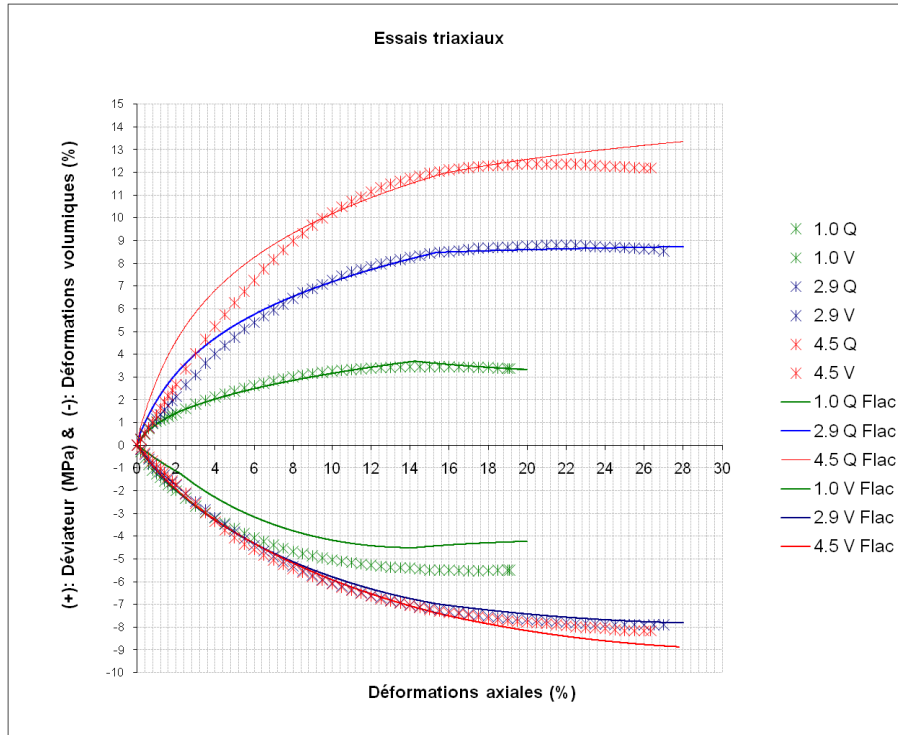


Figure 3.26 : Calage en utilisant la démarche No.1

6.1.1.1 Démarche No.2

On change la résistance à la compression simple et le module de Young avec le même coefficient d'effet d'échelle β :

Une meilleure corrélation entre la simulation des essais et les résultats des essais a été trouvée (Figure 3.27).

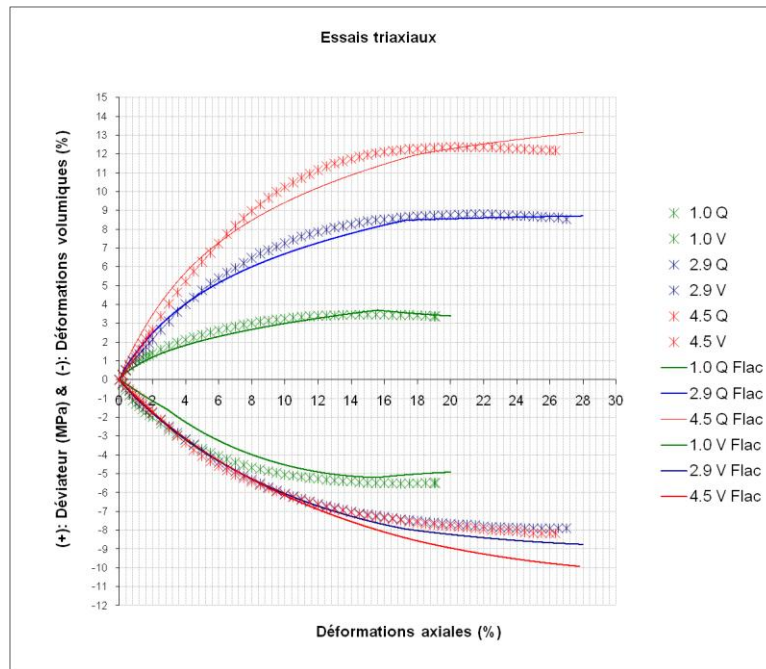


Figure 3.27 : Calage en utilisant la démarche No.2

La figure 3.28 présente trois simulations différentes : les lignes rouges représentent les simulations pour le matériau avec $d_{max}=1,2$ cm sans prise en compte de l'effet d'échelle. Les lignes vertes et bleues correspondent respectivement aux simulations en accord avec les démarches No.1 et No.2. Sur un chemin triaxial, on peut observer clairement les différences entre les trois simulations au niveau de la déformation volumique et de la résistance maximale.

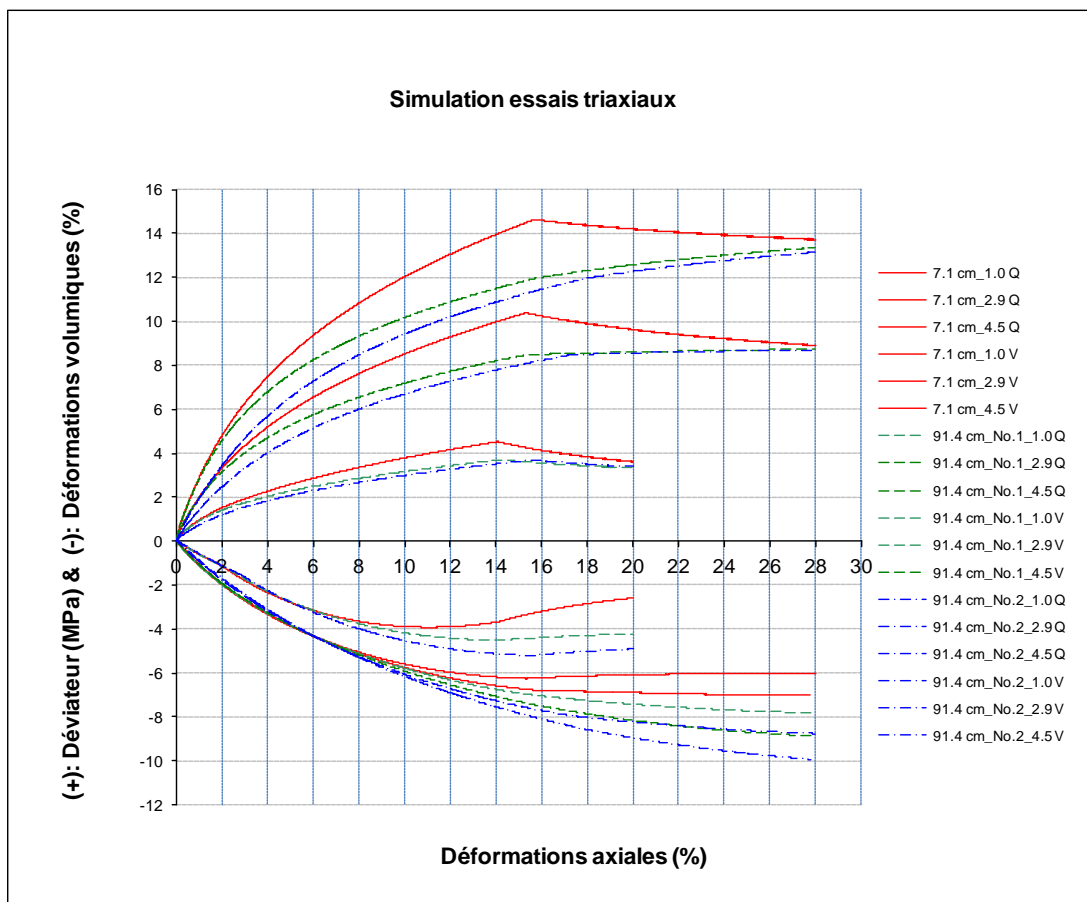


Figure 3.28 : Synthèse de la simulation

Nous privilégierons la démarche No.2 pour représenter l'effet d'échelle. Cette démarche nous permet d'évaluer les caractéristiques mécaniques des enrochements de grande dimension à partir de petits échantillons. La même vérification a été menée sur le matériau de « basalte concassé » (voir annexe VII). De bonnes corrélations ont été également retrouvées en utilisant la démarche No.2.

3.6 STRATÉGIE DE CALAGE

Une loi de comportement élastoplastique, comme la loi L&K-Enroch, a besoin d'une batterie d'essais variés pour l'identification des paramètres. Cependant, ces essais ne sont pas toujours disponibles ce qui peut gêner l'utilisation de la loi. On pourrait être tenté d'établir une relation entre paramètres de modèle et propriétés physiques des matériaux. Cette approche est difficile même si des tendances ont pu être trouvées entre paramètres physiques et comportement mécanique.

Le calage pour une loi de comportement élastoplastique devrait ainsi s'appuyer sur une base de données d'essais bien documentés contenant des matériaux variés en termes de paramètres physiques. Dans le cadre d'une étude, si l'on n'a pas accès à suffisamment d'essais pour identifier les paramètres de modèle, on pourra alors essayer de trouver des essais effectués sur des matériaux ayant des propriétés physiques similaires dans cette base de données. Ainsi cette dernière faciliterait-elle l'identification des paramètres et l'utilisation du modèle. Pour ébaucher cette base de données, 7 calages ont été réalisés sur 7 matériaux différents. Par la suite, elle devra être enrichie par des essais impliquant d'autres matériaux.

La méthode pour prendre en compte l'effet d'échelle des enrochements a également été validée. La capacité de rupture des grains de différentes tailles devrait être vérifiée afin de mesurer l'impact de l'effet d'échelle.

Les essais recommandés pour le calage sont un essai triaxial sous trois confinements différents et un essai oedométrique afin de vérifier le comportement mécanique du matériau sur des chemins de contraintes différents. En même temps, des essais d'écrasement des particules de différentes tailles sont recommandés afin de prendre en compte l'effet d'échelle.

4. APPLICATION À LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES CFRD

Deux modélisations sont présentées dans ce chapitre afin de mieux comprendre les pathologies observées dans les grands CFRD mais aussi de vérifier la pertinence du modèle L&K-Enroch. Il s'agit tout d'abord d'une modélisation en 3D de déformation plane (on parlera par abus de langage d'une modélisation 2D) s'appuyant sur le barrage d'Aguamilpa (Mexique) d'une hauteur de 180,5 m. Par la suite, une autre modélisation en 3D (vraie) est entreprise, elle permettra de mieux comprendre l'influence de la forme de la vallée sur l'apparition des pathologies dans le masque amont. Cette modélisation, plus complexe, s'appuie sur le barrage de Mohale (Afrique du Sud) d'une hauteur de 145,0 m.

4.1 APPROCHE 2D ET SES LIMITES

Pour cette analyse, le logiciel commercial Flac 5.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua v5.0.355) développé par ITASCA (2005) a été utilisé.

4.1.1 PRÉSENTATION DU BARRAGE D'AGUAMILPA

4.1.1.1 Caractéristiques générales

Le projet est situé sur la rivière Saint-Jacques dans l'État de Nayarit, au Mexique. La capacité de son réservoir est de 2500 hm³. La centrale possède trois unités de production avec une capacité de 320 MW chacun, la production annuelle moyenne totale est de 2131 GWh. L'évacuateur se trouve en rive gauche avec une capacité de décharge de 14 900 m³/s. La longueur et la largeur de la centrale sont de 134 m et 22,8 m respectivement.

La hauteur du barrage est de 180,5 m et la longueur de crête est de 660 m, ce qui le range parmi les grands CFRD. Un parapet de 5 m a été réalisé en crête amont afin de réduire le volume total de construction. Le fruit amont est de 1,5 et celui en aval est de 1,4 (H/V) (Figure 4.1).

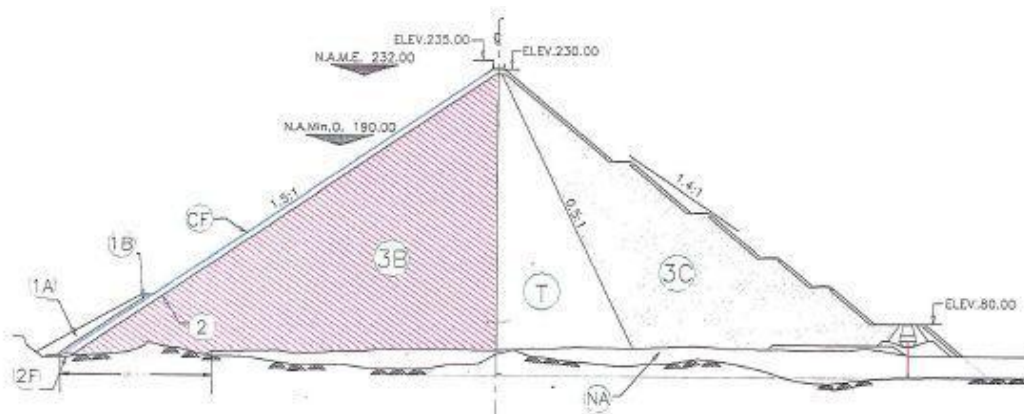


Figure 4.1 : Profil du barrage d'Aguamilpa, Mexique [Macedo-Gomez et al., 2000]

4.1.1.2 Historique de construction

Les travaux de déviation des eaux ont débuté en mars 1989 et la construction du barrage en mars 1990. Le 24 juin 1993, le niveau du barrage atteignait El. 227 m. La première mise en eau commençait le lendemain. En septembre 1993, le niveau du réservoir atteignait El. 190 m et la production de l'électricité a débuté en fin d'année 1993. La durée qui s'est écoulée entre les travaux de déviation et la production de l'électricité fut de 45 mois.

4.1.1.3 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés pour la construction du corps du barrage ont été classés en trois types et en plusieurs zones : la partie amont (Zone 3B) est constituée d'alluvions draguées (gravier naturel) ; la partie aval (Zone 3C) est constituée d'enrochements récupérés pendant l'excavation du projet (granit) ; la partie de transition (Zone T) est constituée de matériaux mélangés présents en zone 3B et zone 3C.

Le Tableau 4.1 présente les caractéristiques des matériaux du barrage selon [Macedo-Gomez et al., 2000]. Les valeurs en gras ont été déduit à partir des autres valeurs sur la même ligne du tableau en considérant les caractéristiques de la zone T comme intermédiaire entre les zones 3B et 3C.

	3B (Alluvions draguées)	T (Enrochements concassés)	3C (Enrochements ignimbrites)
γ_d (kN/m ³)	21,58	20,70	19,81
Densité (g/cm ³)	2,20	2,11	2,02
Indice des vides (e)	0,18	0,24	0,3
Porosité (n)	0,15	0,19	0,23
Module de déformation en phase de construction Erc (Mpa)	260	130	50
d10 (mm)	0,6	2,2	9
d50 (mm)	7	18	70
d60 (mm)	12	28	102
Coefficient d'uniformité (Cu)	20	13	11
Pourcentage de fin (%)	1,40	2,10	2,80

Tableau 4.1 : Caractéristiques des matériaux du barrage d'Aguamilpa

Le masque de béton se compose de 44 dalles ; chaque dalle fait 15 m de largeur et leur épaisseur varie selon l'expression empirique $t = 0,3 + 0,003 H$ (m), où H est la profondeur à partir de la crête du barrage.

4.1.1.4 Pathologie observée

En mars 1994, le niveau du réservoir a atteint El. 195,86 m et le débit de fuite était mesuré à 6 l/s. A la fin de l'année 1994, une augmentation soudaine du débit s'est produite pour atteindre 260 l/s. Différentes hypothèses ont été mises en avant pour expliquer ce comportement anormal. En juin 1997, plusieurs fissures horizontales et diagonales furent détectées sur le parement bétonné entre les cotes 198,0 et 202,0 (en partie supérieure du barrage). En février 1998, un groupe de plongeurs inspecta le masque bétonné et trouva une fissure horizontale à El. 180 m, allant de la dalle No.17 jusqu'à No.27, avec une ouverture maximale de 15 mm sur la dalle No.18 et No.19. Sa longueur était de 165 m. La fissure a été partiellement colmatée à l'aide de sédiments limoneux bruns, mais la fuite s'est alors reportée sur d'autres zones (Figure 4.2).

Une augmentation de la longueur de fissuration fut détectée en direction de la rive gauche et affecta les dalles n°14, 15 et 16. Les fissures ont été scellées sous 20 m d'eau par des cendres volantes couvertes de bandes hypalon collées au masque avec une résine époxy. Après ce traitement, le comportement du barrage d'Aguamilpa est devenu satisfaisant, les fuites résiduelles à travers les fissures ne représentant plus

de risque significatif pour la sécurité du barrage. La Figure 4.3 montre l'évolution du volume des fuites d'eau en fonction du niveau du réservoir et des précipitations.

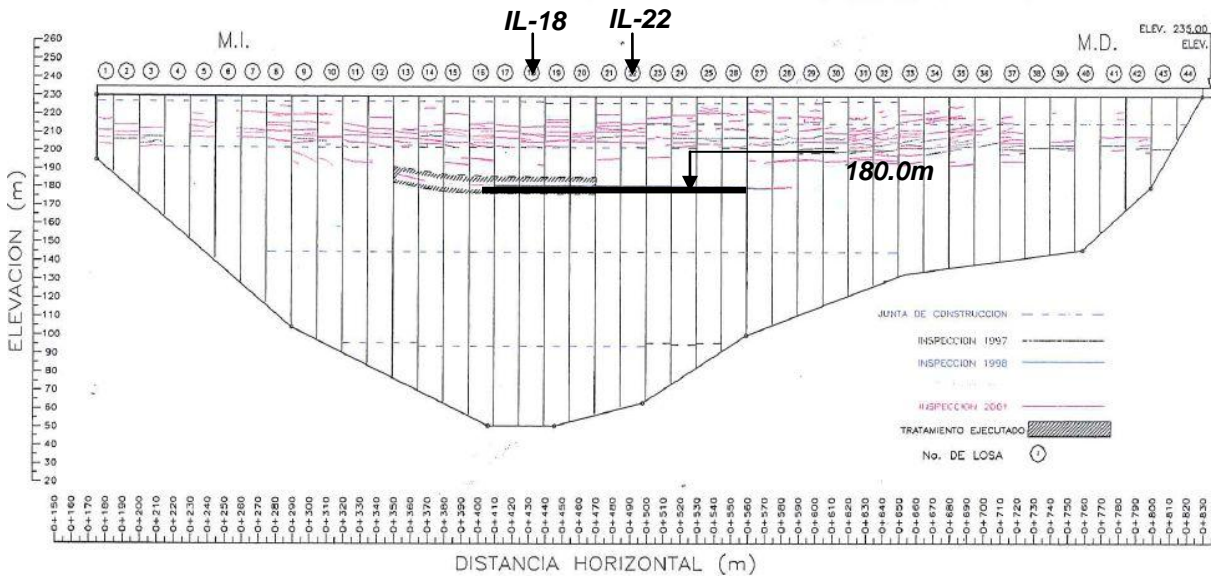


Figure 4.2 : Fissurations sur le parement amont du barrage d'Aguamilpa [Macedo-Gomez et al., 2000]

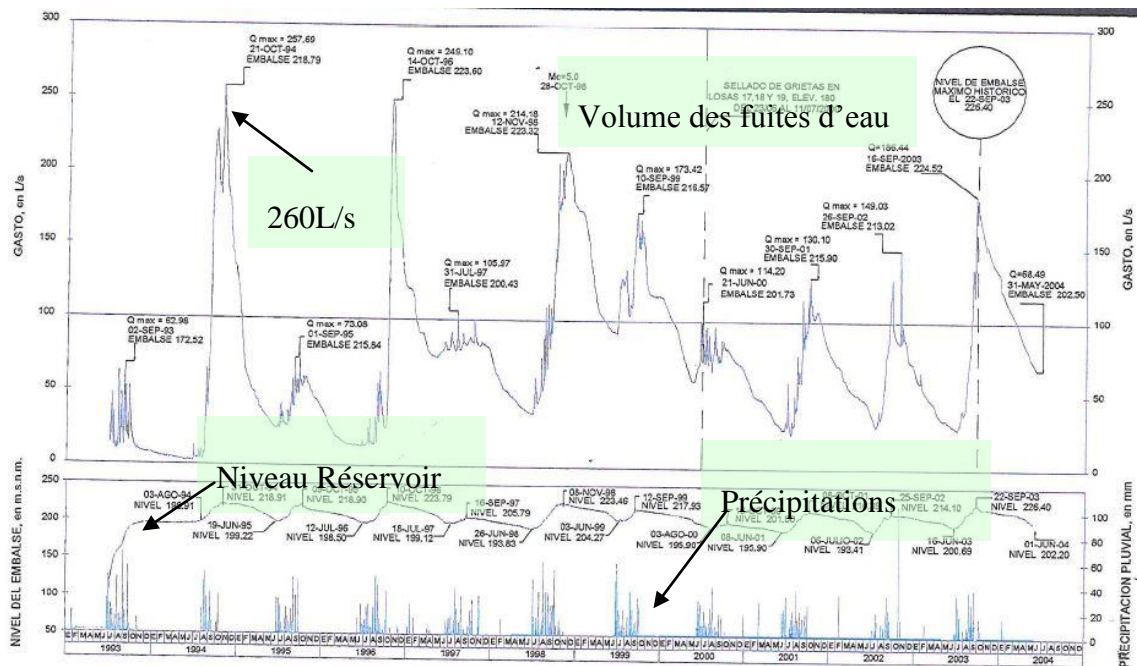


Figure 4.3 : Volume des fuites, Niveau Réservoir et précipitations [Macedo-Gomez et al., 2000]

4.1.1.5 Comportement mécanique du barrage

❖ En phase de construction

Selon Macedo-Gomez et al. (2000), les tassements maximums en phase de construction ont eu lieu le 24 juin 1993, un jour avant la mise en eau, lorsque la construction des enrochements a atteint El. 227 m, 3 m au-dessous de la crête (230 m). Le tassement enregistré était de 170 cm dans la partie aval (3C). Par contre, les déplacements du masque amont dans sa direction transversale étaient relativement faibles : 5 cm.

❖ En phase de mise en eau

Deux mois après le début de la première mise en eau, le niveau du réservoir a atteint El. 166,21 m le 20 août 1993. Le tassement enregistré depuis la fin de la construction du barrage est représenté sur la Figure 4.4. D'après cette figure, le tassement du masque dû à la pression d'eau est assez faible : 2 cm de tassement en partie inférieure du masque. Par contre, le tassement est bien visible en aval dans les enrochements qui ont une caractéristique mécanique faible : 7 cm de tassement sur la partie aval du barrage.

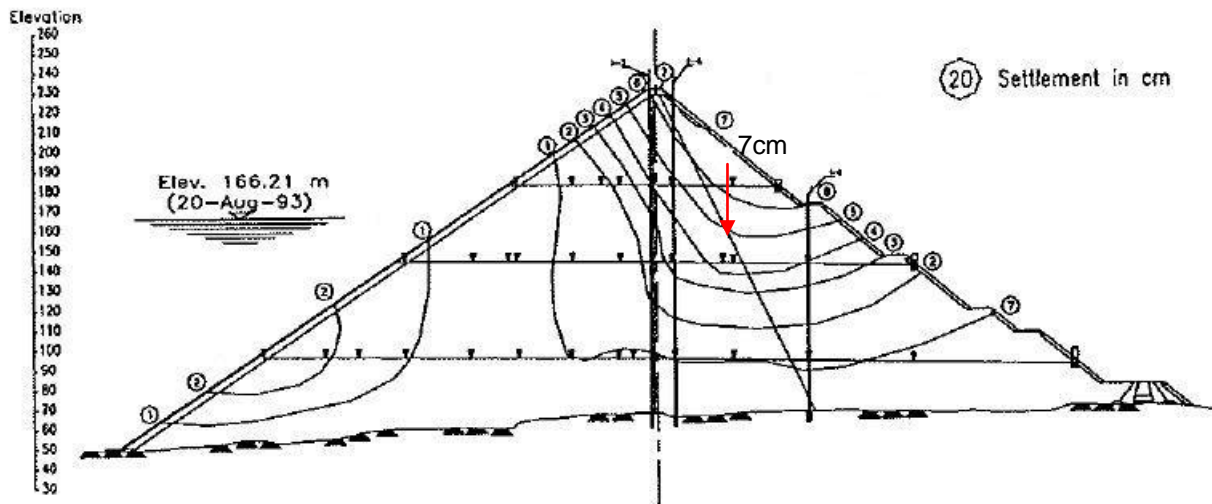


Figure 4.4 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 166,21)

[Macedo-Gomez et al., 2000]

Un an après, le 23 mars 1994, le niveau du réservoir a atteint 195,86 m (Figure 4.5). Des tassements de 7 cm au niveau du masque ont été mesurés. Un tassement de 20 cm en crête sur la partie aval a aussi été observé. Le module de déformation faible dans la zone 3C serait la raison principale de ce tassement. En octobre 1994, la fuite d'eau a augmenté à 260 l/s par rapport à 6 l/s en mars 1994 à l'occasion de grandes précipitations (Figure 4.3).

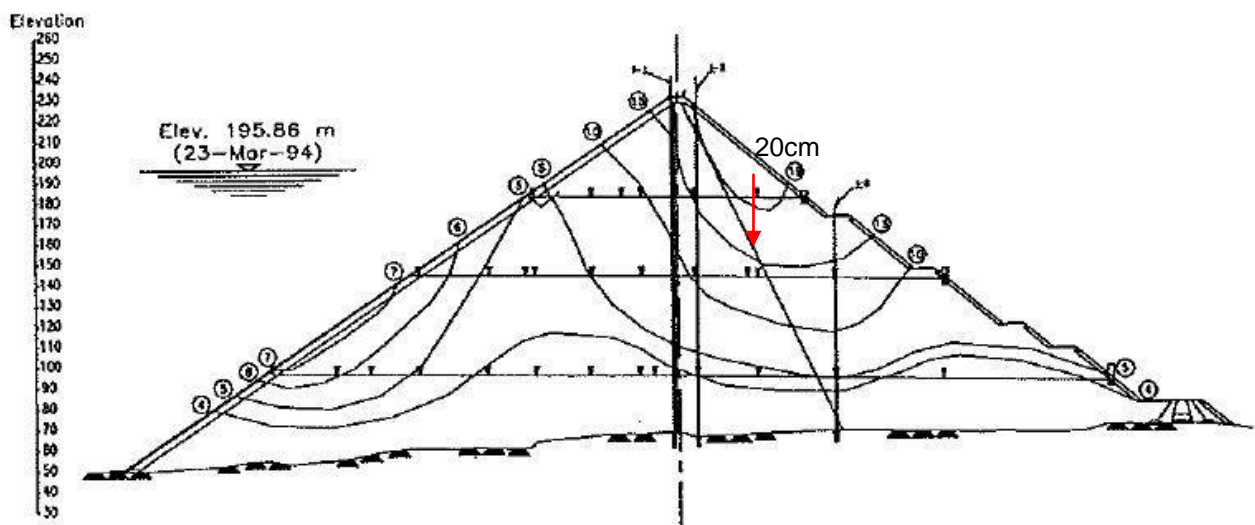


Figure 4.5 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 195,86)

[Macedo-Gomez et al., 2000]

La Figure 4.6 montre les tassements du barrage le 10 janvier 1995 : le tassement du masque amont en partie inférieure mesure 9 cm ; en partie supérieure du masque, le tassement a augmenté jusqu'à 20 cm. Sur la partie aval du barrage, le tassement a continué à se développer pour atteindre 27 cm.

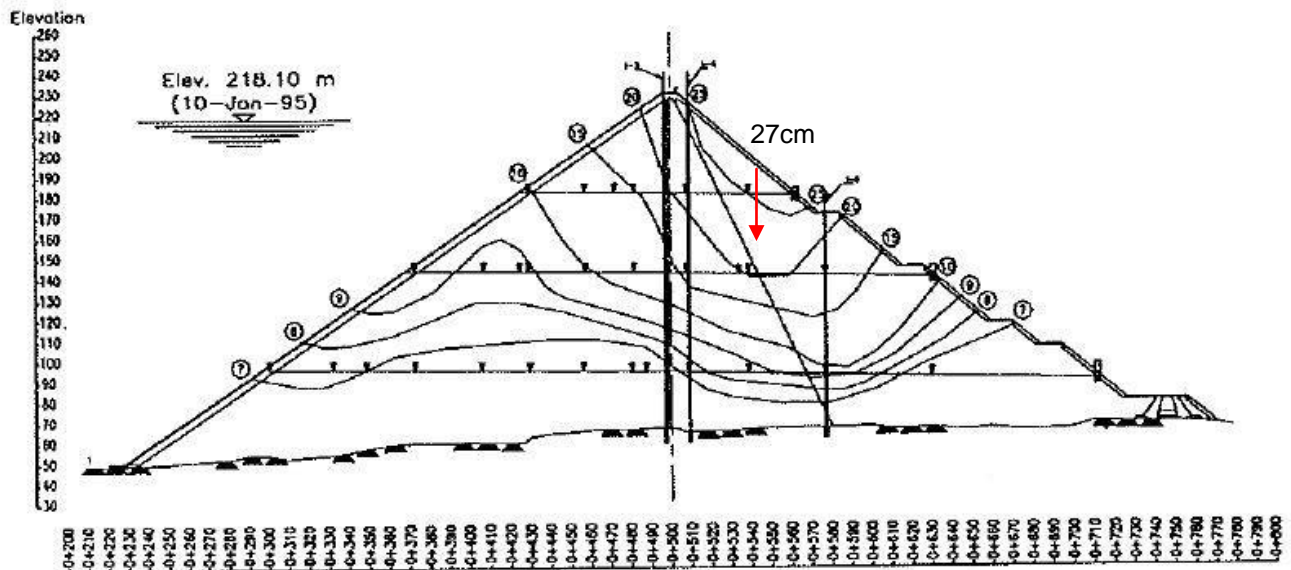


Figure 4.6 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 218,10)
 [Macedo-Gomez et al., 2000]

Les mesures relatives au 14 octobre 2002 (Figure 4.7), environ 10 ans après la première mise en eau, révèlent une augmentation des tassements plus importante dans la partie aval du barrage. Un tassement maximum de 40 cm apparaît en partie supérieure de la zone 3C. Le phénomène de fluage des enrochements semble avoir favorisé le développement de ces tassements (15 cm en 10 ans). La Figure 4.8 montre l'impact du phénomène de fluage sur le déplacement transversaux des dalles IL-18 et IL-22 (le graphique à droite semble présenter une allure anormale dans la partie inférieure du masque qui n'a pas pu être expliquée). Le Tableau 4.2 montre l'évolution des tassements entre les différentes phases de construction ou de mise en eau du barrage d'Aguamilpa.

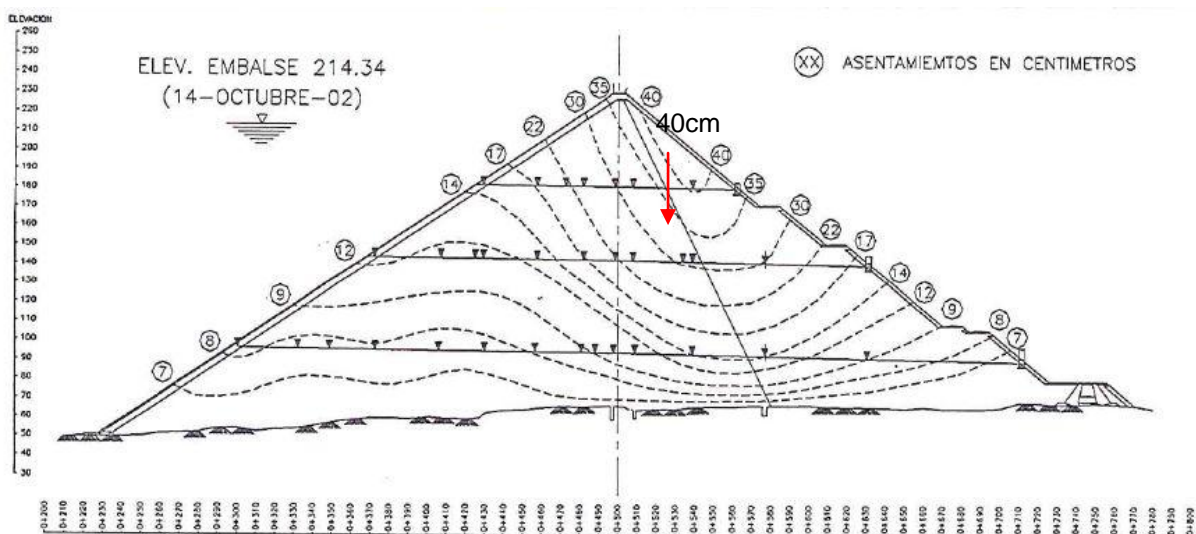


Figure 4.7 : Contours des tassements du barrage d'Aguamilpa (niveau d'eau : 214,34)
 [Macedo-Gomez et al., 2000]

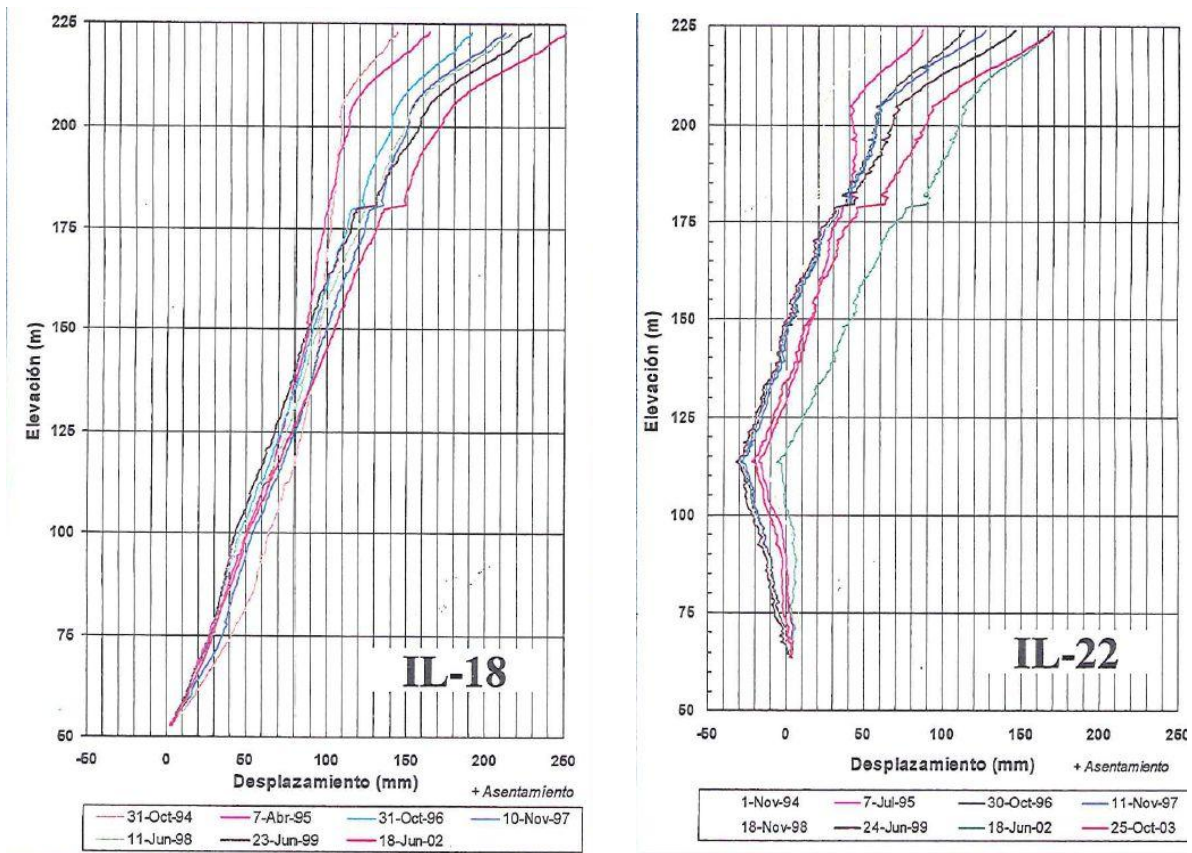


Figure 4.8 : Flambement du masque amont au cours du temps

Date	Phase	Elévation au-dessus du niveau moyen de la mer	Endroit où le tassement maximum a eu lieu	Tassement Maximum (cm)
24/06/1993	Construction	0	3C	170
20/08/1993	Mise en eau	El. 166.21 m	3C crête	7
23/03/1994	Mise en eau	El. 195.86 m	3C crête	20
10/01/1995	Mise en eau	El. 218,10 m	3C crête	27
14/10/2002	Mise en eau	El. 214,34 m	3C vers aval	40

Tableau 4.2 : Tassements du barrage d'Aguamilpa

4.1.2 MODÉLISATION EN DÉFORMATIONS PLANES

Un calcul en déformation plane a été mis en œuvre afin de tester la robustesse numérique et la pertinence du modèle L&K-Enroch. Concrètement, il s'agit de la simulation de la construction et de la mise en eau du barrage d'Aguamilpa.

4.1.2.1 Géométrie du barrage

La géométrie et les dimensions du barrage sont présentées sur la Figure 4.9. La section choisie ici est la section L-18 où les mesures de tassement in situ sont accessibles. Des interfaces sont définies entre le masque amont et le barrage ainsi qu'entre les couches horizontales pour éviter des problèmes de maillage présentés ci-dessous.

En général, un maillage est généré à partir d'un bloc rectangulaire en rectifiant ensuite sa forme pour l'adapter à la géométrie du barrage. Selon cette méthode, pour un grand barrage, le nombre de mailles dans la zone proche de la crête serait trop important (et leur taille trop petite). Afin d'éviter cette inhomogénéité dans le corps du barrage, la construction du maillage se fait par couches horizontales, à partir de plusieurs rectangles avec taille décroissante du bas vers le haut du barrage (Figure 4.9). Des interfaces sont définies entre les différentes couches horizontales dans le corps du barrage. Ce modèle contient 6143 mailles.

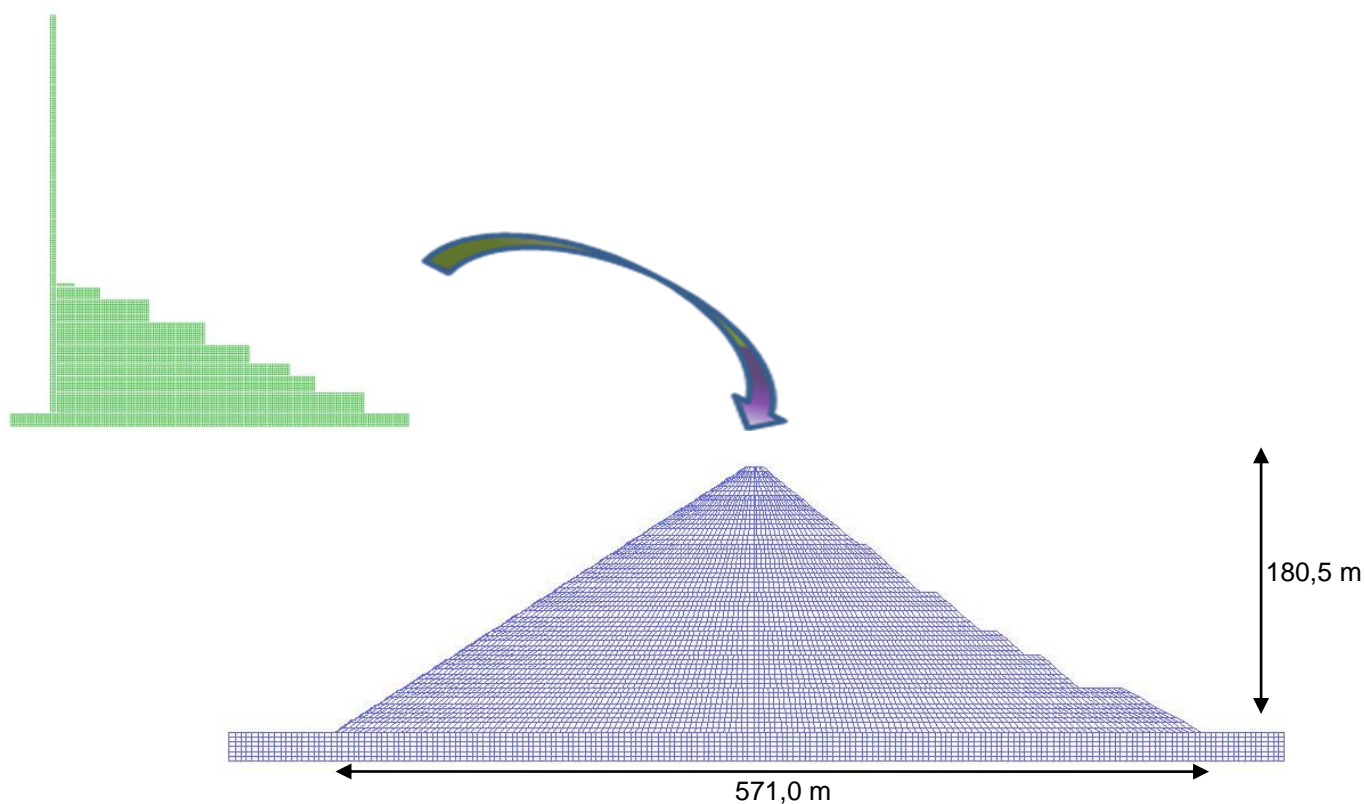


Figure 4.9 : Dimensions et maillage du barrage modélisé

4.1.2.2 Hypothèses de calcul

❖ Module de déformation

Conformément à la description du barrage par [Macedo-Gomez, 2000], le corps du barrage d'Aguamilpa a été découpé en 3 zones. 3B représente la zone amont, 3C la zone aval, T une zone de transition entre les zones amont et aval. Les modules des enrochements en phase de construction (E_{rc}) de la zone 3B, T et 3C sont respectivement de 260 MPa, 130 MPa et 50 MPa.

❖ Modèle

Un modèle de comportement élastique linéaire a été utilisé pour la fondation et le masque amont. Le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle L&K-Enroch ont été utilisés respectivement pour l'ensemble du corps du barrage.

4.1.2.3 Interfaces

❖ Objectif

Afin de modéliser l'interaction entre le masque amont et le corps du barrage ou simplement de permettre la régularisation du maillage, des interfaces ont été introduites. Selon le choix du type d'interface, cette dernière peut permettre le glissement, l'ouverture ou bien l'interpénétration entre deux couches.

❖ Caractéristiques

Le comportement de l'interface utilisée est régi par un modèle de Coulomb qui permet de modéliser le glissement et la séparation entre deux objets. Les paramètres du modèle de l'interface associés sont l'angle de frottement (Φ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ), la raideur normale et la raideur de cisaillement (k_n et k_s), la résistance à la traction (T).

Ici deux types d'interface sont utilisés :

- Interfaces 1 à 8 : dans le remblai afin de régulariser le maillage. Dans ce cas, le glissement ou la séparation entre les éléments sont empêchés le long de l'interface.
- Interfaces 11 à 19 : Entre le remblai et le masque. Le modèle numérique d'interface est donné dans la Figure 4.10 : k_n et k_s sont les raideurs normale et de cisaillement, T est la résistance à la traction, S est un patin frottant fonctionnant selon l'équation (E.4.1), traduisant un modèle de frottement à la Coulomb (Φ étant l'angle de frottement, c la cohésion, F_n la force normale au nœud N , F_{smax} la résistance au cisaillement). L_N sur la même figure est la distance d'influence du nœud N . La résistance à la traction (T) est prise égale à zéro dans nos calculs.

$$F_{smax} = \tan \phi \cdot F_n + c \cdot L \quad (E.4.1)$$

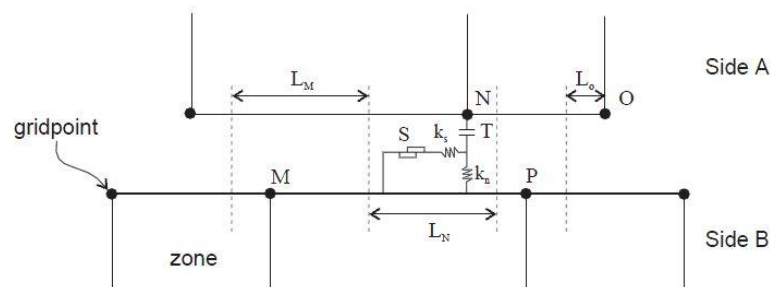


Figure 4.10 : Interface entre Side A et Side B [ITASCA, 2005]

❖ Paramètres des interfaces

Interfaces 1 à 8 : le long de ces interfaces, tous les déplacements relatifs sont théoriquement empêchés. D'un point de vue pratique, selon le code de Flac [ITASCA, 2005], il est toutefois nécessaire de définir des raideurs normales k_n et tangentielle k_s pour chaque interface, qui peuvent être choisies suffisamment élevées afin d'inhiber les déplacements relatifs. Pour des raisons techniques liées à la convergence de l'algorithme, ces valeurs ne doivent pas en tout cas excéder 10 fois la raideur équivalente de la maille la plus rigide en proximité du point de l'interface. L'expression de cette raideur équivalente maximale est donnée dans l'équation E.4.2, dans laquelle K et G sont respectivement les modules volumique et de cisaillement, Δz_{min} est l'épaisseur minimale dans une maille comprenant une interface (Figure 4.11).

$$\max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (\text{E.4.2})$$

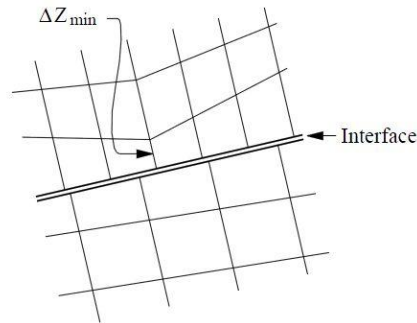


Figure 4.11 : Interface sous Flac [ITASCA, 2005]

Les valeurs finales utilisées dans le calcul sont les suivantes :

$k_n=k_s=7,94 \cdot 10^8$ Pa pour les interfaces entre les différents couches horizontales

$k_n=k_s=1,74 \cdot 10^{10}$ Pa pour les interfaces entre le masque amont et le corps du barrage. L'angle de frottement a été pris égal à 41° dans un premier temps. L'Annexe V présente les calculs des interfaces en détail.

4.1.3 RÉSULTATS DE SIMULATIONS EN UTILISANT LE MODÈLE MOHR-COULOMB

4.1.3.1 Valeurs des paramètres de modèle

Peu de résultats expérimentaux fiables (triaxiaux ou œdométriques) impliquant les matériaux du barrage d'Aguamilpa sont disponibles dans la littérature. L'identification des paramètres des lois de comportement ne peut alors qu'être qu'approximative. D'abord, un calcul avec le modèle de Mohr-Coulomb ne nécessitant qu'un minimum d'information a été lancé. Les valeurs utilisées pour ce calcul sont données dans le Tableau 4.3. Les paramètres c et ϕ du modèle de Mohr-Coulomb ont été calés sur les courbes de Barton et les courbes de calage sont montrées sur la Figure 4.12. D'un point de vue physique, le corps d'un barrage en enrochements peut être assimilé à un massif rocheux sans cohésion ($c=0$), mais pour ce calcul, afin d'avoir une bonne correspondance entre le modèle de Mohr-Coulomb et la méthode de Barton, la cohésion a été conservée. Cette cohésion n'a pas de sens physique. Elle permet de mieux caler le modèle par rapport aux courbes expérimentales. Les modules de Young des zones 3B, T et 3C ont été pris respectivement égaux à 217 MPa, 108 MPa et 42 MPa, identifiés séparément selon les mesures in-situ [Macedo-Gomez et al., 2000]. La méthode de calage dans son ensemble a été présentée dans le Chapitre 3.

E_œdométrique (MPa)	Coefficient de Poisson (ν)	E_Young (Mpa)	ϕ ($^\circ$)	C (kPa)
260	0,25	217	44,7	227
130	0,25	108	40,8	143
50	0,25	42	39,2	118

Tableau 4.3 : Paramètres utilisés pour la loi de Mohr-Coulomb

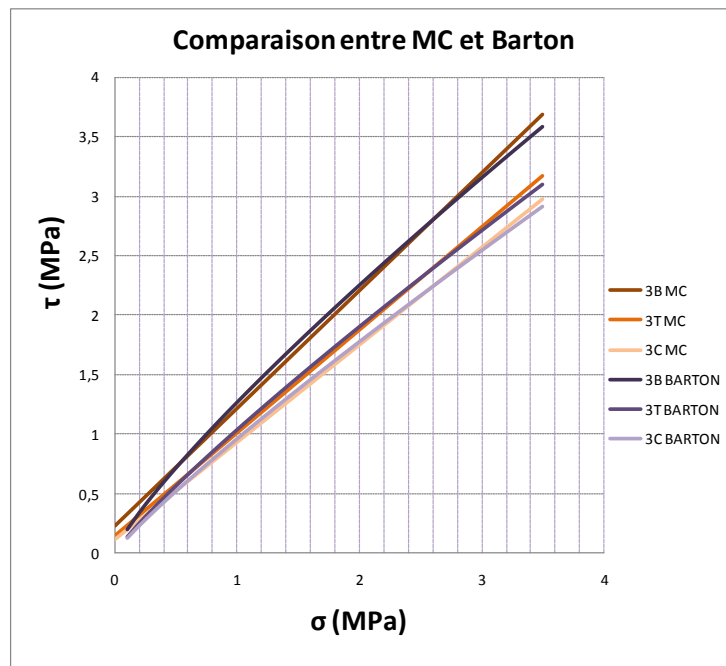


Figure 4.12 : Calage entre le modèle de Mohr-Coulomb et la méthode de Barton

4.1.3.2 Simulation de la construction et de la mise en eau

La construction du barrage est modélisée en 55 étapes correspondant en la réalisation successive de 55 couches.

❖ Phase de construction

Un fort tassement a été obtenu en zone 3C qui possède les matériaux les moins résistants (Figure 4.13). Le tassement maximum est de 110 cm et se trouve aux 2/5 de la hauteur de la zone 3C. Aucune contrainte de traction n'a été trouvée dans le corps du barrage.

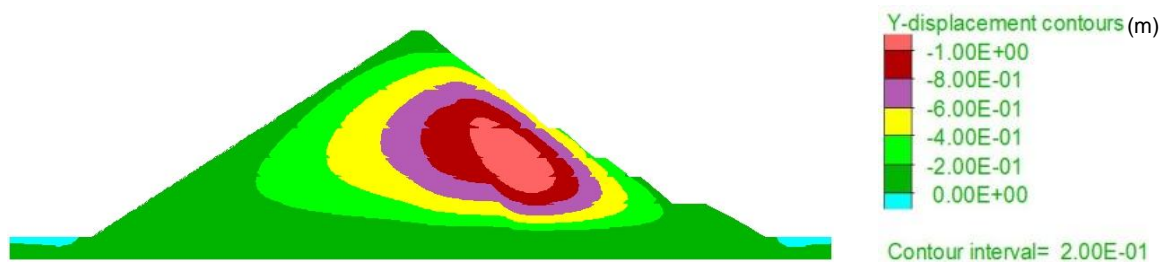


Figure 4.13 : Tassement du barrage en phase de construction (Mohr Coulomb)

❖ Phase de mise en eau

La présence d'eau dans le réservoir est modélisée par une pression normale sur la fondation du barrage et sur le masque amont. Le calcul de la mise en eau a été réalisé jusqu'à El. 230,0 m en 19 étapes.

➤ Niveau du réservoir : El. 166,21 m (Figure 4.14)

Après la construction du barrage, les tassements ont été réinitialisés à zéro afin d'analyser l'influence de la seule mise en eau. Les tassements se propagent en zone 3B tandis que la zone 3C n'évolue pas. Un soulèvement, de valeur toutefois non significative, a été constaté dans la partie supérieure de la zone 3B (zone en gris). Le tassement maximum calculé est de 9 cm, en zone 3B. En comparant avec les mesures in-situ (Figure 4.4), les tassements sur la partie aval n'ont pas pu être correctement modélisés.

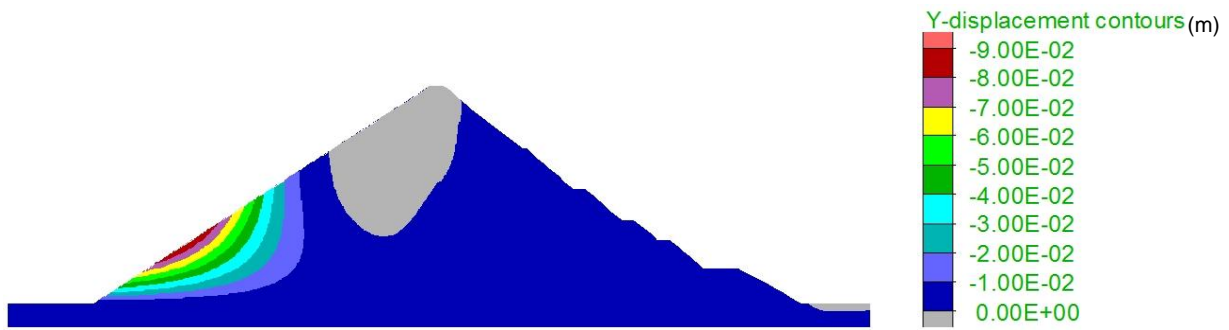


Figure 4.14 : Tassement en phase de mise en eau (El. 166,21 m, Mohr Coulomb)

- Niveau du réservoir : El. 195,86 m (Figure 4.15)

Les tassements évoluent de manière progressive et régulière à l'intérieur de la zone 3B. La zone 3C n'évolue que très peu. La position du tassement maximum (16 cm) se déplace vers le haut du barrage suivant l'augmentation du niveau du réservoir. Aucune zone de soulèvement n'est désormais observable sur la Figure 4.15. Les tassements sur la partie amont sont surestimés par rapport aux mesures in-situ alors que les grands tassements observés in situ en partie aval n'ont pas pu être retrouvés.



Figure 4.15 : Tassement en phase de mise en eau (El. 195,86 m, Mohr Coulomb)

- Niveau du réservoir : El. 218,10 m (Figure 4.16)

Avec l'augmentation du niveau du réservoir, les tassements se développent dans l'ensemble du barrage. La zone 3C commence à se déformer de manière appréciable. Des tassements de l'ordre de 4 cm ont été trouvés en zone 3C. Cependant, les tassements simulés sont beaucoup sous-estimés par rapport aux mesures in-situ en zone 3C, mesures qui s'élèvent à 18 cm.

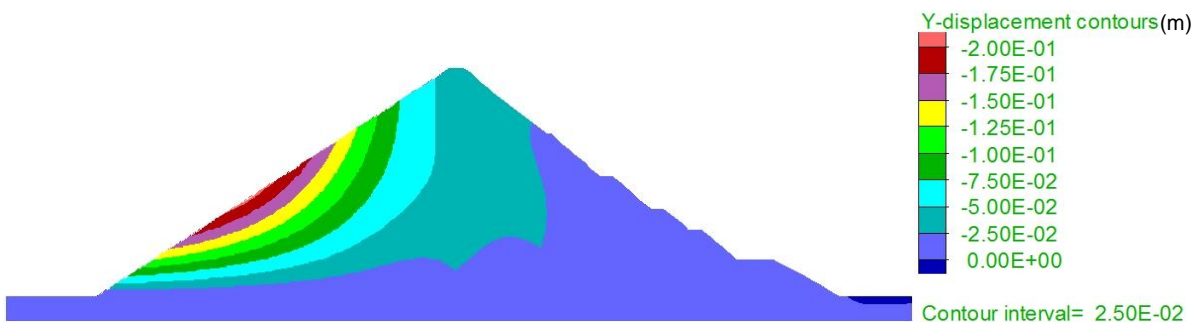


Figure 4.16 : Tassement en phase de mise en eau (El. 218,10 m, Mohr Coulomb)

La Figure 4.17 présente la déformée du maillage en phase de mise en eau (Niveau du réservoir : El. 218,10 m) amplifiée 50 fois. Elle met en évidence un détachement du masque amont dans sa partie supérieure.

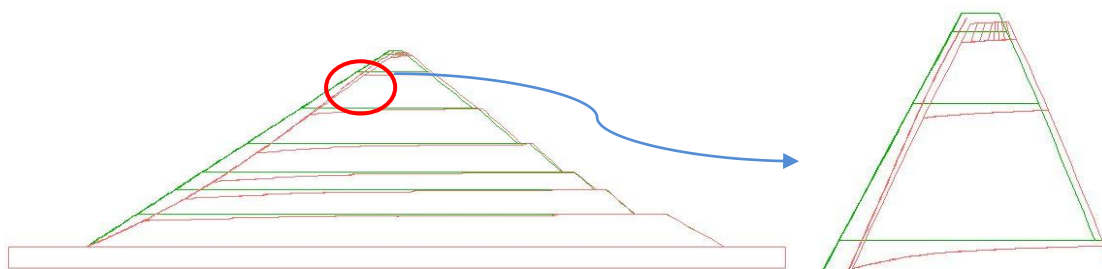


Figure 4.17 : Déformée du maillage en phase de mise en eau (Mohr-Coulomb, El. 218,10 m, amplifiée 50)

4.1.4 RÉSULTATS DE SIMULATIONS EN UTILISANT LE MODÈLE L&K-ENROCH

Pour utiliser le modèle L&K-Enroch, la quantité d'information nécessaire pour identifier les paramètres du modèle oblige à recourir à d'autres résultats obtenus pour des matériaux d'autres barrages ou des essais réalisés sur des matériaux de nature similaire, comme présenté dans le Chapitre 4. Dans le Tableau 4.4, les propriétés du gneiss granitique de Mica et celles du matériau en Zone 3C du barrage d'Aguamilpa sont présentées.

On constate ainsi que le matériau en Zone 3C du barrage d'Aguamilpa a des propriétés très proches du gneiss granitique de Mica.

Origine	Densité absolue	γ_s (specific gravity * 9,81) (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	Indice de vide (e)	Forme des grains	Taille effective d_{10} (mm)	d_{60} (mm)	Coefficient d'uniformité (C_u)
Gneiss granitique de Mica	2,62	25,70	19,47	0,32	Subanguleux	6	84	14
Aguamilpa 3C Enrochement Ignimbrite	2,63	25,75	19,81	0,3		9	99	11

Tableau 4.4 : Comparaison des caractéristiques mécaniques des matériaux

On a alors réalisé le calage des paramètres du modèle L&K-Enroch sur la base d'essais réalisés sur le gneiss granitique de Mica sous trois confinements différents (0,5 MPa, 1,0 MPa et 2,5 MPa). Le résultat est donné dans le Tableau 4.5.

Paramètres Généraux			
E	100,0e6	ν	0,25
n_{elas}	0,5	σ_c	100,0e6
Paramètres du seuil d'ELASTICITE			
a_0	1,0	m_0	0,01
Paramètres du seuil de PIC			
a_{pic}	0,71	m_{pic}	0,535
Paramètres d'écrouissage			
$\dot{\gamma}_{pic}$	0,08	$\dot{\gamma}_{res}$	0,15
x_{ams}	0,005	η	0,5

Paramètres des déformations volumiques			
Φ_{res}	32,0	Ψ_0	37,75
Paramètres du mécanisme isotrope			
ρ_{c0}	1,5 e6	β	15,0

Tableau 4.5 : Paramètres retenus pour le gneiss granitique de Mica

4.1.4.1 Simulation de la construction et de la mise en eau

Ce calcul est lancé en supposant que les matériaux du barrage d'Aguamilpa sont similaires au gneiss granitique de Mica. Les modules de Young de la zone 3B, T et 3C ont été pris comme dans le Chapitre 5.1.3.1.

❖ Phase de construction

Selon le calcul présenté sur les Figure 4.18 et Figure 4.19, le tassement maximum en phase de construction a atteint 215 cm. Cette valeur est 26,5 % plus supérieure à celle mesurée in situ (170 cm) et les déplacements horizontaux (positifs vers la droite de la figure) varient entre 187 cm vers l'amont et 165 cm vers l'aval. La déformée du maillage est présentée sur la Figure 4.20. Elle ne fournit pas d'indication quantitative mais permet de comprendre le mécanisme de déformation qui se produit dans le corps du barrage. Les figures Figure 4.21 et Figure 4.22 montrent les contraintes principales et le zonage du barrage respectivement.

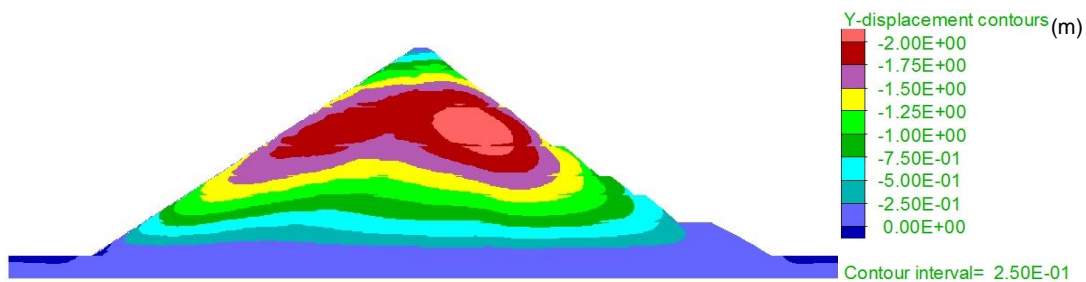


Figure 4.18 : Tassement du barrage en phase de construction

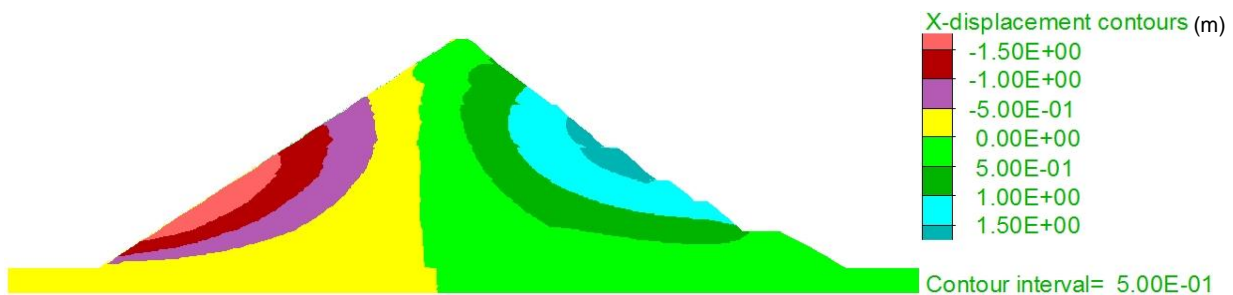


Figure 4.19 : Déplacements horizontaux du barrage en phase de construction

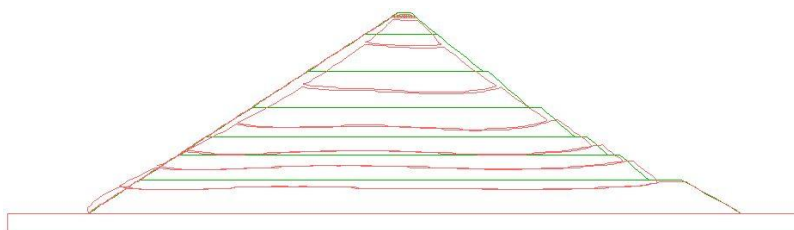


Figure 4.20 : Déformée du maillage après construction, vert : état initial, rose : état déformé

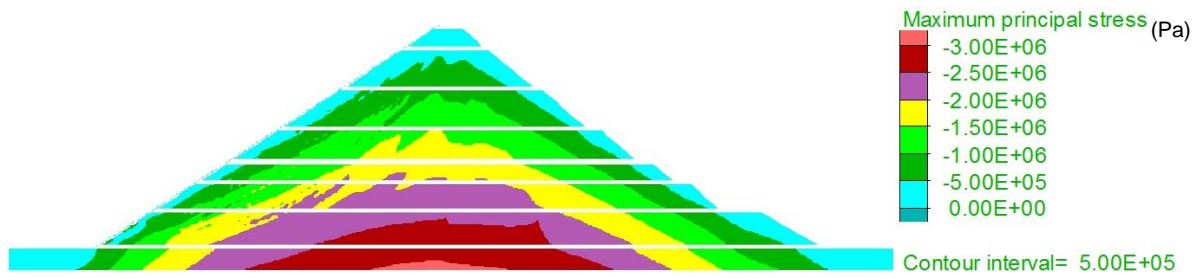


Figure 4.21 : Contraintes principales en phase de construction

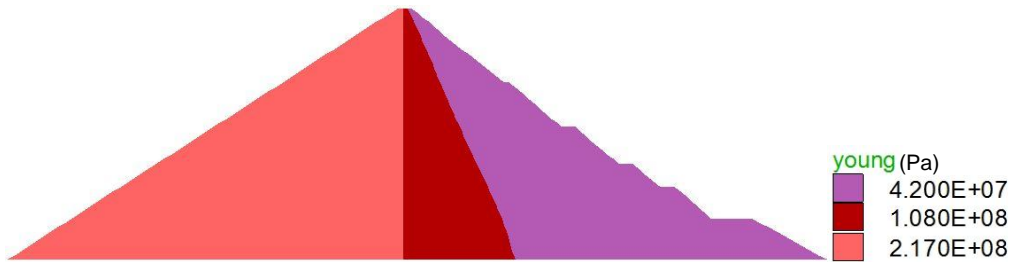


Figure 4.22 : Modules de Young dans différentes zones

❖ Phase de mise en eau

Les figures suivantes représentent les tassements lors des différentes phases de mise en eau.

- Niveau du réservoir : El. 166,21 m (Figure 4.23)

Comme dans le Chapitre 5.1.3, les tassements ont été réinitialisés à zéro après la construction du barrage. Les tassements se propagent vers la zone 3B et la zone 3C. Le tassement maximum trouvé par simulation est de 3,5 cm et se trouve en zone 3B. Cette valeur est 17 % supérieure à la mesure in-situ (3,0 cm). Pour la zone 3C, le tassement maximum simulé est de 1,5 cm par rapport à la mesure in-situ qui est de 7 cm. Les tassements sur la partie aval n'ont pas pu être correctement retrouvés.

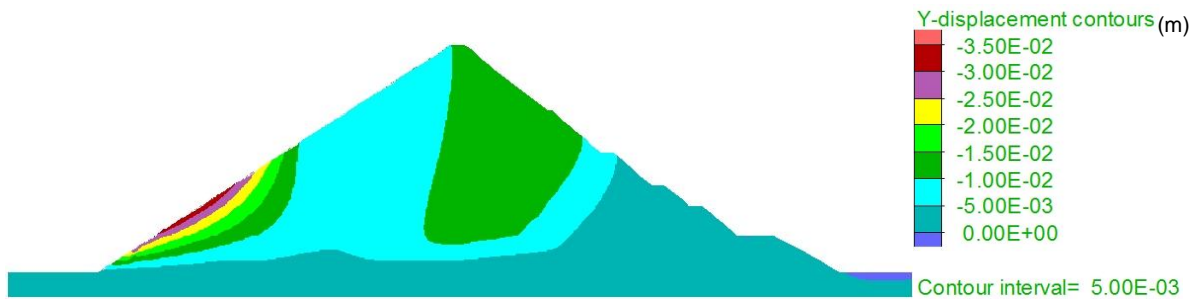


Figure 4.23 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 166,21 m)

- Niveau du réservoir : El. 195,86 m (Figure 4.24)

Sur la partie aval du barrage, le tassement maximum trouvé par la simulation est de 13,0 cm. Cette simulation est 33 % inférieure à la mesure in-situ. En revanche, la configuration générale des tassements a été retrouvée.

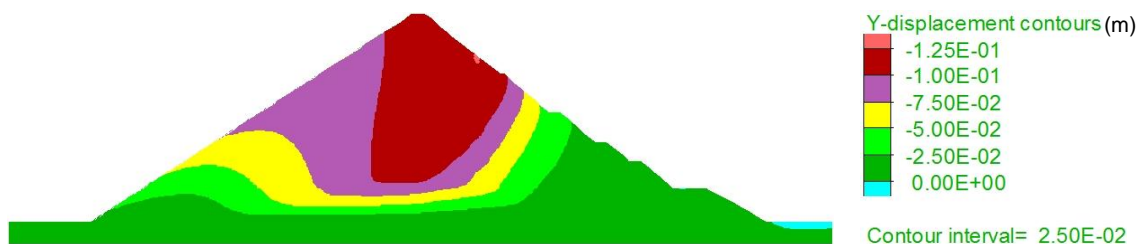


Figure 4.24 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 195,86 m)

➤ Niveau du réservoir : El. 218,10 m (Figure 4.25)

Le tassement maximum lors de cette phase de mise en eau est de 27 cm qui est la valeur mesurée in-situ. Les zones 3B et T subissent dans l'ensemble de forts tassements (supérieur à 20 cm). Comparés avec les mesures in-situ (Figure 4.6), une bonne correspondance a été trouvée.

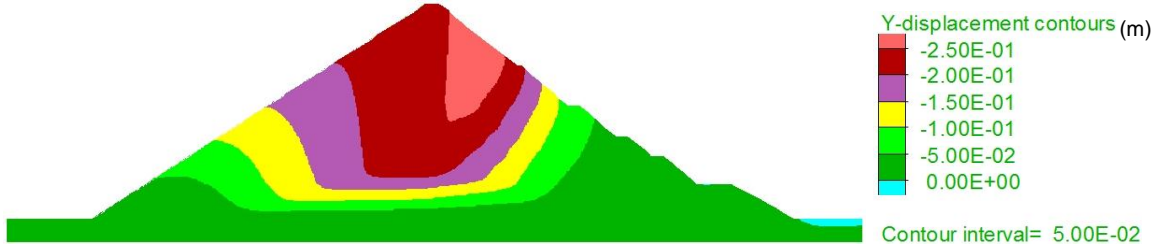


Figure 4.25 : Simulation du tassement en phase de mise en eau (El. 218,10 m)

Une synthèse des tassements maximum dans les trois différentes zones du barrage est donnée dans la Figure 4.26 : Synthèse des tassements dans les trois zones différentes. Le comportement global du barrage en phase de mise en eau a été bien simulé en termes de tassements.

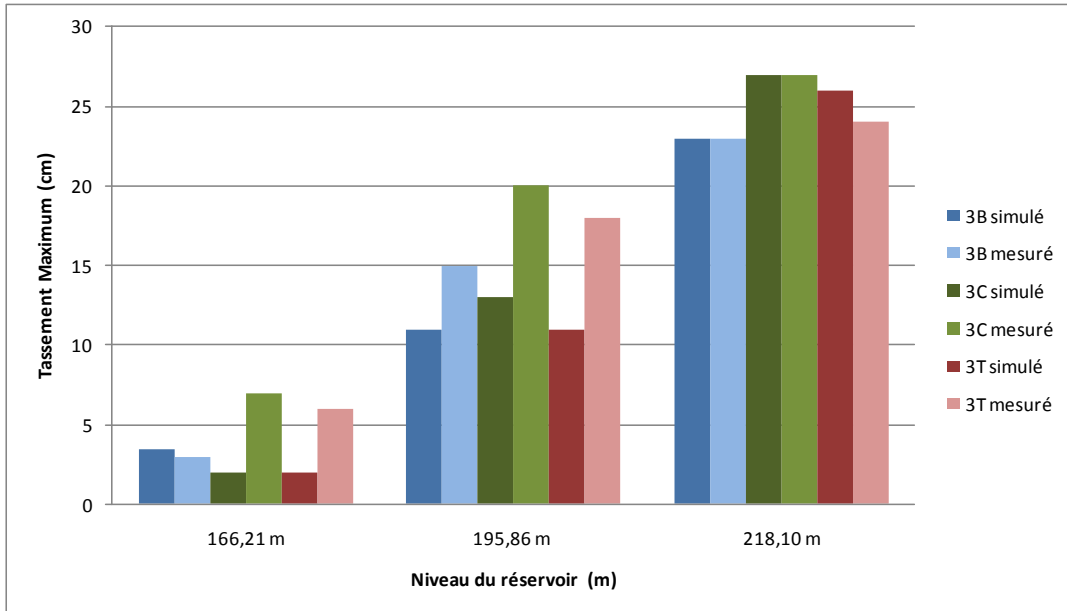


Figure 4.26 : Synthèse des tassements dans les trois zones différentes

La Figure 4.27 : Contraintes principales en phase de mise en eau indique l'emplacement de zones en traction dans le masque durant la phase de mise en eau (El. 218,10 m). Ces zones de traction indiquées par le cercle rouge se trouvent au pied et sur la partie supérieure du masque. La Figure 4.28 : Déformée du maillage en phase de mise en eau (L&K-Enroch, El. 218,10 m, amplifiée 50), montre la déformation amplifiée 50 fois du barrage pour la même phase (El. 218,10 m). Le détachement du masque sur sa partie supérieure déjà retrouvé en utilisant le modèle Mohr-Coulomb (Figure 4.17) a été confirmé (Figure 4.28).

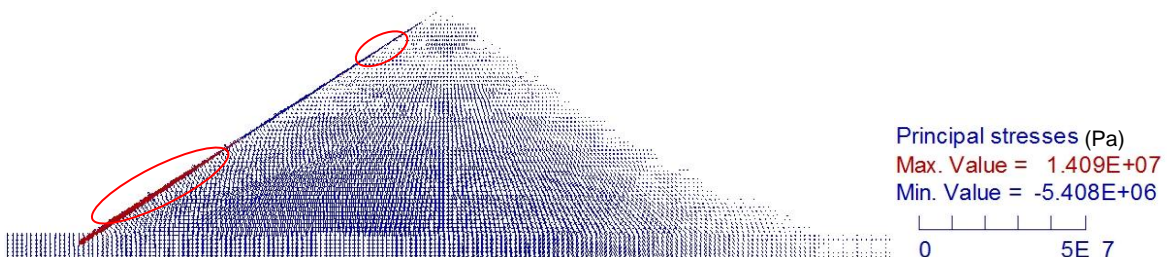
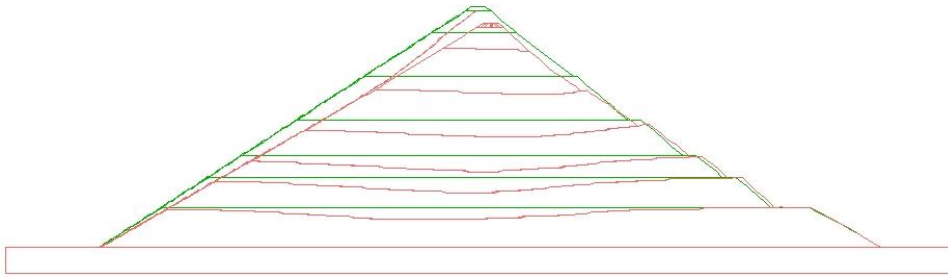


Figure 4.27 : Contraintes principales en phase de mise en eau (218.10 m, L&K-Enroch)



**Figure 4.28 : Déformée du maillage en phase de mise en eau (L&K-Enroch, El. 218,10 m, amplifiée 50),
vert : état initial, rose : état déformé**

4.1.5 CONCLUSION

Les modélisations en déformations planes du barrage d'Aguamilpa ont été présentées dans le Chapitre 5.1. Deux modèles ont été utilisés : Mohr-Coulomb et L&K-Enroch. La démarche de calage des paramètres du modèle suit les recommandations données au Chapitre 4.6. Les calculs réalisés par la loi de Mohr-Coulomb ne permettent pas de retrouver correctement le tassement sur la partie aval du remblai. En effet, l'écroûissage et la déformation volumique isotrope (sous chargement hydrostatique) des matériaux ne peuvent pas être pris en compte. Ces inconvénients du modèle de Mohr-Coulomb obligent à avoir recours à un modèle plus sophistiqué pour traduire convenablement le comportement du barrage. Selon plusieurs études sur les grands CFRD, le comportement de la partie aval du remblai joue un rôle très important sur l'ensemble du barrage qui aurait aussi une influence considérable sur les fissures sur le masque amont. La loi L&K-Enroch a permis de retrouver qualitativement et quantitativement les déformations observées in situ et notamment les tassements dans la zone aval. La Figure 4.29 montre en rouge la partie sur laquelle le mécanisme isotrope est actif. Les zones en plasticité en phase de construction et de mise en eau sont illustrées dans l'annexe VIII.

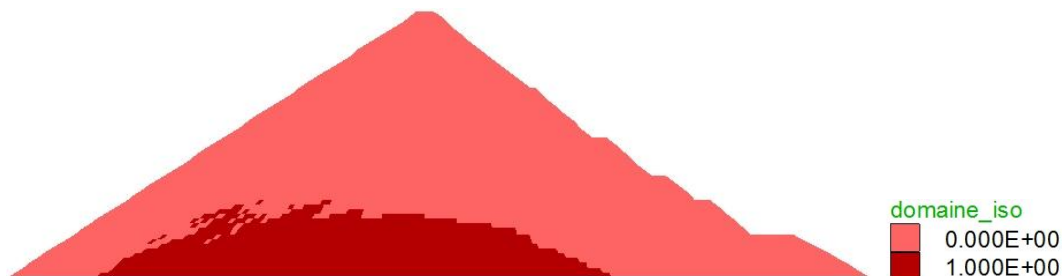


Figure 4.29 : Domaine isotrope actif (en rouge) à la fin de la mise en eau

Les simulations montrent qu'il se développe des contraintes de traction dans le masque et un détachement sur sa partie supérieure. En revanche, l'interprétation et l'analyse des pathologies (le détachement du masque, la fissure horizontale, la fissure verticale) dans le sens longitudinal du barrage au sein du masque ne peuvent pas être entreprises à partir d'un seul calcul en 2D (déformation plane). En outre, une étude en 2D ne peut pas prendre en compte l'effet de la vallée (la géométrie 3D, glissement relatif entre le remblai et les rives). Un modèle en 3D devient nécessaire pour approfondir les connaissances sur le comportement des CFRD et notamment son masque d'étanchéité.

4.2 MODÉLISATION 3D

Afin de mieux comprendre les mécanismes physiques et d'expliquer les pathologies observées dans les grands CFRD, le barrage de Mohale (Afrique du Sud) a été choisi par le CIGB (Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dam) pour servir de cadre à un benchmark. Ce barrage, faisant partie des grands CFRD, est relativement bien documenté ce qui rendra possible l'identification des paramètres de modèle.

4.2.1 PRÉSENTATION DU BARRAGE DE MOHALE

4.2.1.1 Caractéristiques générales

Ce barrage situé au Lesotho est le plus grand barrage en enrochement à masque amont en Afrique (Hydropower 1997). La hauteur du barrage est de 145 m, la longueur de crête est de 600 m (Figure 4.30) et les fruits amont et aval sont de 1,4 (H/V). Le volume total des enrochements est de $7,5 \text{ hm}^3$. La Figure 4.31 présente la localisation du barrage et la vue aval du barrage.

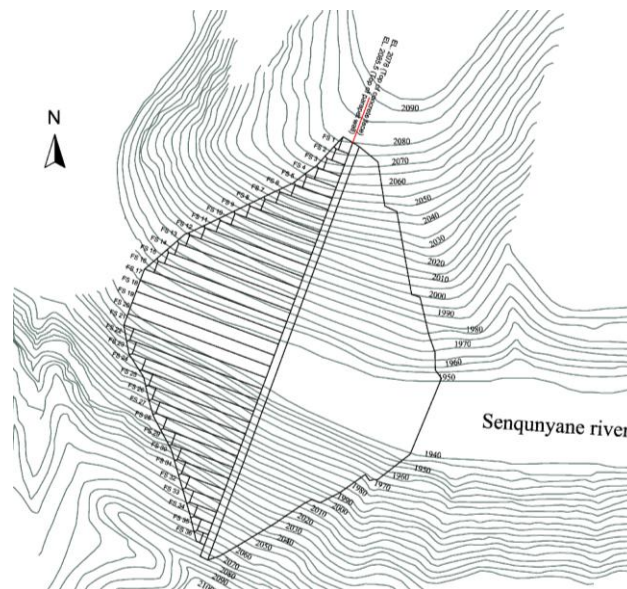


Figure 4.30 : Vue en plan du barrage [Marulanda, 2009]



Figure 4.31 : Localisation et Vue aval du barrage de Mohale

La section transversale et le zonage du barrage sont donnés sur la Figure 4.32.

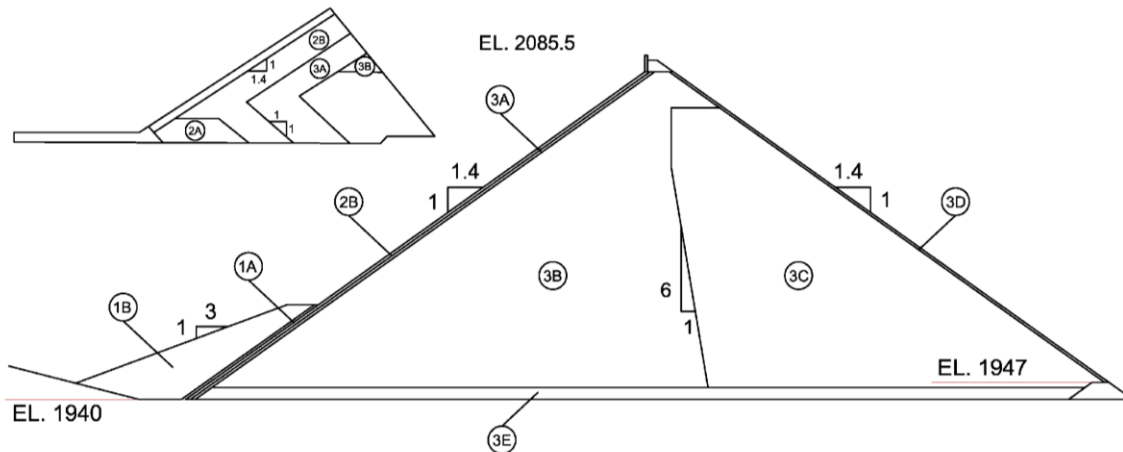


Figure 4.32 : Zonage du barrage de Mohale [Marulanda, 2009]

Un parapet de 7,5 m de hauteur (Figure 4.33) a été réalisé en amont afin de réduire le volume total de construction.

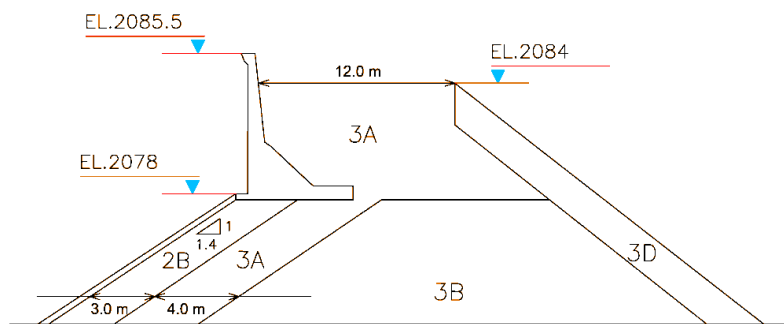


Figure 4.33 : Détails du parapet [Marulanda, 2009]

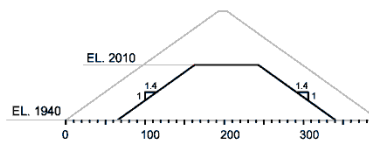
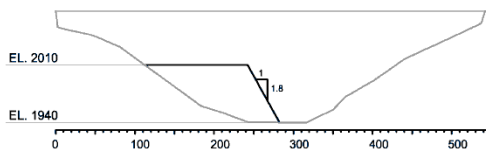
4.2.1.2 Historique de la construction

❖ Construction du barrage

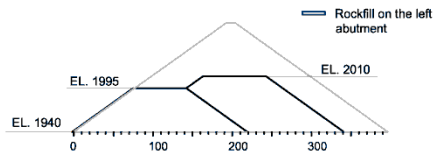
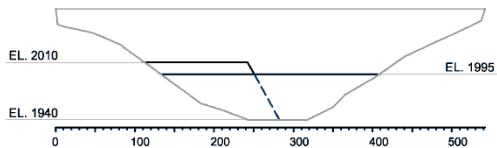
La construction du barrage a commencé en juillet 1999, d'abord par la partie amont et s'est faite en 14 étapes. Durant la phase de construction, un écart important entre l'élévation de la partie amont et la partie aval est à remarquer. Par exemple, à l'Etape 7, il y a eu 45 m de dénivelé entre le niveau d'amont (El. 2040 m) et le niveau aval (El. 1995 m) (Figure 4.34).

La construction du masque amont a été faite en deux temps. La première partie commençait à l'Etape 10 de l'élévation 1940 m à 2040 m. La deuxième partie démarrait à la fin de la construction du remblai, de l'élévation 2040 m à 2078 m à l'Etape 15 (Figure Figure 4.35 et Figure 4.36).

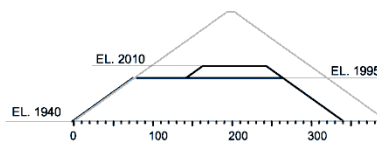
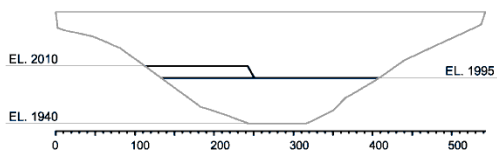
Step 1: Rockfill on the left abutment. Central zone. EL. 1940 to 2010 - July, 1999



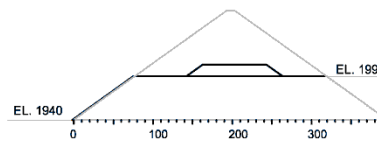
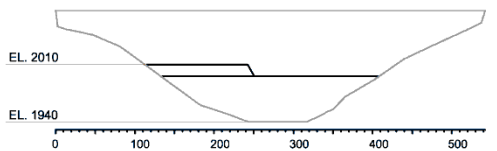
Step 2: Upstream rockfill. EL. 1940 to 1995



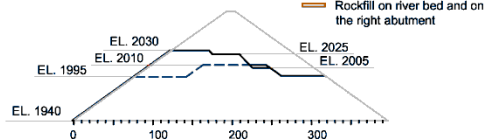
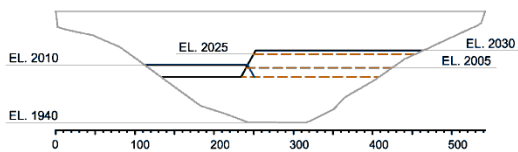
Step 3: Rockfill on the right abutment. Central zone. EL. 1940 to 1995



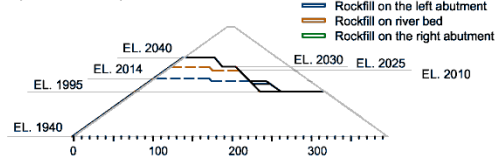
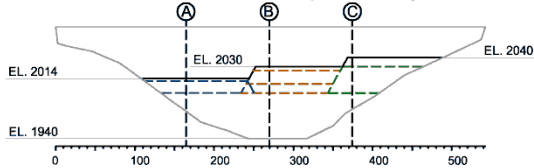
Step 4: Downstream Rockfill. EL. 1940 to 1995



Step 5: Rockfill on the central section and right abutment. EL. 1995 to 2030



Step 6: Rockfill on the right abutment EL. 2030 to 2040 and Rockfill on the left abutment EL. 1995 to 2014 (First reading of settlement cells - July 18th, 2000)



Step 7: Rockfill on the right abutment and the central section up to 2040

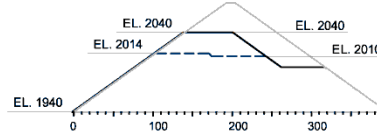
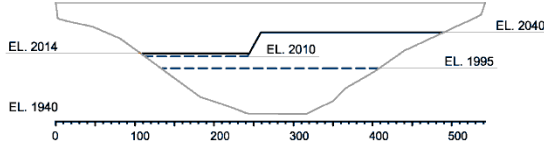
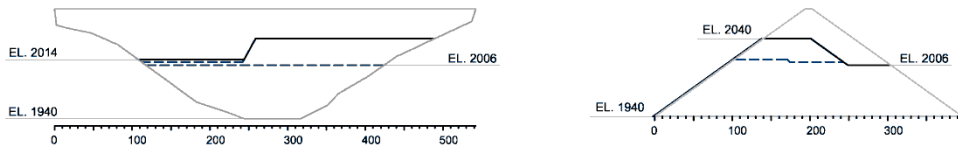
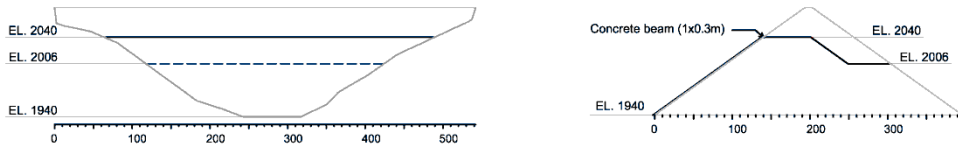


Figure 4.34 : Etapes de construction (Etape 1- Etape 7) [Marulanda, 2009]

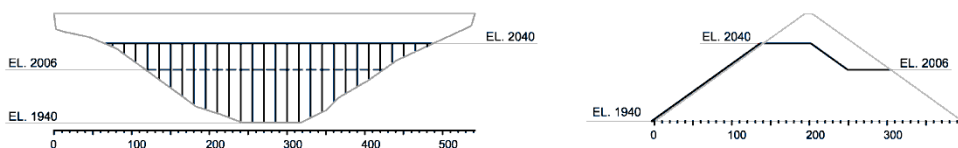
Step 8: Rockfill on the left abutment. Downstream side. EL. 1995 to 2006



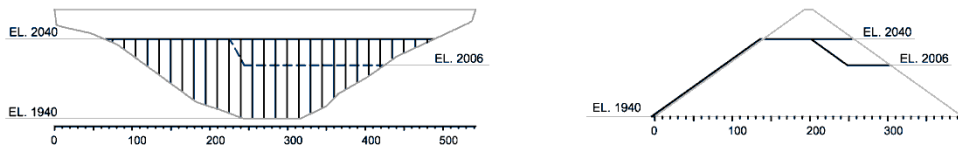
Step 9: Rockfill on the left abutment. Central and upstream zones. EL. 2010 to 2040



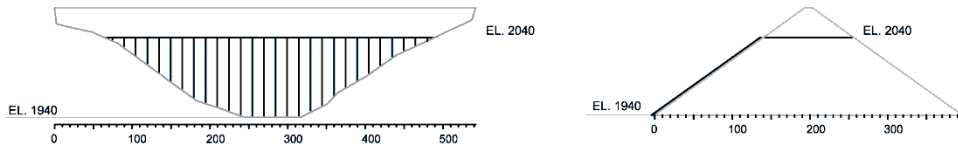
Step 10: 1st stage of face slabs. EL. 1940 to 2040



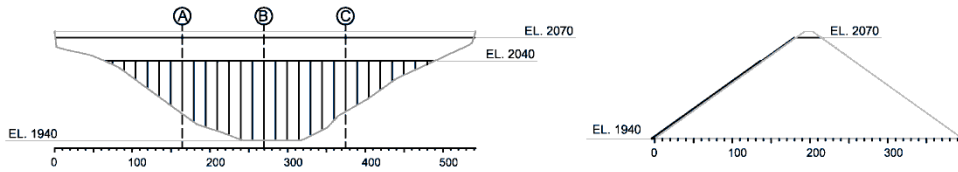
Step 11: Rockfill on the left abutment. Downstream side. EL. 2006 to 2040 - Feb, 2001



Step 12: Rockfill on the right abutment. Downstream side. EL. 2006 to 2040 - March 6th, 2001



Step 13: Rockfills up to EL 2070. EL. 2040 to 2070
(Second reading of settlement cells along the left, central and right section - June, 2001)



Step 14: Ending of rockfills. EL. 2070 to 2078

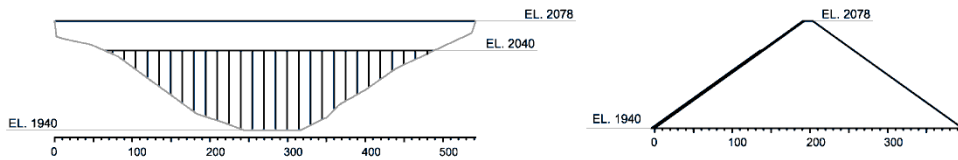


Figure 4.35 : Etapes de construction (Etape 8- Etape 14) [Marulanda, 2009]

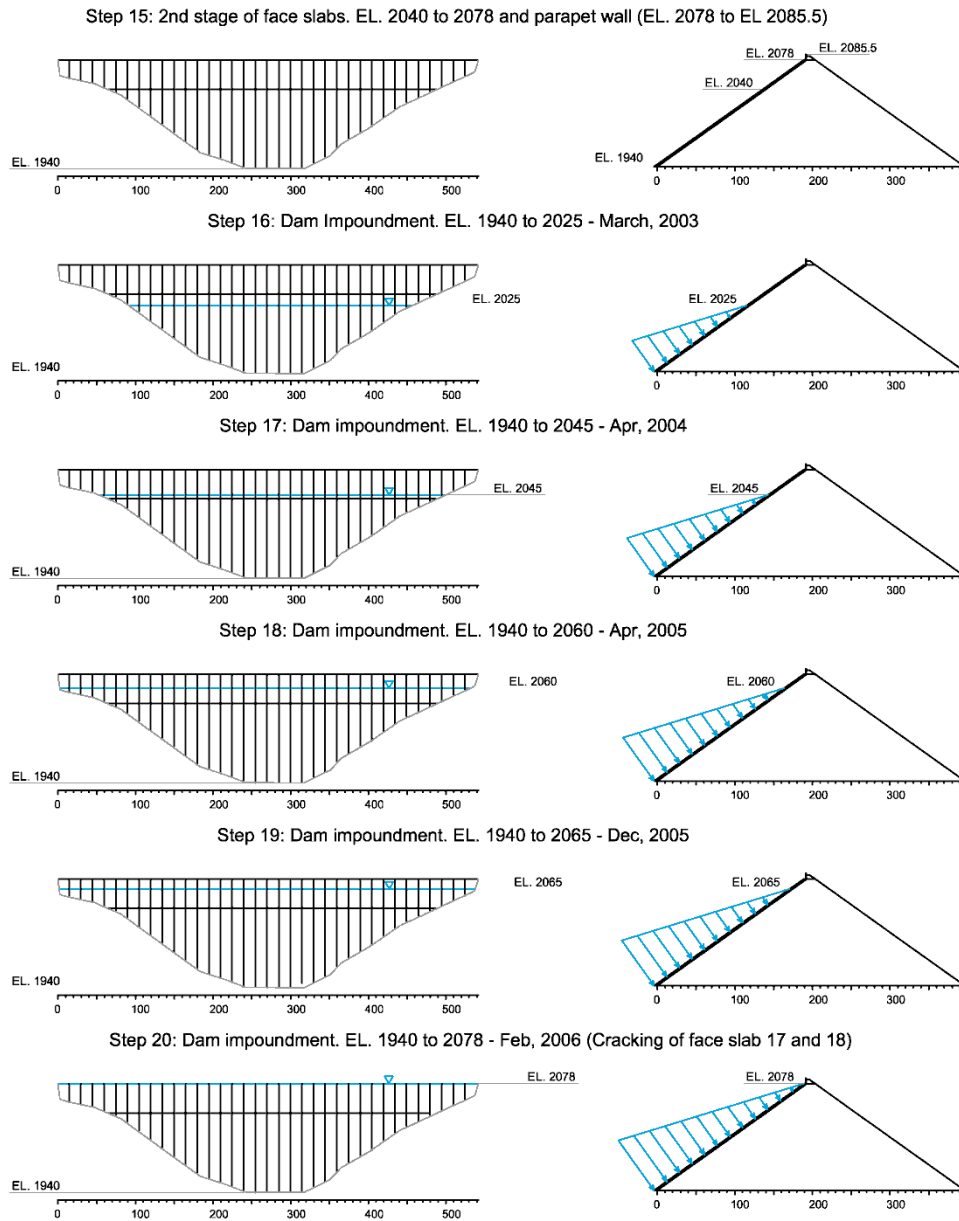


Figure 4.36 : Etapes de mise en eau (Etape 15-Etape 20) [Marulanda, 2009]

❖ **Mise en eau**

La mise en eau complète du barrage a duré 3 ans environ. La première mise en eau a été effectuée en fin d'année 2002 et la mise en eau complète (à l'élévation 2078 m) s'est terminée en février 2006 moment où les premières fissures ont pu être observées. L'évolution du niveau du réservoir au cours du temps est donnée sur la Figure 4.37.

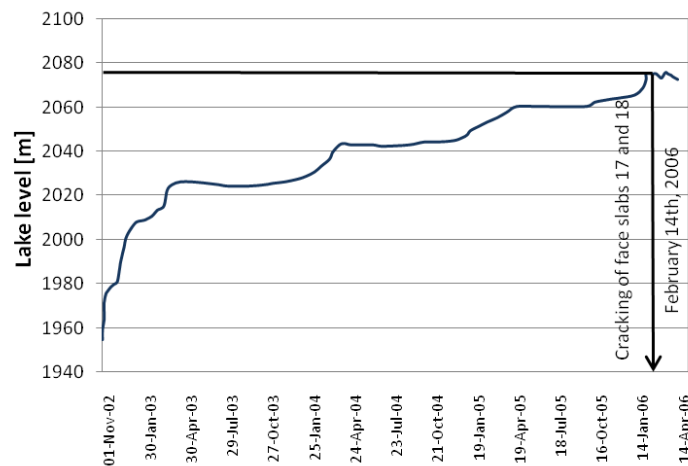


Figure 4.37 : Niveaux du réservoir [Marulanda, 2009]

4.2.1.3 Caractéristiques des matériaux

Conformément aux données publiées, la forme des enrochements est anguleuse et leur porosité est élevée (plus que 20%) [Marulanda, 2009]. La description des zones principales du barrage de Mohale est synthétisée dans le Tableau 4.6.

Zone	Description
1	Pierre venant de la station de concassage ou cendres volantes, couvert par la surcharge
2	Filtre fin (à joint périphérique), basalte doléritique
3	Basalte doléritique concassé

Tableau 4.6 : Description des zones principales

❖ Module de déformation

➤ 3C

Après le compactage, une forte imbrication des enrochements a été créée. Un module de déformation de 100 MPa a été mesuré dans le basalte de granulométrie serrée. Mais la charge sur les enrochements a augmenté avec l'avancement de la construction et des ruptures dans les blocs ont pu être enclenchées. Des essais de compression ont donné une rupture pour un ensemble de blocs pour une compression relativement faible et égale à 0,2 MPa (Figure 4.38, à gauche). Le module de déformation a diminué à 20 MPa environ suite à ces ruptures dans les blocs.

➤ 3B

Pour le basalte étalé (Figure 4.38, à droite), un réarrangement des grains a renforcé la performance mécanique des grains au début de l'essai de compression. On a constaté une augmentation du module de déformation de 30 MPa jusqu'à 65 MPa. A la fin, suite à l'écrasement des grains, le module de déformation a diminué à la valeur 20 MPa environ.

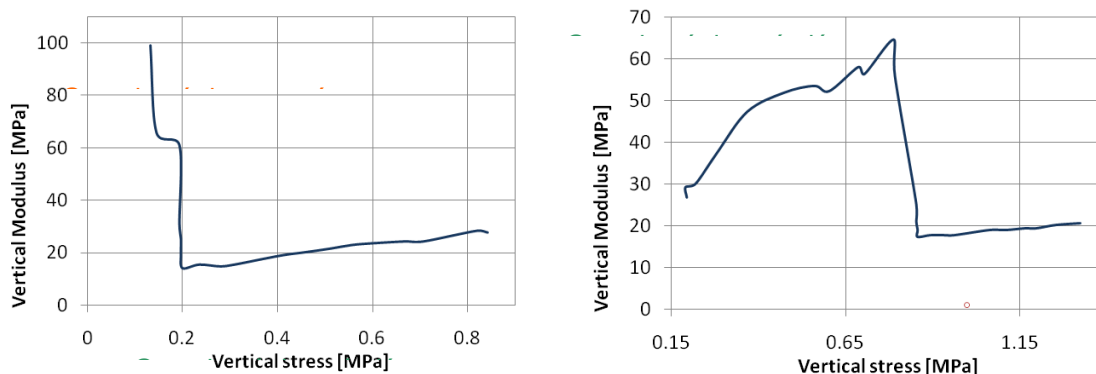


Figure 4.38 : Module de déformation (Erc) sous les différentes contraintes verticales (à gauche : granulométrie serrée ; à droite : granulométrie étalée) [Marulanda, 2009]

❖ **Granulométries**

Le Tableau 4.7 présente les granulométries des matériaux dans les zones principales. La rareté des données publiées (Marulanda, 2009), ne permet pas de reconstruire précisément les courbes granulométriques. Par contre, des indicateurs utiles comme le d_{50} sont accessibles.

Zone	Description	Granulométrie
1A	Imperméable	< 0.075 mm: min 30 % ($D_{30} < 0,075$ mm)
1B	Aléatoire	Semi-imperméable
2A	Filtre fin	$D_{15} = 0,3$ to 0,7 mm
2B	Basalte doléritique concassé	Taille maximale des particules 76 mm ($D_{100} \leq 76$ mm)
3A	Roche sélectionnée	Taille maximale des particules 300 mm ($D_{100} \leq 300$ mm)
3B	Enrochement de carrière	< 0.075 mm: max 10%, <25 mm: max 50% ($D_{10} > 0,075$ mm, $D_{50} > 25$ mm)
3C	Enrochement de carrière	< 0.075 mm: max 10%, <25 mm: max 50% ($D_{10} > 0,075$ mm, $D_{50} > 25$ mm)
3D	Roche sélectionnée	$D_{60} > 0,6$ m
3E	Basalte doléritique de carrière	< 0.075 mm: max 5%, <25 mm: max 40% ($D_5 > 0,075$ mm, $D_{40} > 25$ mm)

Tableau 4.7 : Données granulométriques des matériaux en différentes zones

❖ **Densité et Porosité**

La densité et la porosité des matériaux dans les différentes zones sont données dans le Tableau 4.8.

Nom de zone	γ (kg/m ³)	γ_s (kg/m ³)	e_{min}	n (%)
2A	2493	3000	0,2	16,7
2B	2459	3000	0,22	18
3A	2350	3000	0,28	21,9
3B	2230	2800	0,26	20,6
3C	2182	2800	0,28	21,9
3E	2274	3000	0,32	24,2

Tableau 4.8 : Densités et Porosités des matériaux en différentes zones

❖ **Méthode de mise en place et compactage**

La méthode de mise en place des enrochements n'a pas été communiquée. Le Tableau 4.9 présente les épaisseurs des levées en phase de construction pour les différentes zones. L'épaisseur des levées dans la zone 3C (2 m) est une fois plus grande que celle de 3B (1 m).

Zone	Description	Epaisseur des levées (m)
1A	Imperméable	0,3
1B	Aléatoire	0,6
2A	Filtre fin	0,4
2B	Basalte doléritique concassé	0,4
3A	Roche sélectionnée	0,4
3B	Enrochement de carrière	1
3C	Enrochement de carrière	2
3D	Roche sélectionnée	NA
3E	Basalte doléritique de carrière	1,0/2,0

Tableau 4.9 : Epaisseur des levées pour les différentes zones

❖ **Masque amont**

➤ **Conception**

L'épaisseur du masque amont varie de bas en haut en fonction de la pression hydraulique. Comme la plupart des barrages en enrochement à masque amont, l'équation empirique indiquée au-dessous est utilisée :

$$e=0,30+0,003H \quad (E.4.3)$$

e : l'épaisseur du masque amont (m) ;

H : la hauteur entre la crête du barrage et le point calculé (m).

Le ratio d'acier vertical et horizontal du masque amont est de 0,4% et de 0,35% respectivement ce qui est important pour ce type d'ouvrage. Le béton utilisé est du C25 avec 30% de cendres et un rapport eau/ciment de 0,45-0,47. La résistance en compression minimale du béton mesurée en phase de construction était de 28 MPa. Mais, d'après les mesures réalisées lorsque le masque a fissuré, la résistance serait plus faible.

➤ **Construction**

La surface de contact entre la dalle du masque et le remblai a été réalisée par du béton projeté.

4.2.1.4 Pathologie observée

Des fissures horizontales ont été observées en janvier 2003 à l'élévation 2040 (Figure 4.39). Le 14 février 2006, l'écrasement du béton le long du joint vertical central a d'abord été observé au-dessus du niveau du réservoir. La fissuration verticale semblait se propager rapidement à partir du haut vers le bas de la dalle (Figure 4.40). Les dalles brisées se sont interpénétrées sur environ 8 à 10 cm. Une inspection par ROV (véhicule contrôlée à distance) a indiqué qu'une fissuration verticale s'est étendue au droit des joints 17 et 18. En même temps, des fissures parallèles aux rives ont été constatées (Figure 4.41). La longueur totale apparente des fissures est d'environ 280 m. Juste après l'accident, une augmentation soudaine du débit de fuite s'est produite pour atteindre 600 l/s.



**Figure 4.39 : Fissures horizontales sur le masque amont à l'élévation 2040
(Niveau du réservoir : 2010, Janvier 2003)**



Figure 4.40 : Fissures (le long des joints verticaux) [Pinto, 2008]

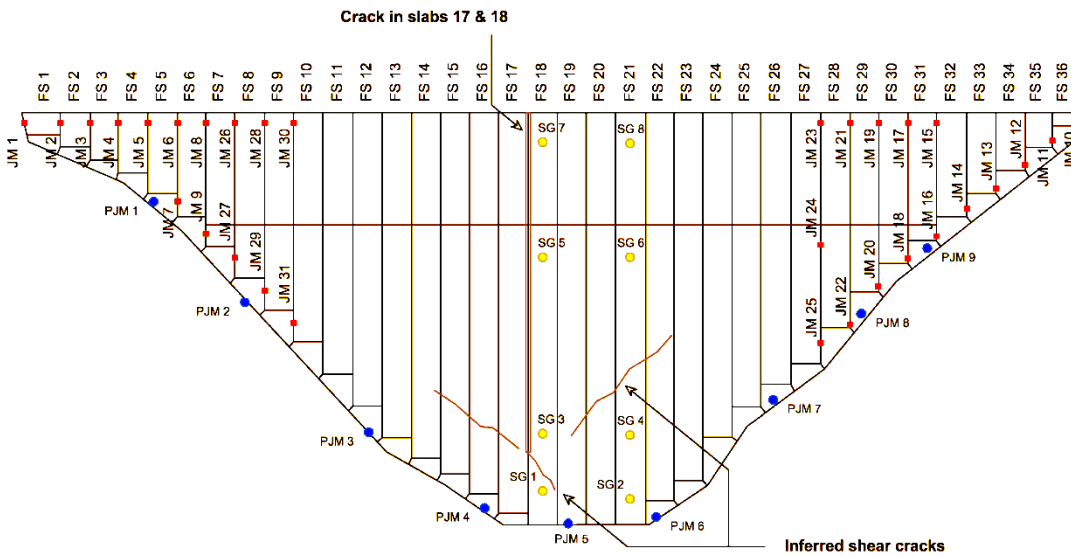


Figure 4.41 : Fissures observées et Appareils de mesure

(JM: Joint meter; PJM: perimeter joint meter, SG: strain gauge) [Marulanda, 2009]

4.2.1.5 Comportement mécanique du barrage

La Figure 4.42 présente la localisation des tassomètres installés dans la section centrale du barrage. Les tassements ont été enregistrés dans deux phases de construction différentes (Etape 6 et Etape 13).

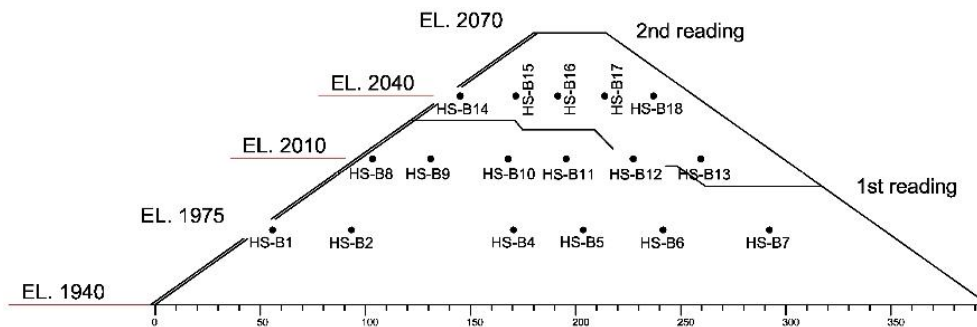


Figure 4.42 : Location des tassomètres à la section centrale du barrage [Marulanda, 2009]

Les figures Figure 4.43, Figure 4.44 et Figure 4.45 présentent les contours des déplacements dus au remplissage complet du réservoir [Johannesson & Tohlang, 2007]. Le déplacement dans la direction X représente le déplacement du barrage de la rive gauche vers la rive droite. D'après la Figure 4.43, le barrage se tasse vers le centre de la vallée avec une valeur d'environ 10 cm. Pour le déplacement Y qui montre le mouvement du barrage dans le sens amont aval, la mesure maximale se trouve en amont sur la partie supérieure du barrage avec une valeur d'environ 40 cm en direction de l'aval. Enfin, un tassement maximum d'environ 60 cm a été enregistré toujours en amont et au centre barrage.

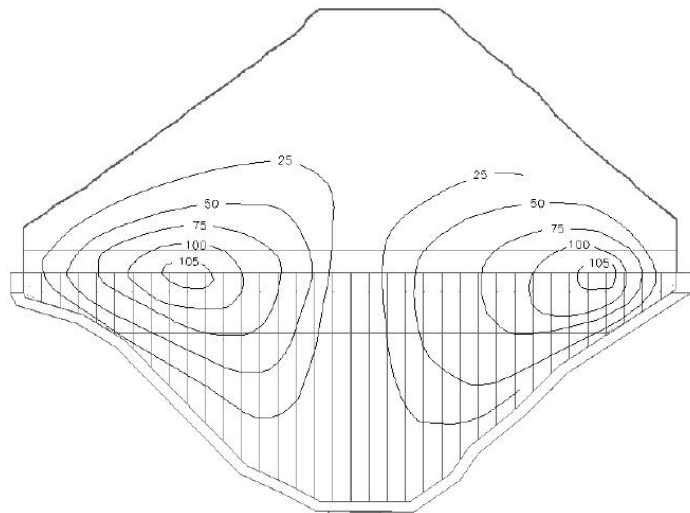


Figure 4.43 : Déplacements dans la direction X en phase de mise en eau complète (mm)
[Johannesson & Tohlang, 2007]

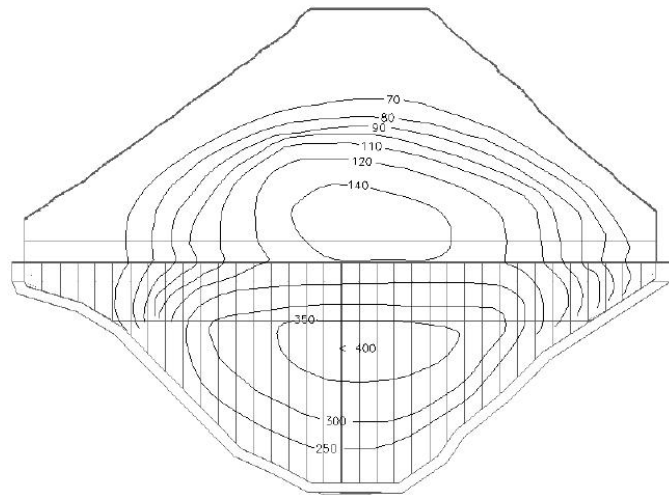


Figure 4.44 : Déplacement dans la direction Y en phase de mise en eau complète (mm)
[Johannesson & Tohlang, 2007]

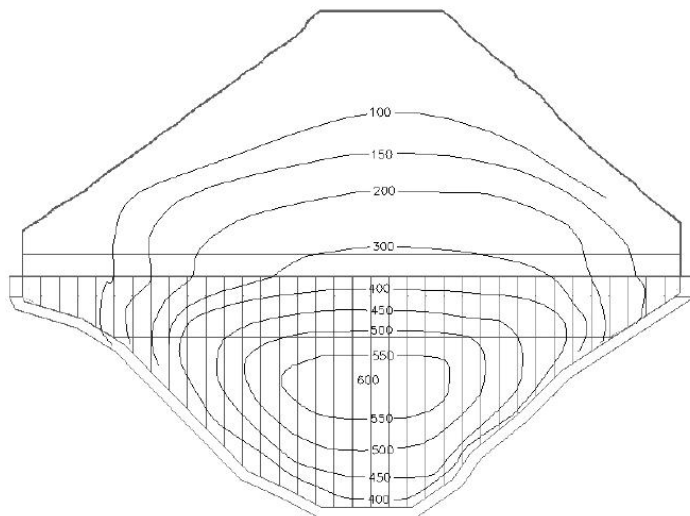


Figure 4.45 : Déplacements dans la direction Z en phase de mise en eau complète (mm)
[Johannesson & Tohlang, 2007]

4.2.2 MODÉLISATION EN 3D

Les caractéristiques de la modélisation du barrage de Mohale sont présentées ci-dessous :

- Modèle en 3 dimensions en utilisant les topographies proposées par le CIGB (Marulanda, 2009) ;
- Intégration du masque amont en béton dans le modèle ;
- Distinction des différentes zones dans le corps du barrage ;
- Phasage de construction.

4.2.2.1 Géométrie du modèle

La Figure 4.46 présente la géométrie du modèle qui contient 29 874 mailles. Le maillage du corps du barrage a été récupéré dans le cadre du projet de recherche ECHO. Le modèle est ensuite séparé en 7 groupes soit pour distinguer les différents matériaux utilisés sur la partie amont ou aval: 3B (amont) ; 3C ; 3C1; 3C2 (aval) ; masque ; fondation, soit pour respecter les phases de construction. Cette distinction permet à tout moment de changer les caractéristiques des matériaux ou de modifier les phases de construction.

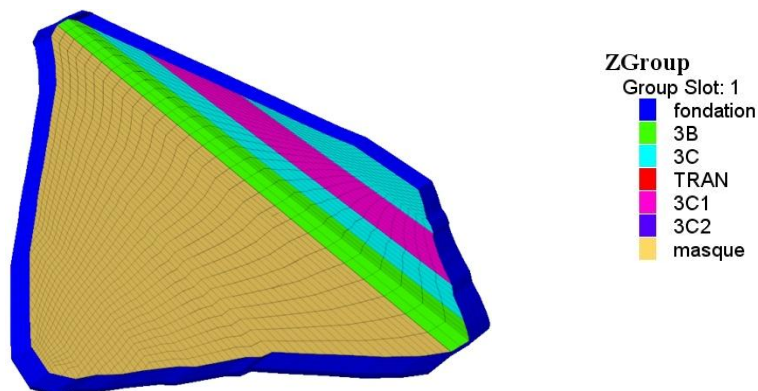


Figure 4.46 : Géométrie du modèle présentant les différents groupes

Le masque amont et la fondation du barrage sont donnés à la Figure 4.47. L'épaisseur du masque respecte l'équation empirique proposée ((E.5.3), 71,4 cm en bas du barrage, 30 cm en haut du barrage). La topographie de la fondation a aussi été prise en compte. Afin de modéliser les déplacements entre le masque et la plinthe, un élément structure de coque a été ajouté en périphérie du masque au niveau de son contact avec la fondation-vallée (Figure 4.48).

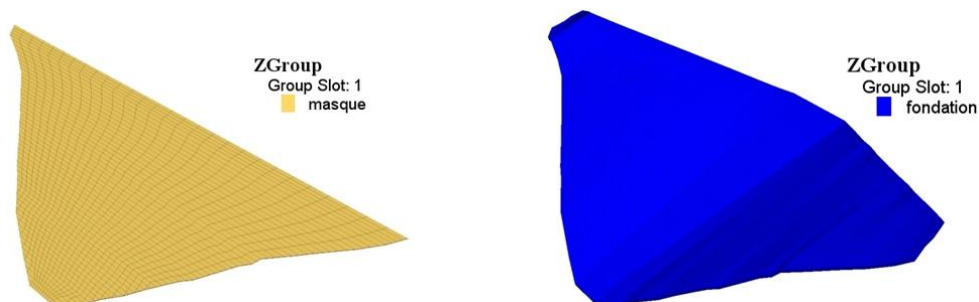


Figure 4.47 : Masque (Gauche) et Fondation du barrage (Droite)

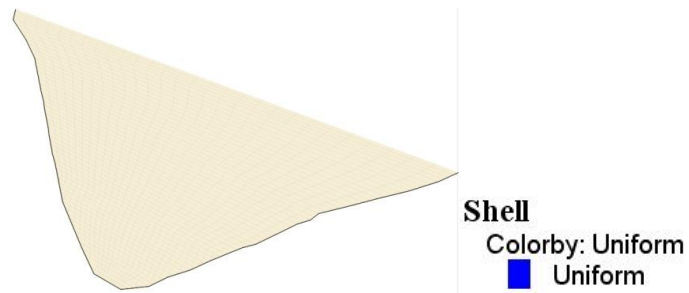


Figure 4.48 : Plinthe du barrage (Elément structure)

4.2.2.2 Phases de construction et mise en eau

La construction du barrage a été réalisée en 69 phases : la construction du remblai en 41 phases et la construction du masque en 28 phases. La mise en eau du barrage a été complétée en 28 étapes (Figure 4.49).

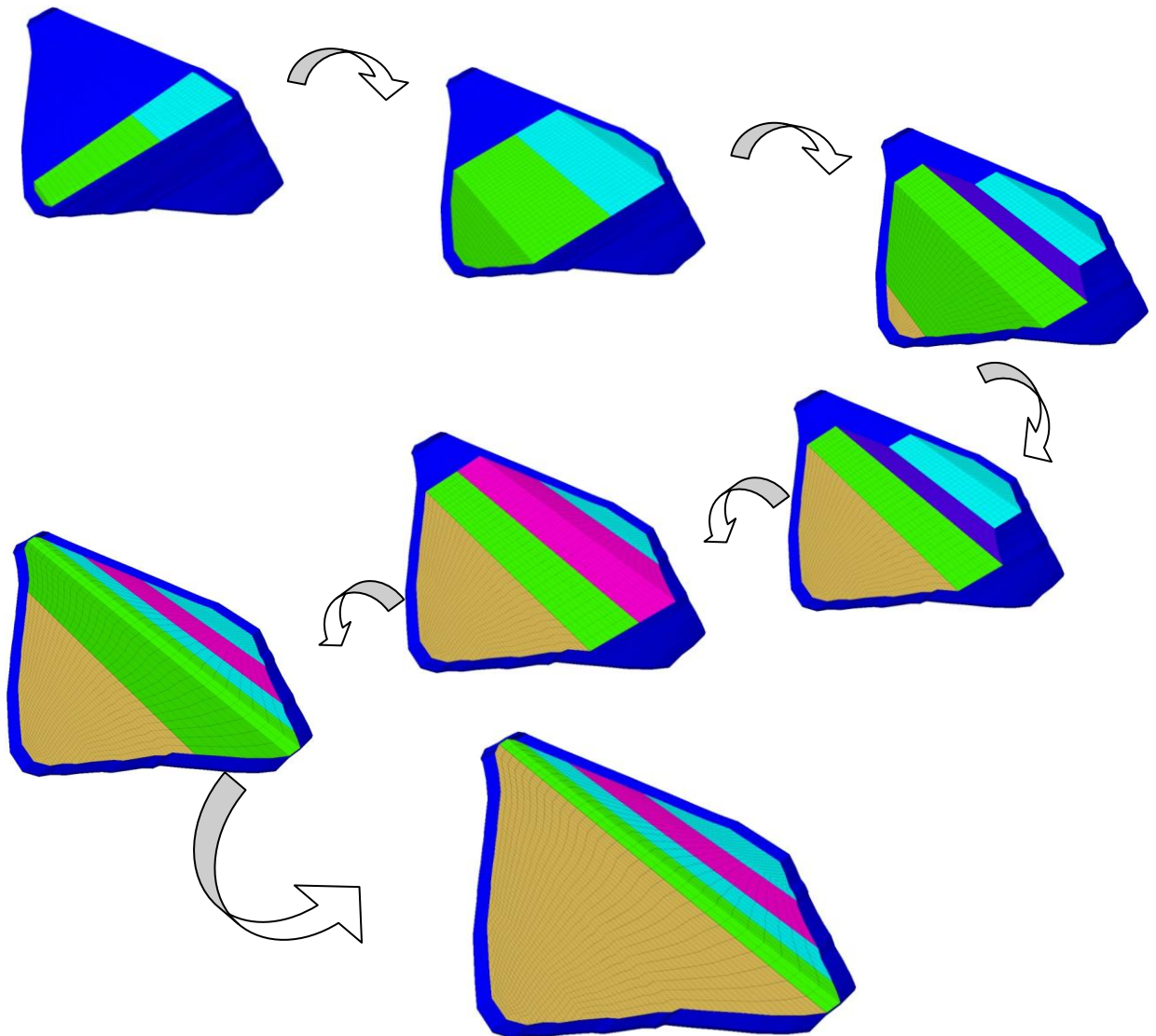


Figure 4.49 : Phases de construction

4.2.2.3 Hypothèses de calcul

❖ Loi de comportement utilisée

- Corps du barrage

Les lois de Mohr-Coulomb et L&K-Enroch sont utilisées dans ce modèle. Dans un premier temps, le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour sa simplicité et la détermination aisée de ses paramètres.

- Masque amont

Une loi élastique est utilisée pour le masque. Les caractéristiques du béton sont présentées dans le Tableau 4.10.

Classes	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
C25	40 000	0,2	2200

Tableau 4.10 : Caractéristiques du béton

- Fondation

Une loi élastique est aussi utilisée pour la fondation. Ses caractéristiques sont présentées ci-dessous dans le Tableau 4.11. On considère que la fondation est très rigide et sa déformation est négligeable.

Modèle	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Elastique	15 000	0,25	2100,00

Tableau 4.11 : Caractéristiques de la fondation

- Plinthe

La plinthe a été modélisée par un élément structure isotrope du type coque. Les caractéristiques de l'élément structure sont données dans le Tableau 4.12. On considère que la plinthe est très rigide et ses caractéristiques sont identiques à celles du béton du masque. Son épaisseur est de 0,2 m. La plinthe modélisée a été fixée en trois directions (X, Y, Z) afin de prendre en compte l'encastrement de la plinthe dans la fondation (injection). Une interface est ajoutée entre la plinthe et le masque permettant de modéliser les déplacements relatifs possibles entre le masque et la plinthe.

Type	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Epaisseur (m)
Isotrope	40 000	0,2	0,2

Tableau 4.12 : Caractéristiques de la plinthe

❖ Conditions limites

Tous les nœuds sur la surface extérieure de la fondation sont fixés dans les trois directions (X, Y, Z). Les déformations de la fondation sont négligées car la fondation est considérée comme un bloc très rigide (Figure 4.50 à droite). Tous les nœuds sur la plinthe (élément structure) sont fixés dans les trois directions (X, Y, Z) aussi.

4.2.2.4 Interfaces

➤ Général

Au total, trois interfaces ont été réalisées (Figure 4.50):

- i. Celle entre le masque et le remblai, afin de modéliser un glissement ou une séparation entre le masque et le remblai.
- ii. Celle entre la fondation et le remblai, afin de prendre en compte les déplacements relatifs entre la fondation et le remblai.
- iii. Celle entre le masque et la plinthe qui se trouve autour du masque, afin de modéliser les déplacements relatifs entre le masque et la plinthe.

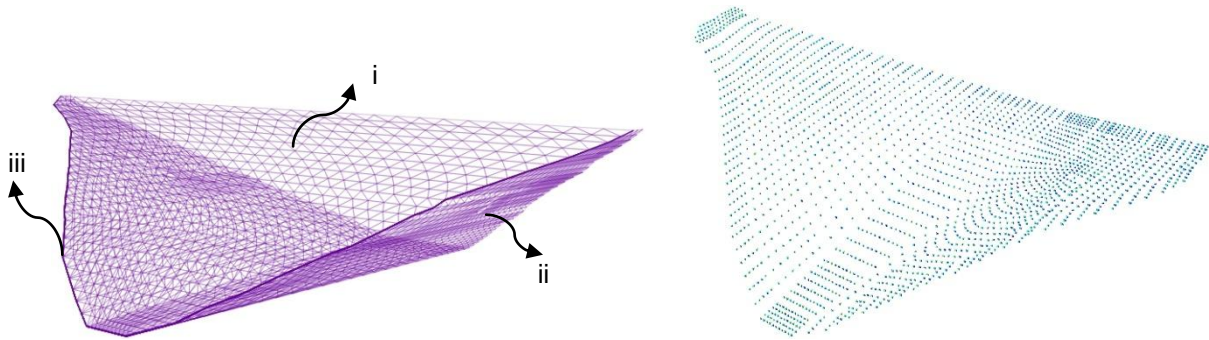


Figure 4.50 : Interfaces (à gauche) et Conditions limites (à droite)

➤ Propriétés des interfaces

Les tableaux Tableau 4.13, Tableau 4.14 et Tableau 4.15 donnent les propriétés pour les trois interfaces.

i. Masque et Remblai									
E_{min} (Mpa)	ν	$K=E/(3*(1-2*\nu))$	$G=E/(2*(1+\nu))$	Z (Côté Remblai)	Z (Côté Masque)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	ϕ (°)
22,50	0,20	12,50	9,38	4,00	0,150	0,150	1,67E+08	1,67E+09	30

Tableau 4.13 : Propriétés de l'interface entre le masque et le remblai

ii. Fondation et Remblai									
E_{min} (Mpa)	ν	$K=E/(3*(1-2*\nu))$	$G=E/(2*(1+\nu))$	Z (Côté fondation)	Z (Côté remblai)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	ϕ (°)
22,50	0,20	12,50	9,38	5,00	5,00	5,00	5,00E+06	5,00E+07	40

Tableau 4.14 : Propriétés de l'interface entre la fondation et le remblai

iii. Plinthe et Masque									
E_{min} (Mpa)	ν	$K=E/(3*(1-2*\nu))$	$G=E/(2*(1+\nu))$	Z (Côté Masque)	Z (Côté Plinthe)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	ϕ (°)
40000,00	0,20	22222,22	16666,67	0,70	0,700	0,700	6,35E+10	6,35E+11	30

Tableau 4.15 : Propriétés de l'interface entre la plinthe et le masque

4.2.3 MODÉLISATION EN UTILISANT LE MODÈLE MOHR-COULOMB

Ce premier calcul a pour vocation de vérifier que ce modèle 3D est capable de reproduire le comportement mécanique d'un barrage (les répartitions des tassements et le relâchement des contraintes). Dans un premier temps, le modèle de Mohr-Coulomb qui a largement utilisé dans le domaine d'ingénierie a été choisi pour sa simplicité. Une modélisation en 3D est souvent couplée à un modèle relativement simplifié (ex : Mohr-Coulomb) à cause des temps de calcul. Ce premier calcul permet de justifier et évaluer cette méthode de combinaison entre un maillage complexe et une loi de comportement relativement simple.

4.2.3.1 Calage des paramètres

❖ Résistance maximale

Dans le cas du barrage de Mohale, les caractéristiques mécaniques des enrochements dans les zones 3B et 3C sont données dans le Tableau 4.16.

	Description	Granulométrie	γ (kg/m ³)	γ_s (kg/m ³)	e_{min}	n (%)	Epaisseur de couche (m)
3B	Enrochement de carrière (Basalte doléritique concassé)	< sieve #200: max 10%, <25 mm: max 50% (D ₁₀ >0,075 mm, D ₅₀ > 25mm)	2230	2800	0,26	20,6	1
3C	Enrochement de carrière (Basalte doléritique concassé)	< sieve #200: max 10%, <25 mm: max 50% (D ₁₀ >0,075 mm, D ₅₀ > 25mm)	2182	2800	0,28	21,9	2

Tableau 4.16 : Caractéristiques des enrochements (3B et 3C)

Comme pour le barrage d'Aguamilpa, peu de résultats expérimentaux fiables (triaxiaux ou œdométriques) sont disponibles pour identifier les paramètres de modèle. Le Tableau 4.17 présente ainsi les paramètres obtenus par la méthode de Barton et Kjaernsli (1981). La résistance à la compression simple de l'enrochement (basalte doléritique concassé) est estimée à 40 MPa et son angle de frottement de référence (ϕ_b) est estimé à 30°.

	σ_c (Mpa)	ϕ_b (°)	n (%)	d_{50}	R	S/ σ_c (déformation planes)	S/ σ_c (déformation triaxiales)
3B	40	30	20,6	25	9,5	0,75	0,3
3C	40	30	21,9	100	8	0,7	0,25

Tableau 4.17 : Paramètres de Barton (3B et 3C)

Un calage entre les critères de Mohr-Coulomb et de Barton et Kjaernsli (1981) est ensuite réalisé (Annexe VI). Le Tableau 4.18 présente les résultats du calage sur deux essais différents (déformations planes et contraintes axisymétriques):

	3B	3C
ϕ (Déformation plane) (°)	41	39
ϕ (Contrainte axisymétrique) (°)	38	36

Tableau 4.18 : Angle de frottement du modèle de Mohr-Coulomb déduit des données fournies par CIGB en utilisant la méthode de Barton

❖ Module de Young (E)

Conformément à la Figure 4.38, le module œdométrique moyen peut être calculé par l'équation suivante:

$$E_v = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{v-i}}{\sum_{i=1}^n \varepsilon_{v-i}} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{v-i}}{\sum_{i=1}^n \frac{E_{v-i}}{\sigma_{v-i}}} \quad (\text{E.4.4})$$

Cela signifie que le module œdométrique est égal à la contrainte totale divisée par les déformations totales. Un intervalle de 0,1 MPa est pris entre deux valeurs consécutives. En utilisant cette démarche, on peut calculer le module œdométrique sous des contraintes différentes comme indiqué dans le Tableau 4.19.

σ_i (MPa)	σ_{i+1} (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	E_{i+1} (MPa)	ε_i (10^{-3})	$\sum \varepsilon_i$ (10^{-3})	E_{vi} (MPa)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,10	0,10	100,00	1,00	1,00	100,00
0,10	0,20	0,10	60,00	1,67	2,67	75,00
0,20	0,30	0,10	17,00	5,88	8,55	35,09
0,30	0,40	0,10	19,00	5,26	13,81	28,96
0,40	0,50	0,10	21,00	4,76	18,57	26,92
0,50	0,60	0,10	24,00	4,17	22,74	26,38
0,60	0,70	0,10	25,00	4,00	26,74	26,18
0,70	0,80	0,10	29,00	3,45	30,19	26,50

Tableau 4.19 : Résultats des modules œdométrique sous différentes contraintes (3C)

Ensuite, la corrélation entre la déformation verticale et la contrainte verticale peut être construite (Figure 4.51). En linéarisant la courbe, la pente qui représente le module œdométrique moyen peut être trouvée. La même démarche est répétée pour le matériau de 3B (Tableau 4.20 et Figure 4.52).

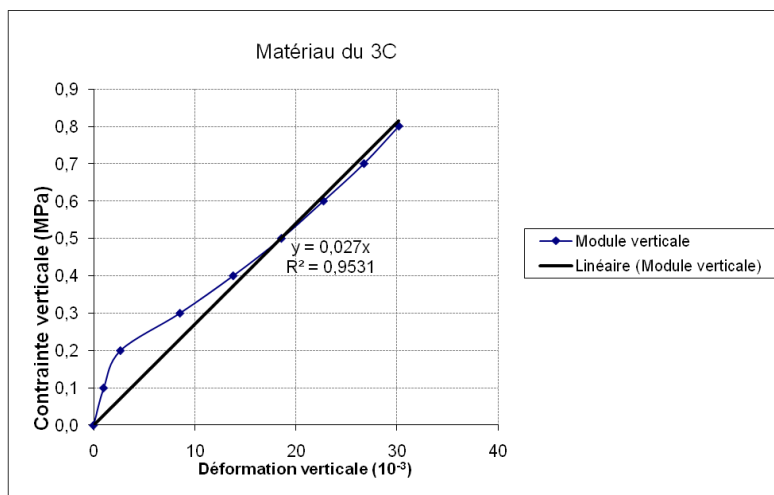


Figure 4.51 : Corrélation entre la contrainte verticale et la déformation verticale (3C)

σ_i (MPa)	σ_{i+1} (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	E_{i+1} (MPa)	ε_i (10^{-3})	$\sum \varepsilon_i$ (10^{-3})	E_{vi} (MPa)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,15	0,28	0,13	34,00	3,68	3,68	74,80
0,28	0,40	0,13	50,00	2,50	6,18	64,76
0,40	0,53	0,13	53,00	2,36	8,53	61,51
0,53	0,65	0,13	56,00	2,23	10,77	60,37
0,65	0,78	0,13	65,00	1,92	12,69	61,07
0,78	0,90	0,13	18,00	6,94	19,63	45,84
0,90	1,03	0,13	19,00	6,58	26,21	39,10
1,03	1,15	0,13	20,00	6,25	32,46	35,42

Tableau 4.20 : Résultats des modules œdométrique sous différentes contraintes (3B)

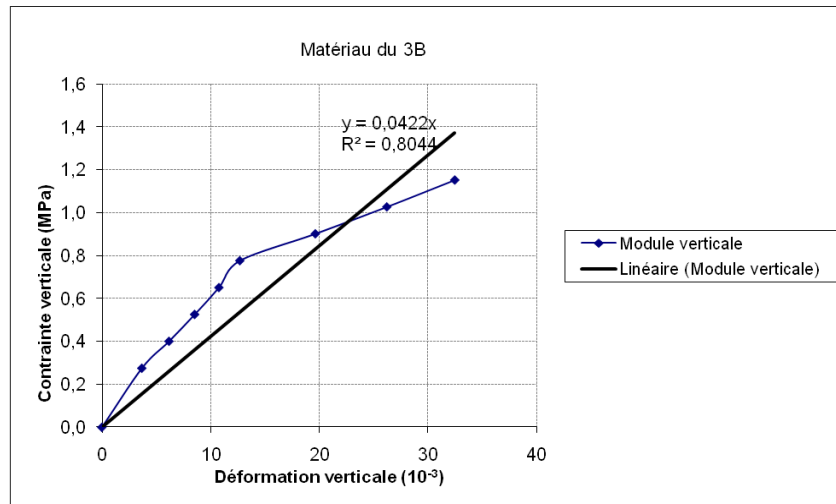


Figure 4.52 : Corrélation entre la contrainte verticale et la déformation verticale (3B)

Ensuite, le module de Young peut être calculé :

$$E_{young} = \frac{E_v(1-\nu-2\nu^2)}{1-\nu} \quad (E.4.5)$$

Le coefficient de Poisson est fixé à 0,25. Le Tableau 4.21 récapitule les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. L'angle de frottement déduit par la courbe «Triaxiale » dans la méthode de Barton [Barton & Kjaernsli, 1981] a été retenu.

	3B	3C
Module œdométrique (MPa)	42,2	27
Module de Young (MPa)	35,2	22,5
ϕ (Déformation plane) (°)	41	39
ϕ (Triaxial) (°)	38	36

Tableau 4.21 : Paramètre du modèle Mohr-Coulomb

4.2.3.2 Résultats de calcul en utilisant la loi Mohr-Coulomb

❖ Remblai - En phase de construction

➤ Tassement

La Figure 4.53 présente le tassement dans la section centrale du barrage à l'Etape 6 de la construction. Les tassements maximums se trouvent situés sous la crête provisoire dans la partie amont du barrage avec des valeurs autour de 1 m qui sont légèrement inférieures aux mesures in-situ (autour de 1,30 m).

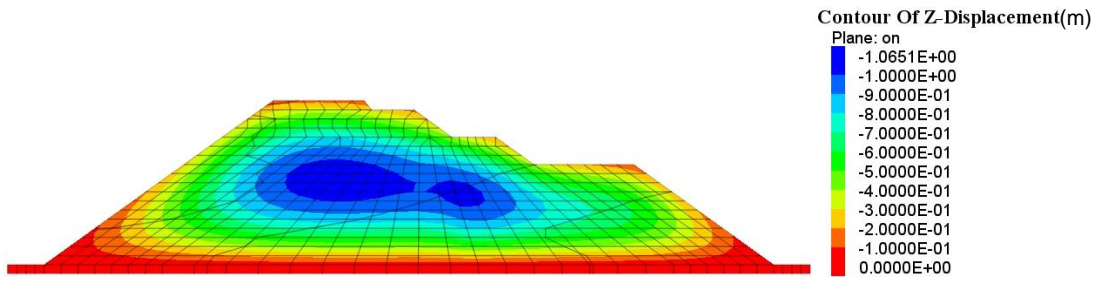


Figure 4.53 : Tassement à l'Etape 6 (section centrale)

Sur la Figure 4.54, les tassements de la section centrale du barrage à l'Etape 13 de la construction se produisent plus fortement au milieu du barrage, ils ont une valeur autour de 2,9 m. Par rapport aux valeurs mesurées in-situ (autour de 2,7 m), cette prévision des tassements en phase de construction est très satisfaisante.

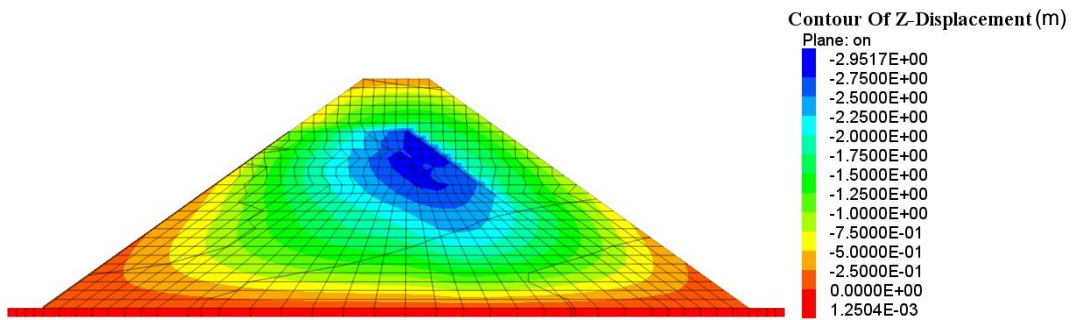


Figure 4.54 : Tassement à l'Etape 13 (section centrale)

❖ **Remblai – En phase de mise en eau**

Le tassement maximum trouvé par la simulation à la fin de la mise en eau est de 85 cm et se trouve sur la partie amont du barrage (Figure Figure 4.55 et Figure 4.56). Par rapport aux mesures in-situ (60 cm), les tassements sont surestimés de 42%.

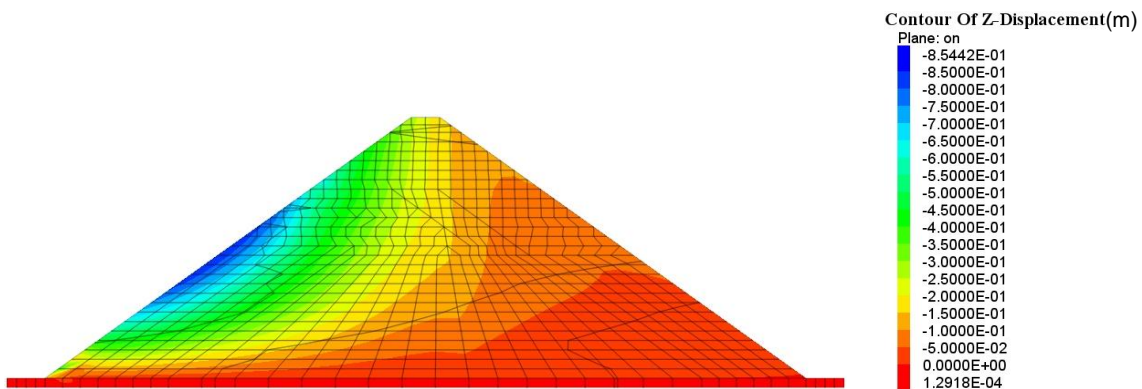


Figure 4.55 : Tassement (Dernière phase de mise en eau, Section centrale)

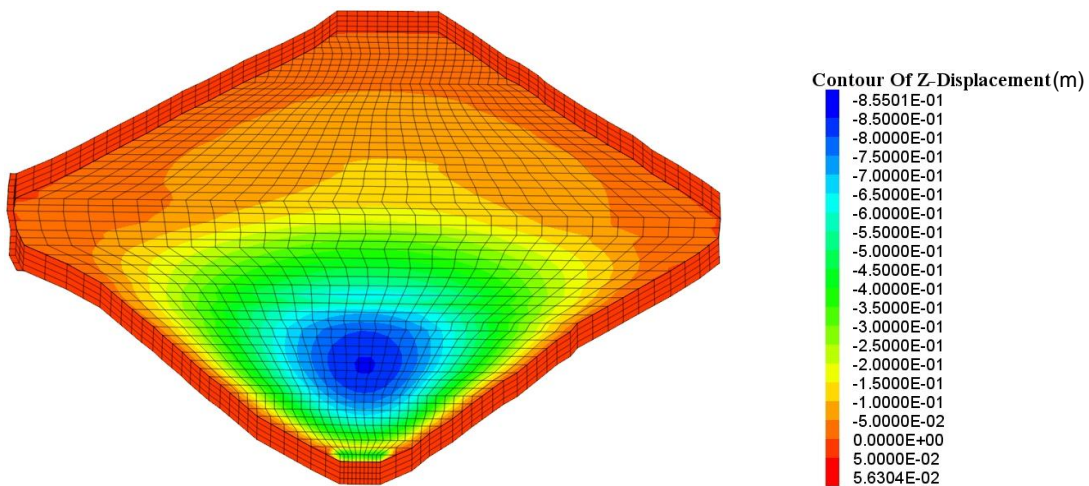


Figure 4.56 : Tassements (Dernière phase de mise en eau, vue sur le masque)

La Figure 4.57 présente les déplacements horizontaux en travers de la vallée. Sur la partie amont, les déplacements s'orientent vers le centre du barrage. Ce type de déplacement pourrait créer une compression forte dans le masque amont et causer un écrasement sur le masque. En revanche, sur le versant aval du barrage, les déplacements sont dirigés vers les rives. Le comportement du barrage s'apparente à celui d'une poutre soumise à de la flexion (Figure 4.58).

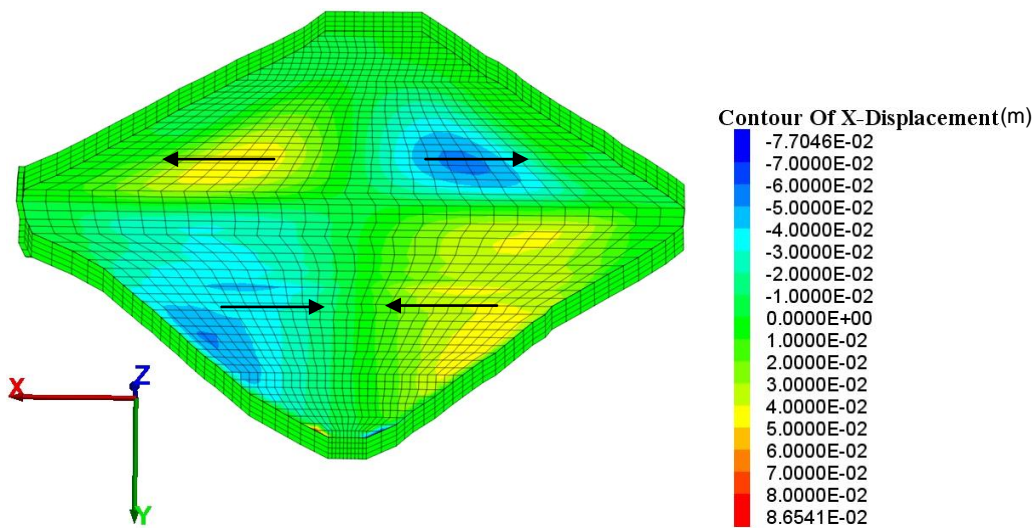


Figure 4.57 : Déplacements en travers de la vallée

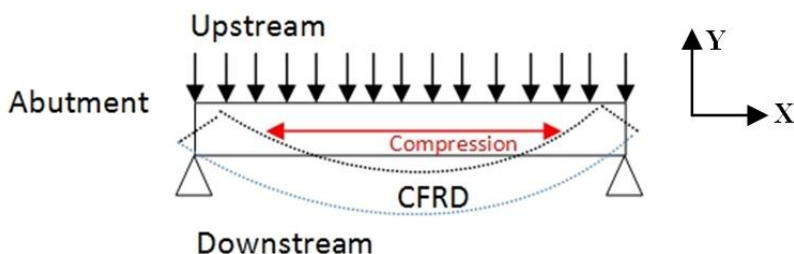


Figure 4.58 : Déformation du CFRD simulée par une poutre

Une comparaison entre les mesures in-situ et les résultats de la simulation a été réalisée en phase de construction avec deux jeux de paramètres différents (Tableau 4.21). Quatre points de mesure au corps du barrage ont été repérés (HS B9, HS B5, HS B4 et HS B12) sur la section centrale. La courbe triaxiale et la courbe de déformation plane proposées par la méthode de Barton et Kjaernsli (1981) sont utilisées dans le calcul. On peut remarquer une bonne correspondance entre les mesures et les simulations (Figure 4.59).

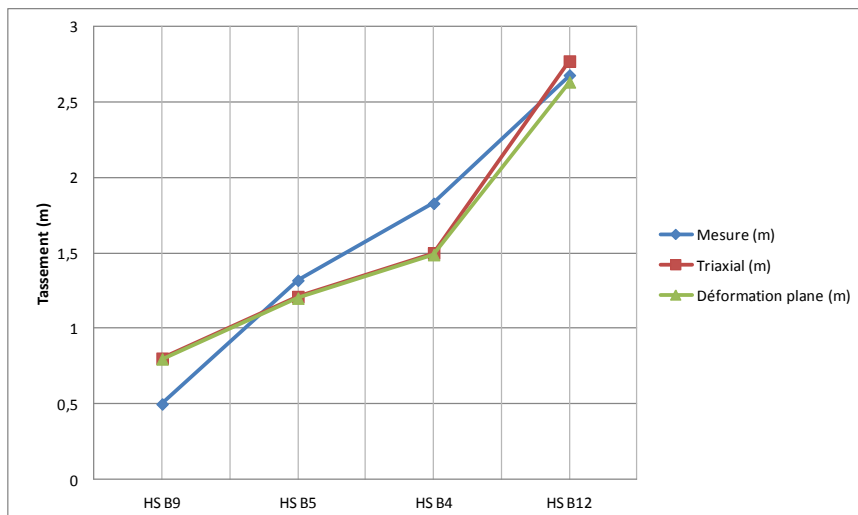


Figure 4.59 : Comparaison entre les mesures et les simulations en phase de construction

4.2.4 MODÉLISATION EN UTILISANT LE MODÈLE L&K-ENROCH

4.2.4.1 Calage des paramètres

Le matériau de nature similaire sélectionné pour le premier calage est le « basalte de San Francisco (granulométrie No.2) ». Les deux matériaux sont similaires au niveau de la lithologie, du poids volumique, de l'indice des vides et de la forme des grains (Tableau 4.22). Mais la dimension du matériau du barrage de Mohale 3C ($d_{50} > 25$ mm) est plus grande que celle du Basalte San Francisco ($d_{60} = 19,8$ mm).

Origine	Densité absolue	γ_s (densité absolue*9,81) (kN/m ³) (Poids volumique des grains solides)	γ_d (kN/m ³) (Poids volumique du sol sec)	Indice des vides (e)	Forme des grains	Taille effective d_{10} (mm)
Basalte San Francisco (ganulo.2)	2,78	27,27	19,91	0,37	Concassé, Anguleux	1,1
Basalte doléritique concassé Mohale 3C	2,80	27,47	20,81	0,32	Anguleux	>0,075

Tableau 4.22 : Caractéristiques des matériaux de basalte de San Francisco et Basalte doléritique concassé du barrage du Mohale

Suite à un premier calcul, on trouve des tassements et des déplacements largement sous-estimés par rapport aux valeurs mesurées. Un ajustement a ensuite été mené sur deux paramètres du modèle : le module de Young (E) et la pression de consolidation (P_{co}). P_{co} représente la pression moyenne maximale que le matériau a subie dans son histoire. Une fois que la pression moyenne dépasse la pression de consolidation, l'indice des vides diminue rapidement et le module œdométrique se trouve fortement modifié. Dans un premier temps, les deux paramètres ont été ajustés selon la Figure 4.38. La méthode pour estimer le module de Young a été présentée dans le Chapitre 5.2.3.1. La pression de consolidation a été fixée au point où se produit un changement brutal du module vertical (Figure 4.38). Les valeurs estimées sont présentées dans le Tableau 4.23.

	E (MPa)	P _{co} (MPa)
Matériau 3B	35,2	0,8
Matériau 3C	22,5	0,2

Tableau 4.23 : Paramètres changés pour le modèle L&K-Enroch

4.2.4.2 Résultats de calcul en utilisant la loi L&K-Enroch

❖ Remblai - En phase de construction

➤ Tassement

La Figure 4.60 présente le tassement dans la section centrale du barrage à l'Étape 6 de la construction. Les tassements maximums se situent sur la partie aval du barrage avec une valeur autour de 1,5 m qui sont 15,4% supérieurs aux mesures in-situ et 38,5% supérieures à la simulation utilisant le modèle de Mohr-Coulomb présentée précédemment.

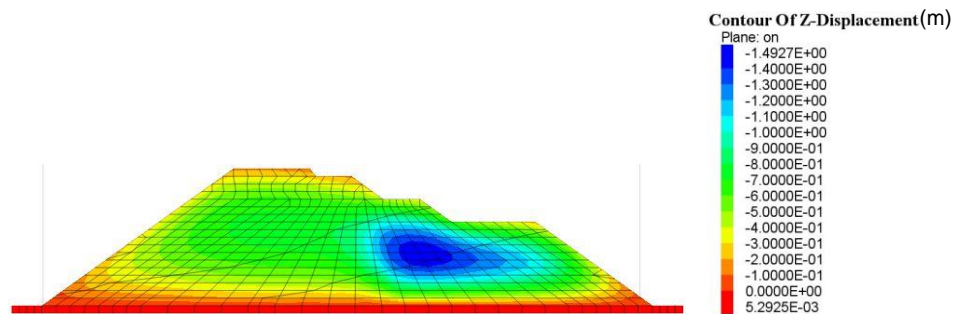


Figure 4.60 : Tassement à l'étape 6

La Figure 4.61 présente les tassements de la section centrale du barrage à l'Étape 13 de la construction. Les tassements se produisent plus fortement dans la partie aval du barrage avec une valeur autour de 2,9 m qui est très proche de la valeur mesurée in-situ (2,7 m) et de la simulation de Mohr-Coulomb (2,9 m).

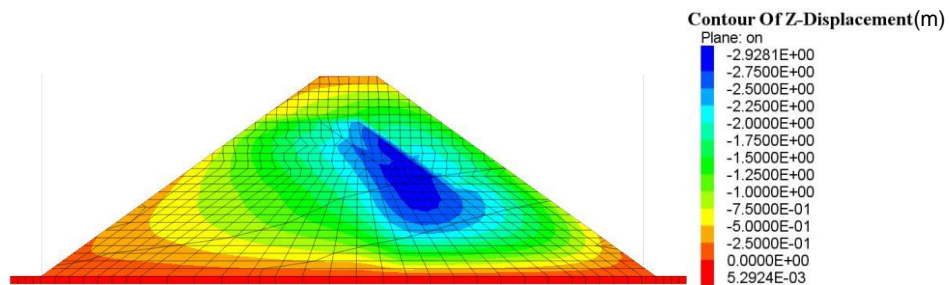


Figure 4.61 : Tassement à l'étape 13

❖ Remblai – En phase de mise en eau

La simulation pour le remplissage complet du réservoir est présentée dans les figures Figure 4.62, Figure 4.63, Figure 4.64 et Figure 4.65. Les tassements maximums se situent sur la partie amont du barrage avec une valeur de 44 cm qui est 26,7% inférieure aux mesures in-situ. Par contre, les déplacements amont-aval correspondent bien aux mesures in-situ. Au niveau des déplacements en travers de la vallée, l'effet de poutre trouvé dans le calcul précédent a disparu (Figure 4.65) : les tassements s'orientent vers le centre de la vallée côté amont comme côté aval. Cette configuration correspond mieux aux mesures in-situ (Figure 4.43).

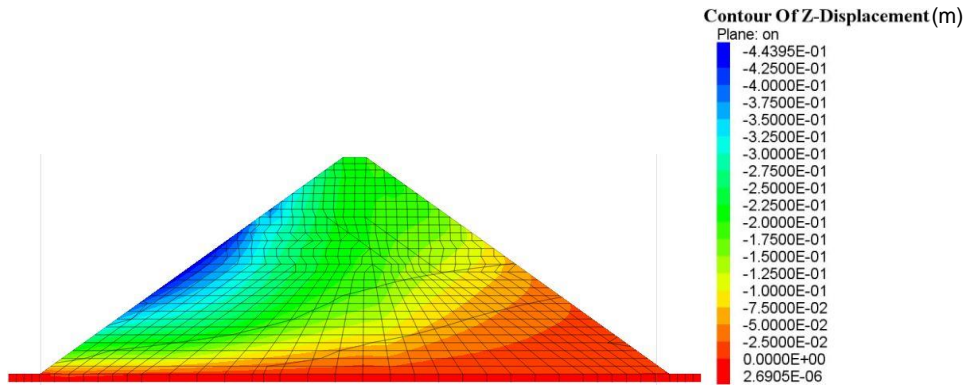


Figure 4.62 : Tassement (Dernière phase de mise en eau, Section centrale)

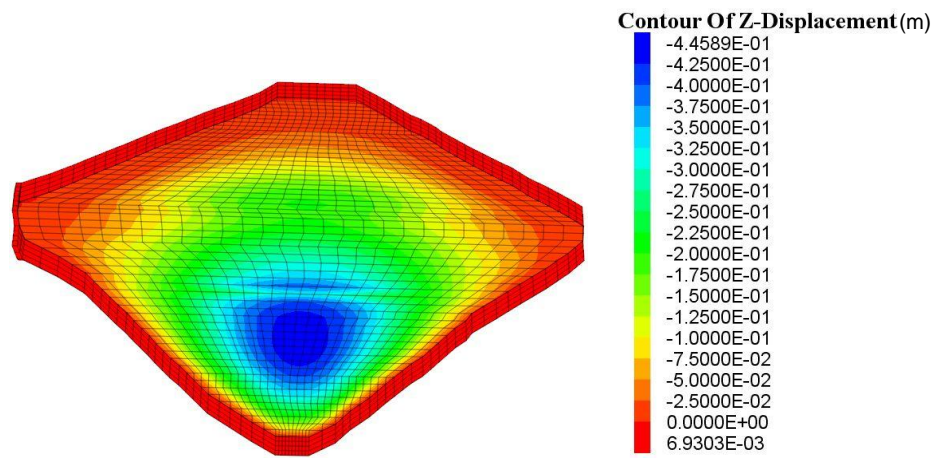


Figure 4.63 : Tassements (Dernière phase de mise en eau, vue sur le masque)

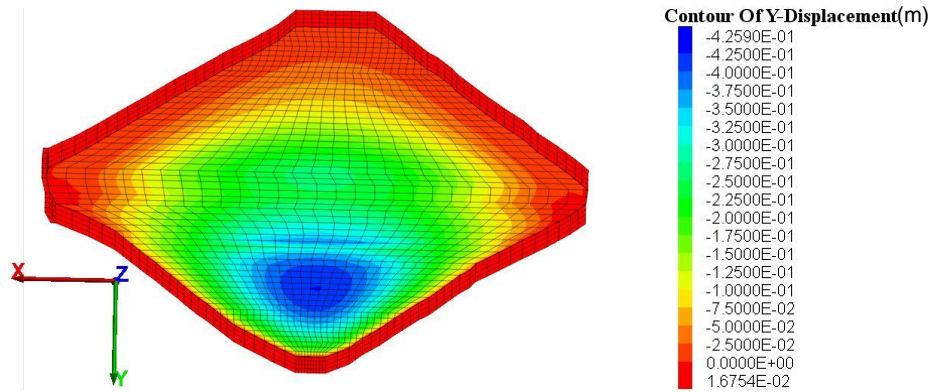


Figure 4.64 : Déplacement amont-aval

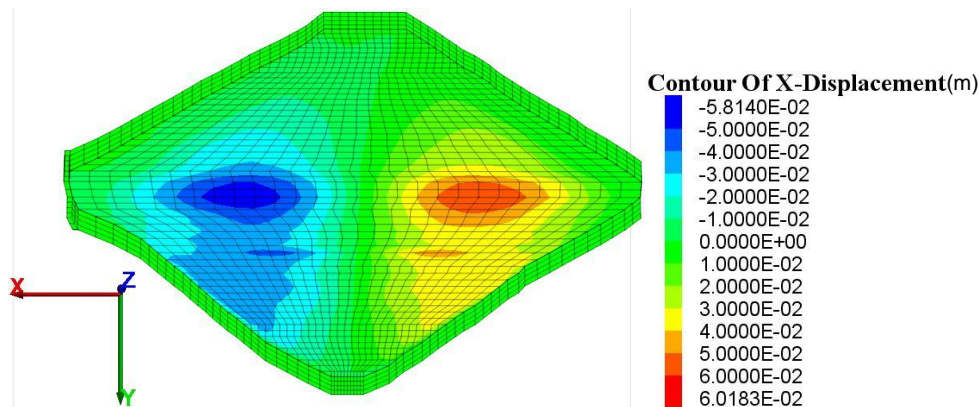


Figure 4.65 : Déplacements en travers de la vallée

4.2.5 COMPARAISON ENTRE LES DEUX SIMULATIONS

Le calage des paramètres des deux modèles a été réalisé par deux approches différentes :

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, il est basé sur la corrélation existant entre les caractéristiques physiques des enrochements et leur comportement mécanique, la méthode de Barton et Kjaernsli (1981) a été ici utilisée. Les mesures in-situ ont été utilisées pour le calage du module de Young.

Pour le modèle L&K-Enroch, on a essayé de trouver un matériau similaire en termes de caractéristiques physiques au sein d'une base de données pour lequel des essais ont déjà été effectués. Par manque d'informations, cette démarche n'a pas abouti. Une démarche « essai-erreur » a alors été utilisée afin d'approcher les mesures in-situ.

Grace à l'existence d'un seuil isotrope, le modèle L&K-Enroch semble modéliser le comportement volumique des enrochements de manière plus réaliste. Le mécanisme isotrope est activé lorsque la pression moyenne dépasse P_{co} . Plusieurs études montrent l'importance de la pression moyenne par rapport au déviateur sur le comportement volumique des enrochements en phase de mise en eau [Nieto Gamboa, 2011]. Le chemin de contraintes sera plus susceptible d'intercepter le critère isotrope que le critère de cisaillement en phase de mise en eau comme présenté dans la Figure 4.66.

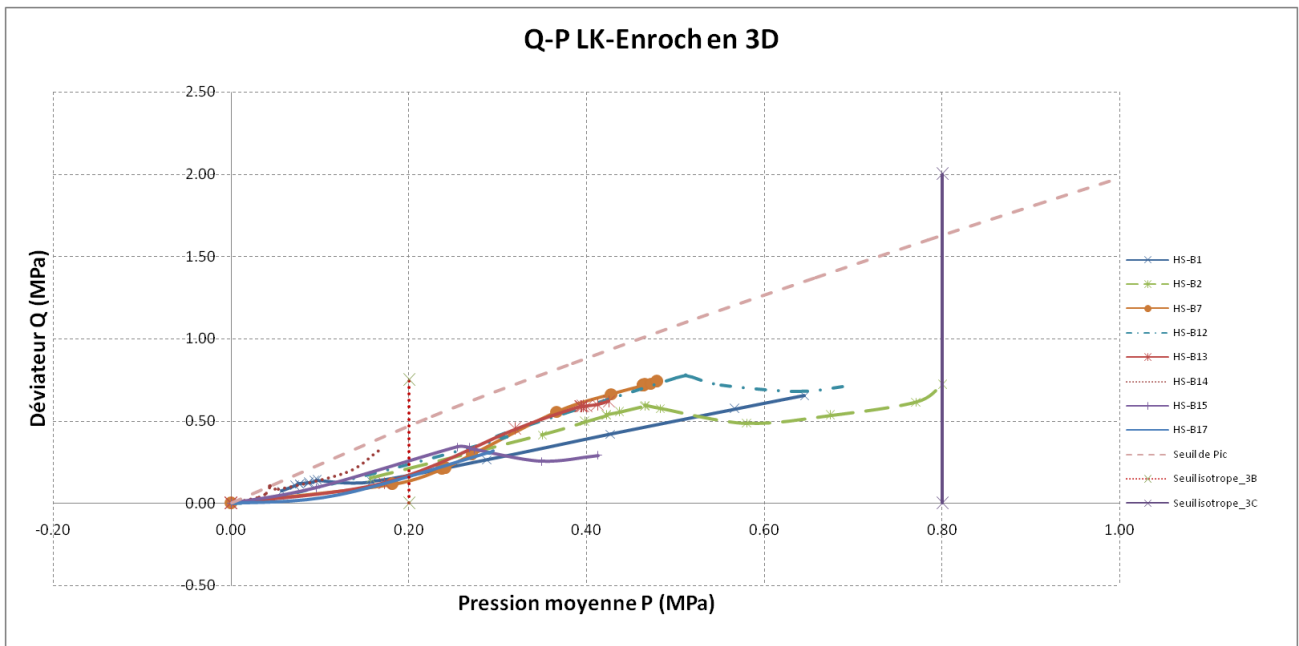


Figure 4.66 : Chemins des contraintes de différents points de mesure

Sur la Figure 4.67, 8 points de mesure ont été retenus pour effectuer une comparaison entre les mesures in-situ et les simulations issues de l'utilisation des deux modèles de comportement de l'enrochement. On peut constater que la corrélation entre les mesures et les simulations est assez satisfaisante. En revanche, pour les points de mesure HS-B7 et HS-B13 qui se trouvent sur la partie aval du corps du barrage, les résultats simulés par le modèle de Mohr-Coulomb sont beaucoup plus faibles que les mesures in situ ou que les résultats trouvés par le modèle L&K-Enroch. Ceci vient du fait que le modèle Mohr-Coulomb n'a pas pu reproduire les tassements en Zone 3C. Par contre, le modèle L&K-Enroch a réussi à reproduire ce phénomène en prenant une valeur très faible de P_{co} (0,2 MPa). Cette conclusion peut être retrouvée sur la Figure 4.68 avec une moindre propagation des tassements vers l'aval du barrage.

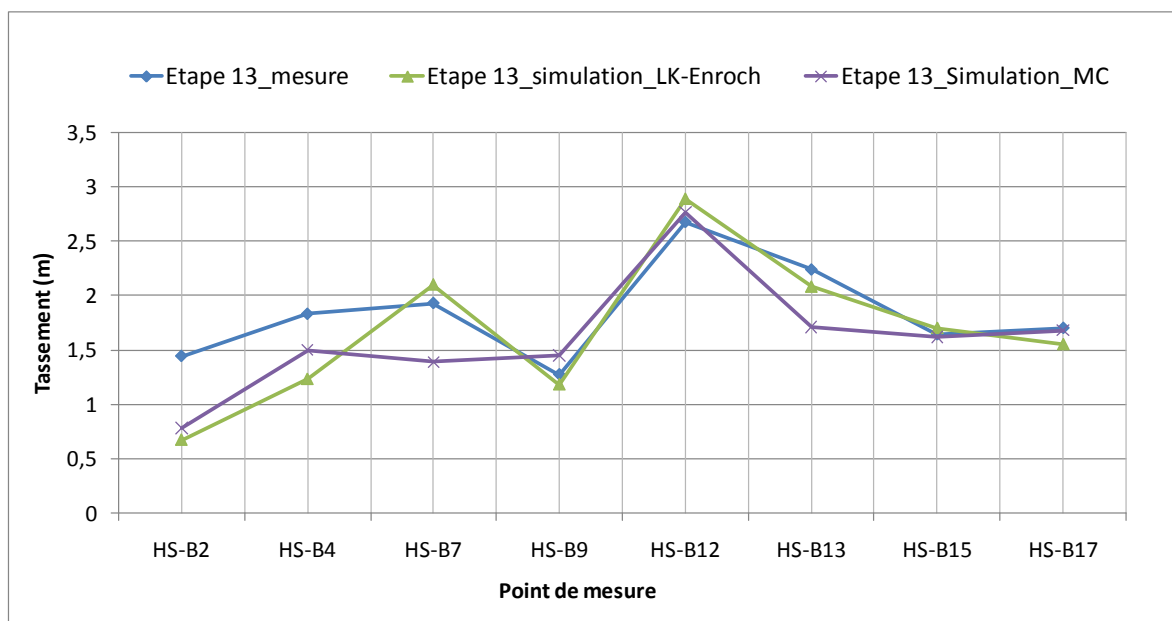


Figure 4.67 : Comparaison entre les mesures et les résultats simulés par deux modèles de comportement de l'enrochement différents (Mohr-Coulomb et L&K-Enroch) en phase de construction

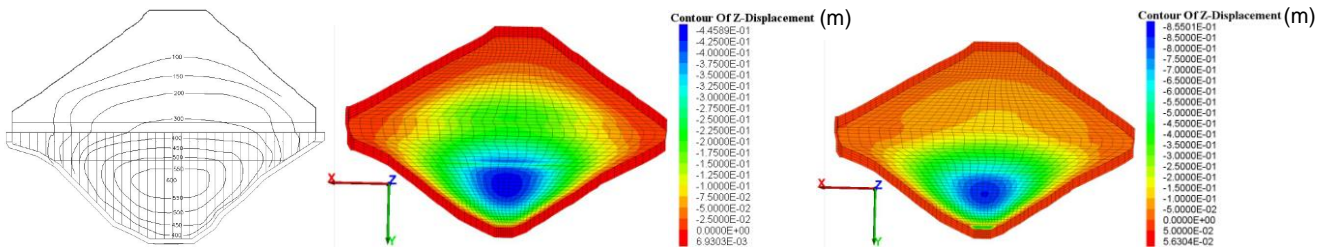


Figure 4.68 : Déplacements en Z à la fin de mise en eau (mesure, L&K-Enroch et MC)

Concernant les déplacements en travers de la vallée (X), le modèle de Mohr-Coulomb n'a pas permis de trouver la configuration des déplacements (Figure 4.69).

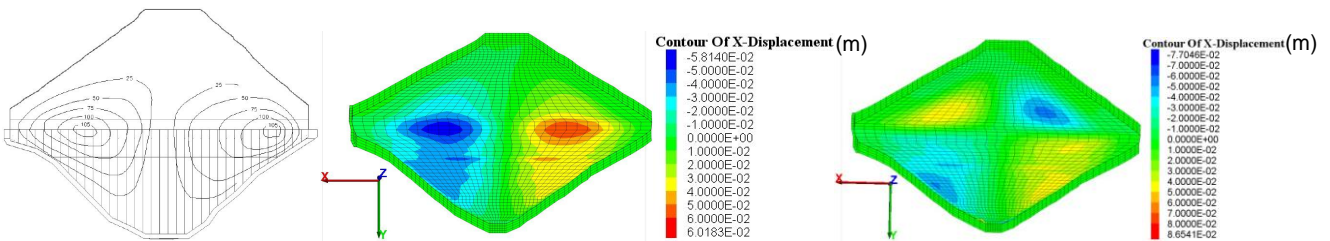


Figure 4.69 : Déplacements en travers de la vallée à la fin de mise en eau (mesure, L&K-Enroch et MC)

Les zones en plasticité en phase de construction et de mise en eau en utilisant le modèle Mohr-Coulomb et le modèle L&K-Enroch sont illustrées dans l'annexe VIII.

4.2.6 CONCLUSION

La pertinence de la modélisation en trois dimensions a été vérifiée dans ce chapitre. Le modèle L&K-Enroch utilisé pour l'enrochement permet de retrouver les déplacements observés in-situ. La comparaison entre le modèle de Mohr-Coulomb et L&K-Enroch nous assure les conclusions obtenues dans le Chapitre 3.

Les simulations montrent que le modèle de Mohr-Coulomb peut reproduire les tassements mesurés in-situ en phase de construction de manière satisfaisante. En ignorant l'impact de la pression hydrostatique sur le comportement de l'enrochement, le modèle de Mohr-Coulomb n'arrive pas correctement à simuler le comportement de l'ouvrage en phase de mise en eau. Il tend à sous-estimer l'influence de la Zone 3C sur le comportement global du barrage et ne permet pas de simuler le déplacement en travers de la vallée (Figure 4.67). Le modèle L&K-Enroch intègre une surface de charge isotrope prenant en compte l'influence de la pression hydrostatique sur le comportement de l'enrochement. La surface de charge isotrope du modèle L&K-Enroch s'exprime par E.4.6 :

$$f^i(\underline{\sigma}; p_c) = \frac{I_1}{3} - p_c \quad (E.4.6)$$

p_c est définie par l'équation (E.4.7).

$$p_c = p_{c0} e^{\beta \varepsilon_p^p} \quad (E.4.7)$$

Dans laquelle, p_c désigne la pression de consolidation, p_{c0} et β sont des paramètres du modèle.

Ce mécanisme isotrope a un impact important sur les résultats de la modélisation et semble indispensable pour modéliser correctement le comportement des grands CFRD. Le Tableau 4.24 synthétise les résultats

issus des simulations et les comparent avec les mesures effectuées in-situ. On peut constater qu'en phase de construction, les résultats obtenus par les deux modèles correspondent bien aux mesures in-situ (7,4% d'erreur). A la fin de la mise en eau, l'écart concernant le déplacement maximum amont-aval et le tassement obtenus par le modèle de Mohr-Coulomb sont de 117,3% et 42,5% respectivement par rapport à 6,5% et 25,8% en utilisant le modèle de L&K-Enroch. Il est clair ici que l'obtention de résultats de bonne qualité a un coût : elle nécessite l'utilisation d'un modèle de comportement relativement sophistiqué comportant un nombre conséquent de paramètres à identifier.

	Tassement maximum à la fin de la construction (cm)	Ecart entre la simulation et la mesure in-situ	Déplacement maximum amont-aval à la fin de mise en eau (cm)	Ecart entre la simulation et la mesure in-situ	Tassement maximum à la fin de mise en eau (cm)	Ecart entre la simulation et la mesure in-situ
Mesure	270		40		60	
Mohr-Coulomb	290	7,41%	86,9	117,25%	85,5	42,50%
LK-Enroch	290	7,41%	42,6	6,50%	44,5	25,83%

Tableau 4.24 : Synthèse des résultats de simulation en phase de construction et mise en eau

Ainsi, lorsque des résultats d'essais fiables manquent, le calage des paramètres pour le modèle Mohr-Coulomb est beaucoup plus aisé par rapport au modèle L&K-Enroch. La démarche de calage fondée sur l'utilisation d'essais réalisés sur un matériau similaire n'a pas abouti dans un premier temps par manque d'information. La démarche « essai-erreur » a finalement été utilisée pour améliorer les résultats des simulations dans le cas du modèle L&K-Enroch. Il s'agit ici d'une limite de ce travail : en effet le barrage de Mohale n'a pas constitué au sens strict du terme un objet de validation du modèle L&K-Enroch. Cependant il a permis d'en apprécier toute la pertinence. La démarche de calage fondée sur l'utilisation d'essais réalisés sur un matériau similaire semble très difficile à réaliser en étude préliminaire lorsque l'on n'a que peu d'information concernant les caractéristiques des matériaux utilisés in-situ. Le choix des modèles devrait se faire en analysant les données entrées (résultats des essais) et la précision des résultats de simulation exigée.

5. INTERPRÉTATIONS CONCERNANT L'ORIGINE DES PATHOLOGIES DANS LES CFRD

Sur la base de la modélisation du comportement du barrage de Mohale et des résultats obtenus au chapitre 5, ce chapitre tentera d'expliquer les pathologies observées sur les CFRD, en particulier sur le masque amont en béton. Sauf précisions spéciales, les résultats présentés sont obtenus en utilisant le modèle L&K-Enroch.

5.1 FISSURE DE TRACTION PAR FLEXION

Comme présenté dans le Chapitre 2, et d'après les rapports d'expertise, la fissure de traction par flexion est principalement causée par le détachement du masque de son support, c'est-à-dire du remblai. Une fois la séparation entre le masque et son support (Zone 2B ou la bordure profilée) effective, le masque va travailler comme une poutre suspendue et des fissures de traction par flexion seront engendrées sur le masque. Les chapitres suivants proposent des explications au détachement du masque.

5.1.1 PHASAGE DE CONSTRUCTION

Comme présenté dans le Chapitre 5.2, la construction du masque amont du barrage de Mohale est effectuée en deux phases afin d'avoir une marge de sécurité pour la lutte contre les crues. En effet, une fois la première phase du masque amont achevée, l'ouvrage pourra servir de batardeau provisoire (Figure 5.1), ce qui est classique pour un CFRD.

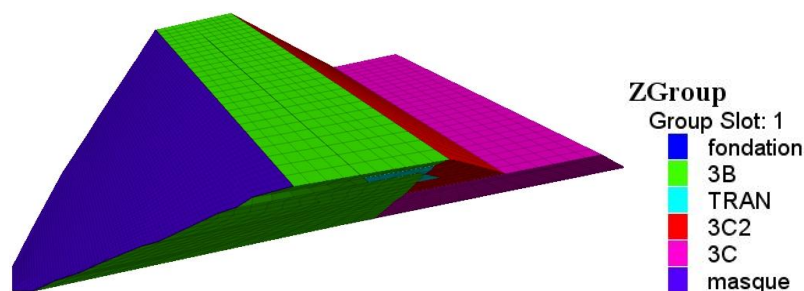


Figure 5.1 : Phasage de construction (juste après la première phase de construction du masque)

D'après les calculs, aucune séparation entre le masque et le remblai n'a été constatée lors de la première phase de construction du masque (Figure 5.2). Ensuite, la construction du remblai se poursuit, d'abord par la zone aval du remblai (zone 3C). Une fois que l'altitude de la partie amont du remblai et celle aval atteignent le même niveau (El. 2040 m), la construction continue couche par couche (amont et aval en phase) jusqu'à la crête (El. 2078 m) (Figure 5.4).

Pendant ces phases de construction, les enrochements du corps du barrage continuent à se déformer à cause du poids des couches rajoutées. En revanche, le masque amont en béton ne se déforme que très peu (module de Young 100 à 1000 fois plus rigide que celui de l'enrochement).

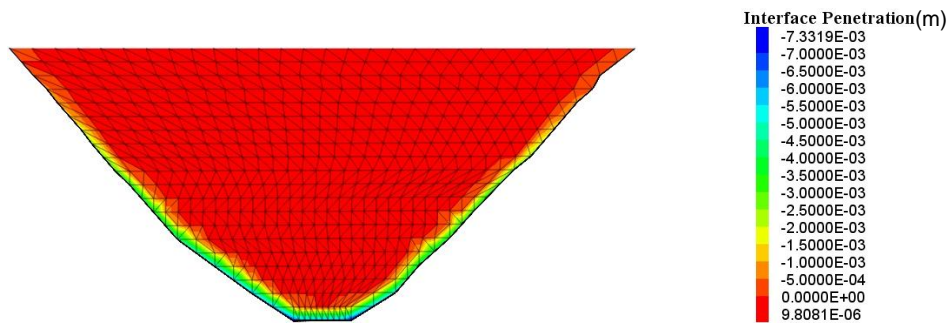


Figure 5.2 : Séparation entre le masque et le remblai à la fin de la première phase de construction du masque

La Figure 5.3 présente une séparation horizontale importante (environ 26 cm) entre le masque et le remblai à l'altitude de 2040 m juste avant la construction de la deuxième partie du masque. C'est l'endroit où l'on a observé une fissure horizontale. Cette séparation a été également détectée sur les bords du masque (pas de détails communiqués dans la littérature, par contre cette séparation a été observée sur le barrage de Tianshengqiao I).

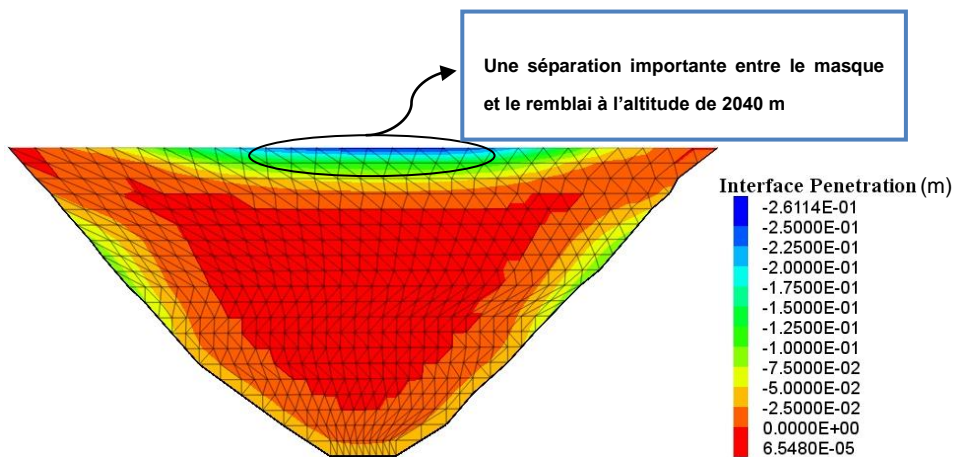


Figure 5.3 : Séparation entre le masque et le remblai avant la deuxième phase de construction du masque

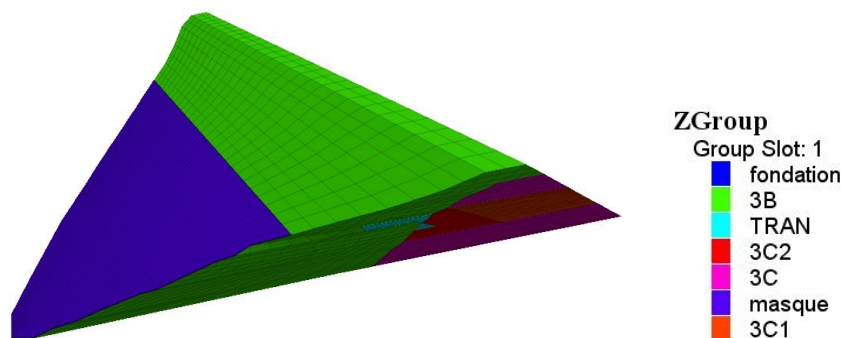
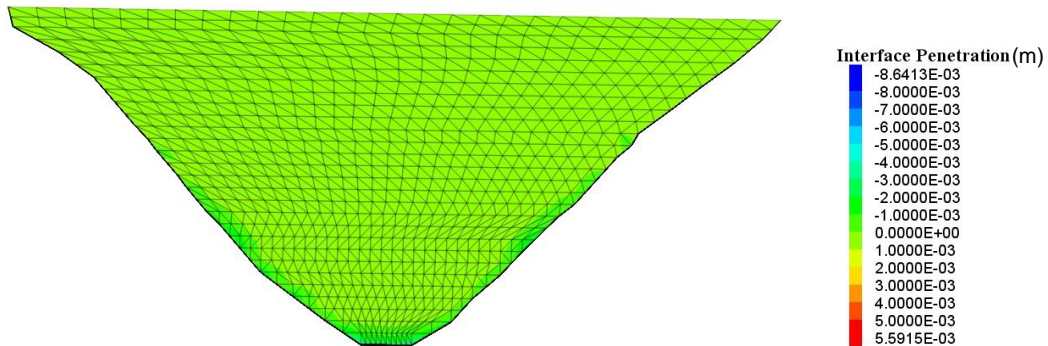


Figure 5.4 : Phasage de construction (juste avant la deuxième phase de construction du masque)

Pour valider que le phasage de la construction est bien à l'origine de la fissuration, un autre calcul a été mené. Ici on réalise l'intégralité du masque une fois achevée la totalité de la construction du remblai. Aucune séparation significative n'a été constatée dans ce calcul. Ici, si on néglige l'effet du fluage des enrochements, le tassement du remblai en phase de construction s'est terminé avant la construction du masque, le tassement des enrochements n'a alors aucune influence sur la déformation du masque et sur son possible détachement (Figure 5.5). On valide ainsi l'hypothèse énoncée au départ concernant l'apparition des fissures horizontales.

Par ailleurs, un vide a été créé entre le masque et le remblai, le masque travaille en porte-à-faux, ce qui peut induire l'apparition de fissures dues au poids propre du masque. La simulation n'a pas permis d'analyser les contraintes générées par le détachement du masque qui aurait nécessité un raffinement bien plus important du maillage, coûteux en temps de calcul.



**Figure 5.5 : Séparation entre le masque et le remblai à la fin de la construction
(Le masque a été construit après l'achèvement du remblai)**

5.1.2 FLUAGE DES ENROCHEMENTS

Dans notre calcul, le fluage des enrochements n'a pas été pris en compte. Le fluage traduit une déformation continue (différée) dans le temps à chargement constant. Elles continueront à se produire après la construction, avec une forte intensité dans les premiers mois. Ce phénomène de fluage participera au détachement du masque de son support. Si l'on se réfère à l'expérience issue de la construction du barrage de Tianshengqiao-1, la déflexion du masque (3ème étape de la construction) a été générée principalement par la déformation de l'enrochement après le bétonnage de la dalle [Ma et Cao, 2007], certainement donc associée au fluage de ces matériaux.

Une solution pour éviter cette fissuration est d'augmenter le temps entre la construction du remblai et celle du masque, ce qui permettrait à la majorité des déformations différées dans le remblai de se produire, sans incidence sur le masque. Sur la Figure 5.6, la ligne No.1 représente le déplacement horizontal des enrochements de la partie amont et la ligne No.2 donne la déflexion du sommet du masque. Au bout du cinquième mois, le déplacement normal des enrochements a atteint 70% du déplacement total. Si le masque avait été construit 5 mois après la construction du remblai, la fissuration aurait pu être faible voire évitée.

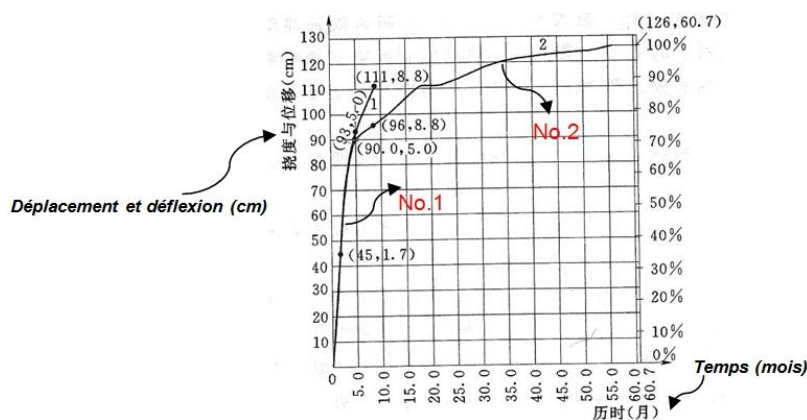


Figure 5.6 : Fluage des enrochements du barrage Tianshengqiao I [Cao et al., 2008]

5.2 FISSURE DE COMPRESSION

La fissure de compression a été souvent détectée au centre du masque lors de la phase de mise en eau. Ces fissures, qui ont ici une direction verticale, ont été observées dans plusieurs grands barrages tels que Tianshengqiao-I (Chine), Campos Novos (Brésil), Barra Grande (Brésil) ou Mohale (Lesotho).

D'après les simulations présentées au Chapitre 5, une forte contrainte de compression d'environ 22 MPa au centre du masque a été constatée lors de la phase de mise en eau finale (Figure 5.7). L'orientation de la contrainte principale en compression est horizontale. Cette forte compression pourrait dépasser la limite de la résistance à la compression du béton (20 – 25 MPa) et produire des fissures verticales au centre du masque.

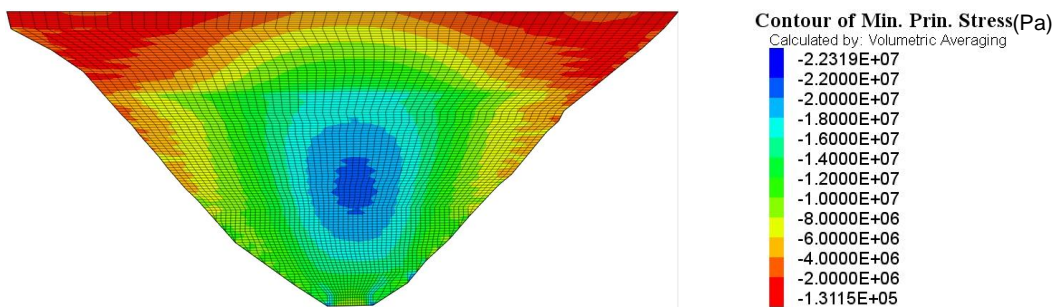


Figure 5.7 : Contraintes principales majeures sur le masque en dernière phase de mise en eau

Le déplacement des enrochements vers le centre de la vallée entraîne une zone de compression et une zone de traction (voir plus de détails dans la partie suivante) au sein du masque. Le déplacement maximal simulé de la rive gauche vers la rive droite est d'environ 5,8 cm et le déplacement maximal simulé de la rive droite vers la rive gauche est d'environ 6,0 cm (Figure 5.8). Le déplacement des enrochements vers le centre de la vallée induit une sollicitation tangentielle sur le masque (présence de frottement). Elle se traduit par la formation de contraintes de compression dans la partie centrale du masque et des contraintes de traction proche des rives.

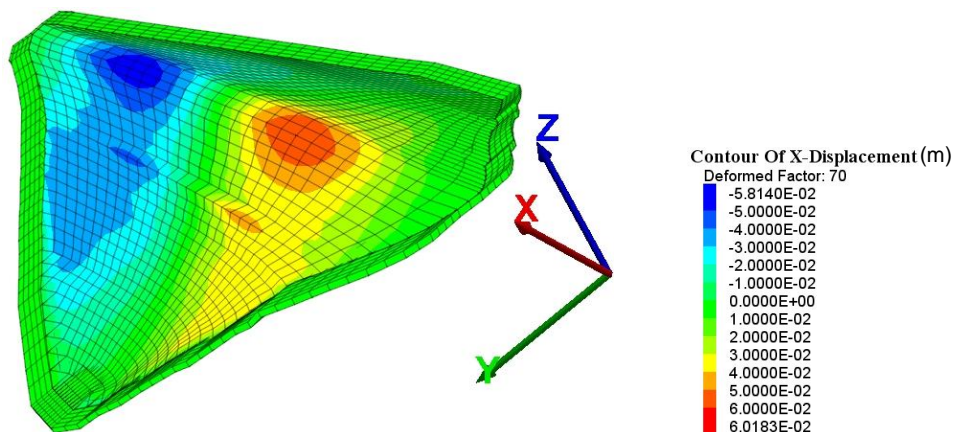


Figure 5.8 : Déplacements X à la fin de mise en eau

On peut aussi se poser la question de l'influence des joints verticaux du masque. En effet, son épaisseur diminue au niveau des joints et pourrait provoquer une concentration de contraintes à ces endroits là. Dans le cas de Tianshengqiao-1, l'épaisseur du masque a été diminuée de 13 cm au niveau des joints verticaux [Cao et al., 2008].

Cet effet dépend aussi de la forme de la vallée. Dans la Figure 5.9, la force de réaction au niveau des rives (P) générée par le poids du barrage peut être décomposée en deux parties équilibrées : la composante horizontale (P_T) et la composante normale (P_N). La composante horizontale (P_T) tend à entraîner les enrochements vers le centre de la vallée. Pour les vallées étroites, cette composante (P_T) est plus

importante que pour les vallées évasées. Cela explique pourquoi ce type de fissuration est plus important sur les barrages de Campos Novos et de Barra Grande. D'après les experts brésiliens, lorsque le coefficient de vallée (A/H^2) est inférieur à 4, les contraintes de compression susceptibles de se développer dans le masque sont importantes [Pinto, 2008].

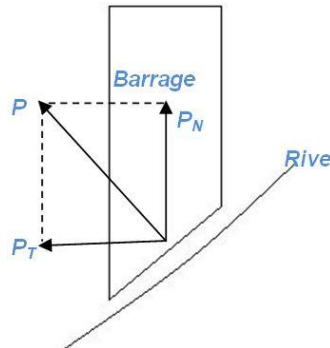


Figure 5.9 : Décomposition de la force de réaction au niveau des rives

5.3 FISSURE DE TRACTION

Le béton a une résistance à la traction environ 10 fois plus faible que sa résistance à la compression. Dans ce contexte, la traction détectée sur le masque est considérée dommageable pour sa tenue. Afin de résister à la contrainte de traction, une ou deux files d'acier sont mis dans le masque.

5.3.1 EN PHASE DE CONSTRUCTION

En phase de construction, les simulations entreprises révèlent l'existence de contraintes de traction d'environ 6 MPa dans le masque et le long des rives (Figure 5.10). Ces contraintes de traction sont générées par les déplacements des enrochements vers le centre de la vallée.

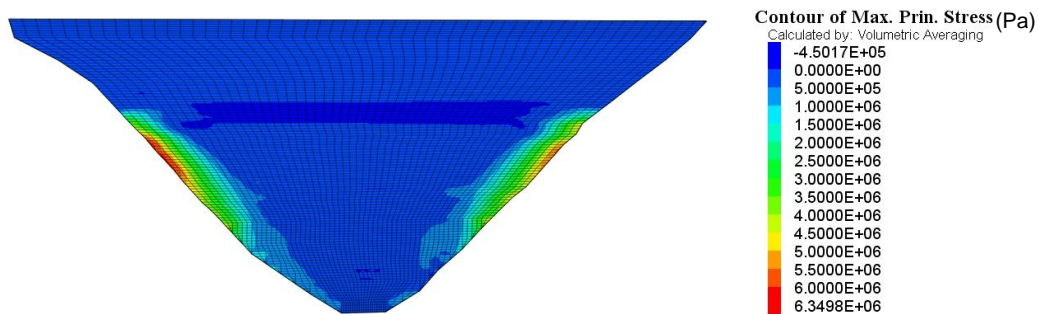


Figure 5.10 : Traction sur les bords du masque en phase de construction

5.3.2 EN PHASE DE MISE EN EAU

A la fin de la mise en eau, on observe l'existence d'une bande horizontale à la cote El. 2040 m dans laquelle se développent des contraintes de traction (Figure 5.11). De même ces contraintes se développent aux bords du masque, le long des rives. La Figure 5.12 montre que la direction de la traction est généralement dans la direction verticale. Ces tractions pourraient générer des fissures horizontales sur le masque, comme observé dans certains barrages, ex : Aguamilpa, Mohale...

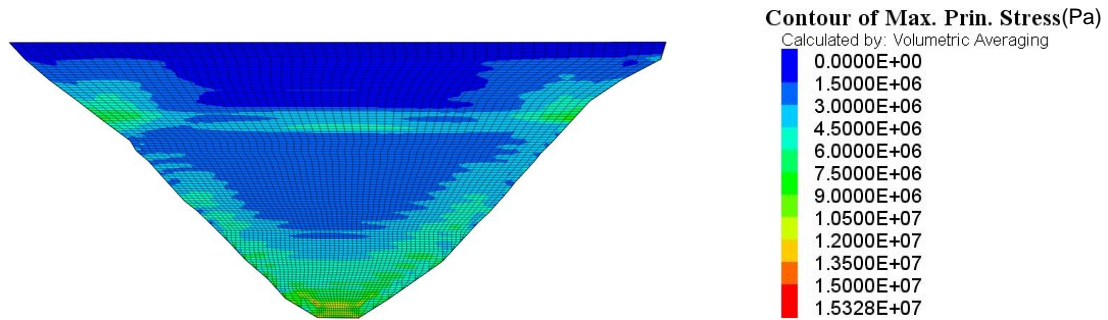


Figure 5.11 : Contraintes de traction sur les bords (rives) du masque amont (à la fin de la mise en eau complète)

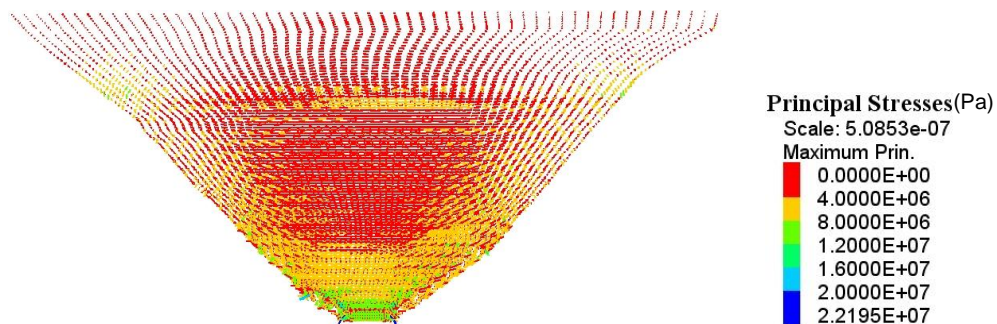


Figure 5.12 : Contraintes principales sur les bords (rives) du masque amont (à la fin de la mise en eau complète)

Des explications sont mises en avant : la différence de tassement entre les zones 3B et 3C produit un grand déplacement horizontal (sens amont aval) dans la partie supérieure des enrochements en amont (H) (Figure 5.13). En même temps, un déplacement vertical est produit (V). Les deux déplacements (H et V) génèrent des déplacements totaux en un point du barrage. Le déplacement total peut être divisé en deux vecteurs : le vecteur tangentiel et le vecteur normal à la surface du masque. Le vecteur tangentiel peut être calculé par la formule suivante:

$$T = V \cdot \sin\theta - H \cdot \cos\theta \quad (E.5.1)$$

Où θ est l'angle de la pente de l'amont

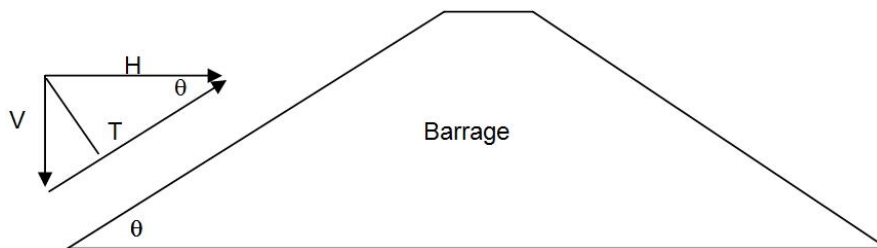


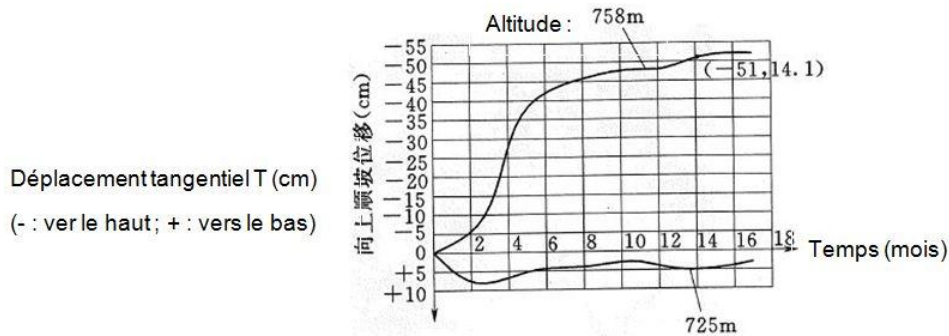
Figure 5.13 : Différents tassements du barrage

Dans le cas de Tianshengqiao I et Mohale, $\theta = 35,5^\circ$, $\sin\theta = 0,581$, $\cos\theta = 0,814$

$$T = 0,581V - 0,814H \quad (E.5.2)$$

Lorsque $H > 0,714V$, le vecteur tangentiel va être dirigé vers le haut. Ce type de déplacement va créer une contrainte de traction sur le masque et la couche d'appui (2B). D'après les mesures réalisées sur le barrage de Tianshengqiao-1, ce phénomène semble très évident entre les cotes 725 m et 758 m (Figure 5.14). Par contre, au sommet du masque, aucune fissure de traction n'a été observée. Ce phénomène pourrait être expliqué par une contrainte normale faible sur le masque à cette cote. Le frottement entre le masque et le remblai ne pourra pas être mobilisé et le masque ne pourra pas être entraîné par le déplacement du remblai. Si la mise en eau avait été effectuée plus rapidement, ce type de fissure serait apparu sur le sommet du masque [Cao et al., 2008].

L'adhérence entre le masque et la couche d'appui (2B) est également un sujet important. La méthode de « Béton extrudé » a été utilisée pour les barrages de Campos Novos et de Barra Grande. Cette méthode de construction pourrait également produire des fissures de traction à cause du fort frottement entre le masque et son support. D'après [CIGB Bulletin 141, 2010], les barrages construits après le barrage Ita, par exemple, le barrage de Machadinho et le barrage d'Antamina ont utilisé un traitement pour diminuer le frottement entre le masque et le béton extrudé afin d'éviter le transfert des contraintes.



**Figure 5.14 : Déplacements tangentiels T à la cote 758 m et 725 m
(Barrage de Tianshengqiao-1, mai 1999)**

La Figure 5.15 présente la comparaison entre le tassement (V) et le déplacement horizontal (H) pour le barrage de Mohale. Le ratio H/V est supérieur à 0,8 qui est au-dessus du seuil de 0,714. Des contraintes de traction sont donc censées se développer au sein du masque.

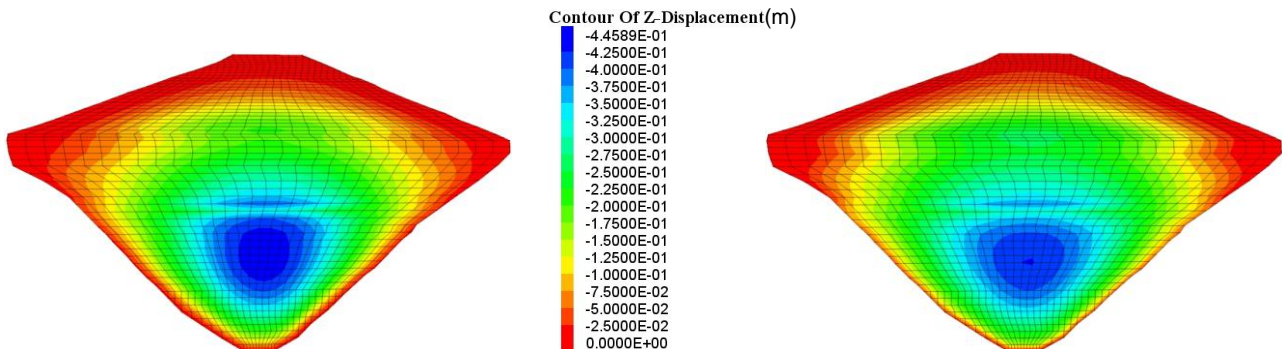


Figure 5.15 : Comparaison entre les tassements (Gauche) et le déplacement amont aval (Droite)

5.4 ETUDE PARAMÉTRIQUE

5.4.1 INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DE L'INTERFACE ENTRE LE MASQUE ET LE REMBLAI

L'influence de l'angle de frottement entre le masque amont et le remblai sur le comportement du masque est essentielle pour la conception du CFRD. Marulanda et Pinto (2000) suggèrent que si la méthode de bordure profilée est adoptée entre le masque et le remblai, la surface extérieure de la bordure en béton devrait être traitée afin de prévenir l'adhérence avec le masque et de réduire les tensions dans le masque causées par la déformation du remblai sous l'effet de la charge de l'eau.

Afin de vérifier cette influence significative, une étude paramétrique a été réalisée en changeant l'angle de frottement entre le masque et le remblai en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb pour le barrage de Mohale. Trois angles de frottement différents ont été analysés : 10°, 25° et 40°. Trois points de mesure ont été identifiés sur le centre du masque en différentes altitudes (No.1 : El. 1961,6 m, No.2 : El. 1999,1 m et No.3 : El. 2036,5 m). Sur la Figure 5.16, on peut observer que lorsque l'angle de frottement entre le masque et le remblai augmente, la contrainte de compression à la fin de la mise en eau au sein du masque augmente aussi. En revanche, on n'a pas trouvé une corrélation claire entre cette valeur de l'angle de frottement et les contraintes de traction au bord ou sur les parties inférieures du masque.

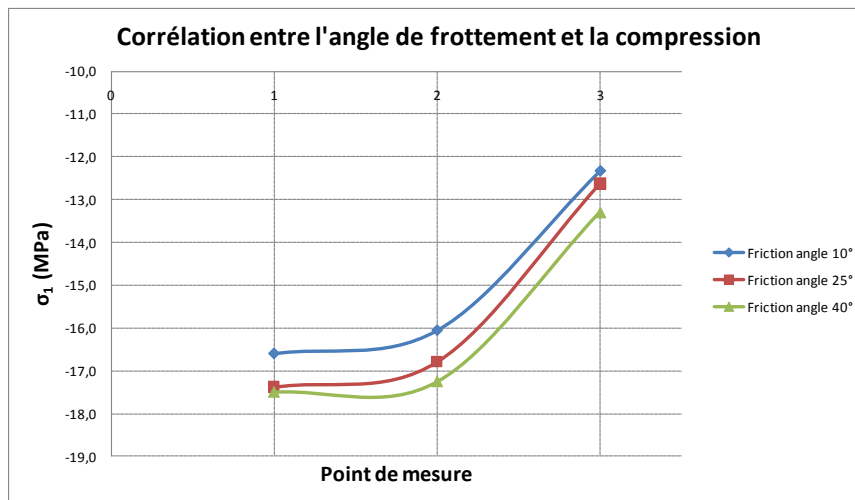


Figure 5.16 : Contraintes de compression au centre du masque

En même temps, le détachement entre le masque et le remblai diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement entre ces deux entités (Figure 5.17). Les valeurs négatives présentes dans la Figure 5.17 rendent compte d'une séparation entre le masque et le remblai. Ce phénomène a été observé dans plusieurs barrages. Par exemple, le masque en béton du barrage San Gabriel No.2 en Californie a été construit sous forme de dalles lamellées au lieu d'une seule dalle. On a observé un glissement entre les dalles après le tassement du remblai. Un comportement semblable a été observé sur les appuis en mortier construits pour soutenir les joints verticaux au-dessus de la bordure profilée du barrage d'Antamina au Pérou. Tous ces phénomènes montrent l'existence des déplacements relatifs importants entre le masque et son support.

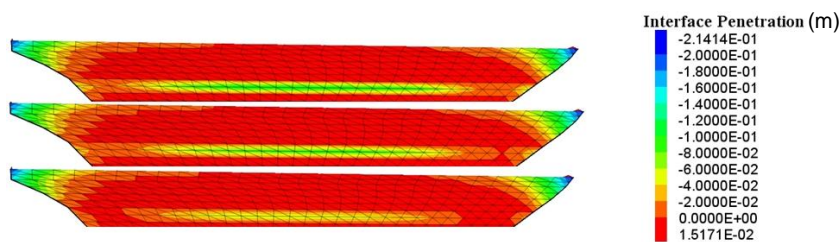


Figure 5.17 : Détachement entre le masque et le remblai en fonction de l'angle de frottement entre eux
(De haut vers le bas: 10°, 25°, 40°)

Le premier barrage qui a reçu une bordure profilée est le barrage d'Ita. Aucun écran anti-adhérence n'a été envisagé pour empêcher la liaison entre la bordure et le masque en béton. Par conséquent, les contraintes se sont transmises de la bordure au masque. Selon Pinto (2001), ce défaut de conception a pu contribuer à l'apparition des fissures sur le masque en béton de cet ouvrage. Dans la pratique récente (barrages brésiliens Machadinho et Quiebra Quiexa), l'asphalte et le plastique en feuilles ont été utilisés pour éviter cette liaison non souhaitable.

5.4.2 INFLUENCE DE LA QUALITÉ DE L'ENROCHEMENT DE LA ZONE 3C

Selon [Cao et al., 2008], les fissures du barrage d'Aguamilpa auraient pu être générées par la grande différence entre le module des alluvions compactées et le module de l'enrochement aval, ce qui aurait engendré des contraintes de traction dans le masque de béton. Les fissures ne seraient probablement pas apparues si la digue avait été construite uniquement avec l'alluvion ou seulement avec l'enrochement [Cooke, 1999]. La fissuration n'affecte probablement pas la sécurité des barrages, mais elle est source de fuites indésirables.

Selon Yang et Jiang (2009), le module de la zone 3C du barrage Aguamilpa est 30% à 36% inférieur à celui la zone de transition et seulement 18% à 20% inférieur à celui la zone 3B. La grande différence de densité

sèche et de module entre l'alluvion et l'enrochement est la raison principale de la fissuration des dalles et de la fuite après la première mise en eau.

Afin de vérifier l'impact du module de déformation des enrochements sur le comportement global du barrage, trois calculs avec différents modules de déformation dans la zone 3C ont été réalisés. On suppose que le module de déformation dans la zone 3B est constant et égal à 100 MPa. En revanche, les modules de déformation dans la zone 3C sont pris comme variables : 25 MPa, 50 MPa et 100 MPa ont été choisis. La comparaison entre les trois calculs est présentée ci-dessous.

5.4.2.1 En phase de construction

- ❖ Détachement du masque à la fin de la construction

Conformément à la Figure 5.18, le détachement horizontal entre le masque et le remblai diminue lorsque le module de déformation en Zone 3C augmente. Si le barrage est construit par du matériau de même module de déformation en amont (3B) et en aval (3C), le détachement du masque serait moins fort.

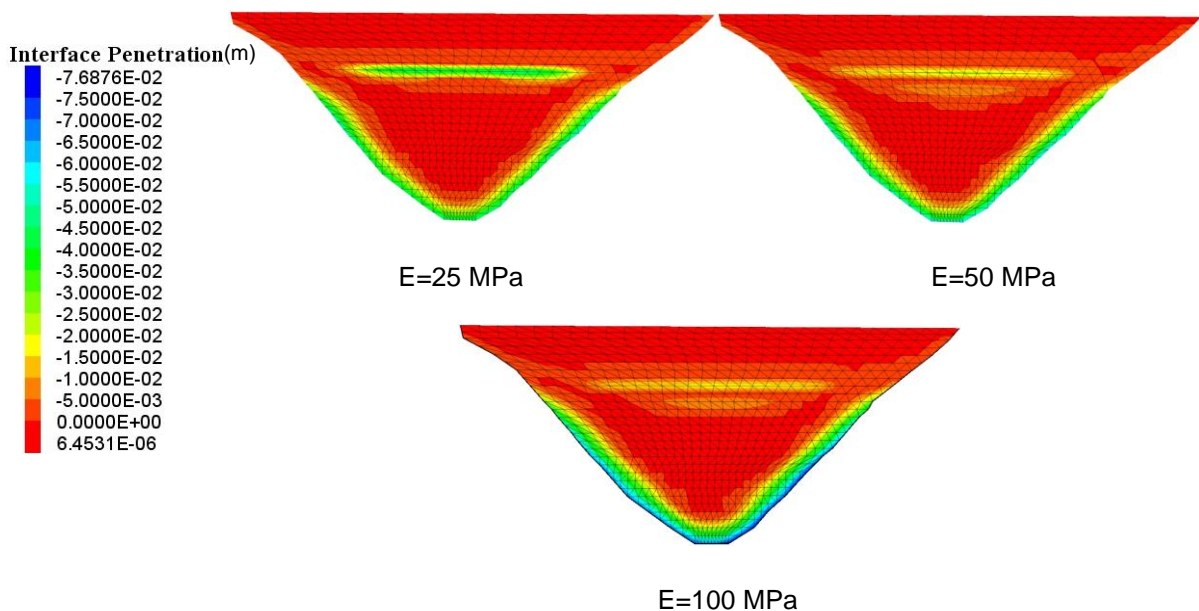


Figure 5.18 : Détachement du masque à la fin de la construction (E=25 MPa, 50 MPa et 100 MPa)

Au niveau de 5 points pris sur le masque, on constate que le détachement augmente de 166% (Tableau 5.1 et Figure 5.19) en moyenne, lorsqu'on utilise un matériau avec un module de déformation de 25 MPa au lieu de 100 MPa dans la zone de 3C. L'hypothèse proposée par Cao et al. (2008) est donc bien vérifiée par notre analyse paramétrique. On peut aussi constater que la différence de l'ampleur du détachement entre les matériaux de 100 MPa et de 50 MPa est faible. On pourrait donc accepter que les matériaux utilisés entre la zone de 3B et la zone de 3C aient des modules de déformation différents mais cette différence doit être bornée. Selon l'analyse paramétrique, un rapport maximum de 2 pourrait être toléré.

Coordonnées_X	Détachement (cm) E100	Détachement (cm) E50	Détachement (cm) E25	Ecart entre E100 et E25
-638,69	1,735	2,233	4,71	171,47%
-667,067	1,921	2,293	4,41	129,57%
-695,501	1,801	2,349	4,712	161,63%
-723,989	1,835	2,266	5,237	185,40%
-752,494	1,642	2,076	4,628	181,85%

Tableau 5.1 : Synthèse des détachements du masque

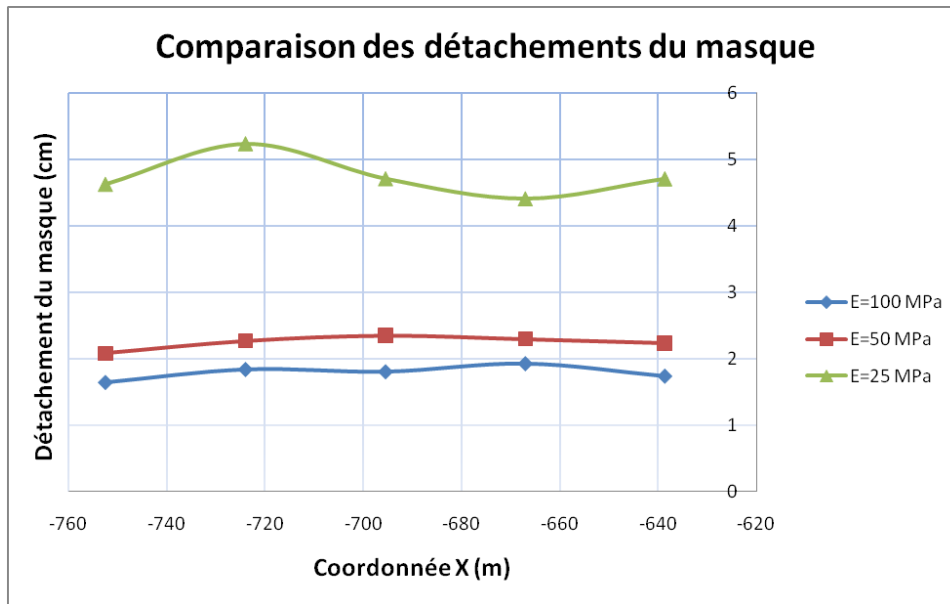


Figure 5.19 : Comparaison du détachement du masque entre différents modules de déformation en Zone 3C

Concernant les bords du masque (rives), on constate que le détachement augmente avec l'augmentation du module de déformation en Zone 3C. Ce phénomène pourrait s'expliquer par la déformation du barrage en phase de construction. La Figure 5.20 montre la déformée (amplifiée 30) du barrage obtenue en phase de construction ainsi que le maillage non déformé (partie transparente). On peut constater que la partie inférieure du corps du barrage côté amont a dépassé vers l'amont la forme initiale du barrage ce qui provoquera une poussée vers le masque.

Si la zone 3C est construite avec un matériau très déformable ($E=25$ MPa), le barrage tasse plus vers aval et ce phénomène de gonflement sera moins marqué. Par conséquent, la séparation au niveau des bords du masque sera moins importante.

Ce type de séparation est peu dommageable de par la présence des joints périphériques et la couche (2A) spécialement conçue (fort compactage) autour des joints périphériques.

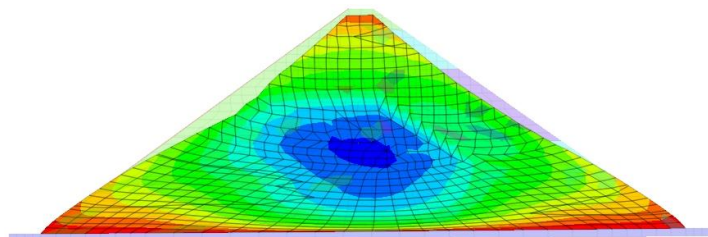


Figure 5.20 : Déformée du maillage en phase de construction ($E=100$ MPa)

5.4.2.2 En phase de mise en eau

❖ Traction dans le masque

La traction au centre du masque augmente lorsque le module de déformation dans la zone 3C diminue (Figure 5.21). Ceci montre également l'effet positif d'un module de déformation fort dans la zone 3C sur le comportement du masque amont. En phase de mise en eau, les déplacements amont-aval (Y) augmentent lorsque le module de déformation en Zone 3C diminue. Comme vu au chapitre 6.3.2, un vecteur de déplacement tangentiel dirigé vers le haut va être créé et une fissuration horizontale est susceptible d'être engendrée.

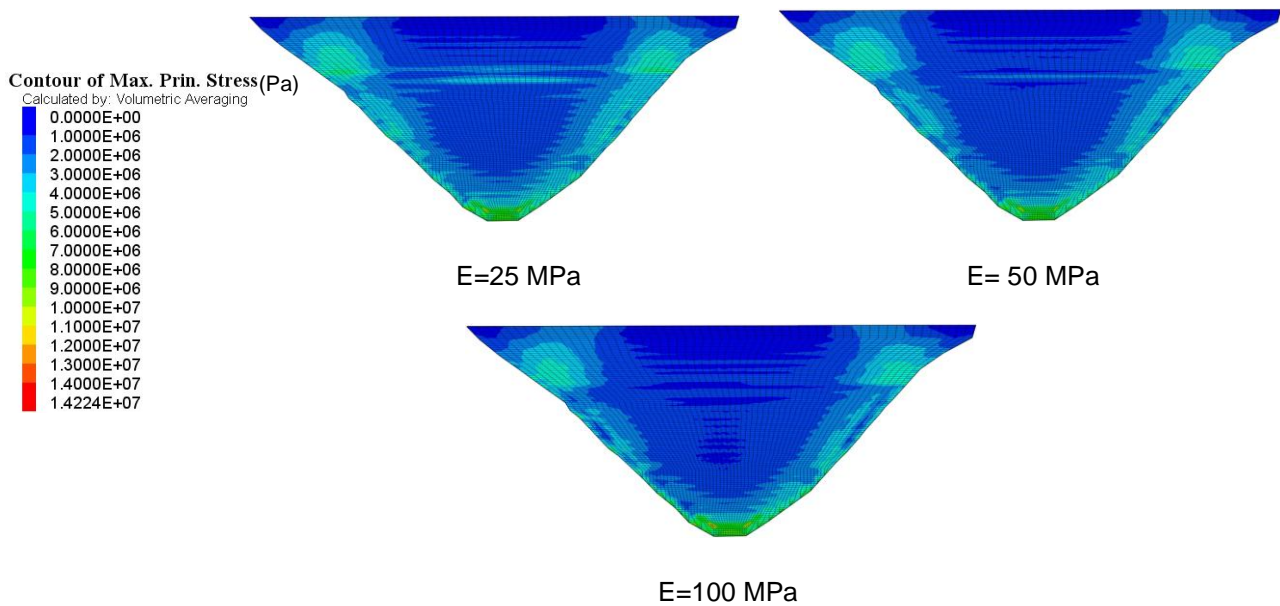


Figure 5.21 : Traction sur le masque à la fin de mise en eau (E=25 MPa, E=50 MPa et E=100 MPa)

9 points de mesure ont été choisis à l'endroit où l'on détecte la traction (dans le sens horizontal du masque). Le Tableau 5.2 montre un écart de contraintes de traction entre 5% et 76% dans les simulations pour des modules de déformation allant de 25 MPa à 100 MPa. Cet écart est généralement plus important au centre du masque (Figure 5.22). L'impact de la déformabilité de la Zone 3C sur les fissures de traction trouvées sur le masque est ainsi prouvé.

X coordonnée	Traction (Mpa) (E=25 MPa)	Traction (Mpa) (E=50 MPa)	Traction (Mpa) (E=100 MPa)	ECART
-849,51	6,77	6,25	5,85	13,58%
-813,78	2,45	2,22	1,96	20,08%
-757,26	4,09	3,32	2,97	27,31%
-703,74	4,82	3,16	2,54	47,27%
-669,81	2,08	0,45	0,49	76,53%
-621,07	4,14	2,93	2,45	40,82%
-570,80	1,61	1,71	1,52	5,55%
-519,52	4,04	3,34	3,06	24,34%
-477,90	3,24	3,06	2,97	8,19%

Tableau 5.2 : Synthèse des tractions simulées du masque

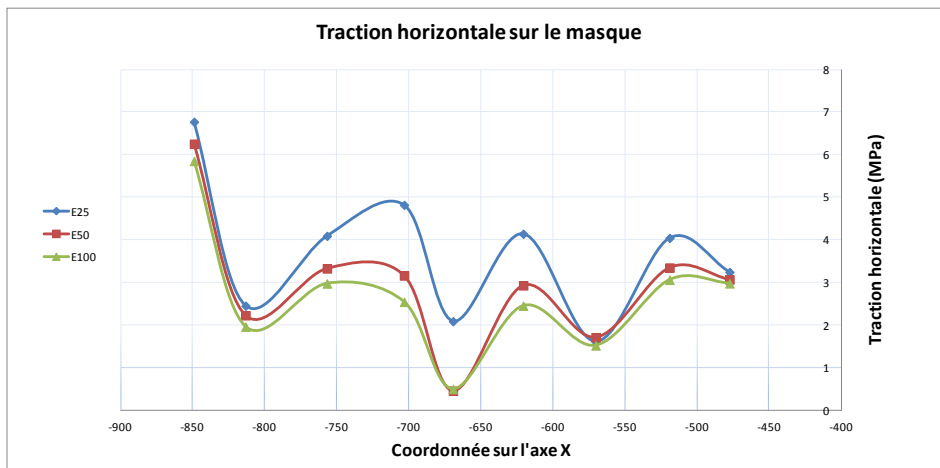


Figure 5.22 : Comparaison des tractions entre différents modules de déformation en Zone 3C

❖ Compression au centre du masque

On étudie ici l'impact de la déformabilité de la Zone 3C sur les contraintes de compression trouvées au centre du masque. 9 points de mesure ont été choisis sur le masque amont (au centre du masque sur une verticale). Les contraintes de compression au centre du masque augmentent entre El.1940 m à El.1990 m de 10 MPa à 20 MPa (Figure 5.23). Ensuite, la compression reste constante sur une distance verticale d'environ 50 m. Ensuite les contraintes de compression diminuent de 20 MPa à 10 MPa entre El.2040 et El.2078. On voit sur cette figure le très faible impact du module de déformation de la Zone 3C sur la compression détectée au centre du masque. La fissure de compression détectée au centre du masque n'est donc pas reliée à la déformabilité de la Zone 3C.

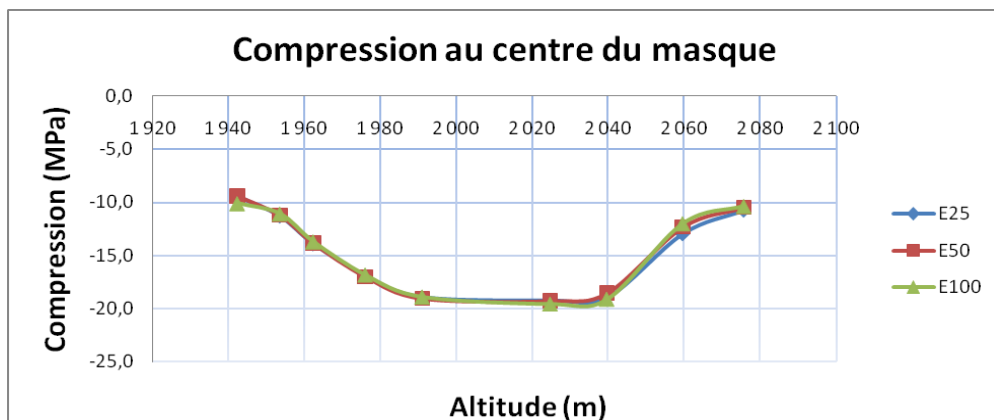


Figure 5.23 : Comparaison des contraintes de compression au centre du masque entre différents modules de déformation en Zone 3C

5.5 EFFET D'ÉCHELLE

Ce chapitre présente une étude théorique concernant l'influence de l'effet d'échelle sur le comportement global du barrage de Mohale. Le matériau retenu pour lancer ce calcul est celui du schiste des «Trois Vallées» retenu dans le projet ECHO. Les résultats doivent être interprétés de façon relative, en comparant les 2 calculs de barrage de différentes dimensions (présentées ci-dessous), et pas nécessairement avec les mesures d'auscultation issues réalisées in-situ.

5.5.1 CALAGE SUR LE SCHISTE

Le résultat du calage sur le schiste des « Trois Vallées » ayant un diamètre maximum de 1 cm est illustré sur la Figure 5.24.

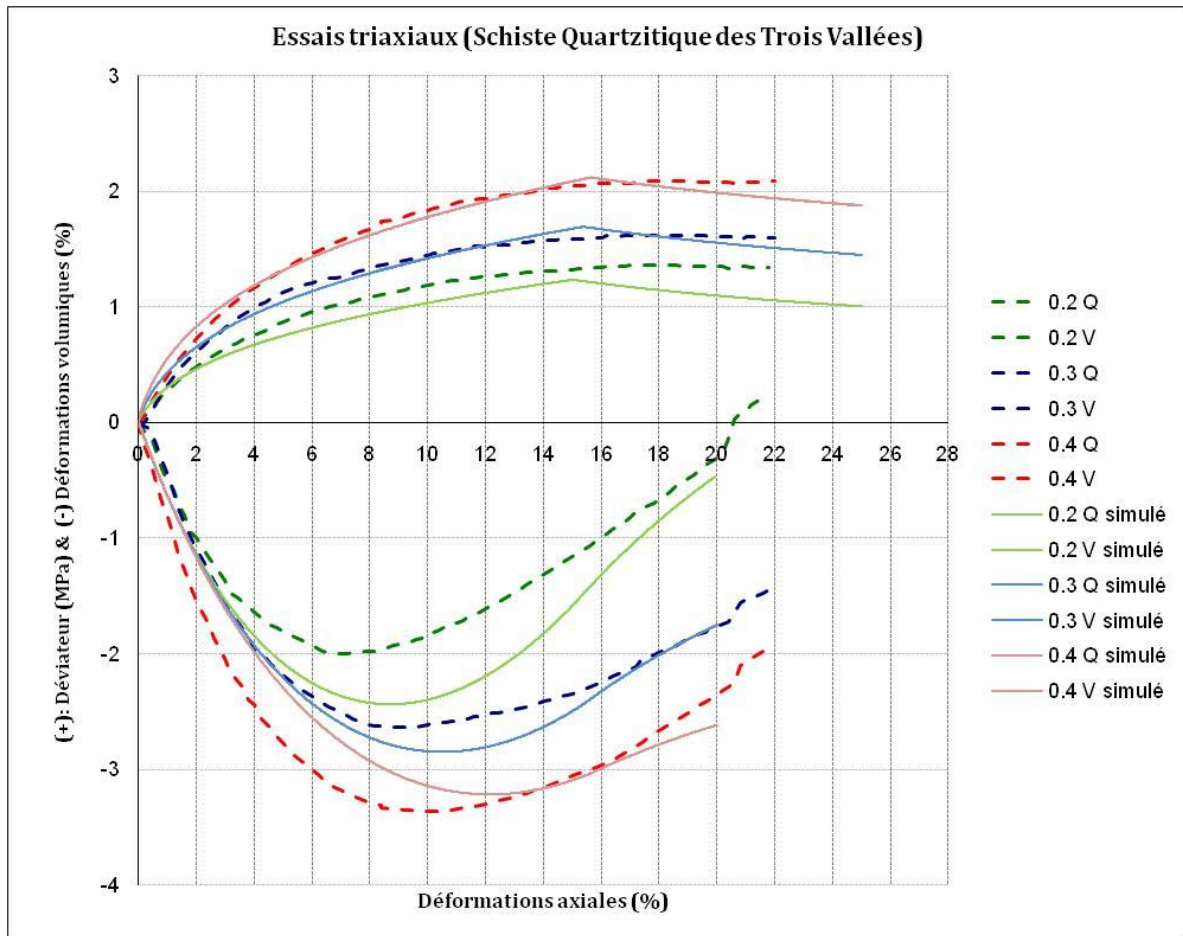


Figure 5.24 : Calage sur le matériau schiste des «Trois Vallées » ($d_{max}=1$ cm)

5.5.2 APPLICATION DE LA MÉTHODE DE L'EFFET D'ÉCHELLE

Une extrapolation du jeu de paramètres est faite, conformément à l'approche décrite précédemment, pour estimer les caractéristiques d'un échantillon de 1 m ($d_{max}=16,7$ cm), à partir de l'échantillon de dimension 0,07 m ($d_{max}=1$ cm). Ce calcul « fictif » est mené en considérant que l'ensemble des matériaux est issu d'un même stock minéral, avec des granulométries homothétiques et compacté à la même densité. Les paramètres utilisés pour le calcul sont donnés ci-dessous :

Matériau	Diamètre maximal des particules (cm)	m (Coefficient de Weibull)	(D_i/D_{ref})	$(D_i/D_{ref})^{(-3/m)}$	σ_c (MPa)	E (MPa)
Schiste de Trois Vallées_7 cm	1	11	16,70	0,46	80	100
Schiste de Trois Vallées_100 cm	16,7				37	46

Tableau 5.3 : Paramètres de calcul pour les deux matériaux différents

Les figures Figure 5.25 et Figure 5.26 présentent les simulations sur un chemin triaxial pour trois confinements différents (1,0 MPa, 2,9 MPa et 4,5 MPa) en utilisant les paramètres issus du Tableau 5.3 pour les deux échantillons de tailles différentes.

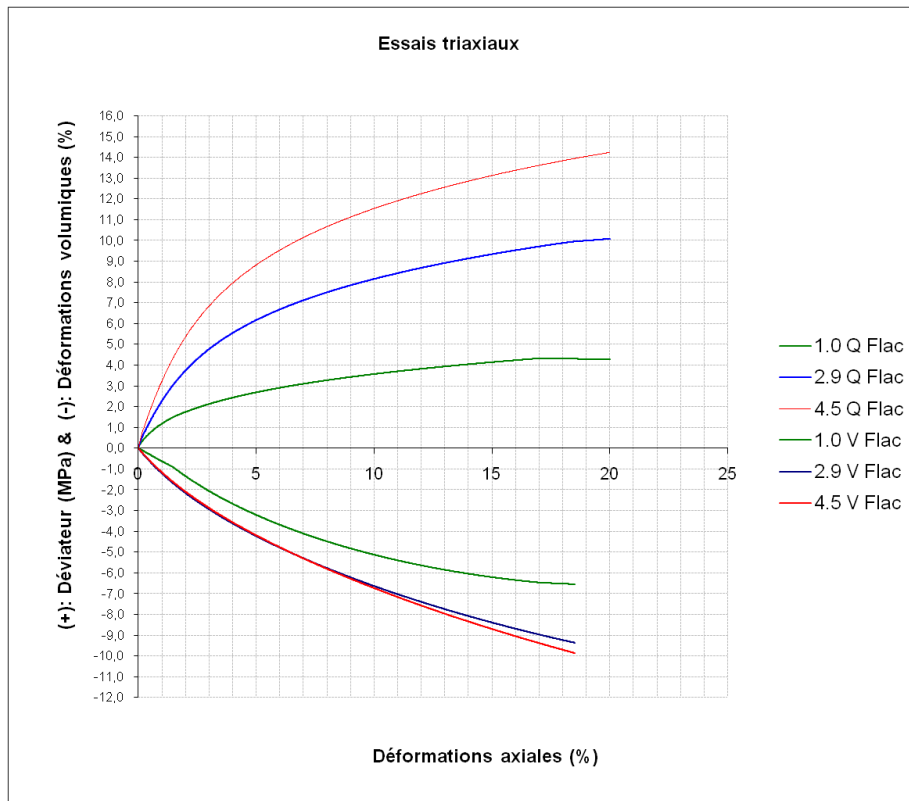


Figure 5.25 : Simulation de l'essai triaxial pour l'échantillon de $d_{max} = 1.0$ cm

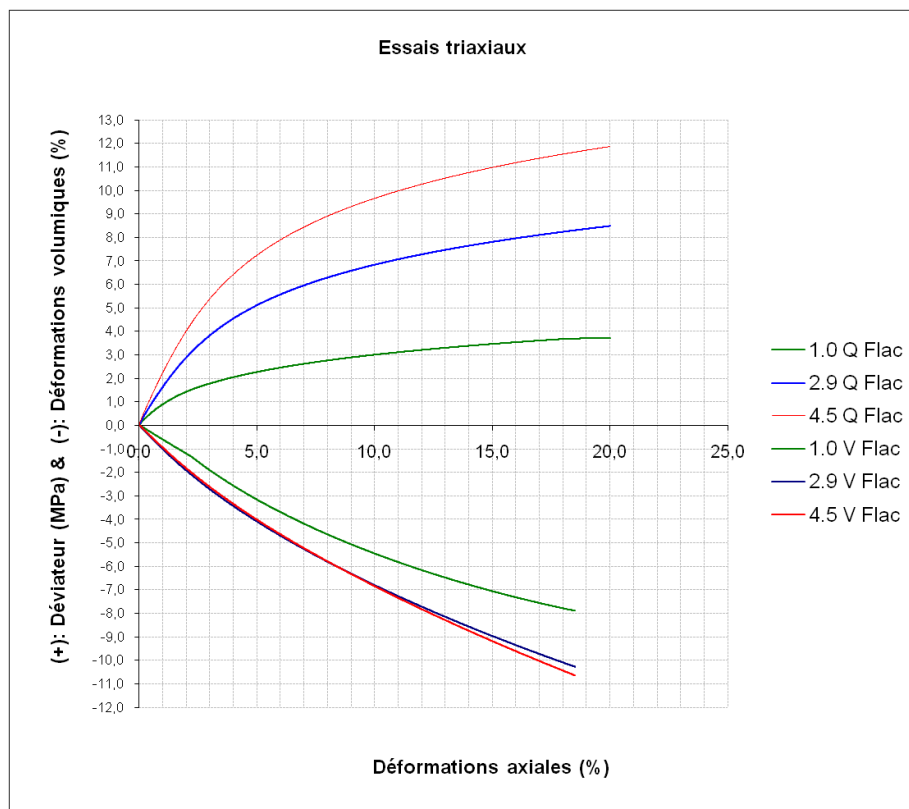


Figure 5.26 : Simulation de l'essai triaxial pour l'échantillon de $d_{max} = 16,7$ cm

Le coefficient de Weibull est estimé à 11 selon le calage des enveloppes de Mohr-Coulomb [Ovalle et al., 2011]. En utilisant la méthode de l'effet d'échelle présentée dans le Chapitre 3, deux jeux de paramètres peuvent être obtenus pour représenter les résultats des essais obtenus au laboratoire (avec le diamètre maximal de 1 cm) et les caractéristiques du matériau in-situ (avec le diamètre maximal de 16,7 cm). On suppose que les matériaux de la zone 3B et 3C du barrage sont les mêmes, avec un diamètre maximal de 16,7 cm.

5.5.3 RÉSULTAT

5.5.3.1 Synthèse des déplacements du barrage

Sept points de mesure dans la section centrale du barrage ont été choisis afin de mieux comprendre l'influence de l'effet d'échelle sur le barrage au niveau des déplacements. Les points de mesure sont donnés sur la Figure 5.27.

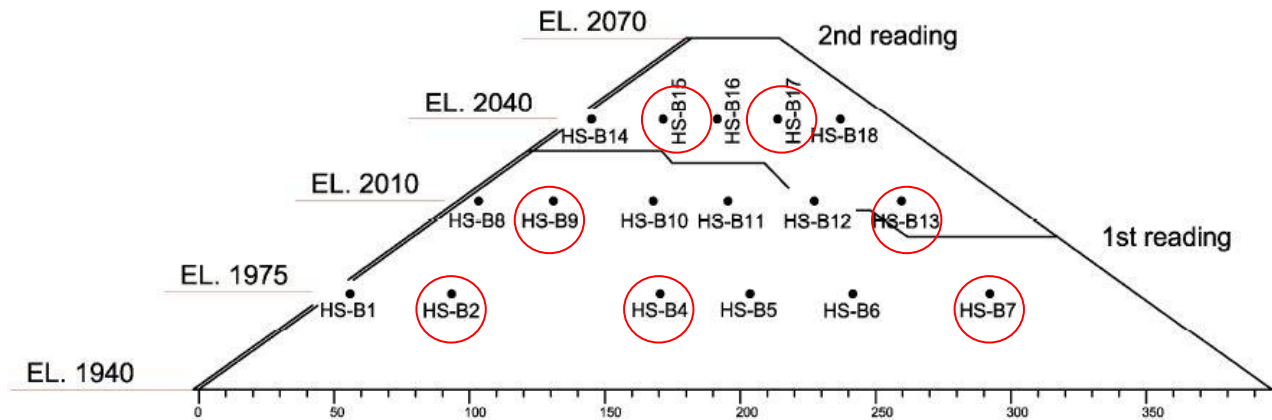


Figure 5.27 : Points de mesure dans la section centrale du barrage

❖ A la fin de la construction

D'après la Figure 5.28, les tassements issus du calage direct sur le matériau ayant le diamètre de 1 cm sont beaucoup plus faibles que ceux obtenus pour le matériau de diamètre maximal 16,7 cm. Ce phénomène est également observé pour les déplacements horizontaux longitudinal (en X) et transversal (en Y) (Figures Figure 5.29 et Figure 5.30). L'écart en pourcentage entre deux matériaux différents est aussi présenté dans le Tableau 5.4. Des écarts moyens de 56%, 91% et 38% en phase de construction ont été trouvés respectivement en termes de tassement, de déplacement en X et de déplacement en Y, ce qui est conséquent.

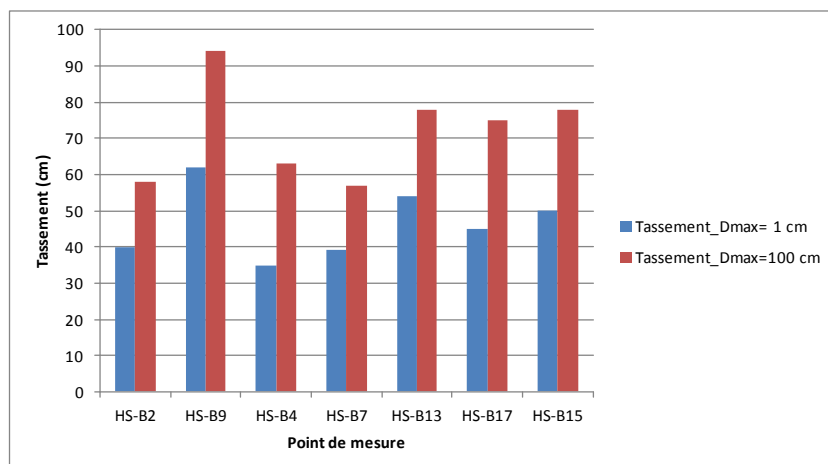


Figure 5.28 : Tassement à la fin de la construction

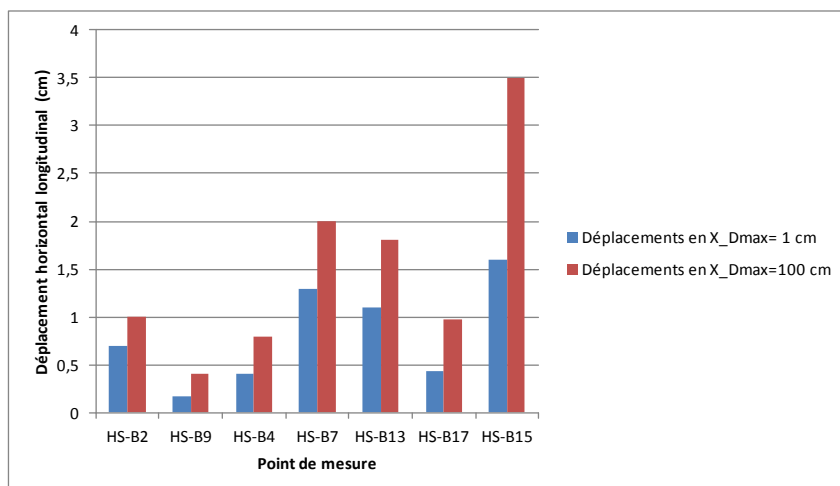


Figure 5.29 : Déplacement horizontal longitudinal à la fin de de la construction

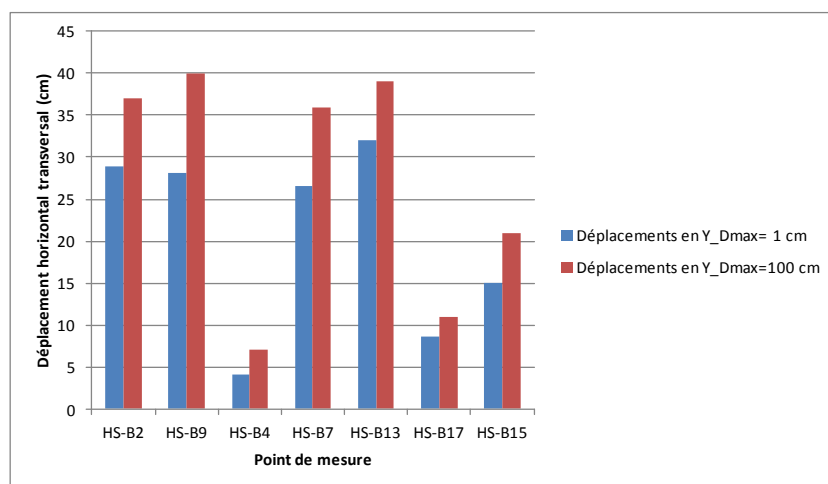


Figure 5.30 : Déplacement horizontal transversal à la fin de de la construction

Phase	Point mesure	Tassement_1 (cm)	Tassement_100 (cm)	Ecart %	Déplacement en X_1 (cm)	Déplacement en X_100 (cm)	Ecart %	Déplacement en Y_1 (cm)	Déplacement en Y_100 (cm)	Ecart %
Construction	HS-B2	40	58	45%	0,7	1	43%	28,9	37	28%
	HS-B9	62	94	52%	0,17	0,4	135%	28,1	40	42%
	HS-B4	35	63	80%	0,4	0,8	100%	4,1	7	71%
	HS-B7	39	57	46%	1,3	2	54%	26,6	36	35%
	HS-B13	54	78	44%	1,1	1,8	64%	32	39	22%
	HS-B17	45	75	67%	0,44	0,97	120%	8,6	11	28%
	HS-B15	50	78	56%	1,6	3,5	119%	15	21	40%
Mise en eau	HS-B2	5,7	12	111%	0,01	0,027	170%	8	16	100%
	HS-B9	6,8	14	106%	0,096	0,17	77%	10	21,1	111%
	HS-B4	2,1	4,2	100%	0,053	0,11	108%	4,7	9,5	102%
	HS-B7	1,2	2,8	133%	0,094	0,16	70%	2,4	5,5	129%
	HS-B13	2,1	4	90%	0,039	0,16	310%	4,9	9,7	98%
	HS-B17	2,1	3,9	86%	0,085	0,15	76%	8	15,7	96%
	HS-B15	1,9	3,4	79%	0,034	0,063	85%	7,5	14,7	96%

Tableau 5.4 : Ecart des déplacements entre deux matériaux différents

❖ A la fin de la mise en eau

La même tendance a été retrouvée en phase de mise en eau. Les déplacements sont plus petits pour le matériau ayant un diamètre maximal de 1 cm. Des écarts moyens de 101%, 128% et 105% ont été trouvés respectivement en termes de tassement, pour les déplacements horizontaux longitudinal (en X) et transversal (en Y) à la fin de la mise en eau (Figure Figure 5.31, Figure 5.32 et Figure 5.33).

D'après les calculs réalisés, la sous-estimation des déplacements peut s'avérer très importante en phase de mise en eau lorsqu'on néglige l'effet d'échelle.

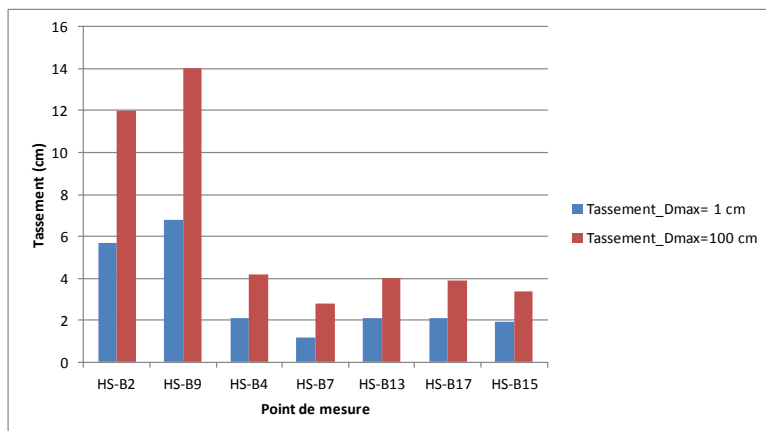


Figure 5.31 : Tassement à la fin de mise en eau

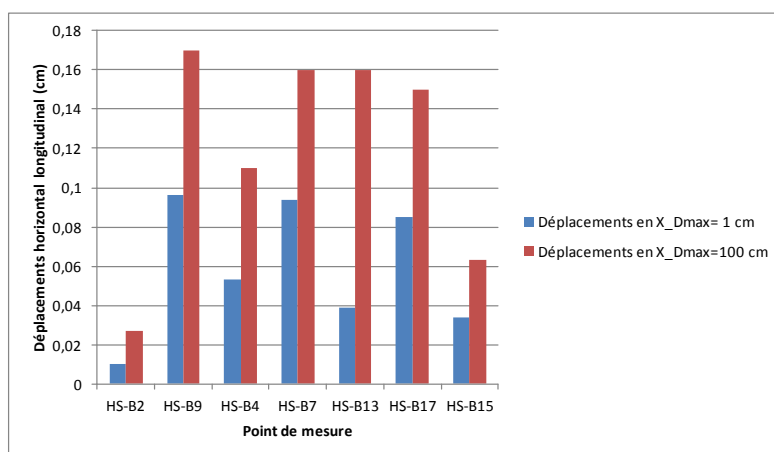


Figure 5.32 : Déplacement horizontal longitudinal à la fin de mise en eau

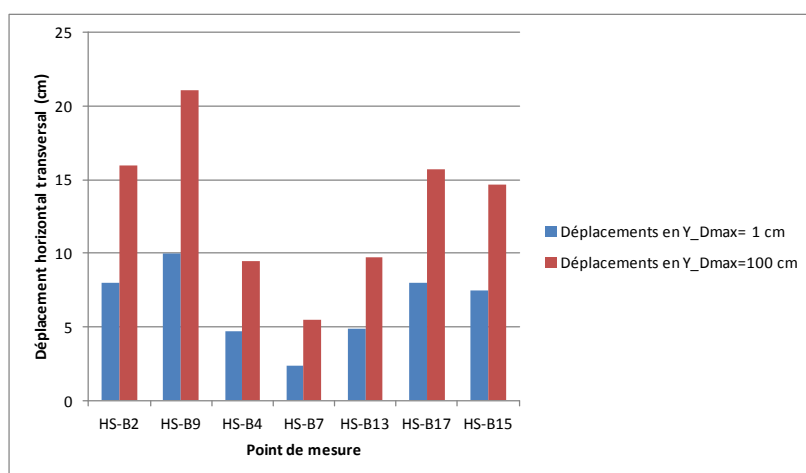


Figure 5.33 : Déplacement horizontal transversal à la fin de mise en eau

5.5.3.2 Détachement du masque à la fin de la construction

Le détachement du masque est un bon indicateur pour l'apparition de fissures sur ce masque puisque dans ces conditions, il travaillera sans appui. Sur la Figure 5.34, le détachement du masque pour le matériau ayant un diamètre maximal de 1 cm est beaucoup plus faible que celui du 16,7 cm. Le détachement est d'environ 5 cm au bord du masque pour le matériau $d_{max}=1$ cm. En revanche, il pourrait atteindre jusqu'à 12

cm pour le matériau de $d_{max}=16,7$ cm. Cela traduit une traction beaucoup plus forte au bord du masque pour le matériau de $d_{max}=16,7$ cm (Figure 5.35).

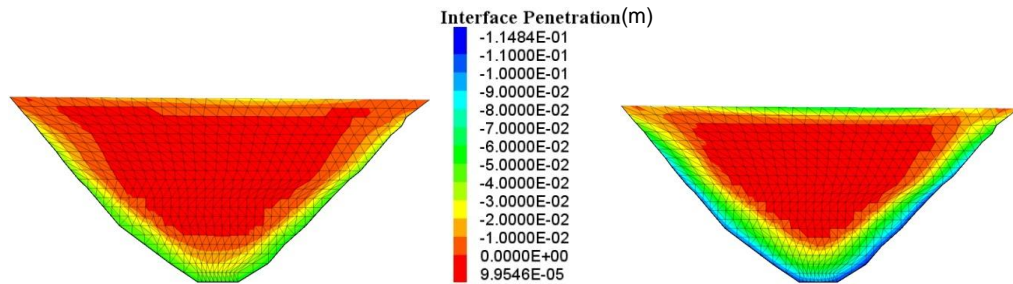


Figure 5.34 : Détachement du masque à la fin de la construction du remblai
(à gauche : $d_{max}=1$ cm ; à droite : $d_{max}=16,7$ cm)

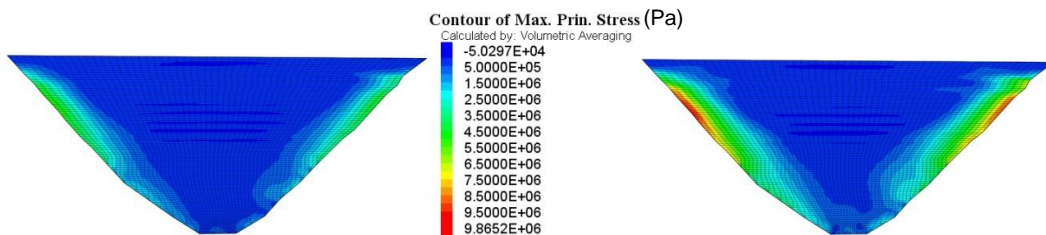


Figure 5.35 : Contraintes principales mineures dans le masque
à la fin de la construction du remblai
(à gauche : $d_{max}=1$ cm ; à droite : $d_{max}=16,7$ cm)

D'après la Figure 5.36, la surface de détachement est plus grande pour le matériau ayant un diamètre maximal de 16,7 cm. Les déplacements excessifs ont pu provoquer un détachement du masque supplémentaire qui pourrait expliquer la fissuration apparue sur le masque amont. L'effet d'échelle associé aux matériaux pourrait avoir une conséquence significative sur le comportement du barrage.

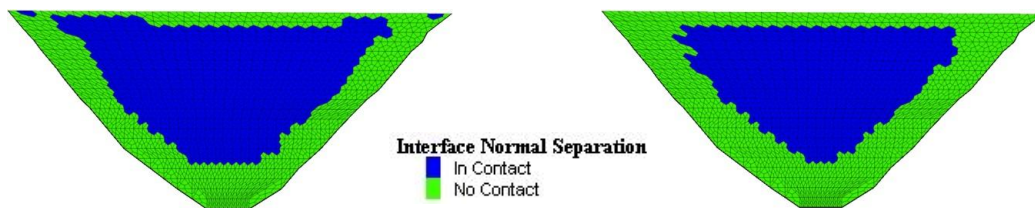


Figure 5.36 : Détachement du masque à la fin de la construction du remblai
(à gauche : $d_{max}=1$ cm ; à droite : $d_{max}=16,7$ cm)

5.5.3.3 Compression maximale en fin de mise en eau

Sur la Figure 5.37, on note que les contraintes de compression au sein du masque sont plus importantes pour le matériau ayant le diamètre maximal de 16,7 cm. Pour le matériau ayant un diamètre maximal de 1 cm, la compression au centre du masque est d'environ 12 MPa. En revanche, pour le matériau ayant un diamètre maximal de 16,7 cm, la compression pourrait atteindre 20 MPa (soit près de 70% d'accroissement de cette contrainte) ce qui est la limite de la résistance à la compression du béton (C20). Cela pourrait être l'explication de l'apparition des fissures verticales constatées sur de grands barrages en enrochement à masque amont. Si la conception est basée sur les résultats des essais au laboratoire seuls sans prise en compte de l'effet d'échelle, on peut largement sous estimer les contraintes engendrées sur site et entraîner par la même des dégâts significatifs.

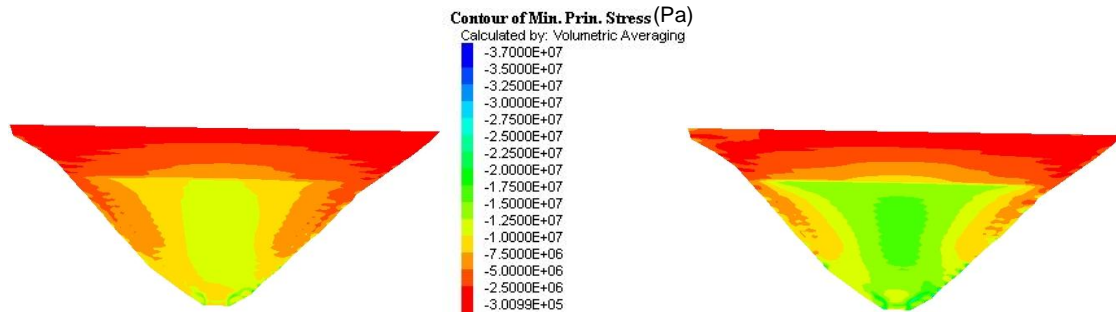


Figure 5.37 : Compression dans le masque
 (à gauche : $d_{max}=1$ cm ; à droite : $d_{max}=16,7$ cm)

5.5.4 CONCLUSION

A cause de la taille importante de l'enrochement utilisé pour la construction des grands CFRD, on rencontre souvent des difficultés pour respecter l'utilisation d'un Volume Élémentaire Représentatif (environ 10 fois la valeur du d_{max}) lorsque l'on réalise des essais en laboratoire: coût élevé, précision moyenne du dispositif de contrôle. Dans ce contexte, la plupart des essais réalisés en laboratoire utilise des échantillons réduits. La compréhension de l'effet d'échelle sur l'échelle de l'ouvrage devient alors très importante.

La modélisation en milieux continus du barrage de Mohale en utilisant la loi de comportement L&K-Enroch a mis en évidence l'importance de l'effet d'échelle sur le comportement du barrage. Dans le cas du matériau sélectionné (Schiste de « Trois Vallées ») ayant un coefficient de Weibull (m) de 11, plus la taille des grains est importante, plus la déformabilité du matériau est grande. Par conséquent, la déformation du barrage devient plus importante en phase de construction et mise en eau. Ces déformations excessives du matériau avec une taille plus grande par rapport au matériau ayant une taille moins importante, entraînent des détachements additionnels entre le masque et le remblai et des contraintes supplémentaires dans le masque. Ces dernières conclusions seraient une explication pour la sous-estimation du danger de fissuration dans les grands CFRD par les ingénieurs. La conception basée sur les résultats laboratoires en utilisant des échantillons réduits devrait être rectifiée en prenant en compte l'existence de l'effet d'échelle sur les propriétés mécanique des matériaux.

6. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les modélisations numériques présentées dans ce travail constituent une contribution à l'analyse du comportement mécanique des grands CFRD. Elles tentent d'expliquer les pathologies observées sur les grands CFRD, notamment la fissuration détectée sur le masque amont en béton.

6.1 FISSURE VERTICALE

❖ Selon les résultats des simulations effectuées, les contraintes de compression générées en phase de mise en eau expliquent principalement la fissure verticale détectée sur le masque amont. Les recommandations australiennes qui prônent l'absence de joint de compression entre les dalles constitutives du masque sont alors inadaptées. Nous conseillons de prendre des dispositions constructives pour diminuer ou éviter ce type de fissure :

- Ajouter des joints verticaux de compression au centre du masque afin de dissiper la compression concentrée.
- Ajouter une deuxième couche d'acier (acier de compression) dans la partie supérieure du masque (côté amont) renforcée par des aciers d'effort tranchant afin d'éviter la fissure de compression.

Selon les pratiques récentes, différents matériaux compressibles peuvent être utilisés dans le joint de compression avec une épaisseur supérieure à 8 mm : des éléments en mousse de densité élevée, panneau plastique et bois bitumé [Zhan et Cai, 2011]. Des analyses plus approfondies concernant le comportement mécanique du matériau compressible (ex : la compressibilité, la déformation résiduelle...) devrait être réalisées afin d'assurer le bon fonctionnement des joints de compression sous forte charge hydraulique, la faible charge hydraulique pendant la saison sèche ou une vidange éventuelle pendant l'exploitation.

6.2 FISSURE HORIZONTALE

Pour les fissures horizontales détectées soit en phase de construction, soit en phase de mise en eau, elles semblent être dues aux déformations excessives des enrochements en 3B et 3C après la construction du masque. D'un point de vue mécanique, deux types de fissures horizontales pourraient être distingués : la fissure de traction par flexion (due à une sollicitation de flexion engendrant de la traction en fibre tendue du masque) et la fissure de traction (directe).

❖ Les fissures de traction par flexion sont principalement causées par le détachement du masque de son support. Une fois que le masque perd son support, il travaille comme un système en porte-à-faux. Les fissures horizontales sont ensuite générées sous la charge hydraulique. Les simulations montrent que le phasage de construction joue un rôle essentiel dans l'apparition de ce type de fissure. Des mesures pourraient être envisagées pour lutter contre ce phénomène :

- Phasage de construction : si les conditions le permettent, il faudrait commencer la construction du masque après celle du remblai afin d'éviter l'impact des déformations différées des enrochements sur le masque amont. Les simulations montrent qu'il serait plus avisé de construire les grands CFRD en finissant la partie remblai avant de commencer à poser le masque. Si en phase travaux, le CFRD participe à la lutte contre les crues, le dénivelé entre les points hauts de la Zone 3B et de la Zone 3C devrait être strictement contrôlé. Selon Ma et Cao [Ma et Cao, 2010], on doit construire de manière équilibrée (même altitude des points hauts) la Zone 3B et la Zone 3C avec une priorité de construction de la Zone 3C par rapport à la Zone 3B. Si ceci n'est pas possible, on conseille que l'avancement de la construction du masque se fasse au moins en décalé par rapport à la construction du remblai (10-20 m).
- Utiliser en Zone 3B et Zone 3C des matériaux dont les modules de déformation ne soient pas très différents. En effet, selon les simulations numériques, l'impact de la déformabilité de la Zone 3C est

significatif sur le comportement du masque. Cet impact est d'autant plus important que le barrage est haut. Pour les grands CFRD récemment construits en Chine avec une hauteur supérieure à 170 m, il existe peu de différences entre la Zone 3B et la Zone 3C tant au niveau de la densité que du module de déformation. Par exemple, la porosité des Zones 3B et 3C pour le barrage Hongjiadu (179,5 m, 2005), Sanbanxi (186 m, 2006) et Shuibuya (233 m, 2007) sont respectivement de 19,6% et 20,02%, de 17,62% et 19,48%, et de 19,6% et 20,7%. La porosité des Zones 3B et 3C du barrage de Mohale est égale à 21,88% et 24,24%. Ces mesures constructives permettent au CFRD de travailler comme un remblai uniforme, et par conséquent, de diminuer fortement la déformation différentielle entre la Zone 3B et la Zone 3C.

- Augmenter l'énergie de compactage lors de la construction des remblais (Zone 3B et Zone 3C) afin d'avoir une porosité plus faible (<20%). Le compactage est de 25 t avec 8-10 passes sur certains projets en Chine (le barrage de Shuibuya) qui est beaucoup plus important comparé aux recommandations habituelles proposée par le CIGB Bulletin 141 (2010). En diminuant l'épaisseur des levées (passes), on peut atteindre le même objectif, mais la vitesse de construction sera ralentie. Il est alors préférable de jouer sur l'énergie de compactage.
 - Afin de diminuer l'impact du fluage des enrochements, certaines mesures constructives ont été également envisagées : pour certains CFRD récemment construits en Chine (ex : Barrage de Sanjiangkou, Barrage de Puxiqiao), la construction du masque est uniquement autorisée 3 mois après la construction du remblai.
- ❖ Quant à la fissure de traction, le déplacement excessif dans le sens amont aval qui génère un vecteur tangentiel sur le masque dirigé vers le haut en est la cause principale. Il faut remplir deux conditions pour que ce type de fissure se développe. La première, un frottement suffisamment développé entre le masque et son support, soit dans la zone 2B, soit au niveau de la bordure profilée. La deuxième, un déplacement horizontal dans le sens amont aval assez fort, pour un fruit 1 :1,4, le ratio entre ce déplacement horizontal et le tassement correspondant doit être supérieur à 0,714. Des mesures pourraient être prises :
- Utiliser un écran anti-adhérence pour éviter que les contraintes se transmettent de la bordure profilée au masque.
 - Diminuer la déformabilité de la Zone 3C comme présenté dans les paragraphes précédents.
 - Ajouter un joint horizontal sur la partie supérieure du barrage (vers 1/3 de la hauteur du barrage).

6.3 LOI DE COMPORTEMENT

Une loi de comportement élastoplastique appelée L&K-Enroch développée au sein de EDF-CIH pour les enrochements a également été testée dans cette thèse. Une comparaison entre le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle L&K-Enroch a été réalisée. Les études montrent que le modèle de Mohr-Coulomb peut retrouver le comportement de l'ouvrage en phase de construction, mais pas en phase de mise en eau. Il pourrait être utilisé lorsque la hauteur de barrage est relativement faible (l'impact de la zone 3C est négligeable). En revanche, le modèle L&K-Enroch qui peut reproduire la plupart des caractéristiques des enrochements (écrouissage positif et négatif, dilatance, déformation volumique plastique sous charge hydrostatique...) permet de mieux simuler le comportement des CFRD. Une démarche de calage des paramètres du modèle L&K-Enroch a été proposée qui rend le modèle plus aisé à manier lors d'une étude préliminaire. Mais cette démarche s'appuie sur l'existence d'une base de données d'essais qui devra être complétée. Pour des analyses plus approfondies, des essais en laboratoire sont nécessaires. Nous conseillons de réaliser au moins un essai triaxial sous trois confinements différents et un essai œdométrique pour caler le modèle. Un essai d'écrasement est également recommandé afin de vérifier l'existence de l'effet d'échelle. En fonction de la précision des résultats des essais accessibles et l'exigence des résultats de

simulation attendue, le choix entre un modèle simple (Mohr-Coulomb) et un modèle sophistiqué (L&K-Enroch) devra être apprécié dans le détail.

6.4 EFFET D'ÉCHELLE

L'effet d'échelle a été mis en évidence par différents auteurs. Cette thèse a souligné son impact et son importance sur le comportement global des CFRD.

Afin de vérifier l'existence de l'effet d'échelle, des essais d'écrasement sont recommandés pour analyser la capacité de rupture des particules avec différentes tailles. La méthode proposée [Frossard, 2010] nous permet d'estimer les caractéristiques mécaniques de l'enrochement ayant une taille de bloc importante à partir d'essais réalisés sur une fraction plus fine. Cette méthode a été également justifiée et appliquée dans la modélisation du barrage de Mohale afin de quantifier l'impact de l'effet d'échelle sur le comportement global du barrage.

D'après les résultats des simulations, plus la taille du matériau est grande, moins le matériau est résistant, par conséquent, la déformabilité du matériau est plus importante. Cette déformabilité sous-estimée du matériau pourrait entraîner des désordres importants sur l'ouvrage (ex : fissures sur le masque des grands CFRD). Il faut ainsi manipuler les résultats obtenus en laboratoire avec grande prudence surtout si les essais ont été effectués en utilisant des petits échantillons.

6.5 PERSPECTIVES

Concernant le calage des paramètres de la loi élastoplastique L&K-Enroch, la base de données d'essais proposée dans le Chapitre 4 devra être enrichie par des essais impliquant des matériaux variés en termes de paramètres physiques (indice des vides, forme des particules, granulométrie...). Cette base de données sera non seulement utilisée pour le calage du modèle L&K-Enroch, mais aussi servir pour d'autres lois de comportement. La première base de données proposée comporte essentiellement des essais triaxiaux. D'autres chemins de contraintes seraient nécessaires pour mieux cerner le comportement de l'enrochement et valider les modèles utilisés.

Le phénomène de fluage a un impact significatif sur le comportement mécanique de l'enrochement. Le barrage en enrochement continue à se déformer après l'achèvement de la construction. Un modèle viscoplastique pourrait être utilisé afin de prendre en compte ces déformations supplémentaires en fonction du temps.

L'effet d'échelle a une influence très significative sur le comportement des enrochements. Sa prise en compte devrait continuer à être étudiée non seulement au niveau du mécanisme déviatoire, mais aussi isotrope.

Au niveau de la modélisation numérique, les points suivants pourraient être améliorés dans les études à venir :

- Construire une fondation complète au lieu d'une seule couche rigide.
- Modéliser les joints verticaux et périphériques afin d'évaluer plus finement le mouvement des joints.
- Approfondir les études des interfaces, surtout l'interface entre le masque (élément volumique) et la plinthe (élément structure). Actuellement, l'interface permet le mouvement du masque par rapport à la plinthe ce qui s'approche de la réalité. En revanche, le mouvement entre les deux éléments est difficile à interpréter. Un nouvel élément d'interface ou un autre type d'élément devrait être développé afin de mieux modéliser le contact entre la plinthe et le masque.

ANNEXE I. SENSIBILITÉ DES PARAMÈTRES DU MODÈLE L&K-ENROCH

I. Sensibilité des paramètres du mécanisme élastique

Afin de mieux comprendre l'influence des paramètres sur les différents comportements mécaniques des matériaux et de faciliter le calage des paramètres, plusieurs simulations d'essais en laboratoire ont été réalisées. Concrètement, il s'agit de simuler deux types d'essai : l'essai triaxial et l'essai œdométrique. Les résultats des simulations sont présentés ci-dessous.

Pour les essais triaxiaux, lorsque le module de Young E augmente, la déformation axiale diminue ainsi que la déformation volumique. C'est aussi vrai pour la simulation des essais œdométriques. Sur la figure 1.1, le coefficient de Poisson influence seulement le comportement volumique. Dans le repère « Déviateur - Déformation axiale », la courbe tracée reste inchangée. Lorsque ν augmente, la déformation volumique diminue. Le paramètre du modèle n_{elas} possède le même comportement que celui de ν . Pour le paramètre de résistance en compression simple σ_c , il a une influence sur le comportement déviatoire ainsi que sur le comportement volumique.

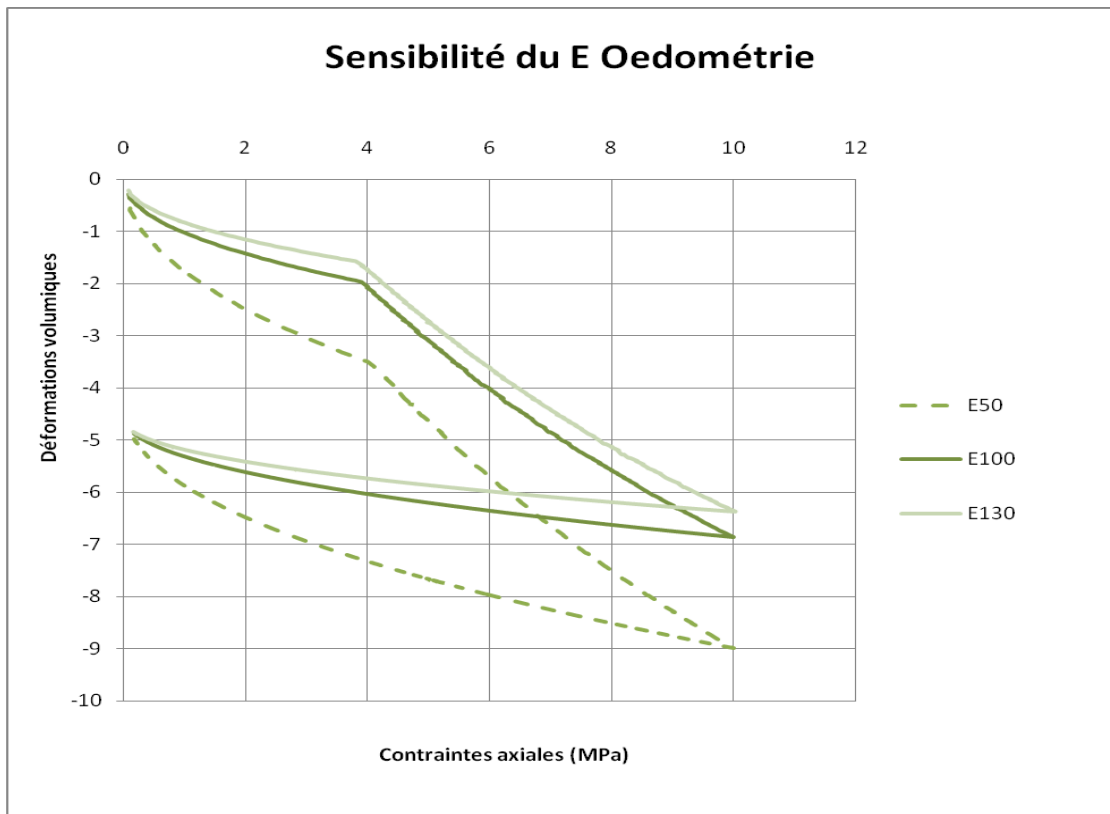
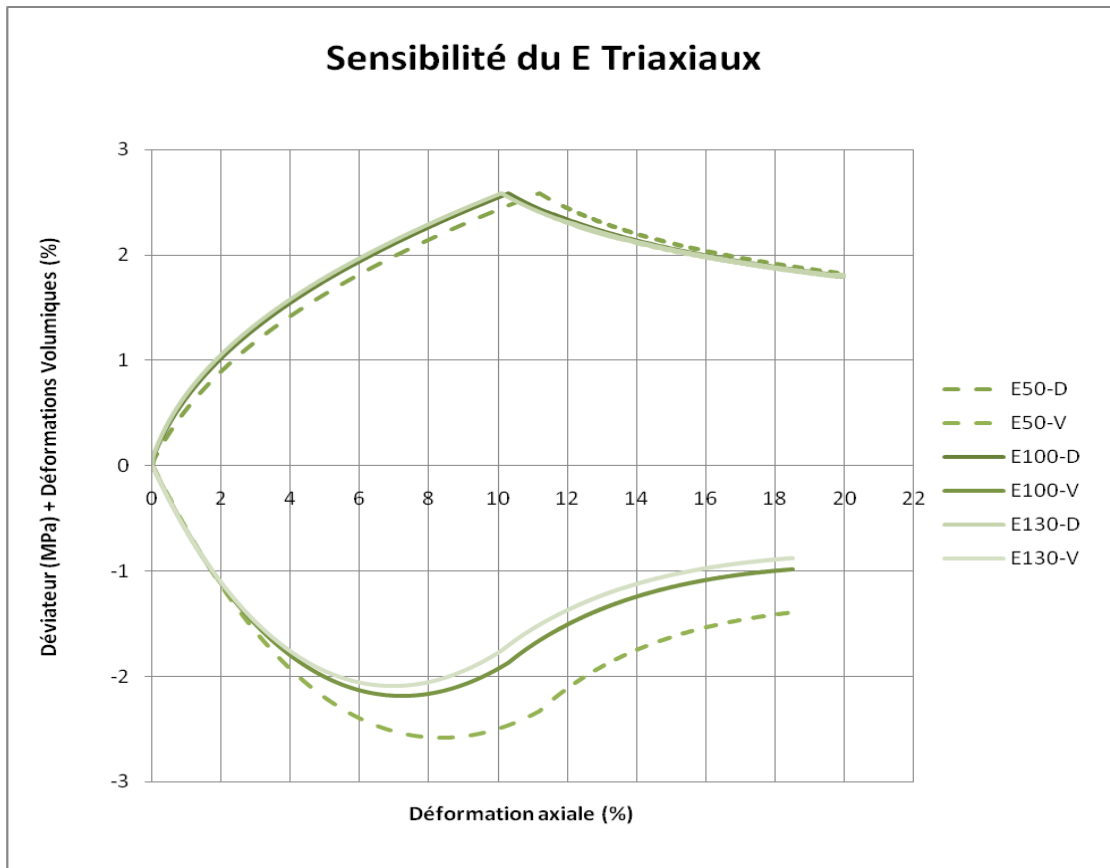


Figure 1.1 : Sensibilité de E

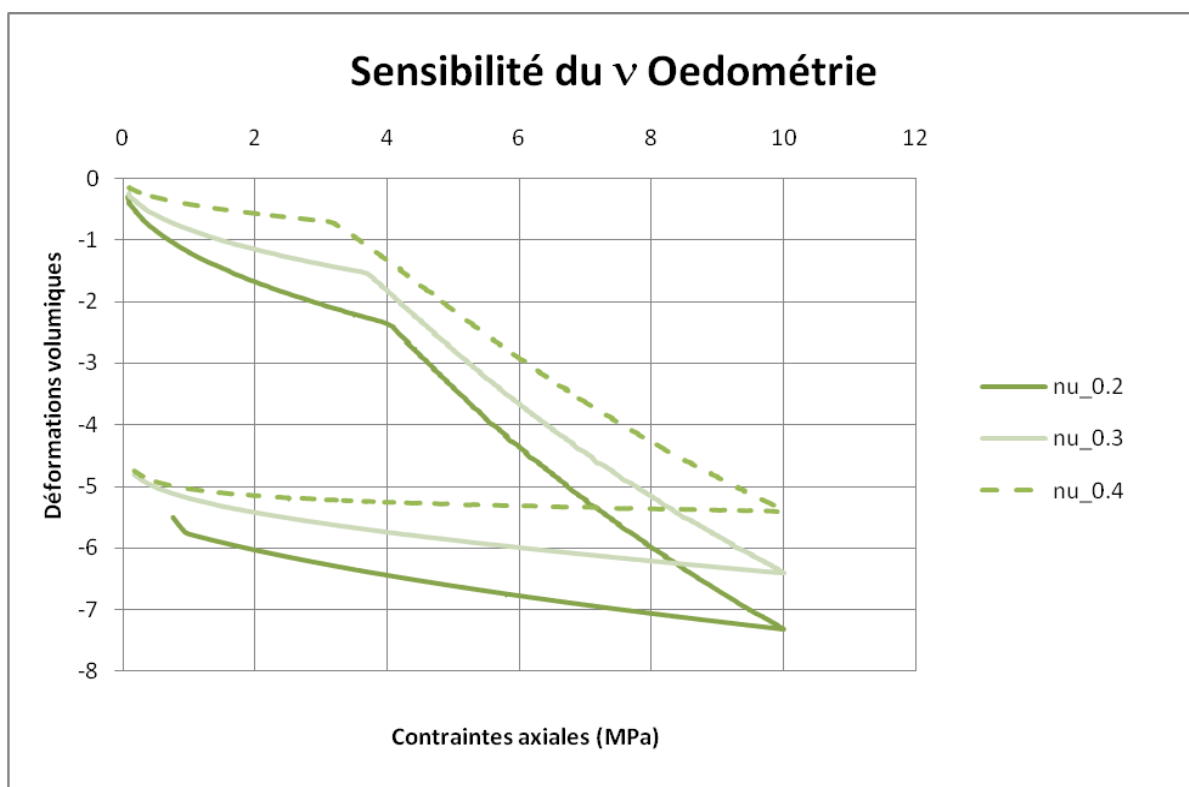
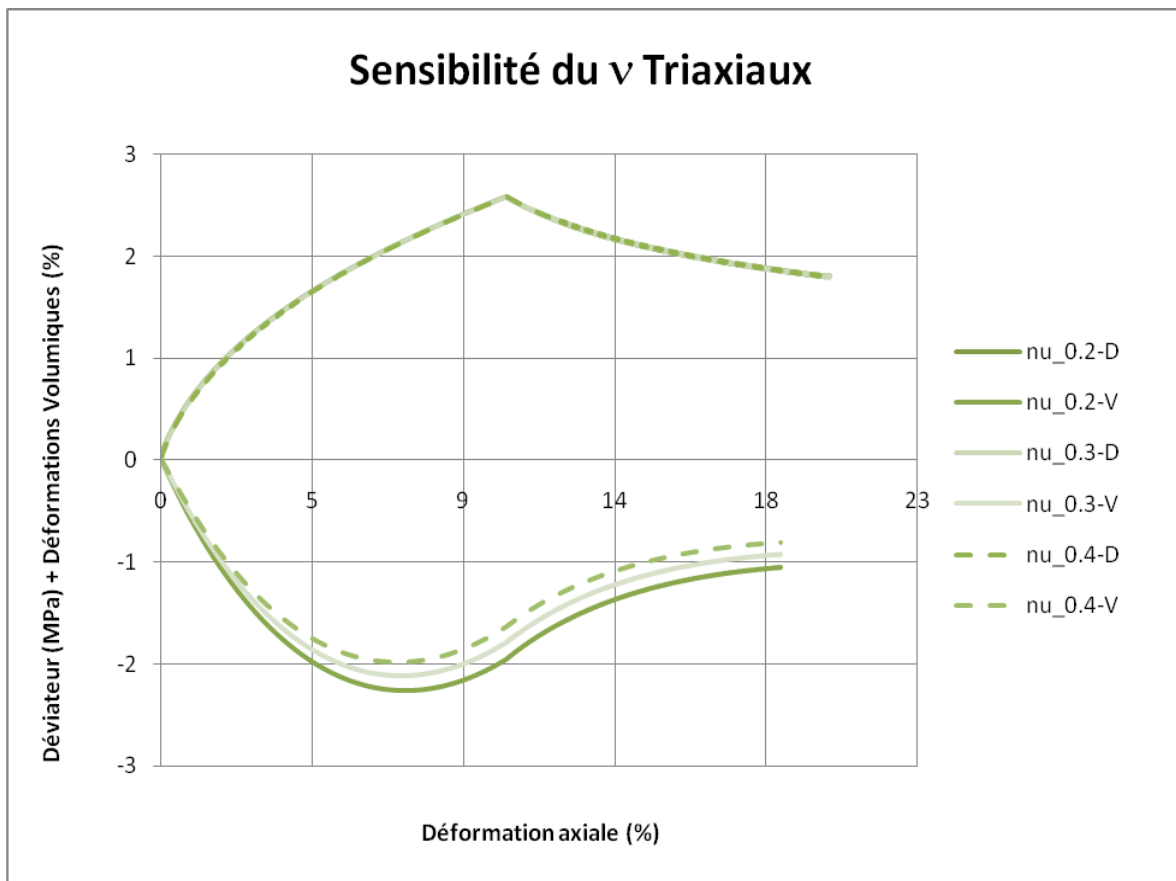


Figure 1.2 : Sensibilité de ν

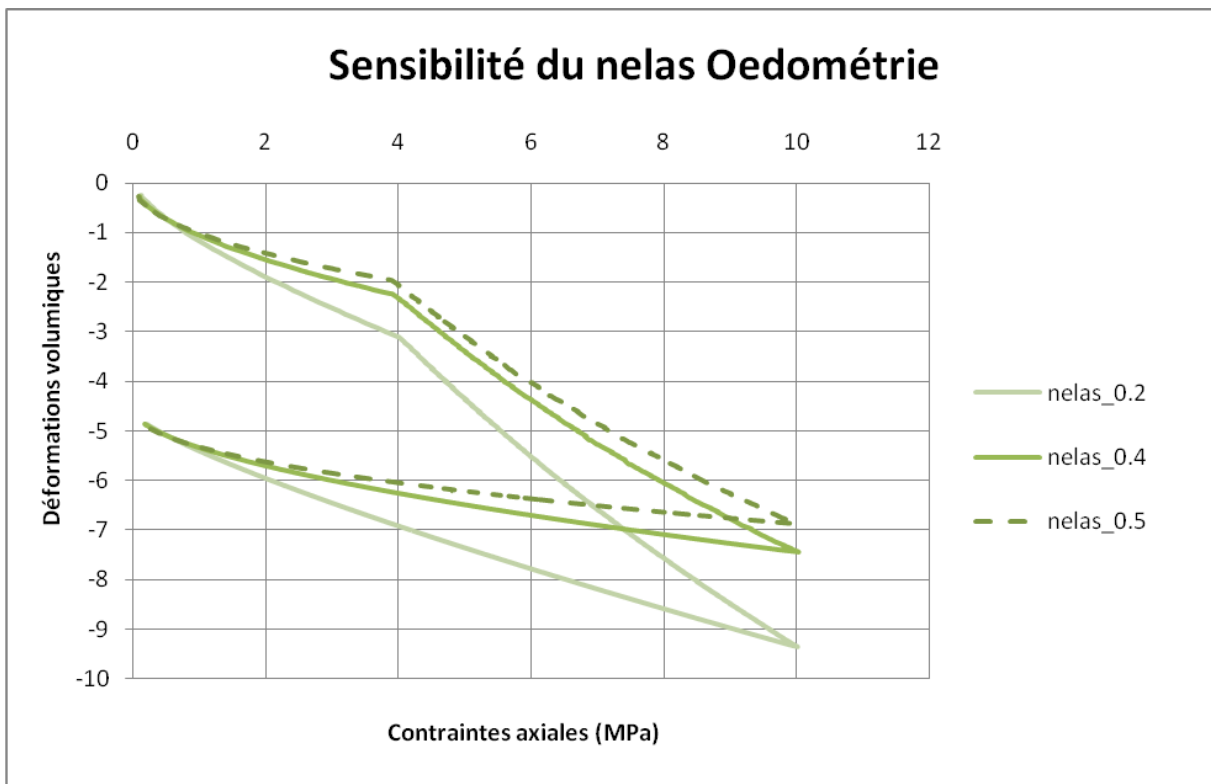
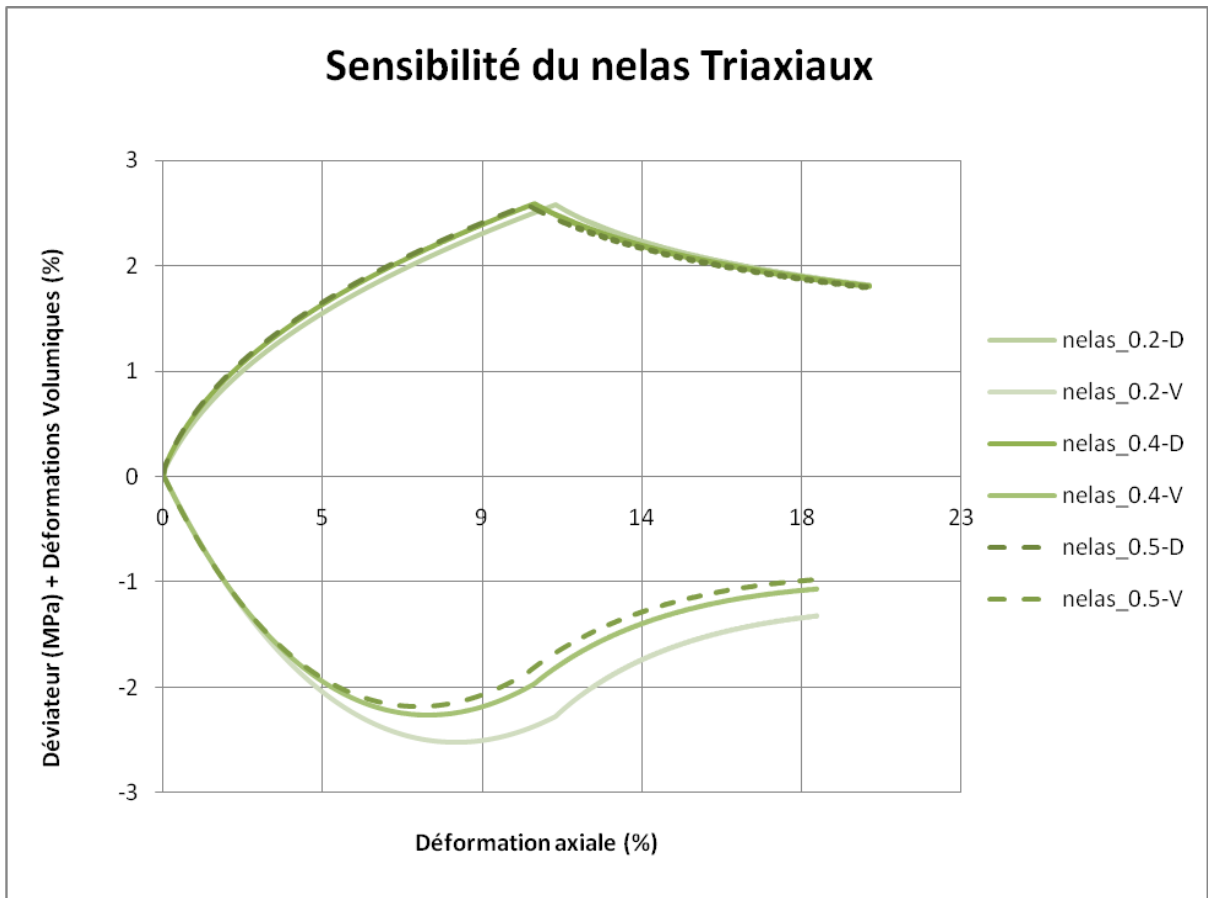
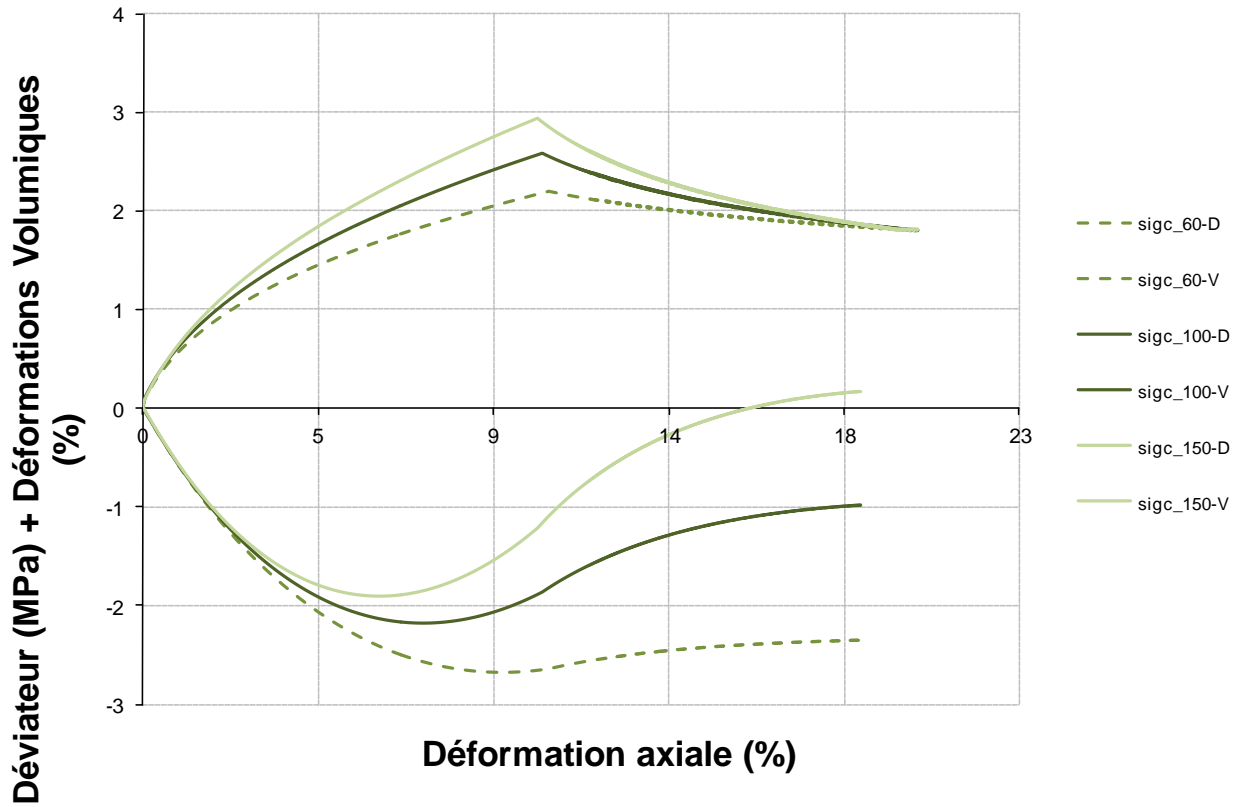


Figure 1.3 : Sensibilité de n_{elas}

Sensibilité du σ_c Triaxiaux



Sensibilité du σ_c Oedométrie

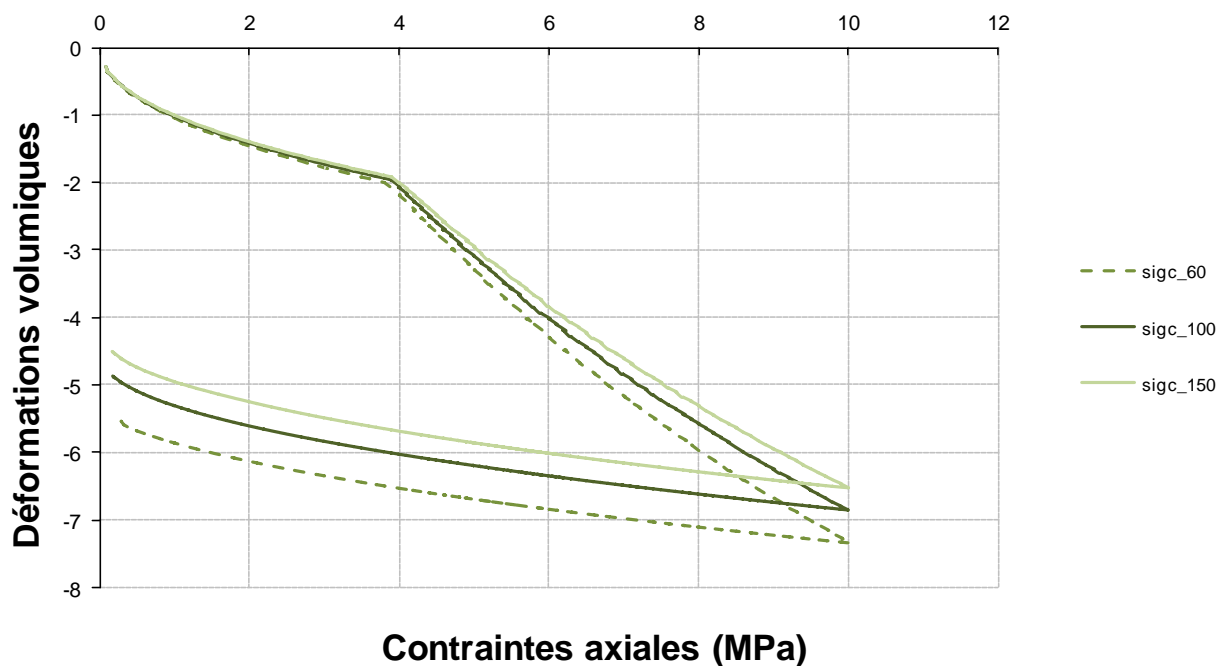


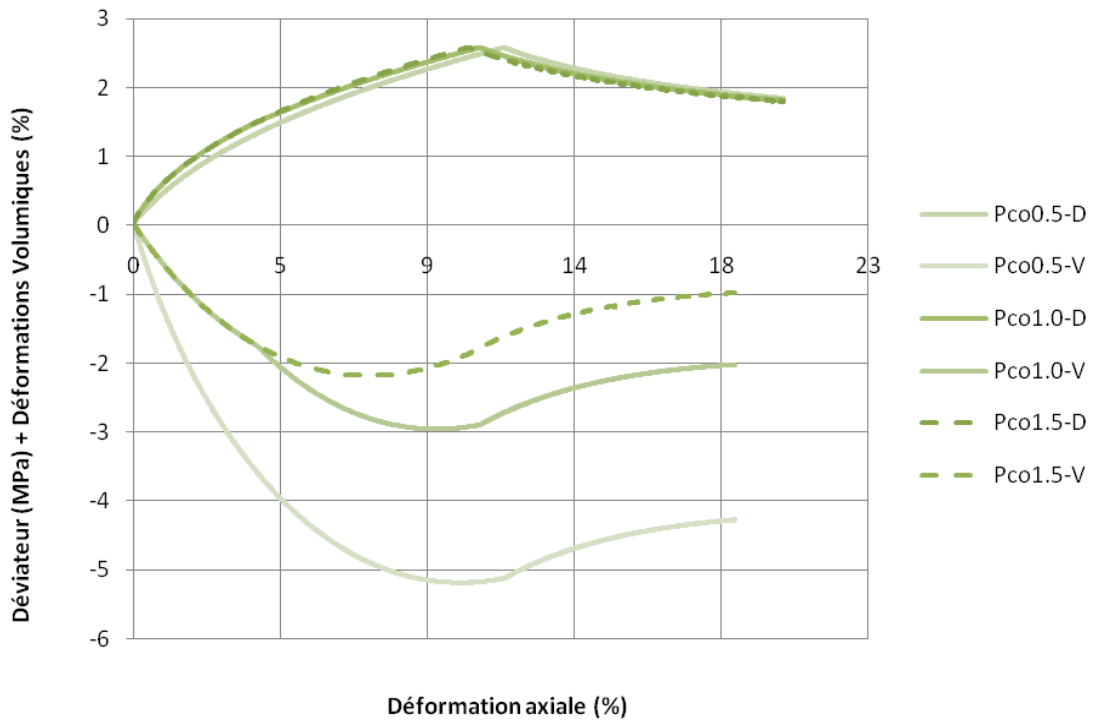
Figure 1.4 : Sensibilité de σ_c

II. Sensibilité des paramètres du mécanisme isotrope

D'après les simulations, lorsque p_{∞} augmente, les déformations volumiques diminuent. La résistance de pic du matériau ne change presque pas avec la variation de p_{∞} . C'est un paramètre important pour le calage du comportement volumique.

Pour le paramètre β , le comportement du matériau reste inchangé lorsque β varie lors des simulations des essais triaxiaux. Par contre, sur le chemin de contraintes œdométriques, lorsque β diminue, les déformations volumiques augmentent après l'atteinte du critère isotrope.

Sensibilité du Pco Triaxiaux



Sensibilité du Pco Oedométrie

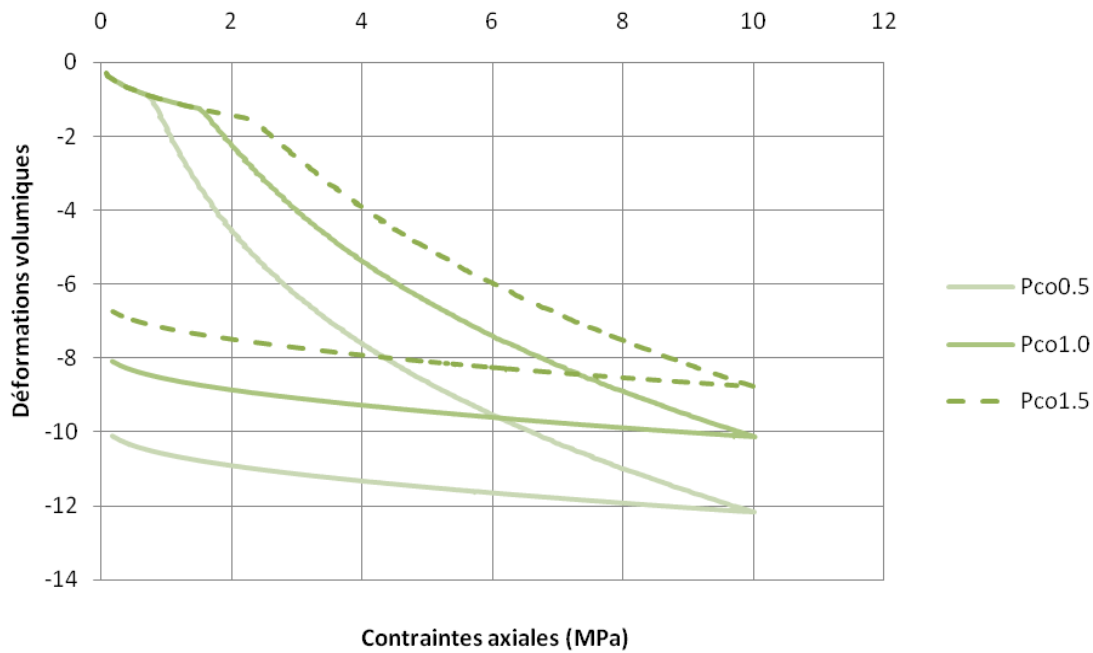


Figure 1.5 : Sensibilité de P_{co}

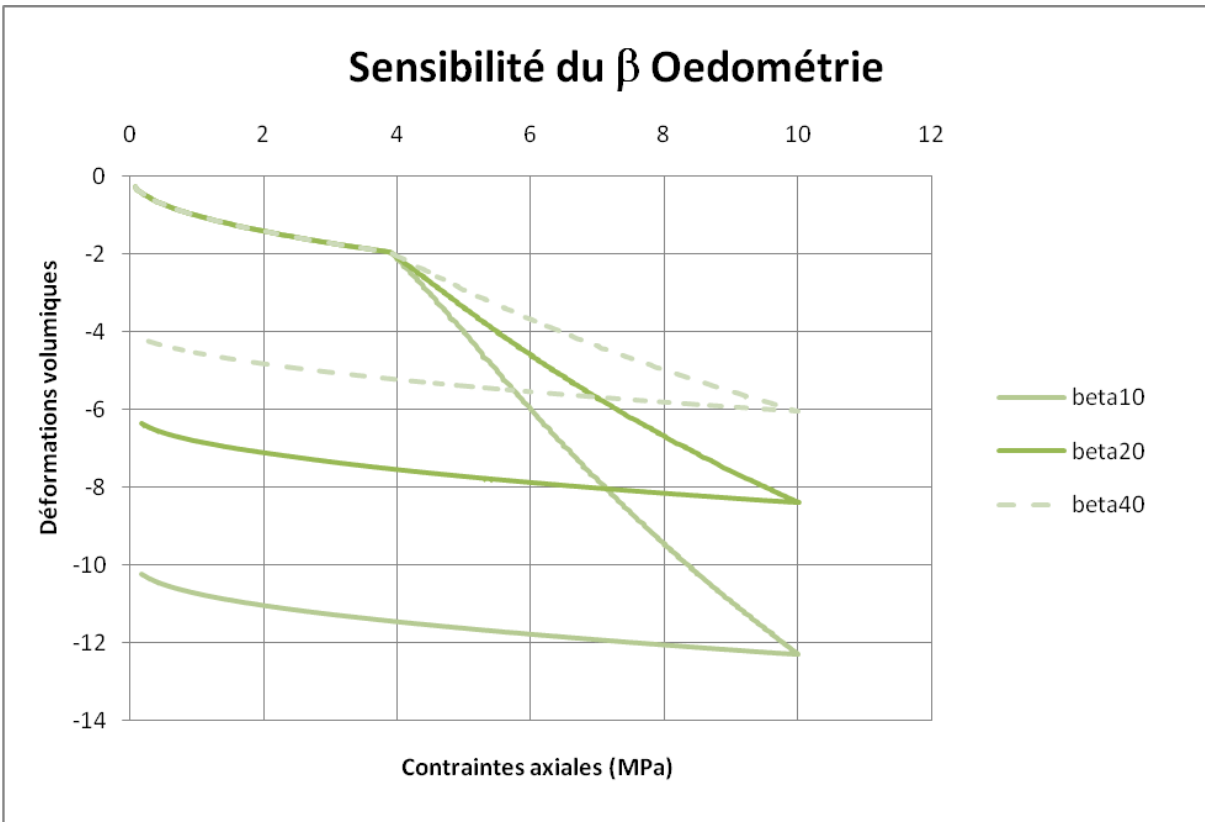
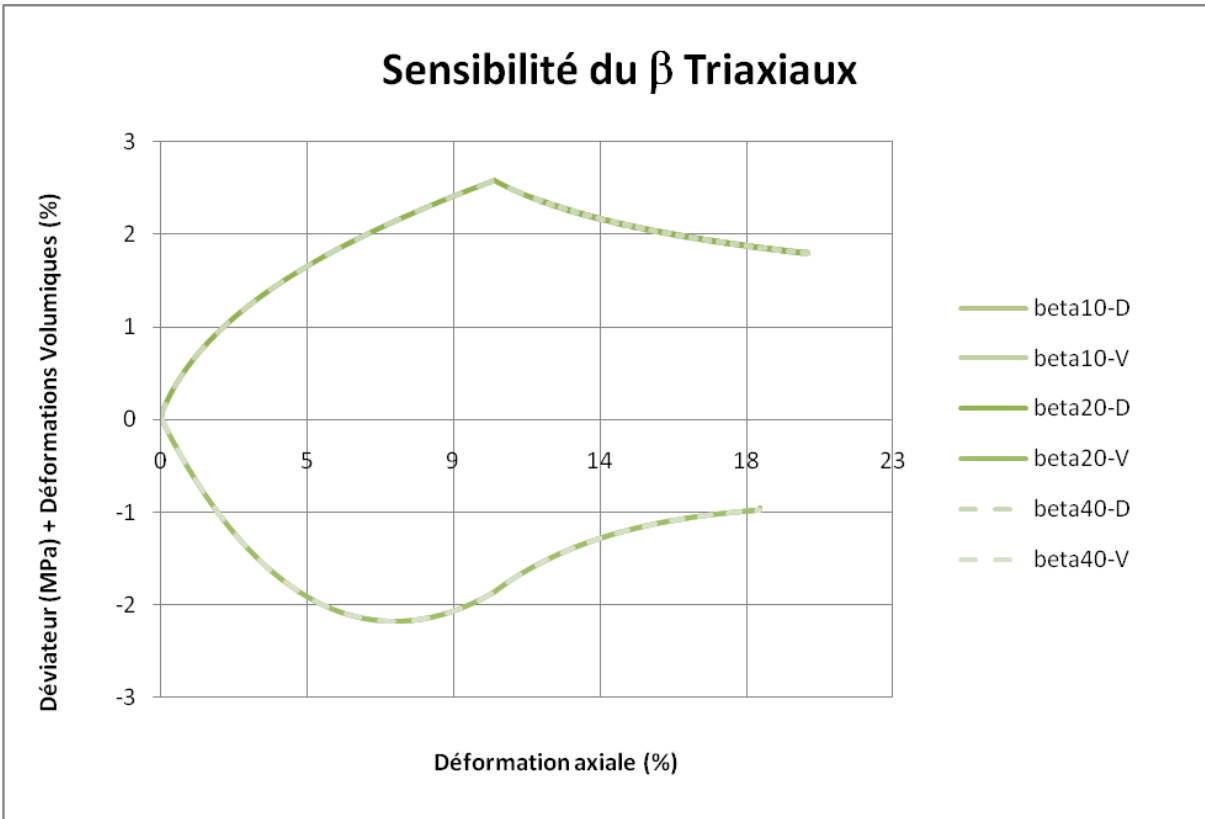


Figure 1.6 : Sensibilité de β

III. Sensibilité des paramètres des seuils

D'après les différentes simulations, lorsque a_0 diminue, les déformations volumiques diminuent et le matériau a un comportement plus rigide. Pour les essais triaxiaux, lorsque a_0 est petit, le matériau dilate très rapidement. Le même phénomène a été constaté lors des simulations des essais œdométriques. La même tendance a été trouvée pour a_{pic} qui a une très forte influence sur la résistance maximale du matériau. m_0 (m_{pic}) a une tendance différente de celle de a_0 (a_{pic}). Lorsque m_0 (m_{pic}) diminue, les déformations volumiques augmentent. m_0 et m_{pic} dominent respectivement la phase pré-pic et la phase post-pic. Comme a_{pic} , m_{pic} a une très forte influence sur la résistance maximale du matériau lors des simulations des essais triaxiaux. Donc, le calage des paramètres a_{pic} et m_{pic} est très important. Une comparaison entre les différents critères de résistance (Barton et Kjaernsli (1981), Mamba (1989), Kurt (2002)) a été réalisée sous Excel, afin de mieux caler les deux paramètres.

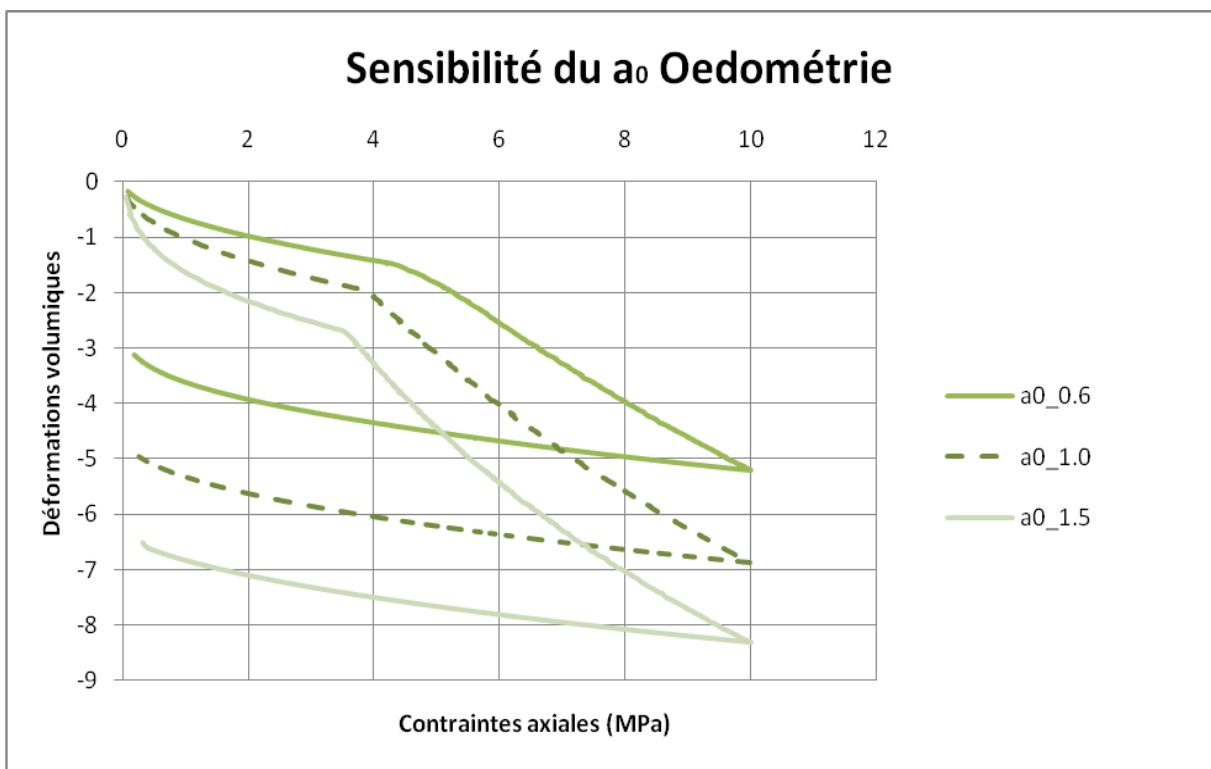
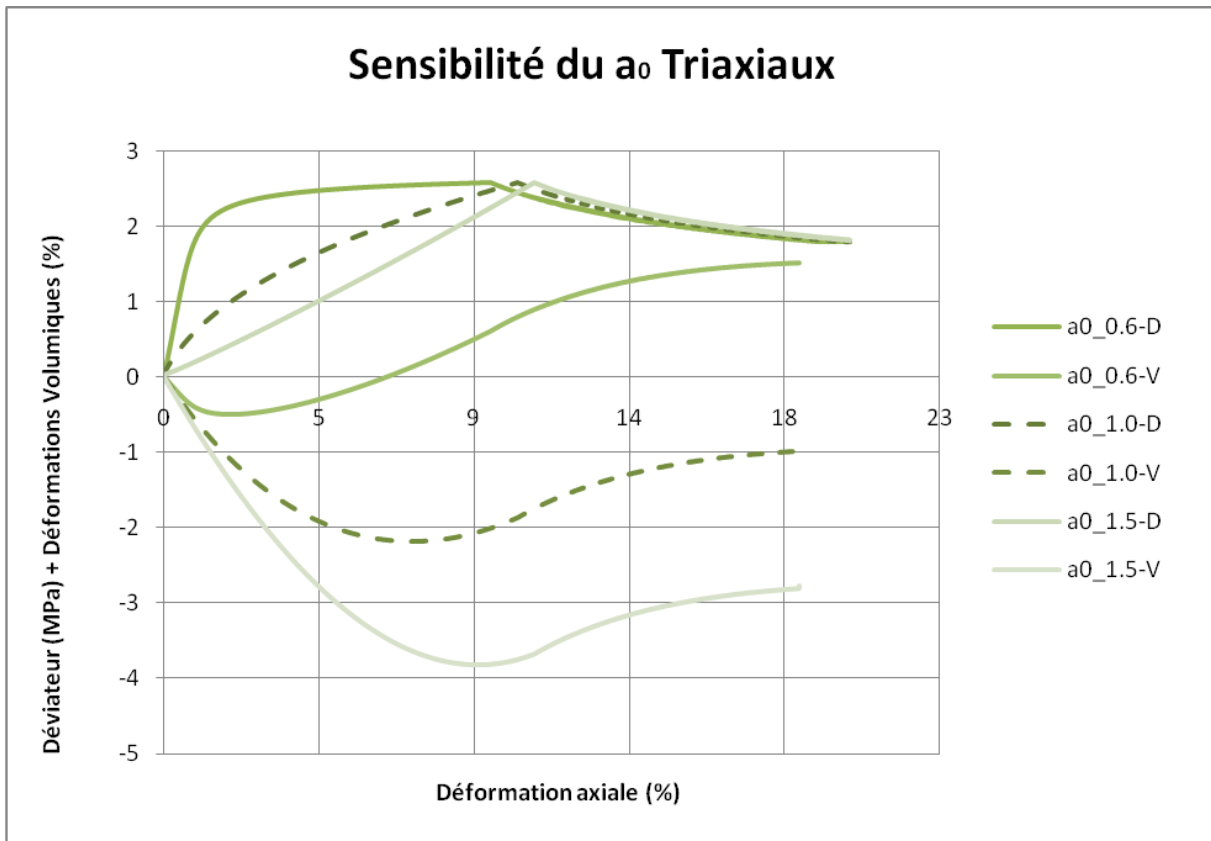


Figure 1.7 : Sensibilité de a_0

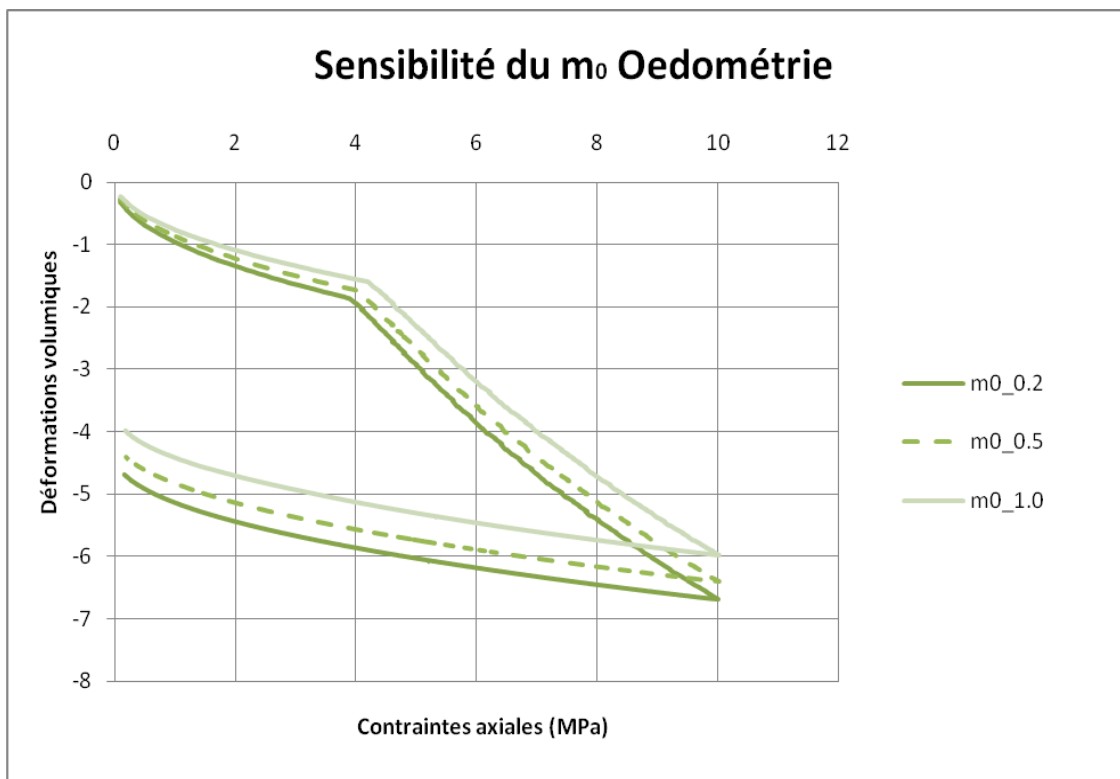
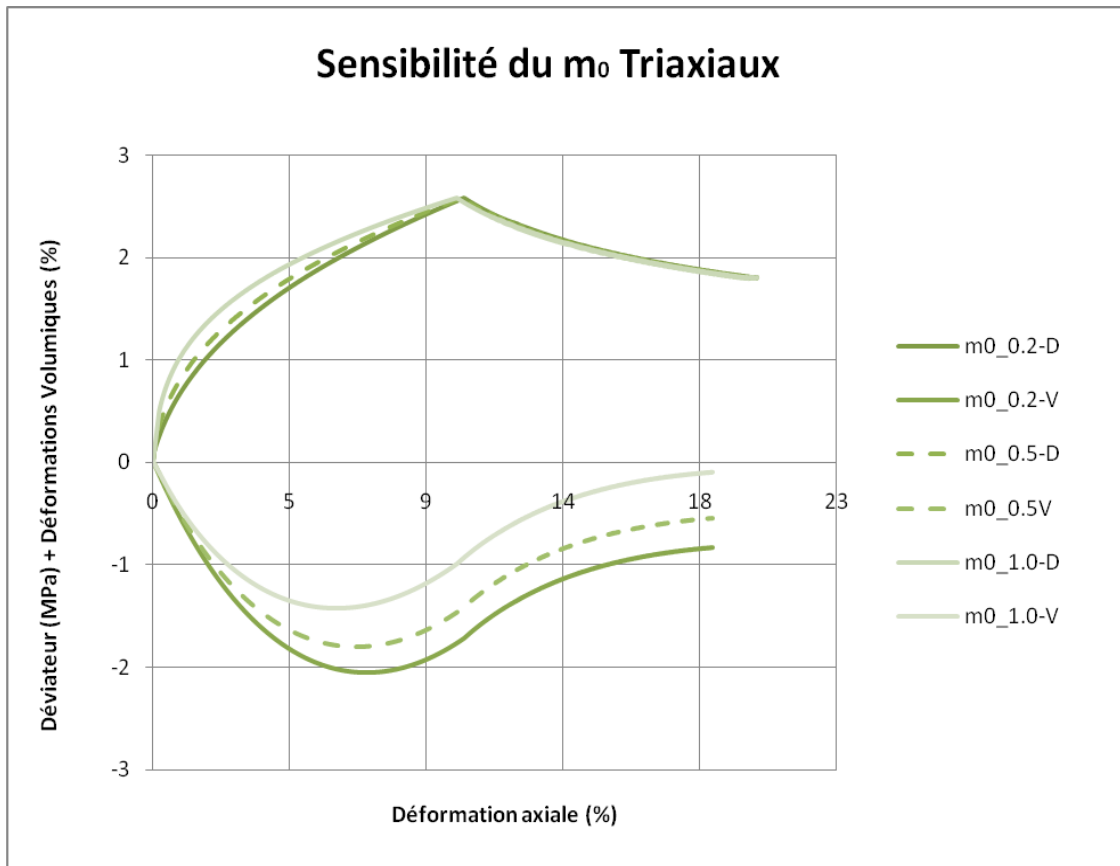


Figure 1.8 : Sensibilité de m_0

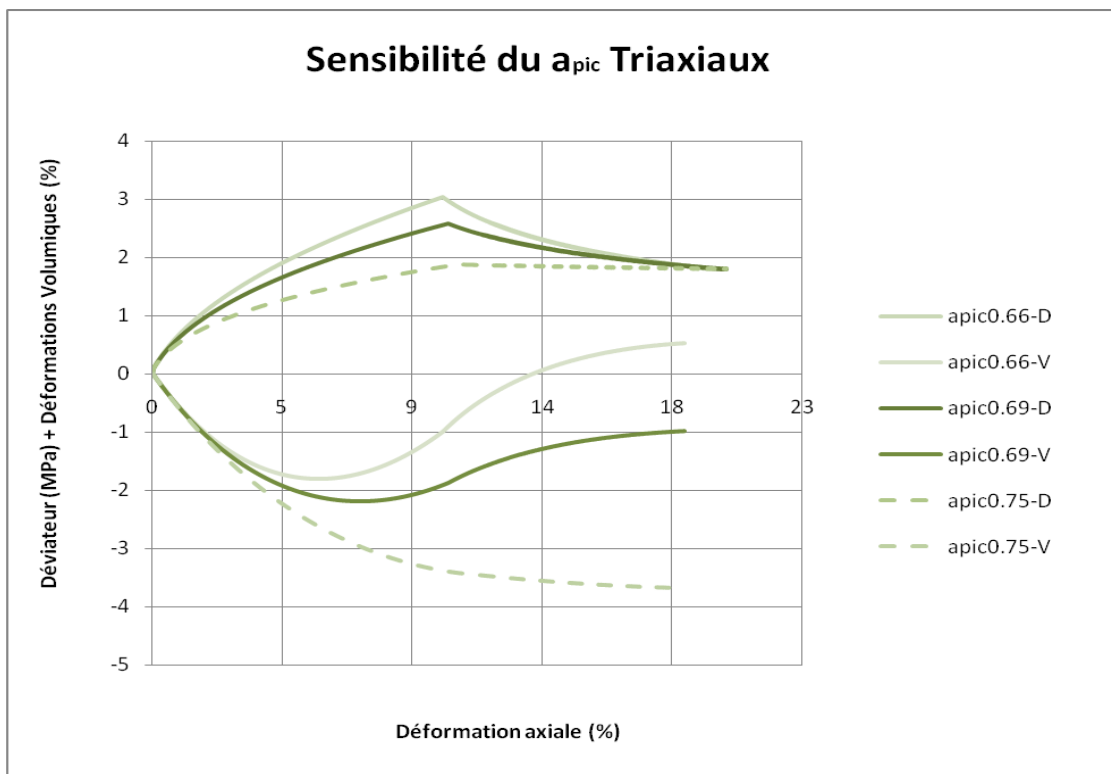
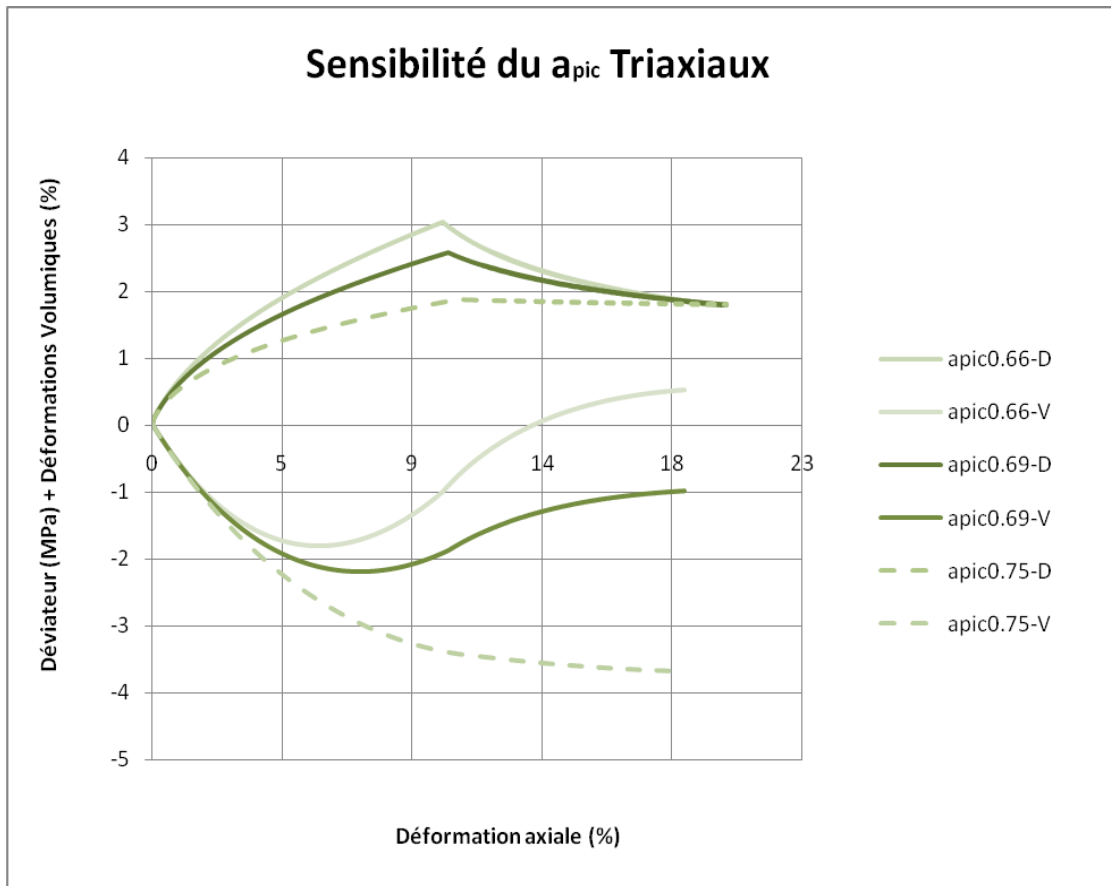


Figure 1.9 : Sensibilité de a_{pic}

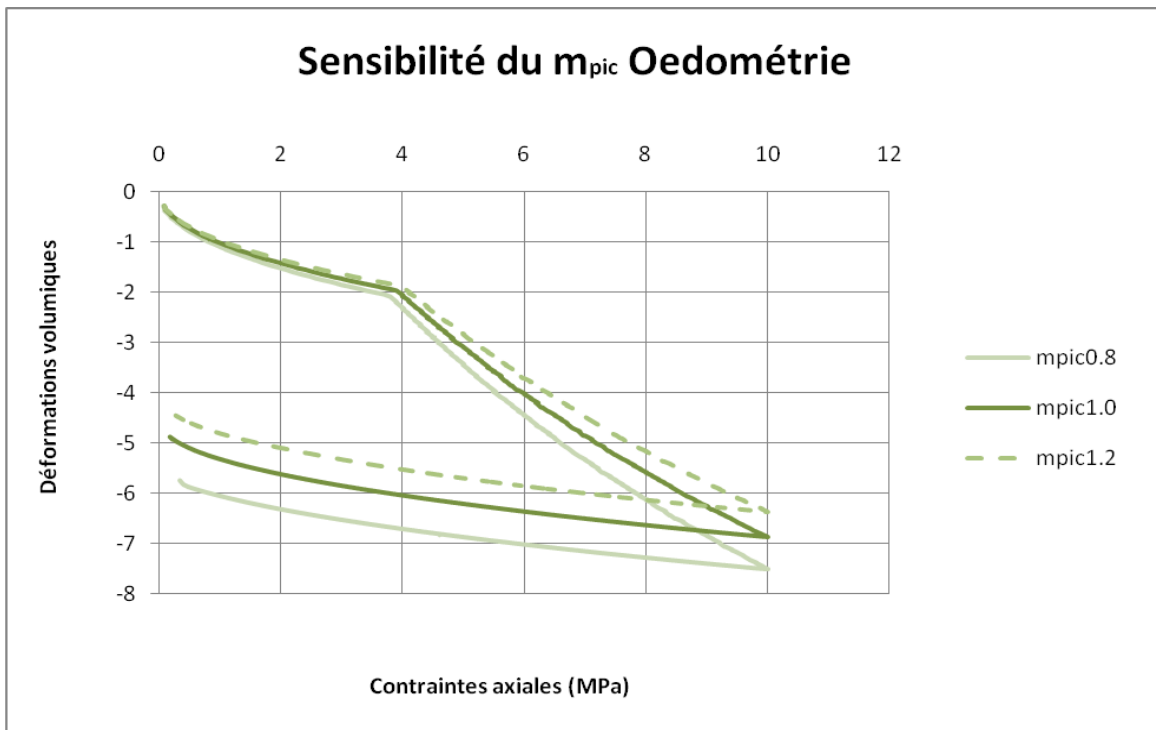
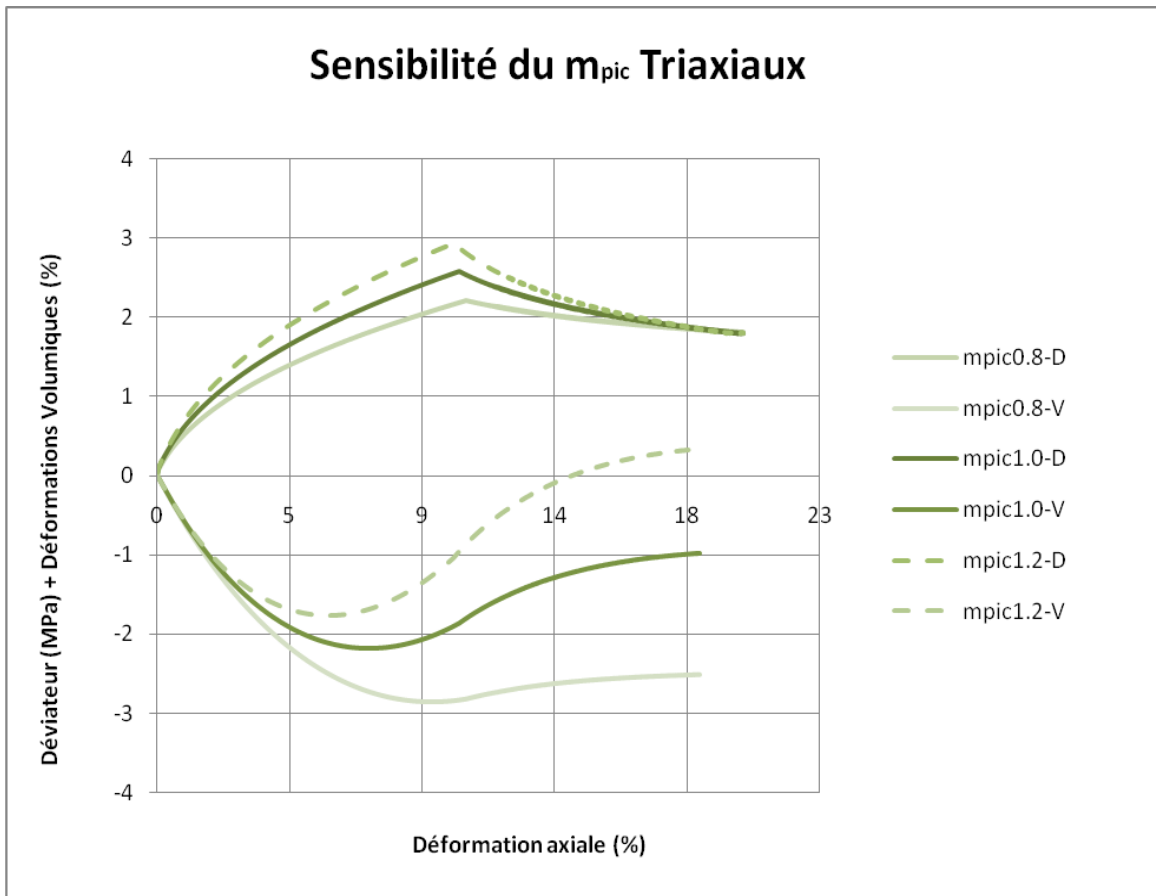


Figure 1.10 : Sensibilité de m_{pic}

IV. Sensibilité des paramètres de la loi d'érouissage

La variable d'érouissage γ_{pic} a un sens physique concret : la déformation plastique déviatoire nécessaire pour atteindre le pic de résistance. Lorsque γ_{pic} diminue, la résistance maximale est atteinte avec une déformation axiale plus petite pour des essais triaxiaux. Plus γ_{pic} est petite, plus le caractère dilatant va s'exprimer. On retrouve aussi ceci pour des essais œdométriques. Pour le paramètre de pré-pic « X_{ams} », il a une influence uniquement sur la phase pré-pic. Lorsque X_{ams} diminue, le comportement devient plus rigide et le matériau dilate plus rapidement.

Concernant la loi d'érouissage, deux paramètres contrôlent la phase post-pic : γ_{res} et η . γ_{res} représente la déformation plastique déviatoire nécessaire pour atteindre le seuil résiduel. γ_{res} change seulement la partie post-pic. Lorsque γ_{res} augmente, la résistance résiduelle du matériau augmente lors des simulations des essais triaxiaux. Par contre, il n'a presque pas d'influence sur les essais œdométriques. Le paramètre η a la même tendance que γ_{res} .

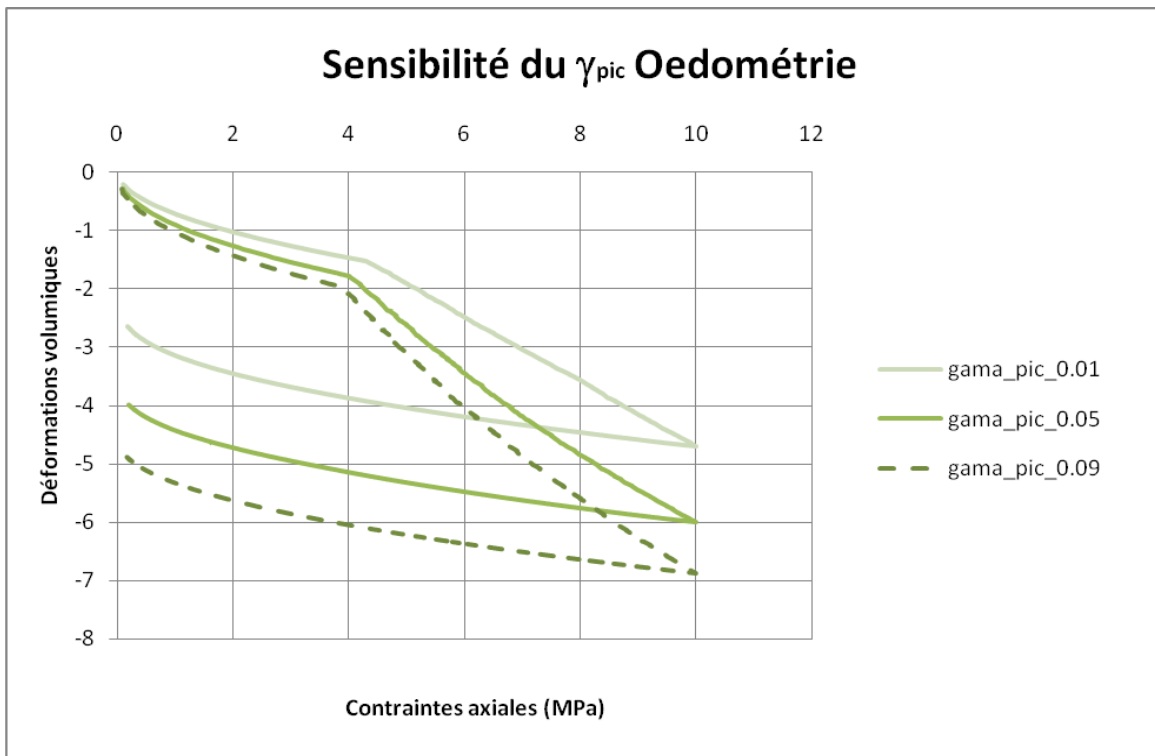
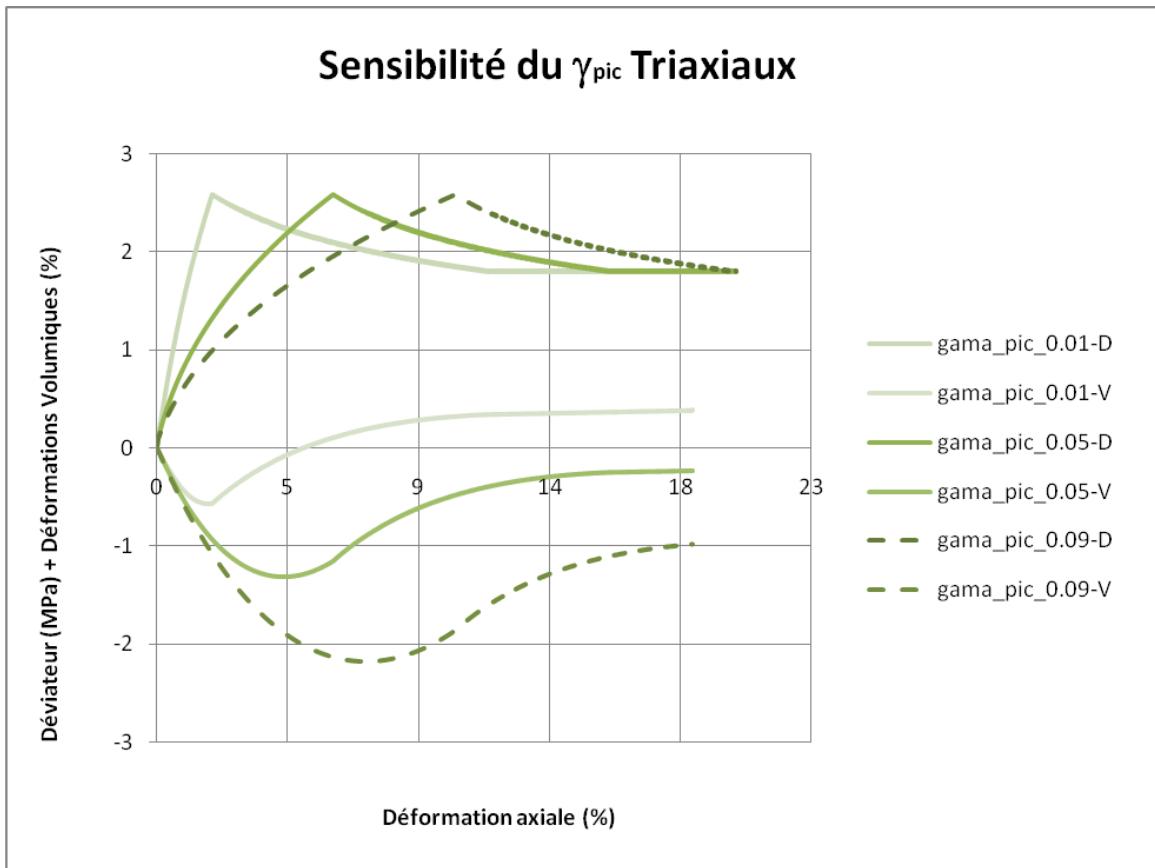


Figure 1.11 : Sensibilité de γ_{pic}

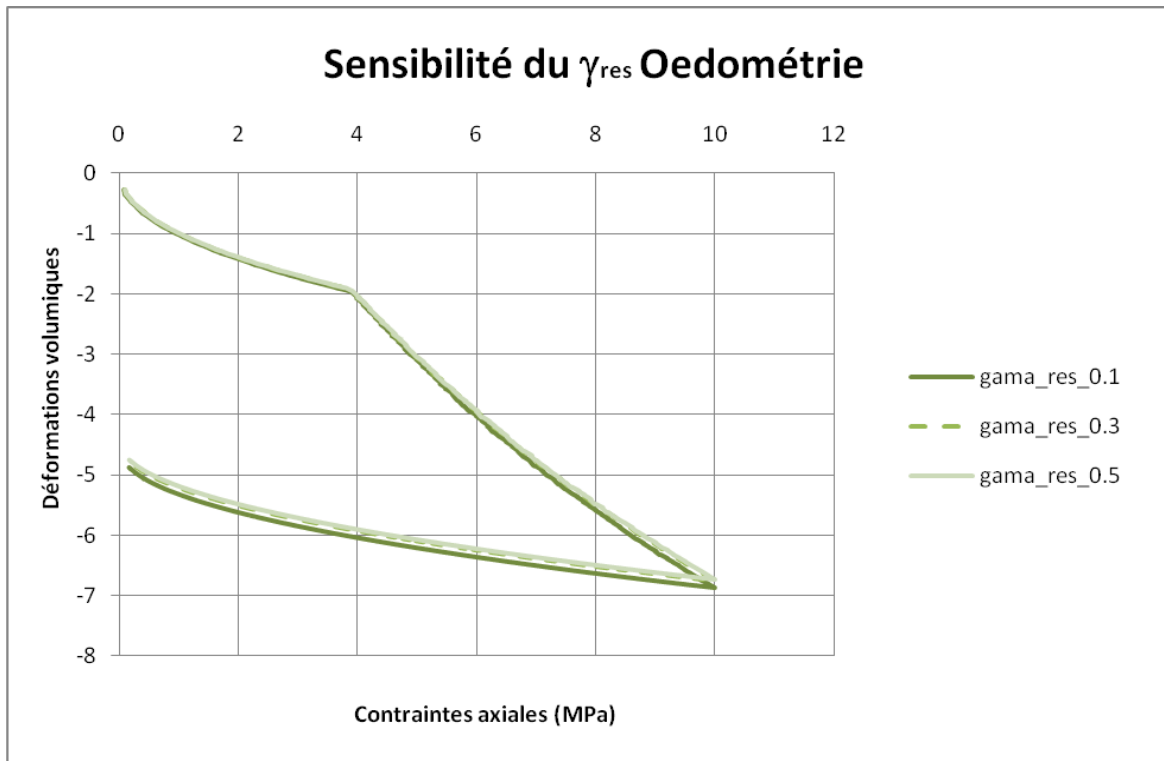
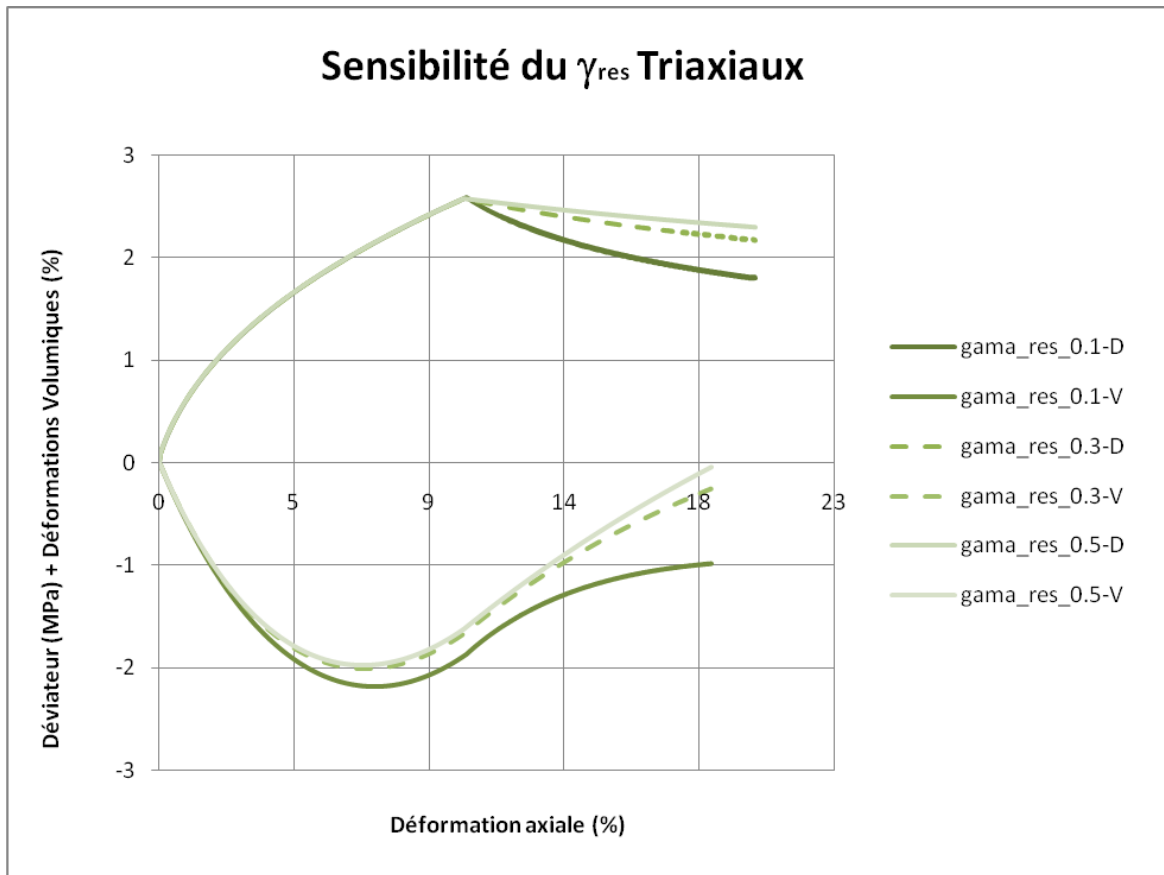


Figure 1.12 : Sensibilité de γ_{res}

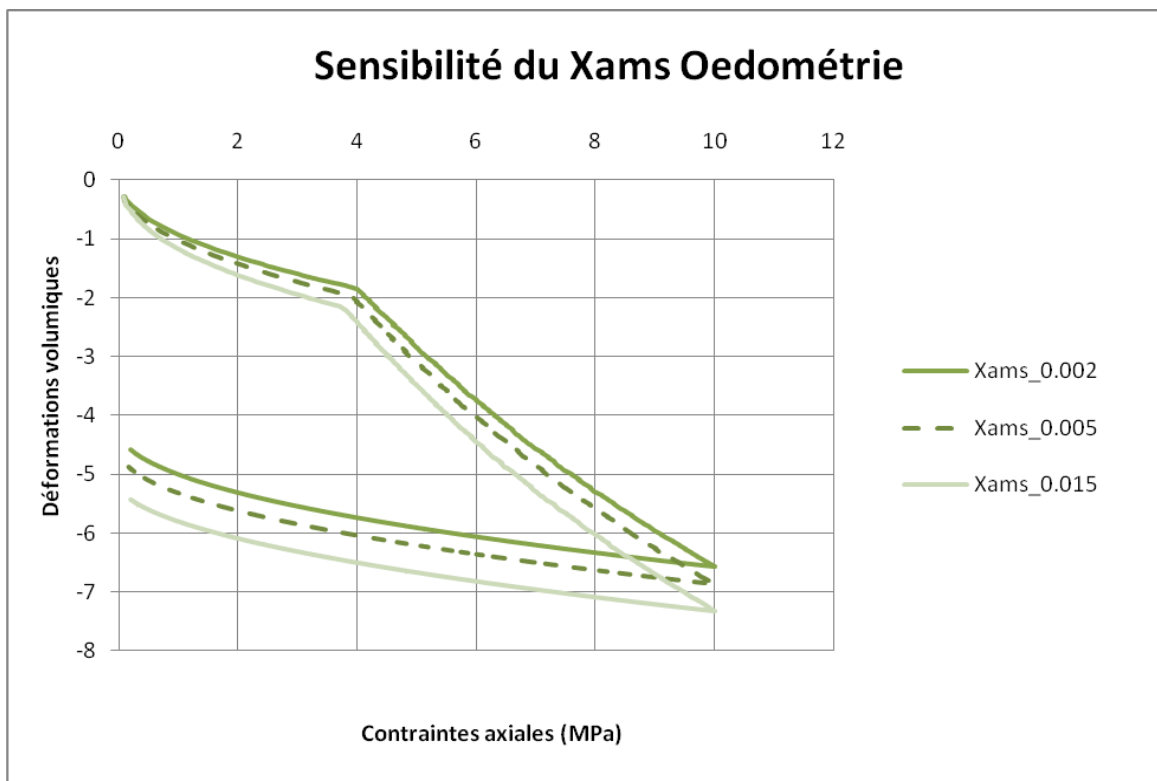
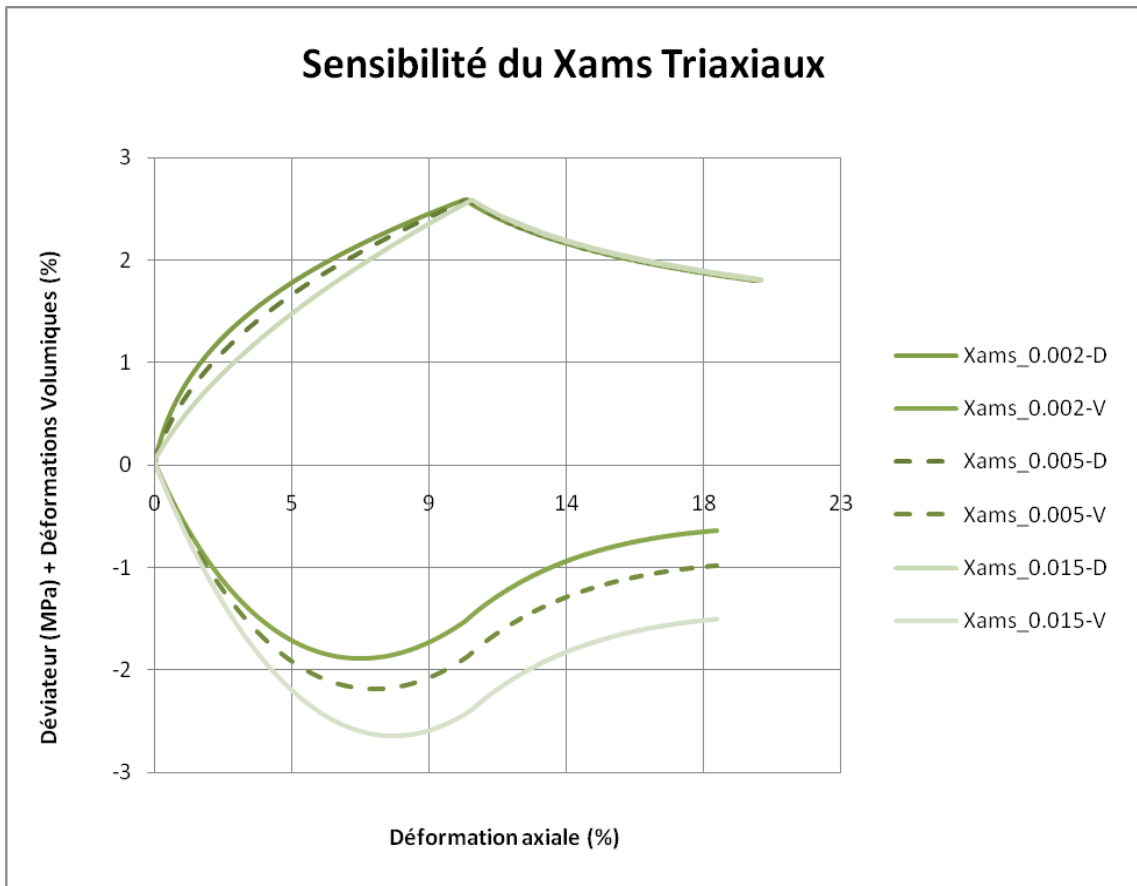


Figure 1.13 : Sensibilité de X_{ams}

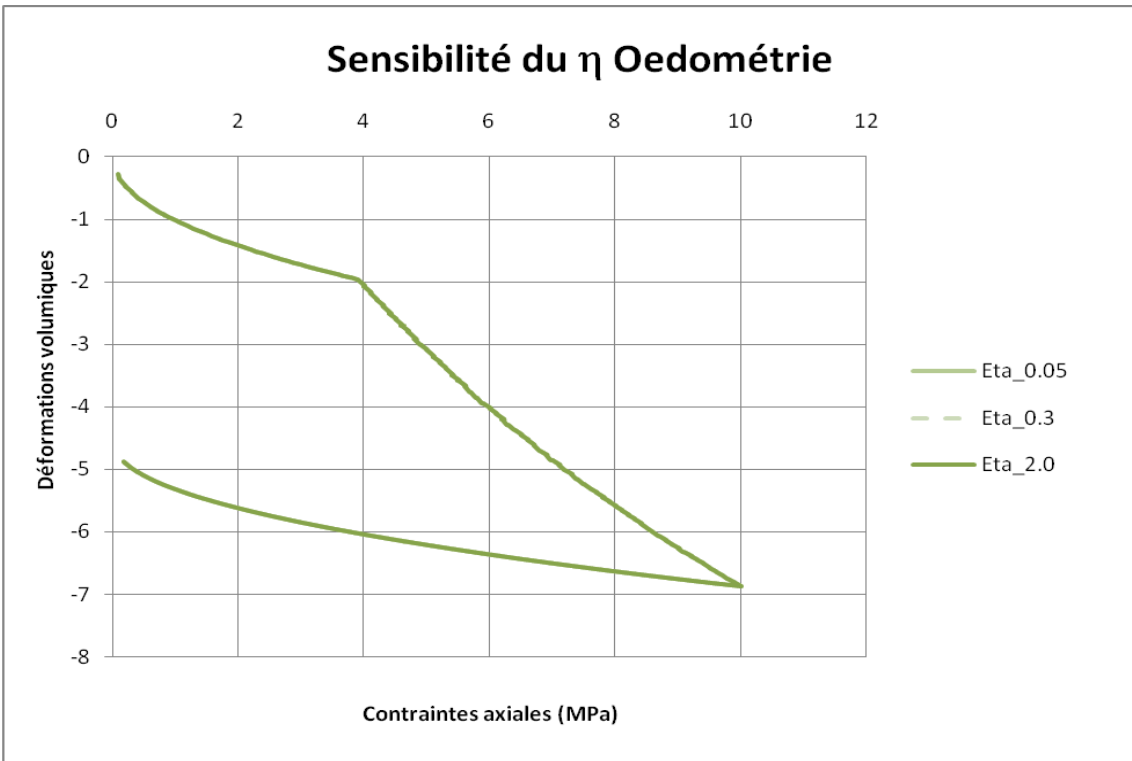
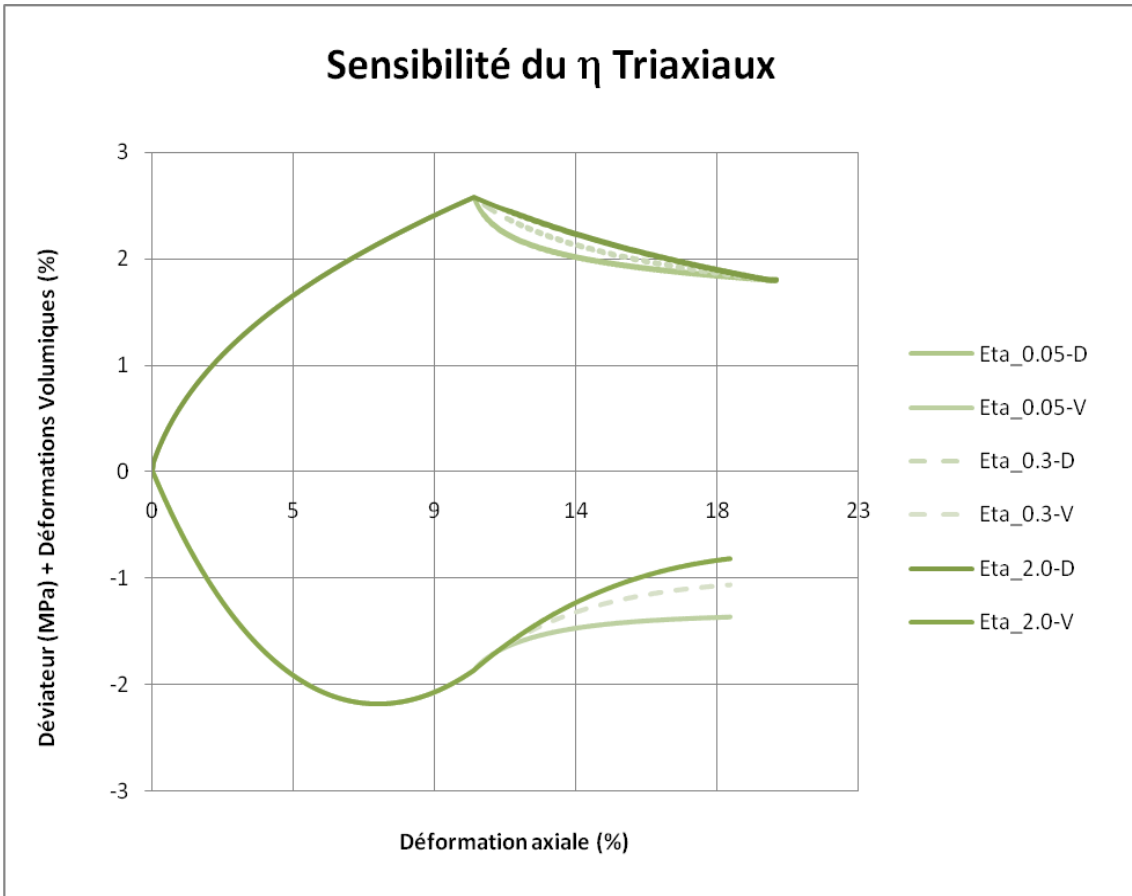


Figure 1.14 : Sensibilité de η

V. Sensibilité des paramètres du comportement volumique

Deux paramètres ont été intégrés dans le comportement volumique : l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}) et le paramètre de dilatance (ψ_0). Ces deux paramètres nous permettent de scinder le comportement volumique en deux parties : contractance et dilatance. Lorsque ϕ_{res} diminue, la résistance maximale du matériau en phase post-pic diminue lors des simulations des essais triaxiaux. Plus l'angle de frottement résiduel est grand, plus la caractéristique de dilatance du matériau est représentée. Plus ψ_0 est grand, moins le matériau exhibera de la dilatance. Ce paramètre devrait donc s'appeler plus précisément paramètre de contractance puisqu'il pilote l'étendue du domaine de contractance en définissant la position de l'état caractéristique (état de transformation de phase).

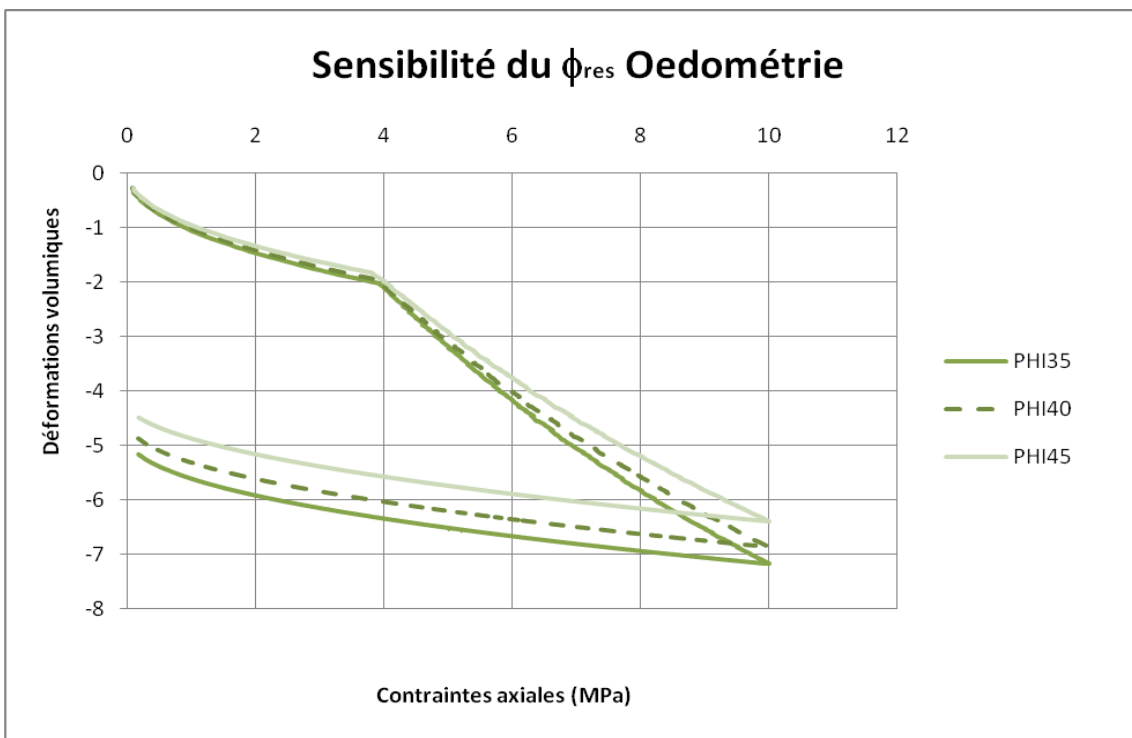
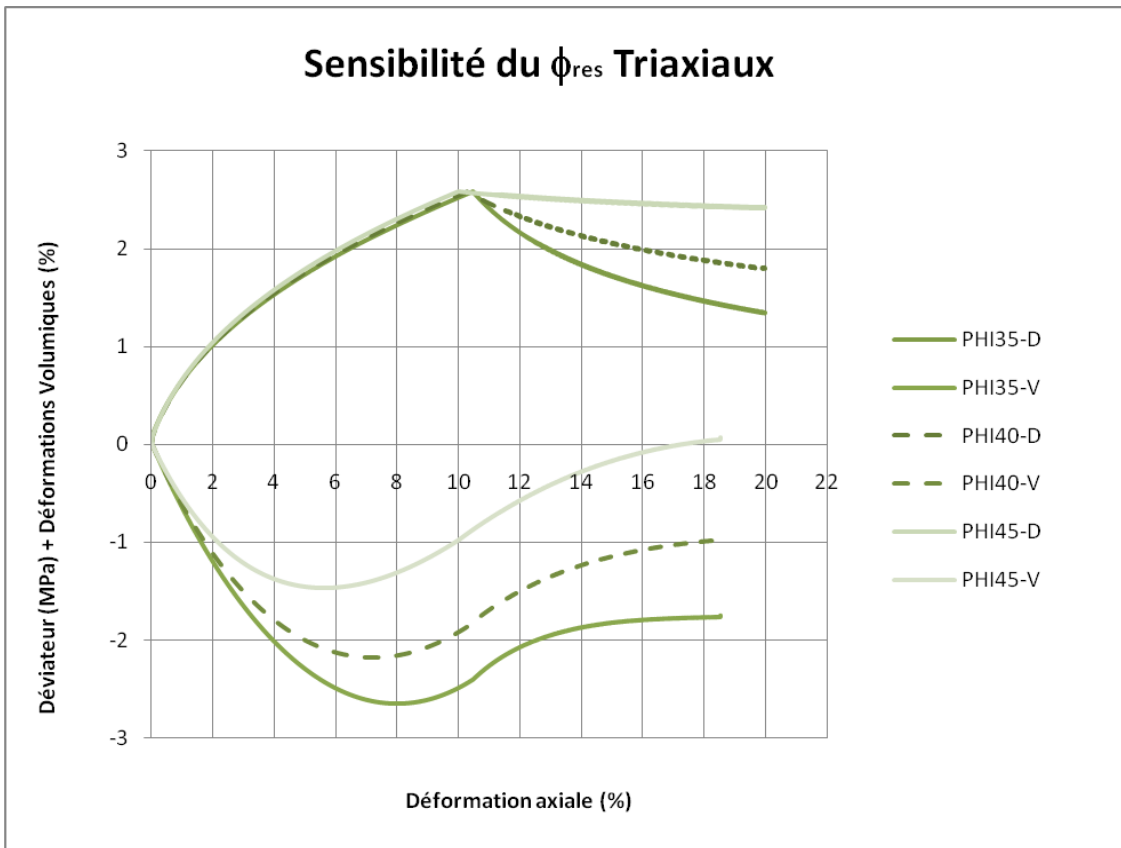


Figure 1.15 : Sensibilité de ϕ_{res}

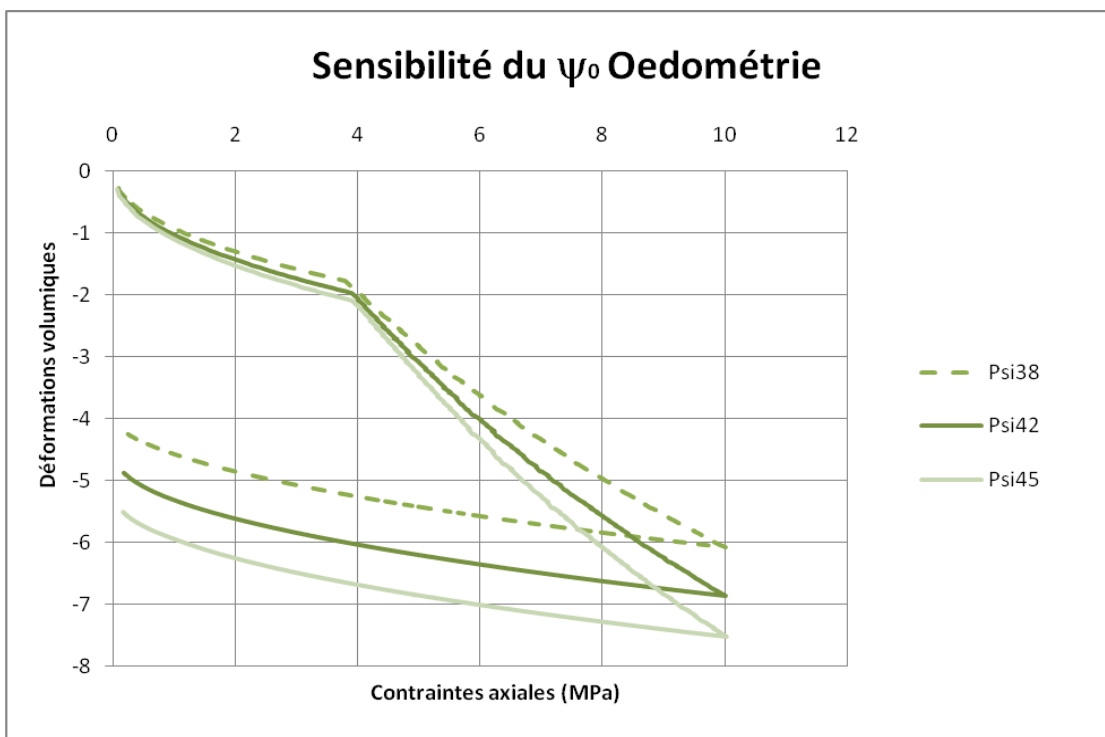
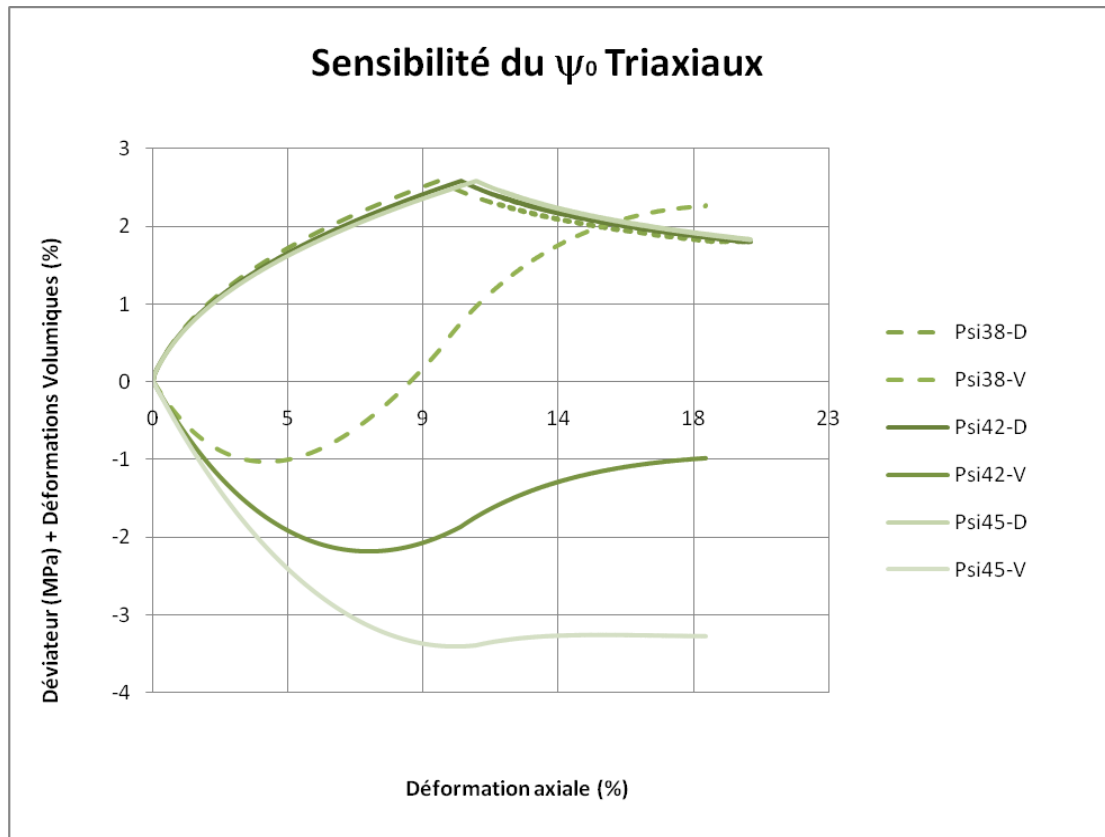


Figure 1.16 : Sensibilité de ψ_0

ANNEXE II. SYNTHÈSE DE CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES MATÉRIAUX

Le tableau 2.1 résume les caractéristiques physiques de différents matériaux incluant leur origine, l'indice des vides, leur dimension et leur granulométrie. Parmi eux, 7 matériaux ont été sélectionnés pour le calage du modèle L&K-Enroch.

Origine	Densité absolue	γ_s (specific gravity * 9,81) (kN/m ³) (Poids volumique des grains solides)	γ_d (kN/m ³) (Poids Volumique du sol sec)	Indice des vides (e)	Forme des grains	Taille maximale (d _{max}) (mm)	Taille effective d ₁₀ (mm)	d ₆₀ (mm)	Coefficient d'uniformité (Cu)
Basalte San Francisco (granulo.2)	2,78	27,27	19,91	0,37	Concassé, Anguleux		1,1	19,8	18
Gneiss granitique de Mica	2,62	25,70	19,47	0,32	Subanguleux		6	84	14
Pyramid Dam (Argilite) ECHANTILLON: 7,112 cm	2,62	25,70	17,73	0,45	Très anguleux	11,4	0,78	5,79	7,4
Pyramid Dam (Argilite) ECHANTILLON: 30,48 cm	2,62	25,70	17,73	0,45	Très anguleux	50,8	2,54	19	7,5
Pyramid Dam (Argilite) ECHANTILLON: 91,44 cm	2,62	25,70	17,73	0,45	Très anguleux	152,4	7,8	74,17	9,5
Crushed Basalt (Olivine Basalt) ECHANTILLON: 7,112 cm	2,87	28,15	19,69	0,43	Anguleux	11,4	0,742	5,79	7,8
Crushed Basalt (Olivine Basalt) ECHANTILLON: 30,48 cm	2,87	28,15	19,69	0,43	Anguleux	50,8	2,44	20,32	8,3
Crushed Basalt (Olivine Basalt) ECHANTILLON: 91,44 cm	2,87	28,15	19,69	0,43	Anguleux	152,4	8,23	74,17	9,0
Oroville Dam (amphibolite) ECHANTILLON 7,112 cm	2,90	28,45	23,32	0,22	Arrondie	11,4	0,0635	3,81	60,0
Oroville Dam (amphibolite) ECHANTILLON 30,48 cm	2,90	28,45	23,32	0,22	Arrondie	50,8	0,254	14	55,1
Oroville Dam (amphibolite) ECHANTILLON 91,44 cm	2,90	28,45	23,32	0,22	Arrondie	152,4	1,172	49,78	42,5
Aguamilpa 3B Alluvion	2,60	25,46	21,58	0,18	Arrondie	80	0,6	10	16,7
Aguamilpa 3T Alluvion				0,23	Subanguleux	150	5	50	10,0
Aguamilpa 3C Enrochement Ignimbrite	2,63	25,75	19,81	0,3	Subanguleux	500	9	100	11,1
Mohale 3B (Basalte doléritique concassé)	2,80	27,47	21,46	0,28	Anguleux		>0,075		
Mohale 3C (Basalte doléritique concassé)	2,80	27,47	20,81	0,32	Anguleux		>0,075		
Schiste Quartzitique Trois vallée (Echantillon : 70 mm)	2,75	27,00	17,65	0,53		10	1,2	4,5	3,8
Schiste Quartzitique Trois vallée (Echantillon : 250 mm)	2,75	27,00	17,65	0,53		40	3	15	5,0

Tableau 2.1. Synthèse de caractéristiques physiques des matériaux

ANNEXE III. RÉSULTATS DE CALAGE DU MODÈLE L&K-ENROCH

Le tableau 3.1 présente les résultats du calage sur 7 matériaux différents :

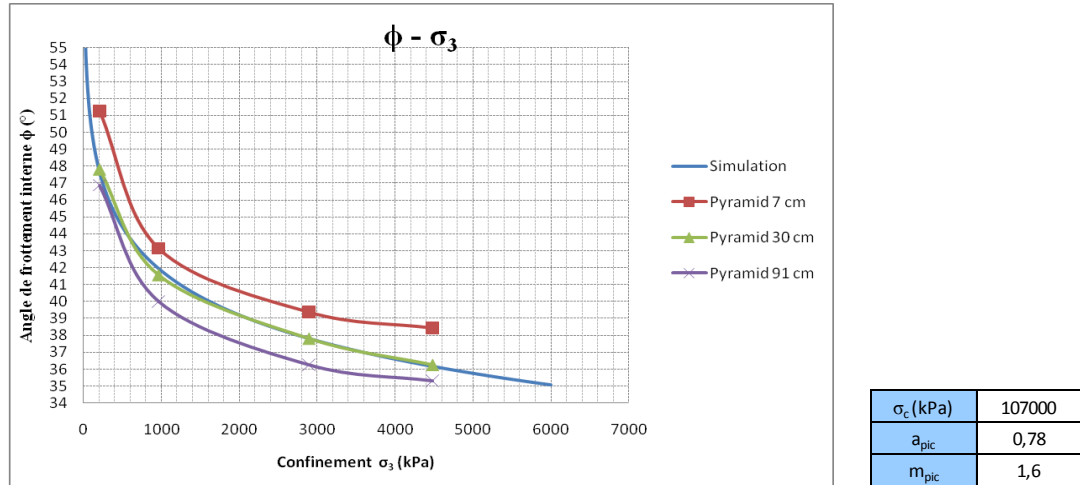
Nom du matériel	Basalte San Francisco (granulo.2)	Gneiss granitique Mica (granulo.X)	Pyramid (d _{max} =11,4 mm)	Pyramid (d _{max} =152,4 mm)	Oroville (d _{max} =11,4 mm)	Basalte Concassé (d _{max} =11,4 mm)	Schiste Quarzitique des trois vallées (d _{max} =11,4 mm)
Paramètres Généraux							
E (MPa)	100	100	100	40	100	65	100
ν	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
n_{elas}	0,50	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
σ_c (MPa)	100	100	180	72	584	173,4	80
Paramètres du seuil d'élasticité							
a_0	1	1	1	1	1	1	1
m_0	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Paramètres du seuil de PIC							
a_{pic}	0,69	0,71	0,78	0,78	0,85	0,78	0,78
m_{pic}	1,00	0,535	1,6	1,6	2,2	1,68	1,9
Paramètres d'écroûissage							
γ_{pic}	0,09	0,08	0,12	0,12	0,03	0,12	0,14
γ_{res}	0,10	0,15	0,15	0,15	0,28	0,15	0,3
X_{ams}	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
η	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Paramètres de déformations volumiques							
Φ_{res} (°)	40	32	37	37	37	39	42
Ψ_0 (°)	42	37,75	39	39	37,5	40,5	44,5
Paramètres du mécanisme isotrope							
p_{co} (MPa)	2,50	1,5	1,5	1,5	5	1,5	1,5
β	30,0	15	30	30	30	30	30

Tableau 3.1 Synthèse des calages du modèle L&K-Enroch

ANNEXE IV. VÉRIFICATION DE L'EFFET D'ÉCHELLE

❖ Pyramid

- L'échantillon moyen (Diamètre de l'échantillon : 30,5 cm ; Diamètre maximal des particules : 5,1 cm) (Figure 4.1)



**Figure 4.1 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Pyramid ($d_{max}=5,1$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

- Le petit échantillon (Diamètre de l'échantillon : 7,1 cm ; Diamètre maximal des particules : 1,2 cm). Ce calage a été réalisé en changeant un seul paramètre σ_c selon E.4.1 (Figure 4.2) :

$$\frac{\sigma_{c_a}}{\sigma_{c_b}} = \left(\frac{d_b}{d_a} \right)^{\frac{3}{m}} \quad (E.4.1)$$

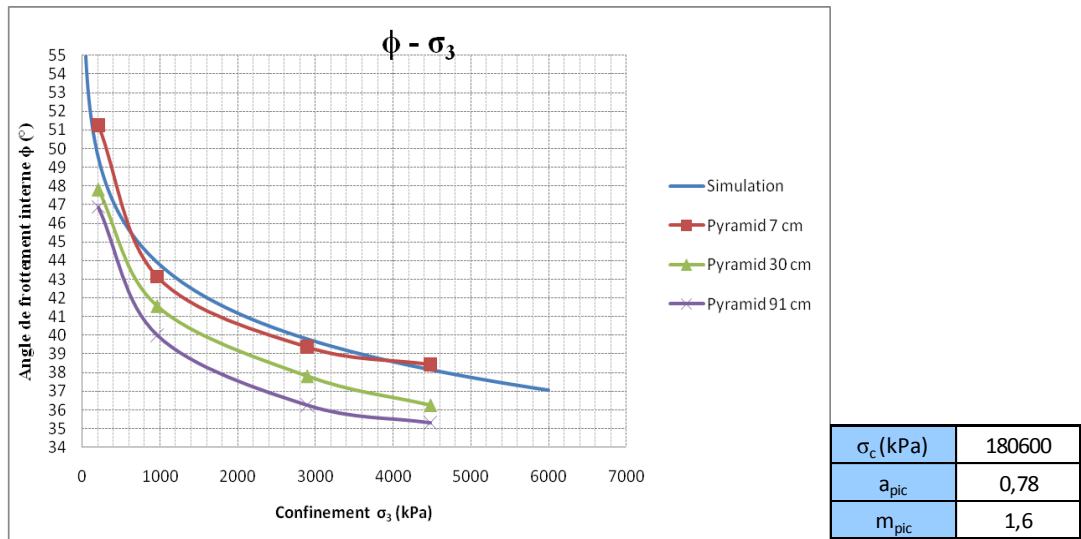
σ_{c_a} : Résistance à la compression simple du matériau a.

σ_{c_b} : Résistance à la compression simple du matériau b.

d_a : Diamètre maximal du matériau a

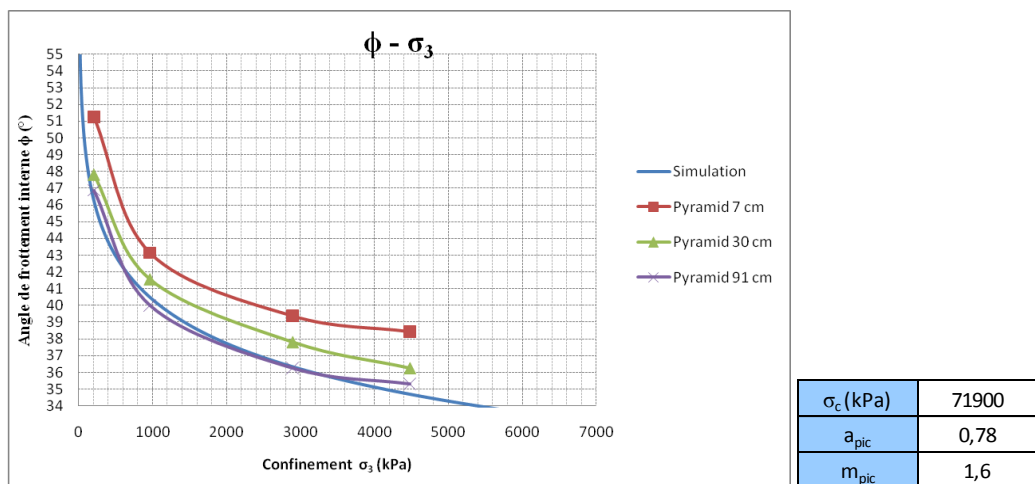
d_b : Diamètre maximal du matériau b

m : Coefficient de Weibull, $m=8,3$ pour le matériau du barrage de Pyramid [Frossard, 2009].



**Figure 4.2 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Pyramid ($d_{max}=1,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

- Le grand échantillon (Diamètre de l'échantillon : 91,4 cm ; Diamètre maximal des particules : 15,2 cm) (Figure 4.3).



**Figure 4.3 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Pyramid ($d_{max}=15,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

❖ Basalt concassé

La démarche est la même que celle effectuée pour le matériau du barrage de Pyramid. Le coefficient de Weibull est de 9 [Frossard, 2009].

- L'échantillon de taille moyenne (Diamètre de l'échantillon : 30,5 cm ; Diamètre maximal des particules : 5,1 cm) (Figure 4.4)

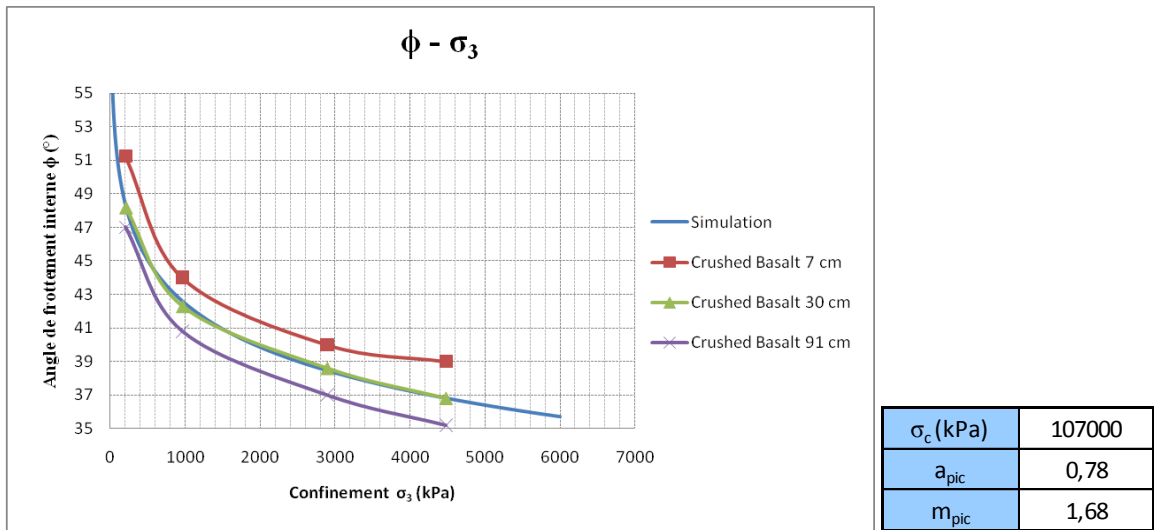


Figure 4.4 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Basalt Concassé ($d_{max}=5,1$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage

- Le petit échantillon (Diamètre de l'échantillon : 7,1 cm ; Diamètre maximal des particules : 1,2 cm) (Figure 4.5).

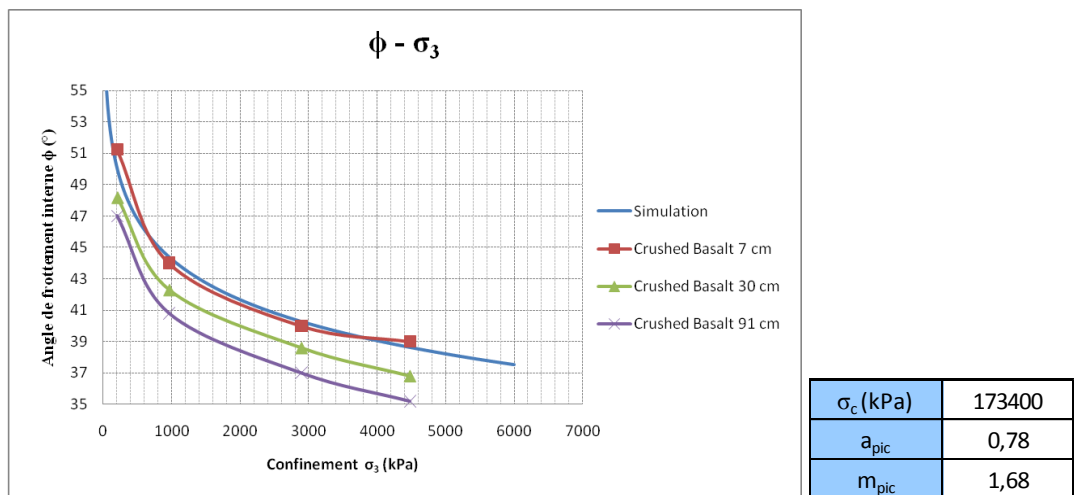
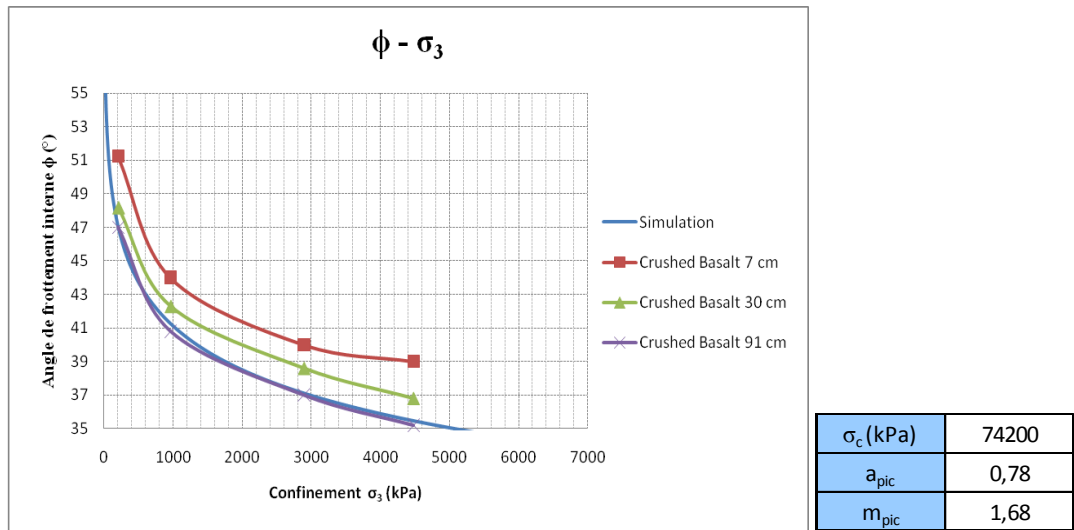


Figure 4.5 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Basalt Concassé ($d_{max}=1,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage

- Le grand échantillon (Diamètre de l'échantillon : 91,4 cm ; Diamètre maximal des particules : 15,2 cm) (Figure 4.6).

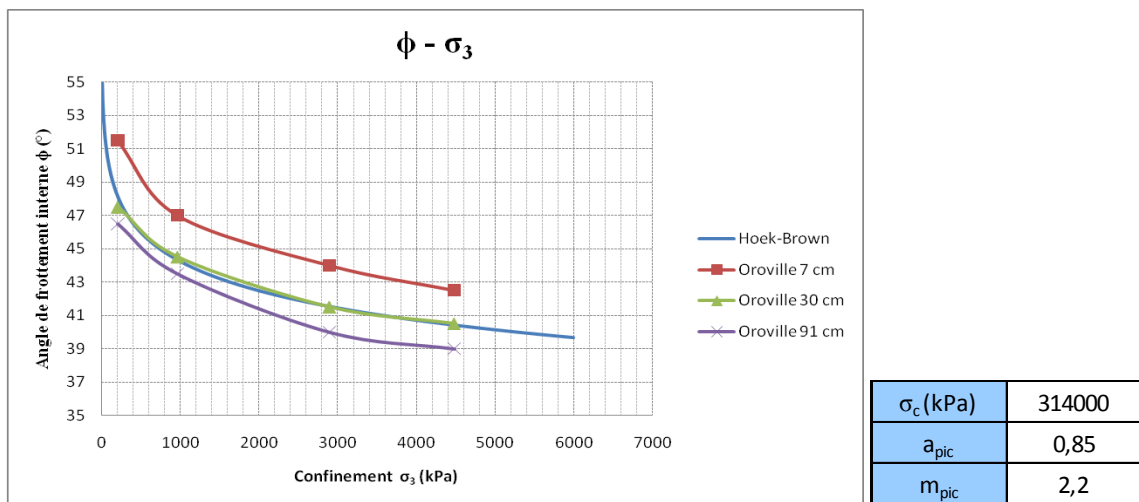


**Figure 4.6 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Basalt Concassé ($d_{max}=15,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

❖ Oroville

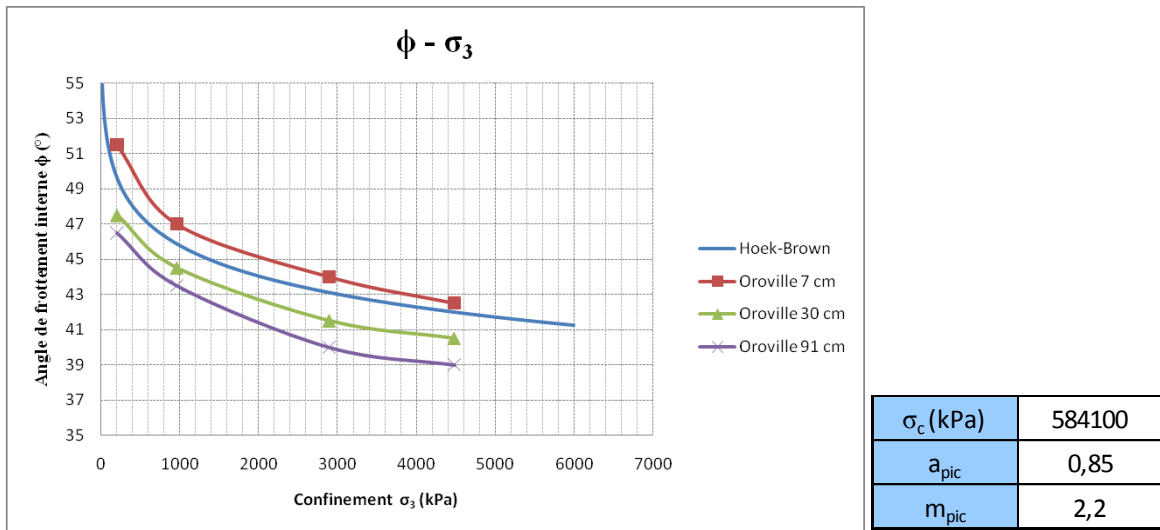
La démarche est la même que celle effectuée pour le matériau du barrage de Pyramid en supposant la résistance à la compression simple (σ_c) à 314,0 MPa pour l'échantillon de taille moyenne. Le coefficient de Weibull est de 7 [Frossard, 2009].

- L'échantillon de taille moyenne (Diamètre de l'échantillon : 30,5 cm ; Diamètre maximal des particules : 5,1 cm) (Figure 4.7)



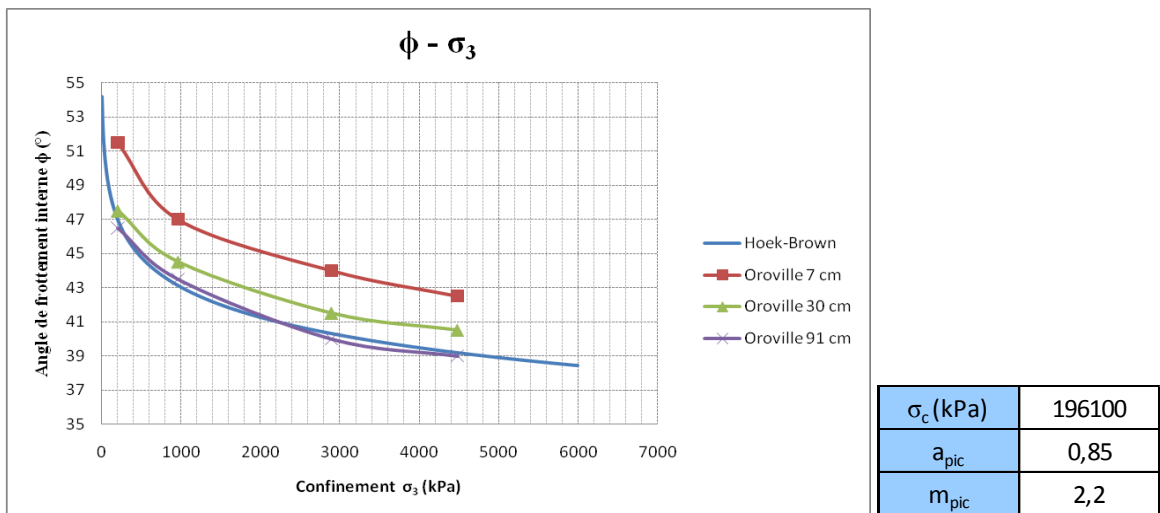
**Figure 4.7 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Oroville ($d_{max}=5,1$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

- Le petit échantillon (Diamètre de l'échantillon : 7,1 cm ; Diamètre maximal des particules : 1,2 cm) (Figure 4.8).



**Figure 4.8 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Oroville ($d_{max}=1,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

- Le grand échantillon (Diamètre de l'échantillon : 91,4 cm ; Diamètre maximal des particules : 15,2 cm) (Figure 4.9).



**Figure 4.9 : A gauche : Calage du matériau du barrage de Oroville ($d_{max}=15,2$ cm) ;
à droite : Paramètres utilisés pour le calage**

ANNEXE V. PARAMÈTRES DES INTERFACES DU BARRAGE D'AGUAMILPA

Fondation et Remblai (Côté Remblai)									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté fondation)	Z (Côté remblai)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,33	3,28	3,28	7,94E+07	7,94E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,33	3,28	3,28	3,95E+07	3,95E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,33	3,28	3,28	1,54E+07	1,54E+08	
Couche 1-Couche 2									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 1)	Z (Côté Couche 2)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,33	3,28	3,28	7,94E+07	7,94E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,33	3,28	3,28	3,95E+07	3,95E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,33	3,28	3,28	1,54E+07	1,54E+08	
Couche 2-Couche 3									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 2)	Z (Côté Couche 3)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,27	3,30	3,27	7,96E+07	7,96E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,27	3,30	3,27	3,96E+07	3,96E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,27	3,30	3,27	1,54E+07	1,54E+08	
Couche 3-Couche 4									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 3)	Z (Côté Couche 4)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,30	3,30	3,30	7,89E+07	7,89E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,30	3,30	3,30	3,93E+07	3,93E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,30	3,30	3,30	1,53E+07	1,53E+08	
Couche 4-Couche 5									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 4)	Z (Côté Couche 5)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,30	3,30	3,30	7,89E+07	7,89E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,30	3,30	3,30	3,93E+07	3,93E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,30	3,30	3,30	1,53E+07	1,53E+08	
Couche 5-Couche 6									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 5)	Z (Côté Couche 6)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,30	3,30	3,30	7,89E+07	7,89E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,30	3,30	3,30	3,93E+07	3,93E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,30	3,30	3,30	1,53E+07	1,53E+08	
Couche 6-Couche 7									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 6)	Z (Côté Couche 7)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,30	3,30	3,30	7,89E+07	7,89E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,30	3,30	3,30	3,93E+07	3,93E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,30	3,30	3,30	1,53E+07	1,53E+08	
Couche 7-Couche 8									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Couche 7)	Z (Côté Couche 8)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,30	3,30	3,30	7,89E+07	7,89E+08	
108,00	0,25	72,00	43,20	3,30	3,30	3,30	3,93E+07	3,93E+08	
42,00	0,25	28,00	16,80	3,30	3,30	3,30	1,53E+07	1,53E+08	
Masque et Remblai (Côté remblai)									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Remblai)	Z (Côté Masque)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,90	0,377	0,377	6,92E+08	6,92E+09	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,70	0,342	0,342	7,61E+08	7,61E+09	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,20	0,318	0,318	8,19E+08	8,19E+09	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,00	0,279	0,279	9,33E+08	9,33E+09	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,00	0,230	0,230	1,13E+09	1,13E+10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,00	0,18	0,180	1,45E+09	1,45E+10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,00	0,16	0,156	1,67E+09	1,67E+10	
217,00	0,25	144,67	86,80	3,00	0,15	0,150	1,74E+09	1,74E+10	
Masque et Fondation									
E (Mpa)	v	$K=E/(3*(1-2*v))$	$G=E/(2*(1+v))$	Z (Côté Fondation)	Z (Côté masque)	Zmin	kn ks (pa/m)	SOUS FLAC x10	
15000,00	0,25	10000,00	6000,00	3,33	0,38	0,38	4,77E+10	4,77E+11	

ANNEXE VI. CALAGE POUR LE MODÈLE DE MOHR-COULOMB EN UTILISANT LA MÉTHODE DE BARTON ET KJAERNSLI (1981)

La figure 6.1 montre le calage du matériau 3B avec la courbe en déformation plane et la figure 6.2 présente le calage en utilisant la courbe triaxiale.

$$\tau = \sigma_n \tan \phi'_{barton} \quad (E.6.1)$$

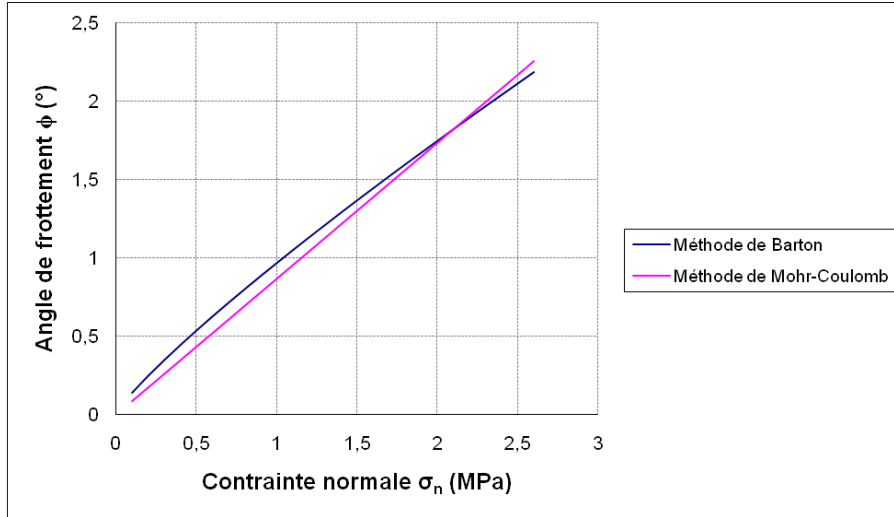


Figure 6.1. Calage de la résistance maximale entre la méthode de Barton (déformations planes) et le modèle de Mohr-Coulomb (3B)

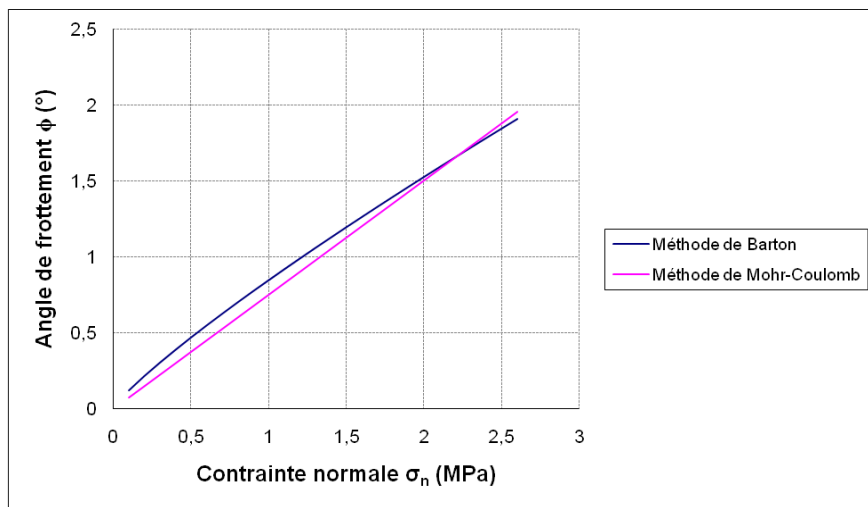


Figure 6.2. Calage de la résistance maximale entre la méthode de Barton (triaxial) et le modèle de Mohr-Coulomb (3B)

La même démarche a été reconduite pour le matériau de la zone 3C.

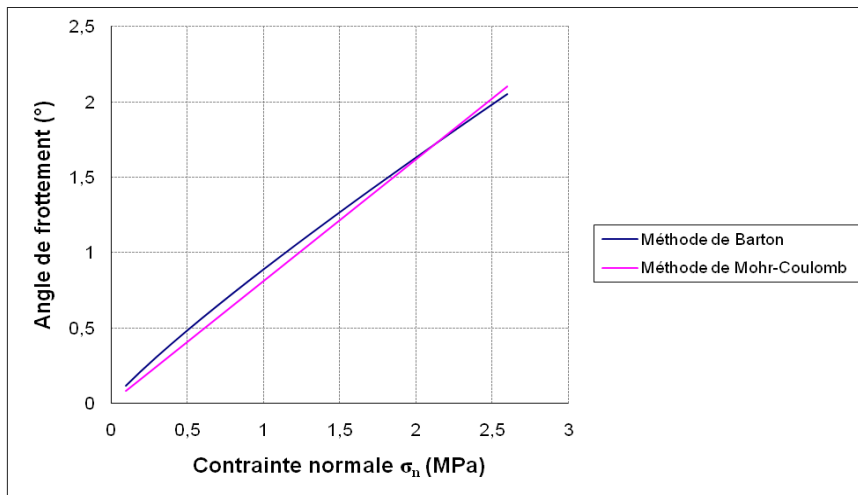


Figure 6.3. Calage de la résistance maximale entre la méthode de Barton (déformations planes) et le modèle de Mohr-Coulomb (3C)

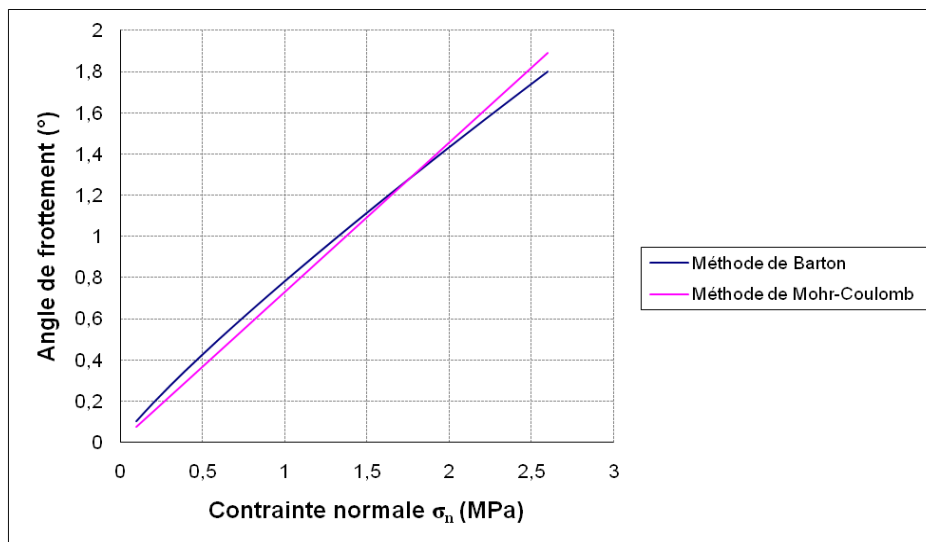


Figure 6.4. Calage de la résistance maximale entre la méthode de Barton (triaxial) et le modèle de Mohr-Coulomb (3C)

ANNEXE VII. VÉRIFICATION DE LA DÉMARCHE DE L'EFFET D'ÉCHELLE (BASALTE CONCASSÉ)

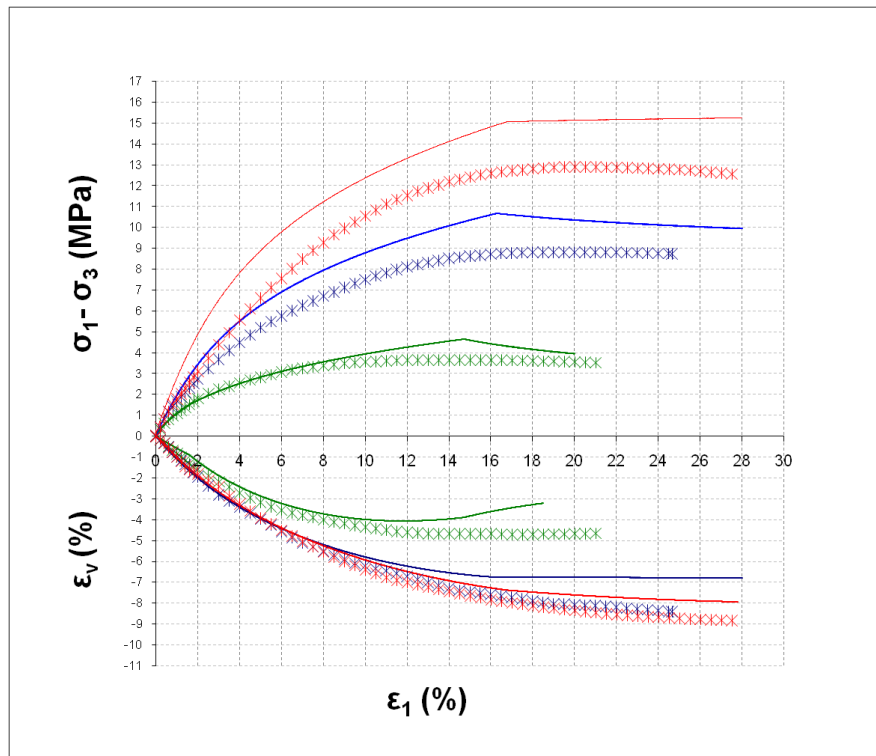


Figure 7.1. Calage en utilisant la démarche No.1 (Basalte concassé)

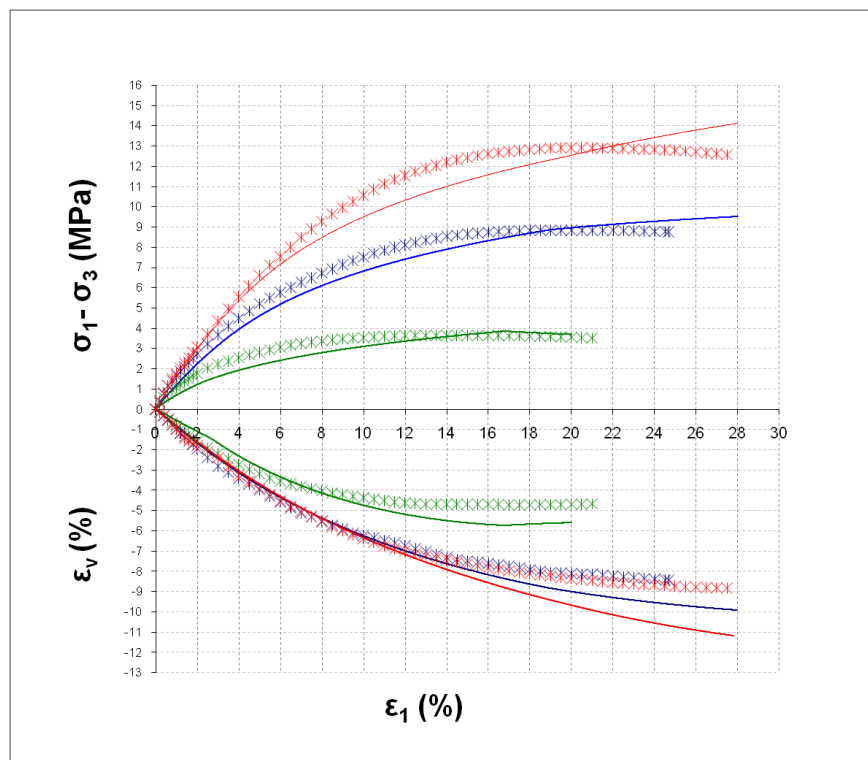


Figure 7.2. Calage en utilisant la démarche No.2 (Basalte concassé)

ANNEXE VIII. ZONES EN PLASTICITÉ

❖ Calcul en 2D

➤ Résultats en utilisant le modèle Mohr-Coulomb

Les figures 8.1 et 8.2 présentent les zones en plasticité en fin de construction et de mise en eau en utilisant le modèle Mohr-Coulomb. À l'état final, aucune zone n'est en plasticité sauf une maille (en jaune) au pied de la partie aval du barrage. En revanche, on a constaté que des zones au milieu du barrage sont plastifiées au cours du calcul (zone en violet).

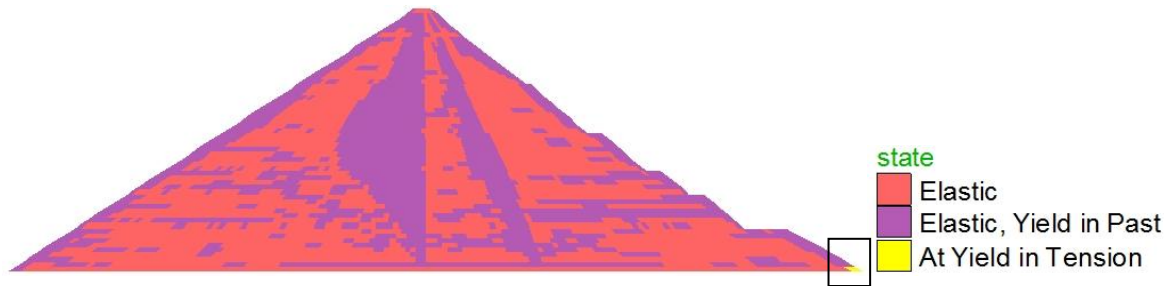


Figure 8.1 : Domaines en plasticité à la fin de la construction (en utilisant Mohr-Coulomb)

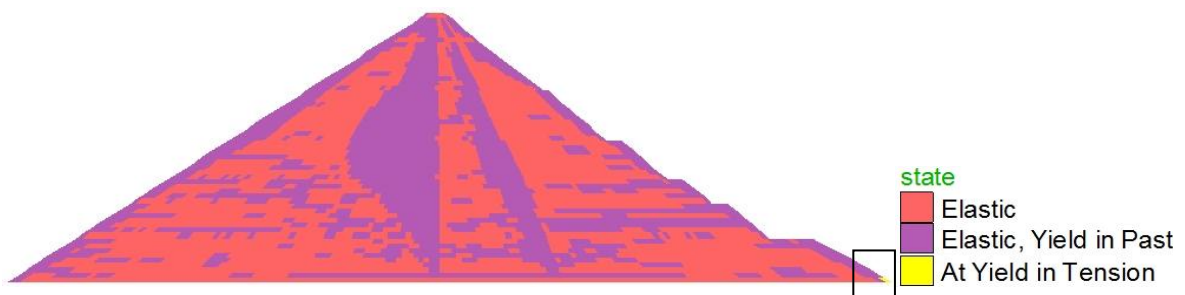


Figure 8.2 : Domaines en plasticité à la fin de la mise en eau (en utilisant Mohr-Coulomb)

➤ Résultats en utilisant le modèle L&K-Enroch

• Indicateur de plasticité

Grace à un indicateur prédéfini dans le modèle L&K-Enroch, on peut évaluer le niveau de déformations de cisaillement. Cet indicateur s'appelle *domaine*. Il varie entre 0 et 3 en fonction de la déformation de cisaillement.

- Si le comportement reste élastique ($\gamma^d = 0$) et *domaine*=0.
- Si $0 < \gamma^d < \gamma_{pic}$, *domaine*=1. Le pic de résistance n'a pas été atteint mais des déformations plastiques ont commencé à apparaître. Le comportement volumique est en général contractant mais peut devenir dilatant (pour de très faibles contraintes de confinement).
- Si $\gamma_{pic} < \gamma^d < \gamma_{res}$, *domaine*=2. Le pic de résistance a été atteint et le comportement volumique n'est que dilatant.
- Si $\gamma^d \geq \gamma_{res}$, l'enrochement est dans son « *état critique* » (état ultime de dégradation) et *domaine*=3. Les déformations volumiques irréversibles s'annulent.

A titre d'illustration, la figure 8.3 permet de situer ces différents domaines sur la courbe contrainte-déformation d'un essai triaxial.

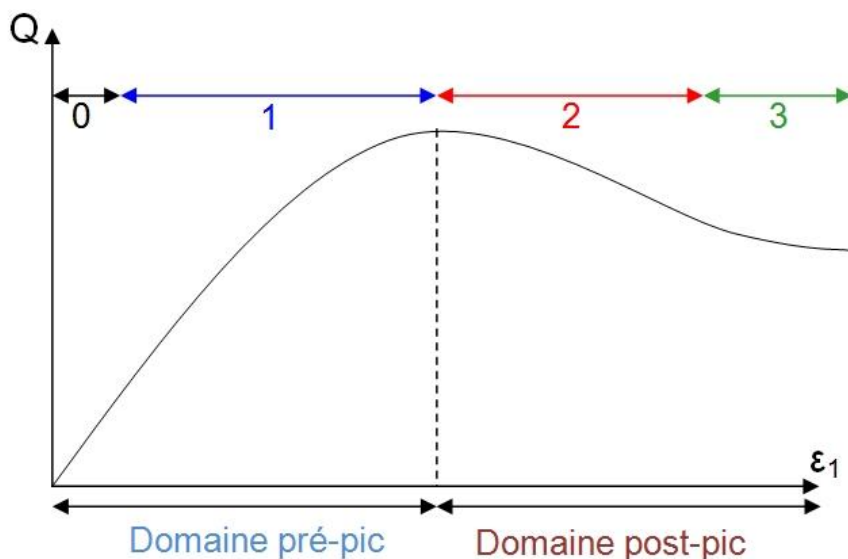


Figure 8.3 : Visualisation des domaines sur une simulation triaxiale

Selon les figures 8.4 et 8.5, la plupart du corps du barrage est en domaine pré-pic (domaine= 1).

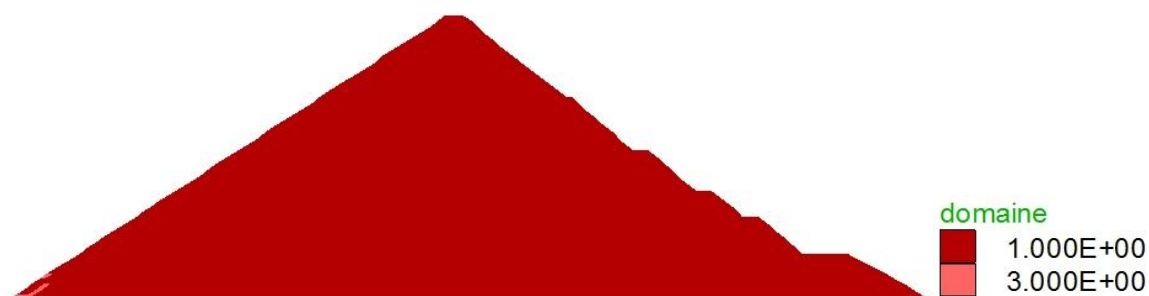


Figure 8.4 : Domaines en plasticité déviatoire à la fin de la construction (en utilisant L&K-Enroch)

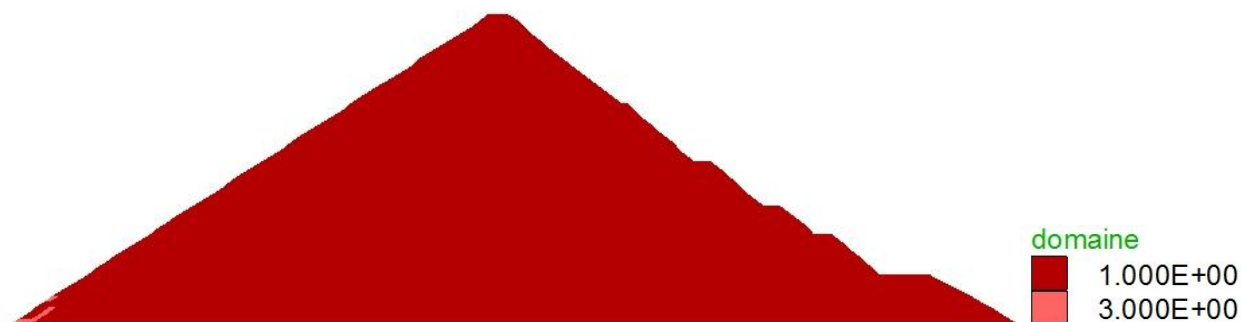


Figure 8.5 : Domaines en plasticité déviatoire à la fin de la mise en eau (en utilisant L&K-Enroch)

- Activation du mécanisme isotrope

Un autre indicateur numérique a été défini pour visualiser les zones dans lesquelles le mécanisme isotrope est actif. Cet indicateur appelé *domaine_iso*, vaut 1 si le mécanisme isotrope est actuellement activé et 0 sinon (voir figure 8.6).

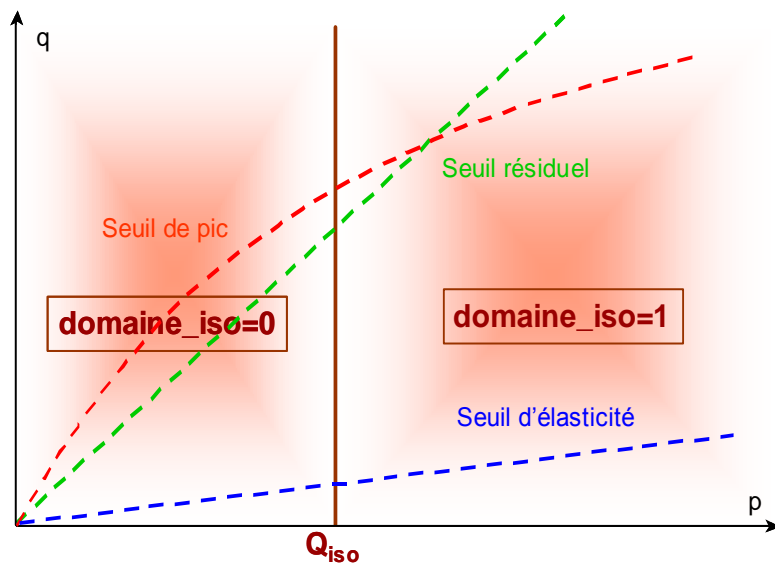


Figure 8.6 Définition de l'indicateur numérique `domaine_iso`

Selon les figures 8.7 et 8.8, le mécanisme isotrope a été activé en phase de construction (en rose) au fond du corps du barrage et a ensuite évolué vers la zone amont en phase de mise en eau.

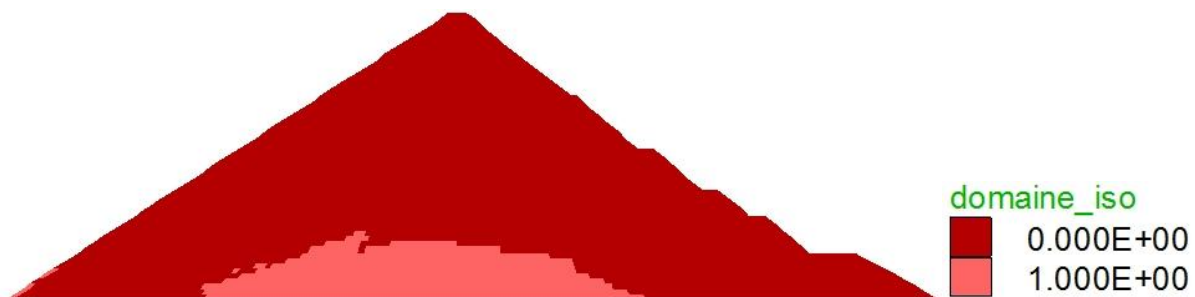


Figure 8.7 : Domaines en plasticité isotrope à la fin de la construction (en utilisant L&K-Enroch)

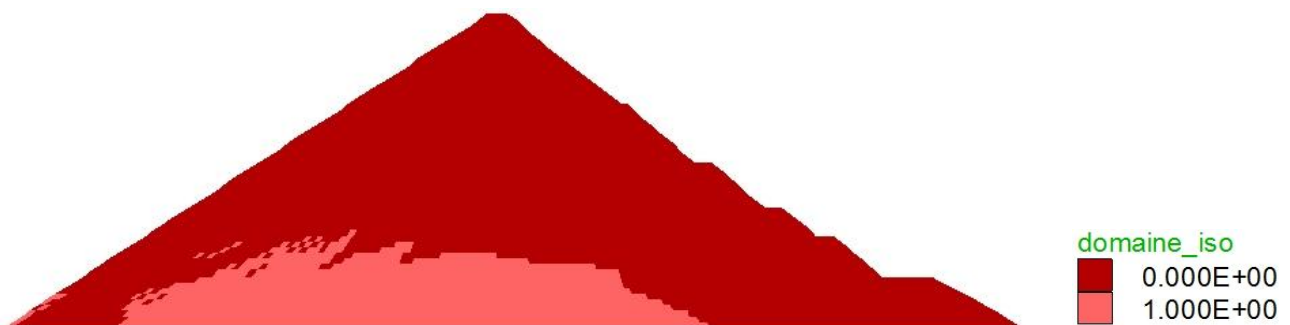


Figure 8.8 : Domaines en plasticité isotrope à la fin de la mise en eau (en utilisant L&K-Enroch)

❖ Calcul en 3D

Les figures ci-dessous illustrent les résultats obtenus par la modélisation en 3D.

Selon la figure 8.9, les zones plastifiées à la fin de la construction se trouvent au milieu du corps du barrage et au pied de la partie amont du barrage qui sont présentées en vert. A la fin de la mise en eau, les zones plastifiées se trouvent principalement sur la partie aval du barrage (Figure 8.10)

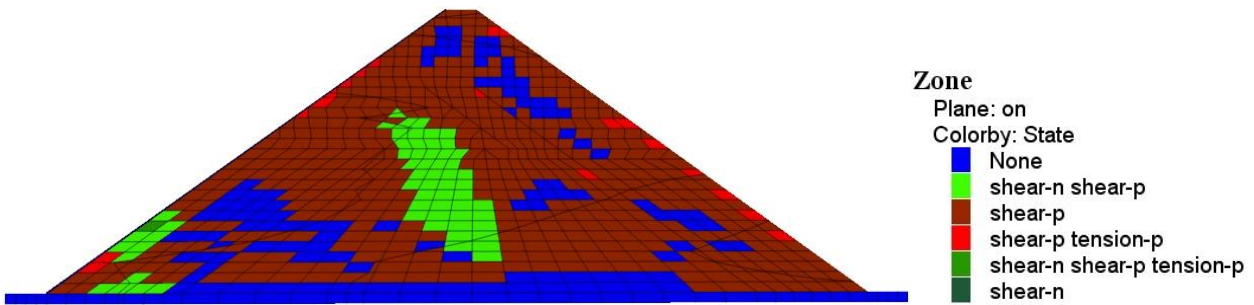


Figure 8.9 : Domaines en plasticité à la fin de la construction (en utilisant Mohr-Coulomb, 3D)

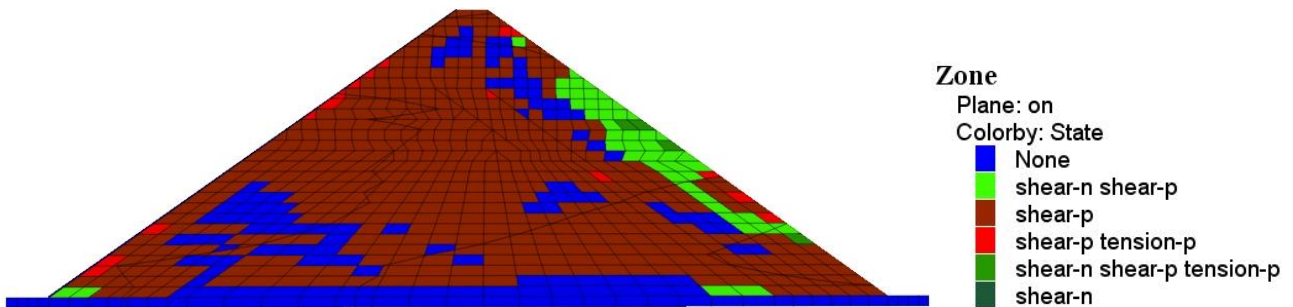


Figure 8.10 : Domaines en plasticité à la fin de la mise en eau (en utilisant Mohr-Coulomb, 3D)

Les figures 8.11 et 8.12 montrent que le comportement des enrochements reste tout le temps en domaine pré-pic (domaine =1), non seulement à la fin de la construction, mais aussi à la fin de la mise en eau.

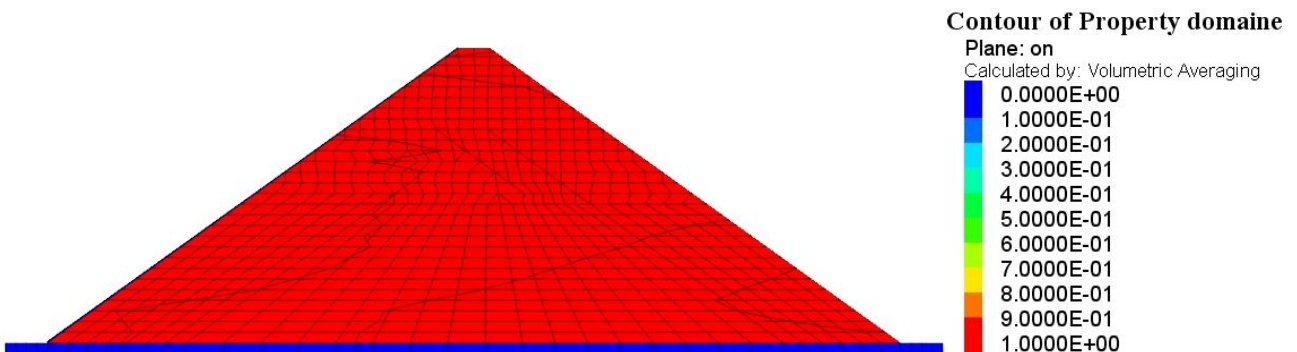


Figure 8.11 : Domaines en plasticité déviatoire à la fin de la construction (en utilisant L&K-Enroch, 3D)

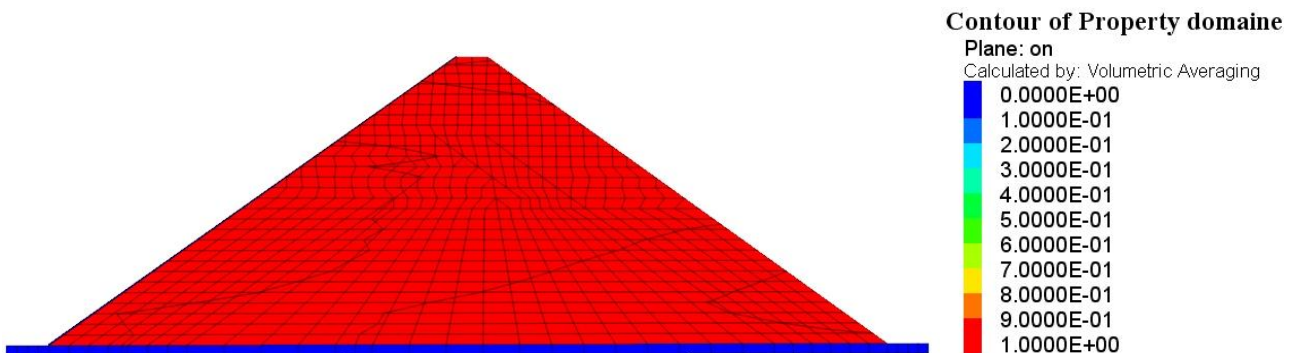


Figure 8.12 : Domaines en plasticité déviatoire à la fin de la mise en eau (en utilisant L&K-Enroch, 3D)

Le mécanisme isotrope (Figures 8.13 et 8.14) est activé principalement sur la partie aval du barrage (en rouge) à la fin de la construction et ensuite évolue vers la partie amont du barrage lors de la mise en eau.

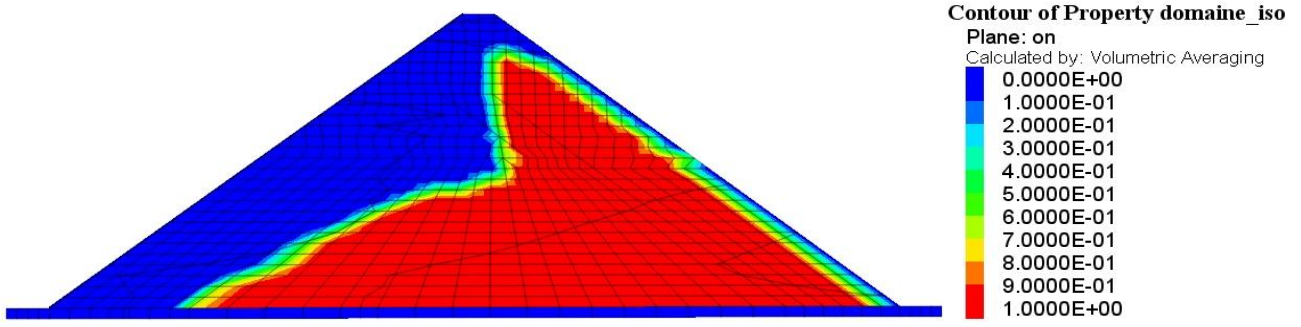


Figure 8.13 : Domaines en plasticité isotrope à la fin de la construction (en utilisant L&K-Enroch, 3D)

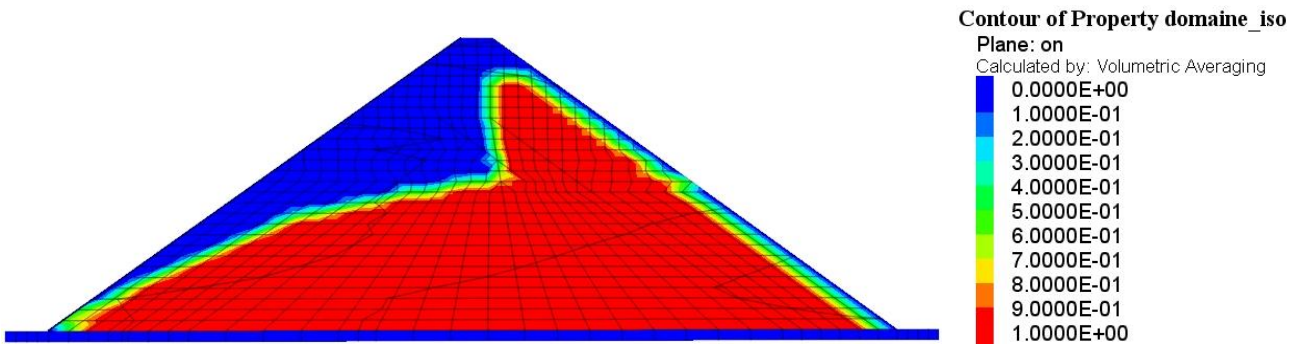


Figure 8.14 : Domaines en plasticité isotrope à la fin de la mise en eau (en utilisant L&K-Enroch, 3D)

BIBLIOGRAPHIE

Al-Hussaini, M. (1981)

Tensile properties of compacted soils

Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740, pp 207-255.

Al-Hussaini, M. (1983)

Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt

Canadian Geotechnical Journal 20, pp 706-717.

Anagnosti, P. & Popovic, M. (1982)

Evaluation of shear strength for coarse-grained granular materials

Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, ICOLD, Vol. Q55, pp 753-767.

Australian Committee on Large Dams (1991)

Guideline on Concrete-Faced Rockfill Dams.

Balmer, G. (1952)

A general analytical solution for Mohr's envelope

Am. Soc. Test, pp 1260-1271.

Barton, N. & Kjaernsli, B. (1981)

Shear Strength of Rockfill

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT7, pp 873-891.

Barton, N. R. (2008)

Shear Strength of Rockfill, Interfaces and Rock Joints, and their Points of Contact in Rock Dump Design

Rock Dumps 2008, Perth, Australia, pp 3-17.

Becker, E. & Chan, C. K. & Seed, H. B. (1972)

Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression tests

Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Bolton, M. D. (1986)

The Strength and Dilatancy of Sands

Géotechnique No.36, pp 65-78.

Cambou, B. & Jafari, K. (1989)

A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms

Constitutive Equations for Granular No-Cohesive soils, Balkema, pp 149-167.

Cambou, B. & Jafari, K. & Elamrani, K. (1991)

An elastoplastic model for granular material using three yielding mechanisms

Numerical models in Geomechanics - Numog III, Elsevier, pp1-8.

Cao, K. & Wang, Y. & Xu, J. & Liu, S. (2008)

Concrete Face Rockfill Dam

China Water Power Press.

Cao, K. & Zhang, Z. (2001)

Performance of the Tianshengqiao I CFRD

Hydropower & Dams, Vol. 8, Issue Five.

Charles, J. A. & Watts, K. S. (1981)

The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill

Géotechnique 30, No. 4, pp 353-367.

Chen, C. & Wang, P. & Tan, J. (2000)

Emulating analyses for Shuibuya concrete faced rockfill dam in China

Proceedings - International Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, pp 231-242.

Chen, Y. & Fry, J.J. & Laigle, F. & Vincens, E. & Froiio, F. (2012)

Numerical Analysis of High CFRD Using an Elastoplastic Constitutive Model

International symposium on dams for a changing world, ICOLD 2012 Kyoto.

CIGB Bulletin 141 (2010) – Commission Internationale des Grands Barrages

Concrete Face Rockfill Dams : Concepts for design and construction.

Conference report (2000)

The design, construction and performance of concrete faced rockfill dams

Hydropower & Dams, Issue Six, pp 56-60.

Cooke, J. B. (1997)

Developments in high concrete face rockfill dams

Hydropower & Dams, Issue Four, pp 69-73.

Cooke, J. B. (1998)

Empirical design of the CFRD

Hydropower & Dams, Issue Six, pp 24-27.

Cooke, J. B. (1999)

Memo No. 165.

Cooke, J. B. (2000_a)

The plinth of the CFRD

Hydropower & Dams, Issue Six, pp 61-64.

Cooke, J. B. volume (2000_b)

20th ICOLD Congress - International Symposium on Concrete Face Rockfill Dams.

Deluzarche, R. (2004)

Modélisation discrète des enrochements – Application aux barrages

Thèse de Doctorat, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), Ecole Centrale de Lyon.

Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970)

Nonlinear analysis of stress and strain in soils

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, Vol. 95(5), pp 1629-1653.

Fayad, T. (2000)

Mécanique des grains avec et sans colle pour une comparaison avec des sols naturels et remaniés

Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique des sols, Structure et Matériaux de l'Ecole Centrale de Paris.

Frossard, E. (2010)

Matériaux granulaires du génie civil: « avancées récentes dans la physique de leur comportement et application pratiques aux ouvrages » in Du sol à l'ouvrage : une vision multi-échelles de la géomécanique - Ouvrage collectif, Dir. P.Y. Hicher & E. Flavigny, Hermes-Sciences Publication, Paris, Sept 2010, Chap.3 pp 57-107, ISBN 978-2-7462-3007.

Frossard, E. & Hu, W. & Dano, C. & Hicher, P. -Y. (2012)

Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects

Géotechnique 62, n°5, pp 415-427.

Gomez, G. M. (1999)

Concrete Face Behavior of Aguamilpa Dam

Concrete Face Rockfill Dams, Proceedings, Second Symposium on CFRD, Florianopolis, Brazil.

Hammah, R. E. & Yacoub, T. E. & Corkum, B. C. & Curran, J. H. (2005)

The Shear Strength Reduction Method for the Generalized Hoek-Brown Criterion

The 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Alaska.

Hicher, P. Y. & Shao, J. F. (2002)

Elastoplasticité des sols et des roches, Modèles de comportement des sols et des roches 1.

Hoek, E. & Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002)

Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition.

Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2005)

Empirical estimation of rock mass modulus

International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43 (2006), pp 203-215.

Hoek, E. & Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995)

Support of Underground Excavations in Hard Rock.

Hoek, E. & Marinos, P. (2006)

A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion.

Hu, W. (2009)

Contribution à l'étude de l'effet d'échelle dans les matériaux granulaires

Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur, Géosciences, Architecture, Ecole Centrale de Nantes.

Hunter, G. & Fell, R. (2003)

Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams

Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, pp 909-917.

Indraratna, B. (1994)

Implications of non-linear strength criteria in the stability assessment of rockfill dams

Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Balkema, Vol. 3, pp 935-938.

ITASCA (2005)

Manual of FLAC Version 5.0, Theory and Background.

Janbu, N. (1963)

Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests

European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiessbaden, Vol. 1, pp 19-25.

Jia, J. & Wen, Y. & Zhao, J. (2011)

Post-earthquake repair and advanced research on earthquake damage for Zipingpu concrete face rockfill dam

The Second International Symposium on Rockfill Dams, CFRD 14.

Jiang, G. & Cao, K. (2000)

The concrete face rockfill dams in China

J. Barry Cooke, Volume "Concrete Face Rockfill Dams", Beijing, pp 69-87.

Johnannesson, P. (2007)

Design Improvements of High CFRD's Constructed of Low Modulus Rock

III° Symposium on CFRD Dams Honoring Barry Cooke, Florianopolis, Brasil.

Johnannesson, P. & Tohlang, S. (2007)

Lessons learned from Mohale

International water power & dam construction, August 2007, pp 16-25.

Kolmayer, P. (2002)

Ecriture de la loi de comportement du CIH sur une base du modèle Cambou-Jafari-Sidoroff (CJS) connue du Code_Aster

Note technique interne EDF, IH.AVCY.38.00005/A.

Kondner, R. & Zelaski, J. (1963)

A hyperbolic stress-strain formulation for sands

Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol.1, pp 289-324.

Kurt, J. D. (2002)

The shear strength of rock masses

Thèse de Doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales.

Laigle, F. (2004-a)

Etude de stabilité du barrage de GREZIOILLES – Analyse du comportement statique et sismique.

Laigle, F. (2004-b)

Modèle Conceptuel pour le Développement de Lois de Comportement adaptées à la Conception des Ouvrages Souterrains

Thèse de Doctorat, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS), Ecole Centrale de Lyon.

Laigle, F. (2008)

Proposition de modèles de comportement pour les enrochements et justification sur le cas du barrage de COGOTI

Projet ACABECE, rapport interne de EDF-CIH.

Laigle, F. (2010)

Conception initiale du barrage et historique des travaux

Dossier de révision spéciale – Barrage des Grandes-Pâtures.

Leps, T. M. (1970)

Review of shearing strength of rockfill

Journal of the soil mechanics and foundations division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp 1159-1170.

Ma, H. & Cao, K. (2007)

Key technical problems of extra-high concrete faced rockfill dam

Science in China Series E: Technological Sciences, Vol. 50, pp 20-33.

Macedo-Gomez, G. & Castro-Abonce, J. & Montanez-Cartaxo, L. (2000)

Behavior of Aguamilpa Dam

J. Barry Cooke, Volume "Concrete Face Rockfill Dams", Beijing, pp 117-151.

Mamba, M (1989)

Résistance au cisaillement des enrochements et matériaux grossiers, Applications aux calculs des barrages

Thèse de Doctorat, Université des sciences et techniques de Lille Flandres – Artois.

Marachi, N. D. & Chan, C. K. & Seed, H. B. & Duncan, J. M. (1969)

Strength and deformation characteristics of rockfill materials

Report No. TE-69-5 to State of California department of water resources, Department of civil engineering institute of transportation and traffic engineering, University of California- Berkeley.

Marachi, N. D. & Chan, C. K. & Seed, H. B. (1972)

Evaluation of properties of rockfill materials

Journal of the soil mechanics and foundations division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, pp 95-114.

Marsal, R. J. (1973)

Mechanical Properties of Rockfill, Embankment-Dam Engineering

Casagrande Volume, J. Willey & Sons, pp 109-200.

Marulanda, A. & Pinto, N. L. S. (2000)

Recent Experience on Design Construction and Performance of CFRD Dams

J. Barry Cooke, Volume "Concrete Face Rockfill Dams", Beijing, pp 279-299.

Marulanda, C. (2009)

Analysis of a concrete face rockfill dam including concrete face loading and deformation

10th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Paris, France.

Materon, B. (1998)

Transition material in the highest CFRDs

Hydropower & Dams, Issue Six, pp 33-40.

Materon, B. & Fernandez, G. (2011)

Considerations on the seismic design of high concrete face rockfill dams (CFRDs)

The Second International Symposium on Rockfill Dams, CFRD 05.

Miura, K. & Maeda, K. & Furukawa, M. & Toki, S. (1997)

Physical characteristics of sands with different primary properties

Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp 53-64.

Miura, K. & Maeda, K. & Furukawa, M. & Toki, S. (1998)

Mechanical characteristics of sands with different primary properties

Soils and Foundations, Vol. 38, No. 4, pp 159-172.

Mori, R. T. & Pinto, N. L. S. (1988)

Analysis of deformations in concrete face rockfill dams to improve face movement prediction

Seizième Congrès des Grands Barrages, San Francisco, pp 27-33.

Nakayama, K. & Itoga, F. & Inque, Y. (1982)

Selection and quality control of materials for rockfill dam of pumped storage project in phyllocrystalline schistose area

Fourteenth Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, ICOLD, Vol. Q55, pp 23-45.

Nieto Gamboa, C. J. (2011)

Mechanical behavior of rockfill materials – Application to concrete face rockfill dams

Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, Ecole Centrale de Paris.

Ovalle, C. & Dano, C. & Hicher, P.-Y. (2011)

Essais Triaxiaux, Matériau Schiste, Projet ECHO

Compte rendu de réunion, Projet ECHO, 03/11/2012.

Pinto, N.L.S. (2001)

Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs
Hydropower & Dams, Volume 8, Issue Five.

Pinto, N. L. S. (2008)

Very high CFRDs: Behaviour and design features
Hydropower & Dams, Issue Four, pp 43-49.

Pinto, N. L. S. & Marques Filho, P. L. (1998)

Estimating the maximum face deflection in CFRDs
Hydropower & Dams, Issue Six, pp 28-31.

Pinto, N. L. S. & Mori, R. T. (1988)

A New Concept of a Perimetric Joint For Concrete Face Rockfill Dams
Proceedings of the 16th Congress of the International Commission on Large Dams, San Francisco,
pp 35-51.

Poulos, H. G. & Booker, J. R. & Ring, G. J. (1972)

Simplified Calculation of Embankment Deformations
Soils and Foundations, Vol. 12, No. 4, pp 1-17.

Ramamurthy, T. & Gupta, K. K.

Prediction of the Behaviour of Rockfill Materials.

Ropers, F. (1982)

Contribution à l'étude du compactage.
Rapport interne, Ecole Centrale de Paris.

Saboya Jr, F. & Byrne, P. M. (1993)

Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams
Can. Geotech. J. Vol 30, pp 690-701.

Saboya Jr, F. & Byrne, P. M. (1998)

Indirect evaluation of hyperbolic model parameters for rockfill material
8th International IAEG Congress, pp 577-583.

Sarac, D. & Popovic, M. (1985)

Shear strength of rockfill and slope stability
Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation
Engineering, San Francisco, pp 641-645.

Silvestre, A. (2007)

Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche
viscoplastique
Thèse de Doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine.

Silvestre, A. (2010-a)

Description de la loi de comportement retenue pour la modélisation rhéologique des enrochements.

Silvestre, A. (2010-b)

Développement d'une loi de comportement pour la modélisation rhéologique des enrochements – Application à la stabilité des CFRD Pyrénéens

COGECH 2010, thème : M2RO – Maîtrise du risque « Rupture des Ouvrages ».

USBR (2009)

Procedure for Determining the Angle of Basic Friction (Static) Using a Tilting Table Test

Materials Engineering and Research Laboratory, code 86-68180, Technical Service Center, Denver, Colorado.

Vermeer, P. A. & De Borst, R. (1984)

Non-associated plasticity for Soils, Concrete and Rock

HERON – Vol. 29, No.3.

Vradarajan, A. & Sharma, K. G. & Venkatachalam, K. & Gupta, A. K. (2003)

Testing and Modeling Two Rockfill Materials

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp 206-218.

Weibull, W. (1951)

A statistical distribution of wide applicability

International Journal of Applied Mechanics, Vol. 18, pp 293-297.

Wen, Y. & Zhao, J. & Zhou, G. & Jia, J. (2011)

Inspirations from “5.12” seismic damage of Zipingpu dam for a seismic measures of CFRD

The Second International Symposium on Rockfill Dams, CFRD 11.

Xu, Z. (2008)

Overview of CFRD construction in China

Hydropower & Dams, Issue Four, pp 68-72.

Yang, Z. & Jiang, G. (2009)

Deformation Control of the 200 m High Hongjiadu Concrete Faced Rockfill Dam

China Water Power Press, pp 15-23.

Yang, Z. & Xu, Z. (2008)

Design, construction and operation of China's Hongjiadu CFRD

Hydropower & Dams, Issue Four, pp 74-80.

Zhan, Z. & Cai, D (2011)

Discussion and Prediction on the Techniques of Dam Construction for 300 m Level Concrete CFRD

International Symposium on Modern Technologies and Long-term Behavior of Dams, pp 257-264.

Zhang, G. & Zhang, J. & Yu, Y. (2007)

Modeling of gravelly soil with multiple lithologic components and its application

Soils and Foundations, Vol. 47, No. 4, pp 799-810.

Zhang, X. Y. & Yan, S. W. (2006)

Fundamentals of Geotechnics Plasticity.

Zhao, J. & Jia, J. & Wen, Y. (2011)

Assessment of the post-earthquake safety and the maximum anti-seismic capability of Zipingpu concrete face rockfill dam

The Second International Symposium on Rockfill Dams, CFRD 01.

Liste des personnes Habilitées à Diriger des Recherches en poste à l'Ecole Centrale de Lyon

Nom-Prénom	Corps grade	Laboratoire ou à défaut département ECL	Etablissement
BEROUAL Abderrahmane	professeur	AMPERE	ECL
BURET François	professeur	AMPERE	ECL
JAFFREZIC-RENAULT Nicole	directeur de recherche	AMPERE	CNRS/ECL
KRÄHENBÜHL Laurent	directeur de recherche	AMPERE	CNRS/ECL
NICOLAS Alain	professeur	AMPERE	ECL
NICOLAS Laurent	directeur de recherche	AMPERE	CNRS/ECL
SCORLETTI Gérard	professeur	AMPERE	ECL
SIMONET Pascal	directeur de recherche	AMPERE	CNRS/ECL
VOLLAIRE Christian	professeur	AMPERE	ECL

Nbre Ampère 9

HELLOUIN Yves	maître de conférences	DER EEA	ECL
---------------	-----------------------	---------	-----

Nbre DER EEA 1

GUIRALDENQ Pierre	professeur émérite	DER STMS	ECL
VINCENT Léo	professeur	DER STMS	ECL

Nbre DER STMS 2

LOHEAC Jean-Pierre	maître de conférences	ICJ	ECL
MAITRE Jean-François	professeur émérite	ICJ	ECL
MARJON Martine	professeur	ICJ	ECL
MIRONESCU Elisabeth	professeur	ICJ	ECL
MOUSSAOUI Mohand	professeur	ICJ	ECL
MUSY François	maître de conférences	ICJ	ECL
ZINE Abdel-Malek	maître de conférences	ICJ	ECL

Nbre ICJ 7

CALLARD Anne-Ségolène	professeur	INL	ECL
CLOAREC Jean-Pierre	maître de conférences	INL	ECL
GAFFIOT Frédéric	professeur	INL	ECL
GAGNAIRE Alain	maître de conférences	INL	ECL
GARRIGUES Michel	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
GENDRY Michel	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
GRENET Geneviève	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
HOLLINGER Guy	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
KRAWCZYK Stanislas	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
LETARTRE Xavier	chargé de recherche	INL	CNRS/ECL
O'CONNOR Ian	professeur	INL	ECL
PHANER-GOUTCRBE Magali	professeur	INL	ECL
ROBACH Yves	professeur	INL	ECL
SAINT-GIRONS Guillaume	chargé de recherche	INL	CNRS/ECL
SEASSAL Christian	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL

SOUTEYRAND Eliane	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
TARDY Jacques	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL
VIKTOROVITCH Pierre	directeur de recherche	INL	CNRS/ECL

Nbre INL 18

CHEN Liming	professeur	LIRIS	ECL
DAVID Bertrand	professeur	LIRIS	ECL

Nbre LIRIS 2

BAILLY Christophe	professeur	LMFA	ECL
BERTOGLIO Jean-Pierre	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
BLANC-BENON Philippe	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
BOGEY Christophe	chargé de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CAMBON Claude	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CARRIERE Philippe	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
CHAMPOUSSIN J-Claude	professeur émérite	LMFA	ECL
COMTE-BELLOT genevièvre	professeur émérite	LMFA	ECL
FERRAND Pascal	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
GALLAND Marie-Annick	professeur	LMFA	ECL
GODEFERD Fabien	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
GOROKHOVSKI Mikhail	professeur	LMFA	ECL
HENRY Daniel	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
JEANDEL Denis	professeur	LMFA	ECL
JUVE Daniel	professeur	LMFA	ECL
LE RIBAUT Catherine	chargée de recherche	LMFA	CNRS/ECL
LEBOEUF Francis	professeur	LMFA	ECL
PERKINS Richard	professeur	LMFA	ECL
ROGER Michel	professeur	LMFA	ECL
SCOTT Julian	professeur	LMFA	ECL
SHAO Liang	directeur de recherche	LMFA	CNRS/ECL
SIMOENS Serge	chargé de recherche	LMFA	CNRS/ECL
TREBINJAC Isabelle	maître de conférences	LMFA	ECL

Nbre LMFA 23

BENAYOUN Stéphane	professeur	LTDS	ECL
CAMBOU Bernard	professeur	LTDS	ECL
COQUILLET Bernard	maître de conférences	LTDS	ECL
DANESCU Alexandre	maître de conférences	LTDS	ECL
FOUVRY Siegfried	chargé de recherche	LTDS	CNRS/ECL
GEORGES Jean-Marie	professeur émérite	LTDS	ECL
GUERRET Chrystelle	chargé de recherche	LTDS	CNRS/ECL
HERTZ Dominique	past	LTDS	ECL
ICHCHOU Mohamed	professeur	LTDS	ECL
JEZEQUEL Louis	professeur	LTDS	ECL
JUVE Denyse	ingénieur de recherche	LTDS	ECL
KAPSA Philippe	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
LE BOT Alain	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
LOUBET Jean-Luc	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
MARTIN Jean-Michel	professeur	LTDS	ECL
MATHIA Thomas	directeur de recherche	LTDS	CNRS/ECL
MAZUYER Denis	professeur	LTDS	ECL
PERRET-LIAUDET Joël	maître de conférences	LTDS	ECL
SALVIA Michelle	maître de conférences	LTDS	ECL
SIDOROFF François	professeur	LTDS	ECL
SINOUE Jean-Jacques	professeur	LTDS	ECL
STREMSDOERFER Guy	professeur	LTDS	ECL

<i>THOUVEREZ Fabrice</i>	<i>professeur</i>	LTDS	ECL
<i>TREHEUX Daniel</i>	<i>professeur</i>	LTDS	ECL
<i>VINCENS Eric</i>	<i>maître de conférences</i>	LTDS	ECL

Nbre LTDS 25

Total HdR ECL 91

AUTORISATION DE SOUTENANCE

Vu les dispositions de l'arrêté du 7 août 2006,

Vu la demande du Directeur de Thèse

Monsieur E. VINCENS

et les rapports de

Monsieur A. MODARESSI
Professeur - Ecole Centrale de Paris - LMSS-Mat - Grande Voie des Vignes
92295 CHATENAY-MALABRY cedex

Et de

Monsieur P-Y. HICHER
Professeur - Ecole Centrale de Nantes - Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM)
1, rue de la Noë - BP 92101 - 44321 NANTES

Monsieur CHEN Yuguang

est autorisé à soutenir une thèse pour l'obtention du grade de **DOCTEUR**

Ecole doctorale MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL ET ACOUSTIQUE

Fait à Ecully, le 7 décembre 2012

P/Le directeur de l'E.C.L.
La directrice des Etudes
Service
Scolarité

M-A. GALLAND



RÉSUMÉ

Une modélisation numérique des grands barrages en enrochement à masque amont (CFRD) a été entreprise pour mieux comprendre les pathologies observées sur ces ouvrages récemment construits, principalement des fissures horizontales et verticales sur le masque amont en béton en phase de construction et de mise en eau. Le but de cette modélisation est ensuite de confirmer, préciser ou compléter les solutions proposées par les experts pour éviter ces désordres.

D'abord, une loi de comportement développée au sein d'EDF-CIH appelée L&K-Enroch a été présentée. Il s'agit d'un modèle élastoplastique qui prend en compte les déformations irréversibles de l'enrochement sous sollicitation déviatorique et isotrope dans les grands CFRD. Cette thèse propose aussi une méthode de calage des paramètres de ce modèle.

Deux modélisations des barrages sont également présentées dans cette thèse afin de vérifier la fiabilité de la loi de comportement L&K-Enroch et de mieux comprendre les pathologies sur le masque amont en béton du CFRD. La modélisation en déformation plane (2D) est d'abord entreprise et a comme support le barrage d'Aguamilpa (180,5 m), au Mexique. Une modélisation plus poussée en 3D prenant en compte de l'effet de la vallée est ensuite entreprise. Elle a comme support le barrage de Mohale (145 m) au Lesotho.

L'effet d'échelle de l'enrochement est également étudié en comparant les résultats de simulation pour les matériaux de différentes tailles. L'impact de l'effet d'échelle sur le comportement du barrage est aussi analysé.

Les simulations présentées en 2D et 3D sont une contribution à l'analyse du comportement mécanique des grands CFRD. Les résultats de la modélisation 2D montrent généralement une bonne correspondance avec les mesures in-situ. La modélisation 3D explique, d'une manière plus convaincante, l'apparition des fissures sur le masque amont en béton des CFRD. Certaines mesures constructives sont finalement proposées afin de limiter ou d'éviter ces désordres dans le masque.

Mots-clés:

Grand barrage CFRD, enrochement, pathologie, fissures, analyse numérique, loi de comportement, effet d'échelle.

ABSTRACT

A numerical modeling of high concrete face rockfill dam (CFRD) has been considered in order to better understand the pathology of cracks observed in the recently constructed high CFRD, especially the horizontal and vertical cracks detected on the concrete face slab during the construction and the impoundment. The purpose of this modeling is then to confirm, clarify or complete the solutions proposed by the experts to avoid these disorders.

This PhD thesis presents a constitutive model developed by EDF-CIH known as L&K-Enroch. It is an elastoplastic model that takes into account the irreversible deformations of rockfill under deviatoric and isotropic loading in high CFRD. A first attempt of proposing a parameter calibration approach has been made as well.

Two dam modellings are also presented in this thesis in order to verify the reliability of the constitutive model and to better understand the pathology of cracks observed on the concrete face slab of CFRD. A 2D modeling is compared to the behaviour of the 180.5 m Aguamilpa Dam, Mexico; a 3D modeling taking into account the valley effect is compared to the behaviour of the 145 m Mohale Dam, Lesotho.

This thesis also studies the scale effect of rockfill through a comparison of the simulation results of materials of different sizes. The impact of the scale effect on the dam behavior is analyzed as well.

The presented 2D and 3D simulations are a contribution to the analysis of the mechanical behaviour of high CFRD. The results of the 2D modeling show a relatively good agreement with the monitored data. The 3D modeling explains, in a rather convincing way, the pathology of cracks on the slab face of CFRD. Some measures are proposed to limit or avoid these different kinds of cracks.

Keywords:

High CFRD, rockfill, pathology, cracks, numerical analysis, constitutive model, scale effect.