

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université
Aboubekr Belkaïd
Tlemcen



جامعة
أبو بكر بلقايد

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Géotechnique

Thème:

**Contribution à la conception des barrages en zones
sahariennes**

Cas du barrage de LAOUINA - wilaya de Béchar

Présenté en septembre 2020 par:

M^{elle} AMARA Nesrine

M^{elle} DIB Ghizlene Cherifa

Devant le jury composé de:

Mr. ALLAL Mohammed Amine

President

Mr. ABOU BEKR Nabil

Examineur

Mme. SMAIL Nadia

Encadrant

Mr. ROUISSAT Bouchrit

Co-encadrant

Année universitaire : 2019-2020

Remerciements

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier avant tout notre seigneur le tout puissant, le miséricordieux de nous avoir accordé la puissance, la volonté, le courage afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

*On remercie tout particulièrement Madame **SMAIL Nadia** et Monsieur **ROUISSAT Bouchrit** pour avoir honoré en acceptant de guider ce modeste travail ,pour la qualité et la richesse de leurs encadrement exceptionnels , pour leurs conseils , pour leurs écoute , pour leurs temps si précieux , leurs patience inconditionnel tout au long et pour leurs encouragements constantes et toujours bienveillants et enfin , ils nous ont toujours guidé à aller loin dans nos réflexions et nos recherches.*

*Nos vifs remerciements à Monsieur **CHERRAK Hichem**, pour avoir accepté de nous orienté et qui a accepté de répondre à nos questions avec gentillesse.*

*Que Monsieur **ALLAL Mohammed Amine**, trouve nos meilleurs remerciements pour avoir accepté de présider le jury de la soutenance.*

*Nos sincères remerciements vont à Monsieur **ABOU BEKR Nabil**, pour l'honneur qui nous a fait en acceptant d'examiner notre travail.*

Nous remercions également tous les personnes qui nous ont aidés à élaborer ce projet de fin d'étude.

RESUME

L'étanchéité des barrages en terre peut être assurée par la solution de la membrane ou paroi centrale qui peut constituer une alternative intéressante, tant sur le plan technique que sur le plan économique avec des matériaux de recharge plus résistants que les matériaux argileux, et par conséquent des talus plus raides. Ces parois peuvent être projetées en béton, en sol-ciment ou en béton bitumineux.

En considérant le cas du barrage de LAOUINA, dans la commune de Taghit, wilaya de Béchar, le présent mémoire s'intéresse à deux volets qui sont l'analyse de l'influence de l'ancrage de la paroi au niveau des fondations du barrage et l'optimisation de sa profondeur, ainsi que l'analyse du comportement mécanique des différentes conceptions des parois proposées avec balance comparative.

L'étude menée, tout en s'appuyant sur la modélisation numérique guidée par le code de calcul Géostudio, s'articule autour de l'analyse des paramètres d'infiltration dans le barrage et ses fondations pour la partie liée à l'optimisation de la profondeur de la paroi et de l'analyse du comportement mécanique des différents types de parois. Cette deuxième partie du travail a été dirigée avec l'analyse des différentes contraintes et des déformations au niveau des parois et au niveau de leur interface avec les transitions. Les paramètres de jugement nécessaires à la balance comparative se sont basés simultanément sur l'étude des gradients de contraintes, sur les déplacements des parois et enfin sur les risques de déconfinement en crête et de cisaillement éventuel à la base du barrage.

Mots clés : Barrage, Taghit, paroi, béton, sol-ciment, béton bitumineux.

ABSTRACT

The waterproofing of earth dams can be assured by the membrane of central wall which constitute an interesting alternative, both of technically and economically with refill materials more resistant than clay materials, as consequence, steeper slopes. These walls can be on concrete, soil-ciment or asphaltic concrete.

Considering the case of LAOUINA's dam, in Taghit, Wilaya of Bachar, the present work focuses on two aspects which are: the analysis of the influence of the anchoring of the wall at the level of dam's foundations and the optimization of its depth as well as the analysis of mechanical behavior of different conceptions of walls proposed with comparative balance.

The study carried, relying on digital modeling guided by GEOSTUDIO, revolved around parameters of infiltrations in dam and its foundations for the part related to the optimization of depth of the wall and the analysis of the mechanical behavior of different types of walls .This second part of work was directed with the analysis of various stress and strains at the level of their interface with the transitions.

The judgment parameters necessary for the comparative balance were based simultaneously on the study of stress gradients, on the displacements of walls and finally on the risks of ridge deconfinement and possible shears at the base of the dam.

Key words: Dam, Taghit, wall, concrete, soil-cement, asphaltic concrete.

ملخص

لضمان الغزل المائي في السدود الترابية، يعد وضع غشاء او جدار مركزي الحل الأمثل و المثير للاهتمام، من الناحيتين التقنية و الاقتصادية مع وضع مواد لإعادة الملء أكثر مقاومة من المواد الدينية، و بالتالي منحدرات أكثر حدة . هذه الجدران يمكن بناؤها بالخرسانة، التربة الإسمنتية أو الخرسانة الإسفلتية.

نأخذ سد عوينة، بلدية تاغيت، ولاية بشار كمثال حي، هذه المذكرة تسلط الضوء على جانبين هما: تحليل تأثير تثبيت الجدار على مستوى أساسات السد، تحسين عمقه، وكذلك تحليل السلوك الميكانيكي لمختلف أنواع الجدران المقترحة مع مقارنة التوازن. هذه الدراسة تم إجراؤها بالاعتماد على النمذجة الرقمية ببرنامج **geostudio**، تتمحور حول تحليل عوامل التسربات في السدود وأساسياته فيما يتعلق التحسين عمق الجدار وتحليل السلوك الميكانيكي لمختلف الجدران. توجه الجزء الثاني في هذا العمل مع تحليل الضغوط والتشوهات على مستوى الجدار في الواجهة مع الانتقالات. معايير الحكم الأساسية لمقارنة التوازن تركز في أن واحد مع دراسة درجات الإجهاد وعلى إزاحات الجدران وفي الأخير مخاطر التفكك هي أعلى السد والقص في قاعدة السد.

الكلمات المفتاحية: سد، تاغيت، جدار، خرسانة، التربة الإسمنتية، الخرسانة الإسفلتية

Tables des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Infiltrations dans les barrages en terre.....	3
1. Introduction.....	4
2. Infiltrations dans les barrages en terre et les enjeux sécuritaires.....	4
3. Etude des infiltrations dans les barrages en terre.....	4
3.1 Ligne de saturation.....	4
3.1.1 Définition.....	4
3.1.2 But.....	5
3.1.3 Méthodes de détermination.....	5
3.2 Ligne de saturation pour un barrage a noyau sur fondation imperméable.....	8
3.3 Pressions interstitielles.....	9
3.3.1 Définition.....	9
3.3.2 Méthodes de détermination.....	9
3.4 Débit de fuite.....	9
3.4.1 Définition.....	9
3.4.2 Méthodes de détermination.....	10
4. Influence des infiltrations sur le comportement du barrage.....	11
4.1 Caractérisation.....	11
4.2 Méthodes de prévention.....	12
4.3 Phases d'érosion interne.....	13
4.3.1 Initiation.....	13
4.3.2 Filtration.....	16
4.3.3 Développement des désordres.....	16
4.4 Modes de rupture.....	17
4.4.1 Rupture par renard.....	17
4.4.2 Rupture par suffusion.....	17
5. Moyens de maitrise des infiltrations.....	17
5.1 Drainage d'un barrage en remblai.....	17
5.2 Constitution et règles de conception des drains et filtres.....	17
5.2.1 Drain.....	17
5.2.2 Filtre.....	17
5.2.3 géosynthétiques composites.....	18
5.3 Cas particulier des barrages à noyau étanche.....	18
5.3.1 Système de filtre.....	18

CHAPITRE II : Etanchéisation des barrages - Aspects conceptuels.....	21
1. Introduction.....	22
2. Etanchéité du massif.....	22
3. Différents type d'organes d'étanchéité.....	22
4. Etanchéité interne.....	22
4.1 Barrages à noyaux.....	22
4.1.1 Noyau central en argile.....	23
4.1.2 Noyau incliné en argile.....	23
4.1.3 Description et caractéristiques des matériaux.....	24
4.1.4 Comportement du matériau.....	24
4.1.5 Mise en place.....	24
4.2 Membrane interne d'étanchéité.....	25
4.2.1 Noyau bitumineux.....	25
4.2.2 Paroi moulée.....	27
5. Etanchéité externe.....	28
5.1 Masque en béton.....	29
5.1.1 Réalisation du masque en béton.....	29
5.2 Masque en acier.....	30
5.3 Masque en terre.....	30
5.4 Masque en béton bitumineux.....	30
5.4.1 Historique.....	30
5.4.2 Evolution des masques en béton bitumineux.....	31
5.4.3 Caractéristiques techniques.....	32
5.4.4 Comportement du bitume.....	33
5.4.5 Avantage du masque.....	33
5.4.6 Exemple de réalisation du masque bitumineux sur le barrage « Ghrib ».....	34
5.5 Geomembranes.....	34
5.5.1 Historique.....	35
5.5.2 Utilisation des geomembranes dans les barrages en remblai.....	35
5.5.3 Caractéristiques techniques.....	36
5.5.4 Effet à tenir pour le support de la geomembrane.....	36
5.5.5 Exemple de réalisation de geomembrane sur le barrage d'Aubrac.....	36
6. Traitement et étanchéisation des fondations de barrages.....	37
6.1 Choix de type d'étanchéité.....	37
6.2 Les types d'étanchéité.....	38
6.2.1 Parois moulée.....	38

6.2.2	Clé d'étanchéité (parafouille)	40
6.2.3	Rideaux d'injections	41
	Chapitre III : Barrage à écrans internes - Caractérisation des matériaux.....	46
1.	Introduction	47
2.	Type des parois moulées.....	47
2.1	Parois moulées en béton.....	47
2.2	Paroi moulées en béton bitumineux.....	48
2.2.1	Réalisation des parois moulées au béton bitumineux	48
2.2.2	Contrôle	50
2.2.3	Expose du cas du barrage de Saint Ferréol	50
2.2.4	Expose du cas du barrage de Finestertal (Autriche).....	50
3.	Caractérisation des matériaux.....	51
3.1	Parois en béton bitumineux	51
3.1.1	Formulation.....	51
3.1.2	Caractéristiques	52
3.1.3	Comportement.....	54
3.1.4	Expose du cas d'un enrobé riche en bitume	55
3.2	Paroi en béton	59
3.2.1	Formulation.....	59
3.2.2	Caractéristiques	59
3.2.3	Expose du cas du barrage de Caramany sur l'Agly (France)	60
3.3	Paroi en sol-ciment	60
3.3.1	Formulation.....	60
3.3.2	Caractéristiques	60
3.3.3	Formulation et caractéristiques du coulis utilise dans la paroi moulée du barrage Saint-Ferréol	60
	Chapitre IV: Analyse comparative du comportement des parois étanches, cas du barrage de LAOUNIA.....	62
1.	Mise en contexte du mémoire	63
2.	Objectifs recherchés	63
3.	Présentation du barrage, objet de l'étude	64
3.1	Profil type du barrage.....	64
3.2	Caractéristiques de la paroi projetée au niveau du barrage	64
4.	Présentation du code de calcul servant à la modélisation	64
5.	Consistance de la modélisation	65
6.	Optimisation de la profondeur de la paroi.....	65
6.1	Discrétisation du barrage	65

6.2	Caractéristiques des matériaux	67
6.3	Résultats de la modélisation.....	67
6.3.1	Evolution des gradients hydrauliques	67
a)	Variations globales.....	67
b)	Variations en profondeur	68
c)	Variations aux interfaces de la paroi.....	70
6.3.2	Evolution des pressions interstitielles	72
a)	Variations globales.....	72
b)	Variations en profondeur	73
c)	Variations aux interfaces de la paroi.....	75
6.3.3	Evolution des intensités de vitesses	77
a)	Variations globales.....	77
b)	Variations en profondeur	78
7.	Analyse du comportement mécanique de la paroi.....	80
7.1	Paroi en béton	80
7.1.1	Comportement de l'interface de la paroi	80
7.1.2	Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation	81
7.1.3	Analyse des contraintes.....	81
7.1.4	Analyse des déformations	83
7.2	Paroi en sol-ciment	88
7.2.1	Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation	88
7.2.2	Analyse des contraintes.....	88
7.2.3	Analyse des déformations	90
7.2.4	Analyse comparative entre la paroi en béton et celle en sol - ciment.....	93
a)	Contraintes	93
b)	Déformations.....	95
7.3	Paroi en béton bitumineux	95
7.3.1	Revue sur le comportement mécanique des enrobés bitumineux	95
7.3.2	Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation	95
7.3.3	Analyse des contraintes dans le cas d'une paroi en béton bitumineux	95
7.3.4	Analyse des déformations	98
8.	Analyse comparative entre les différents types de parois.....	100
8.1	Contraintes	100
8.2	Ratios des contraintes	101
8.3	Déformations.....	102
	Conclusion générale.....	104

Référence bibliographique.....	106
Webographie.....	108

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I. 1: Ligne de saturation dans un barrage en terre.....	5
Figure I. 2: Détermination de la grandeur pour la correction de la ligne de saturation à l'amont.....	6
Figure I. 3: Correction de la ligne de saturation avec le parement aval.....	7
Figure I. 4: Courbe de cassgrande pour la détermination du paramètre alpha.....	7
Figure I. 5: Ligne de saturation d'un barrage à noyau.....	8
Figure I. 6 : Détermination de la pression interstitielle.....	9
Figure I. 7: Réseau d'écoulement.....	10
Figure I. 8: Phénomène d'érosion interne barrage de Big Bay.....	12
Figure I. 9: Phénomène de boullance.....	13
Figure I. 10 : Illustration du processus de suffusion.....	14
Figure I. 11: Phénomène d'érosion régressive.....	15
Figure I. 12: Phénomène de débouillage.....	15
Figure I. 13: Phénomène d'entraînement.....	16
Figure I. 14: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage.....	16
Figure I. 15: Analyse granulométrique d'un sol, ici $d_{15} = 15$ mm – source Degoutte et Royet (2009).....	19
Figure I. 16: Cas d'un sol a granulométrie discontinue – extrait de Degoutte et Royet (2009).....	19

Chapitre II

Figure II. 1: Disposition de l'élément étanche.....	22
Figure II. 2: Différents disposition du noyau.....	23
Figure II. 3: Barrage à noyau en argile vertical.....	23
Figure II. 4: Barrage à noyau en argile incliné.....	24
Figure II. 5: Barrage en remblai avec membrane interne.....	25
Figure II. 6: Digue à noyau bitumineux.....	26
Figure II. 7: Position et forme du noyau bitumineux : (a) paroi verticale, (b) paroi inclinée, (c) paroi verticale/inclinée...26	26
Figure II. 8: Barrage à paroi moulée.....	28
Figure II. 9: Barrage à masque amont en béton de ciment.....	29
Figure II. 10: Différents éléments constitutifs du masque amont.....	29
Figure II. 11: Barrage à masque en béton bitumineux.....	30
Figure II. 12: Masque en béton bitumineux type A.....	31

Figure II. 13: Masque en béton bitumineux type B.....	32
Figure II. 14: Type de structure du revêtement bitumineux.....	33
Figure II. 15: Coupe du masque bitumineux (barrage Ghrib).....	34
Figure II. 16: Pose d'une geomembrane.....	35
Figure II. 17: Barrage d'Aubrac – Coupe schématique de la geomembrane.....	37
Figure II. 18: Paroi en béton (Barrage de Mud Mountain - USA – 1941).....	38
Figure II. 19: Benne mécanique.....	39
Figure II. 20: Composantes de hydrofraise.....	40
Figure II. 21: Hydrofraise : excavation d'un panneau.....	40
Figure II. 22: Traitement de fondation avec un mur parafouille.....	41
Figure II. 23: Traitement des fondations à l'injection.....	42
Figure II. 24: Profondeur de l'injection.....	43
Figure II. 25: Voile d'injection.....	44
Figure II. 26: Schéma de la réalisation des colonnes.....	45

Chapitre III

Figure III. 1: Paroi moulée en béton.....	47
Figure III. 2: Chargement du béton bitumineux dans la paveuse.....	48
Figure III. 3: Mise en place du béton bitumineux.....	49
Figure III. 4: Système de chauffage à infrarouge à l'avant de la paveuse.....	49
Figure III. 5: Opérations de compactage.....	49
Figure III. 6: Coupe transversale du barrage de Finstertal.....	51
Figure III. 7: Essai de pénétrabilité pour le bitume.....	53
Figure III. 8: Comportement “type” des bétons bitumineux, (ϵ) déformation – (N) nombre de chargements.....	55
Figure III. 9: Classes de comportement des bitumes en fonction de ϵ et T.....	55
Figure III. 10: Granulométrie (expérience norvégienne).....	56
Figure III. 11: Résultats de l'essai de maniabilité à la PCG.....	57
Figure III. 12: Formulation des enrobés riches en bitume	57
Figure III. 13: Déformabilité des enrobés riche en bitume.....	58
Figure III. 14: Importance du principe d'équivalence temps –température.....	58
Figure III. 15 : Mécanismes affectant l'intégrité du noyau.....	59

Chapitre IV

Figure IV.1: Profil type schématique du barrage LAOUINA.....	64
Figure IV.2: Profil servant à la modélisation – cas1.....	66
FigureIV.3: Profil servant à la modélisation – cas2.....	66
FigureIV.4: Profil servant à la modélisation – cas3.....	67
Figure IV.5 : Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = 1/3H$	68
Figure IV.6 : Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = H/2$	68
Figure IV.7: Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = H$	68
Figure IV.8 : Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 1.....	69
Figure IV.9: Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 2.....	69
Figure IV.10 : Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 3.....	70
Figure IV.11 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 1.....	71
Figure IV.12 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 2.....	71
Figure IV.13 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 3.....	71
Figure IV.14 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi.....	72
Figure IV.15 : Variation globale des pressions d'eau interstitielles - Cas 1 ($P = H/3$).....	73
Figure IV.16 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles - Cas 2 ($P = H/2$).....	73
Figure IV.17 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles - Cas 3 ($P = H$).....	73
Figure IV.18 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 1 ($P = H/3$).....	74
Figure IV.19 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 2 ($P = H/2$).....	74
Figure IV.20 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 3 ($P = H$).....	75
Figure IV.21 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 1 ($P = H/3$).....	75
Figure IV.22 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 2 ($P = H/2$).....	76
Figure IV.23 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 3 ($P = H$).....	76
Figure IV.24 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi.....	77
Figure IV.25 : Variations relatives en % des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi.....	77
Figure IV.26 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 1 ($P = H/3$).....	78
Figure IV.27 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 2 ($P = H/2$).....	78
Figure IV.28 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 3 ($P = H$).....	78
FigureIV.29 : Variations des intensités de vitesses en profondeur - cas 1 ($P = H/3$).....	79
FigureIV.30 : Variations des intensités de vitesses en profondeur - cas 2 ($P = H/2$).....	79
FigureIV.31 : Variations des intensités de vitesses en profondeurs - cas 3 ($P = H$).....	79
Figure IV.32 : Forces de cisaillement agissant sur l'interface.....	80
Figure IV.33 : Variation des contraintes totales horizontales - Paroi en béton.....	81

Figure IV.34 : Variation des contraintes totales verticales - Paroi en béton.....	82
Figure IV.35 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en béton.....	82
Figure IV.36 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface aval - Paroi en béton.....	83
Figure IV.37 : Variation des déformations selon la direction X - Paroi en béton.....	83
Figure IV.38 : Variation des déformations selon la direction Y - Paroi en béton.....	84
Figure IV.39 : Variation des déformations en cisaillement XY - Paroi en béton.....	84
Figure IV.40 : Variation des déformations en cisaillement maximales - Paroi en béton.....	84
Figure IV.41 : Variation des déformations déviatoriques - Paroi en béton.....	85
Figure IV.42 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en béton.....	87
Figure IV.43 : Variation des contraintes totales horizontales - Cas d'une paroi en sol – ciment.....	88
Figure IV.44 : Variation des contraintes totales verticales - Paroi en sol – ciment.....	89
Figure IV.45 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en sol-ciment.....	90
Figure IV.46 : Variation des déformations selon la direction X - paroi en sol – ciment.....	90
Figure IV.47 : Variation des déformations selon la direction Y - paroi en sol – ciment.....	91
Figure IV.48 : Variation des déformations en cisaillement XY - paroi en sol – ciment.....	91
Figure IV.49 : Variation des déformations en cisaillement maximales - paroi en sol – ciment.....	91
Figure IV.50 : Variation des déformations déviatoriques - paroi en sol – ciment.....	92
Figure IV.51 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en sol – ciment.....	93
Figure IV.52 : Champs des contraintes déviatoriques - paroi en béton.....	93
Figure IV.53 : Champs des contraintes déviatoriques - paroi en sol – ciment.....	94
Figure IV.54 : Variations comparatives des différentes contraintes - paroi en béton et en sol-ciment.....	94
Figure IV.55 : Variation des contraintes totales horizontales - Cas d'une paroi en béton bitumineux.....	96
Figure IV.56 : Variation des contraintes totales verticales - Cas d'une paroi en béton bitumineux.....	96
Figure IV.57 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en béton bitumineux.....	97
Figure IV.58 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface aval - Paroi en béton bitumineux.....	97
Figure IV.59 : Variation des déformations selon la direction X - paroi en béton bitumineux.....	98
Figure IV.60 : Variation des déformations selon la direction Y - paroi en béton bitumineux.....	98
Figure IV.61 : Variation des déformations en cisaillement XY - paroi en béton bitumineux.....	99
Figure IV.62 : Variation des déformations en cisaillement maximales - paroi en béton bitumineux.....	99
Figure IV.63 : Variation des déformations déviatoriques - paroi en béton bitumineux.....	99
Figure IV.64 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en béton bitumineux.....	100
Figure IV.65 : Comparaison des variations des contraintes pour les trois parois.....	101
Figure IV.66 : Comparaison des ratios (σ_x/σ_y) - Interface parois.....	102

Figure IV.67 : Comparaison des ratios (σ_x/σ_y) - Interface aval.....	102
Figure IV.68 : Comparaison des contraintes et déformations horizontales à la base des parois (point N).....	103

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1: Les expressions de Δl_2 en fonction de α	8
Tableau I. 2: Coefficient de Lane en fonction de la nature de terrain.....	12

Chapitre III

Tableau III. 1: Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique.....	60
Tableau III. 2: Caractéristiques du coulis retenu après essais.....	61

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation.....	67
Tableau IV.2 : Valeurs maximales des gradients hydrauliques en profondeurs.....	70
Tableau IV.3 : Variations des gradients hydrauliques aux interfaces de la paroi.....	71
Tableau IV.4 : Variations des gradients hydrauliques dans la zone aval de la paroi et du barrage.....	72
Tableau IV.5 : Valeurs des pressions d'eau interstitielles.....	75
Tableau IV.6 : Variations des pressions interstitielles aux interfaces de la paroi.....	76
Tableau IV.7 : Valeurs des intensités de vitesse au niveau des plans de références.....	80
Tableau IV.8 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en béton.....	81
Tableau IV.9: Valeurs des contraintes (KPa) totales au niveau des points de référence - Paroi en béton.....	82
Tableau IV.10 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) au niveau des points de référence - Paroi en béton.....	86
Tableau IV.11 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en béton.....	87
Tableau IV.12 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en sol – ciment.....	88
Tableau IV.13: Valeurs des contraintes totales (KPa) au niveau des points de référence Paroi en sol – ciment.....	89
Tableau IV.14 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en sol-ciment.....	92
Tableau IV.15 : Comparaison des valeurs des contraintes déviatoriques entre paroi en béton et en sol – ciment.....	94
Tableau IV.16 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en béton bitumineux.....	95
Tableau IV.17: Valeurs des contraintes totales (KPa) au niveau des points de référence Paroi en béton bitumineux.....	96
Tableau IV.18 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en béton bitumineux.....	100

LISTE DES NOTATIONS

- Δ : Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont.
 m_1 : Pente du talus amont.
 H_1 : Charge à l'amont.
 α : Angle du talus aval du barrage.
 H_{M_2} : Charge hydraulique au point M_2 .
 U_{M_2} : Pression d'eau au point M_2 .
 Z_{M_2} : Cote du point M_2 .
 H_{M_1} : Charge hydraulique au point M_1 .
 U_{M_1} : Pression d'eau au point M_1 .
 Z_{M_1} : Cote du point M_1 .
 γ_w : Poids volumique de l'eau.
 N_h : Nombre de chutes d'équipotentialité.
 N_c : Nombre de canaux d'écoulement.
 d_q : Débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes).
 Δh : Perte de charge entre deux lignes équipotentialités adjacentes.
 a : Distance entre deux lignes de courants.
 b : Distances entre deux lignes équipotentialités.
 H : Charge hydraulique.
 L : Longueur de percolation.
 V : Vitesse de percolation.
 K : Coefficient de perméabilité de sol.
 i : Gradient hydraulique.
 L_v : Longueur verticale.
 L_H : Longueur *horizontale*.
 C : Coefficient de Lane.
 H : Hauteur d'eau.
 i_{cr} : Gradient hydraulique critique.
 γ_{sat} : Le poids volumique saturé de sol.
 D : Taille des grains du matériau le plus grossier.
 d : Taille des grains du matériau le plus fin.
 d_x : Dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisât.
 O_{90} : Ouverture de filtration caractéristique d'un geotextile qui correspond au diamètre d_{90} des particules de sol susceptibles de traverser le geotextile.
 d_{85} : Diamètre qui caractérise le squelette du geotextile.
 C : Coefficient lié à la granularité sol, à sa compacité et au gradient hydraulique au voisinage du geotextile.
 D_{max} : Diamètre maximal standard des grains.
 d : Epaisseur du masque en béton.
 H : Hauteur de la digue.
 C : Coefficient.
 H_{voile} : Profondeur de voile d'injection.
 β : Rapport de dilatation.
 α : Concentration en réactif.
 G : Pourcentage de gros gravillons ($\phi > 11$).
 g : Pourcentage de petits gravillons ($\phi 6/11$).
 S : Pourcentage de gros sable ($\phi 0,3/6$).
 s : Pourcentage de sable fin ($\phi 0,08/0,3$).
 f : Pourcentage de filler ($\phi < 0,08$).
 p : Teneur en liant (%).
 α : Facteur dépendant du type de granulats (2,65/masse volumique des granulats).
 Σ : Surface spécifique des granulats (m^2/Kg)

k : Module de richesse (k variant de 2,75 pour les enrobés donnant le maximum de résistance à la déformation, à 3,5 pour les enrobés les plus souples).

ϵ : Déformation.

T : Température.

σ_p : Résistance à la traction.

K_c : Ténacité.

G_c : Energie de rupture.

η : Viscosité.

E : Module de Young.

G : Module de rigidité.

E* : Module dynamique.

Φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

K_s : Conductivité hydraulique à saturation.

θ_r : Teneur en eau résiduelle.

θ_s : Teneur en eau à saturation.

ν : Coefficient de poisson.

Ψ : Angle de dilatation.

γ_h : Poids volumique humide.

σ_x : Contrainte horizontal.

σ_y : Contrainte vertical.

LISTE DES ABREVIATIONS

PVC : Polychlorure de vinyle.

PEHD : Polyéthylène haute densité.

CSPE : Acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène chlorosulfoné.

LLDPE : Acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène basse densité linéaire.

PP : Polypropylène.

PE : Polyéthylène.

CIGB : Commission internationale des grands barrages.

PHE : Plus hautes eaux.

PCG : Presse a cisaillement giratoire.

Introduction générale

Les barrages sont parmi les constructions humaines les plus importantes, à la fois par leurs dimensions parfois exceptionnelles et par leur utilité sociale. L'ouvrage pendant sa durée de vie connaît des changements qui peuvent conduire à des dommages. Il n'existe pas de projet de barrage type ou modèle, chaque cas doit être considéré comme un projet singulier et unique mettant en évidence des matériaux plus ou moins caractérisés avec précision, des fondations qui ne peuvent être reconnues que partiellement, des conditions géologiques, géotechniques, climatiques et hydrologiques particulières et trop variables d'un site à un autre.

Les barrages en remblai comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. Actuellement, ce type d'ouvrage représente un important pourcentage des barrages construits dans le monde. Son évolution a fortement été dépendante de l'expérience acquise, du perfectionnement des moyens de mise en œuvre des matériaux, ainsi que du développement de la mécanique des sols et des moyens d'analyse. La rupture d'un barrage en remblai peut être causée par l'érosion interne des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des sols sous la fondation ou sous les appuis, par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles et d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques.

Le barrage en terre est le seul qui convient à une fondation non rocheuse, il présente l'avantage de pouvoir être adapté à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisé avec une très grande variété de sols. L'inconvénient majeur du barrage en terre est l'infiltration à travers le massif et ses fondations. Les infiltrations qui se produisent à travers le barrage sont responsables de plus de 35% des accidents survenus aux barrages en terre.

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers les barrages en terre doivent être étudiées sous deux angles différents :

- D'une part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration,
- D'autre part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

L'étanchéité des barrages en terre est assurée souvent par les matériaux qui le constituent. La conception du profil type du barrage est étroitement liée à la disponibilité quantitative et qualitative des matériaux en relation avec les critères de stabilité mécanique et d'étanchéité.

On distingue en fonction de ces paramètres les barrages homogènes ou zonés en terre et les barrages en enrochement à masque amont.

Dans certaines zones dans lesquelles les matériaux étanches font défaut, ou que la faisabilité économique du barrage avec d'autres matériaux peut être compromise, les concepteurs ont souvent recours à la projection d'un organe d'étanchéité au niveau du profil de l'ouvrage.

En Algérie, les régions du sud sont dépourvues de matériaux étanches naturels en grandes quantités permettant la conception et la réalisation de barrages en terre homogènes ou zonés. La solution de la membrane ou paroi centrale est une alternative intéressante, si l'on ne dispose pas de matériaux pour réaliser un noyau argileux assurant l'étanchéité à proximité du site de construction.

Cette paroi, d'épaisseur relativement faible, appelée souvent écran interne ou paroi moulée peut être constituée de mélange en sol-ciment, de béton ou de matériaux bitumineux.

Sa projection, aussi bien dans le profil du barrage, qu'au niveau de ses fondations, est étroitement liée à l'analyse de son comportement par rapport aux critères d'étanchéité (pressions interstitielles, gradients hydrauliques et débits de

fuite), et aux déformations et état des contraintes intégrant ses zones d'interface avec les autres matériaux constituant le barrage à savoir les transitions et recharges.

Partant de toutes ces considérations, le présent mémoire s'intéresse au barrage de LAOUINA, dans la commune de Taghit, wilaya de Béchar par une analyse comparative entre plusieurs variantes de conception d'un barrage à écran interne étanche. Trois solutions conceptuelles ont été étudiées : paroi en sol-ciment, paroi en béton et paroi en béton bitumineux. L'analyse est menée à travers la modélisation numérique par le code de calcul Géostudio.

Le travail élaboré est scindé en deux parties fondamentales:

- Analyse de l'influence de l'ancrage de la paroi au niveau des fondations du barrage et l'optimisation de sa profondeur en relation avec l'étude des infiltrations et les seuils de paramètres hydrauliques,
- Analyse du comportement mécanique des différentes conceptions des parois proposées avec balance comparative.

Pour atteindre ces deux objectifs, une série d'investigations préliminaires a été entreprise et consistait en une contribution bibliographique relative aux infiltrations dans les barrages en terre, aux aspects conceptuels d'étanchéisation des barrages et à la caractérisation des matériaux des écrans internes.

Sur le plan de la structure du mémoire, et afin d'assurer, à la fois, une cohérence des différentes sections du mémoire et une adéquation avec ses objectifs assainis, la rédaction a suivi, chronologiquement, les chapitres ci-dessous:

- Chapitre 1 : Infiltrations dans les barrages en terre,
- Chapitre 2 : Etanchéisation des barrages - Aspects conceptuels,
- Chapitre 3 : Barrages à écran internes - Caractérisation des matériaux,
- Chapitre 4 : Analyse comparative du comportement des parois étanches, cas du barrage de LAOUINA

CHAPITRE I :

Infiltrations dans les barrages en terre

1. Introduction

Quel que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il ya toujours infiltration dans son massif. Il n'existe pas d'étanchéité parfaite pour ce type d'ouvrage. La maîtrise des écoulements doit être recherchée de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent en dessous des paramètres critiques (débit, pressions interstitielles, gradients hydrauliques...et).

Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales, l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage dans les différents cas de sollicitation qui lui sont imposés tient compte du paramètre prépondérant qui est la pression de l'eau. Ce phénomène est dû à des charges hydrauliques appliquées dans les interstices des matériaux du barrage et sa fondation. Les infiltrations qui peuvent se produire à travers les barrages en terre doivent être étudiées sous deux angles différents : d'une part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration, d'autre part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le débit a une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet. Les infiltrations qui se produisent à travers les barrages sont responsables de plus de 35% des accidents survenus aux barrages en terre [1].

2. Infiltrations dans les barrages en terre et les enjeux sécuritaires

Les évolutions dans le comportement des barrages sont en général lentes. Certaines peuvent s'avérer potentiellement rapides, notamment lors de la phase cruciale de première mise en eau.

Après la première mise en eau du barrage, l'ouvrage n'est pas inerte. Il vit, il travaille et se fatigue comme toute construction. De sa santé dépend la sécurité publique à l'aval.

En phase d'exploitation, le rythme de la surveillance est adapté à la nature et à l'état du barrage, mais doit impérativement être renforcée en cas d'anomalies ou de désordres constatés sur l'ouvrage.

Le suivi du comportement des barrages doit être enrichi par de multiples recherches transversales liées à l'acquisition d'un niveau de connaissances approfondi sur la conception des aménagements de barrage, des principes de base de dimensionnement et des interactions entre ouvrages constituant. Une part importante de recherches complémentaires doit être également consacrée aux mécanismes liés à la dégradation et au vieillissement des barrages, en s'articulant en particulier sur les dispositifs d'auscultation qui est une méthode de surveillance quantitative qui est basée sur l'analyse des mesures fournies par une instrumentation spécifique à chaque ouvrage, aux mesures à effectuer ainsi qu'aux constats visuels orientant les interprétations préliminaires relatives au comportement des barrages en exploitation.

Des compagnes de mesure d'auscultation, engagées sur plusieurs sites de barrages, en collaboration avec les équipes d'exploitation des barrages, est, elles aussi, d'une importance capitale pour la compréhension de certains phénomènes [2].

3. Etude des infiltrations dans les barrages en terre

3.1 Ligne de saturation

3.1.1 Définition

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue. Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou l'utilisation de méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. Sur le plan pédagogique, la méthode de Kozeny permet de se familiariser avec les réseaux d'écoulement. Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées sont les méthodes numériques qui se sont largement développées [3], [4].

3.1.2 But

Avant d'entreprendre le calcul de stabilité, il faut déterminer la position de la ligne de saturation qui délimite la partie sèche de la digue et celle qui est saturée d'eau en négligeant la tranche capillaire [5].

3.1.3 Méthodes de détermination

a) Détermination de la ligne de saturation par la méthode de Kozeny

Cette méthode a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane (Figure I. 1) selon [6].

L'équation de la ligne de saturation (I. 1) s'écrit de la manière suivante selon [6]:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (I.1)$$

Avec l'expression de y_0 donnée par l'équation (I. 2) comme suit :

$$y_0 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - L \quad (I.2)$$

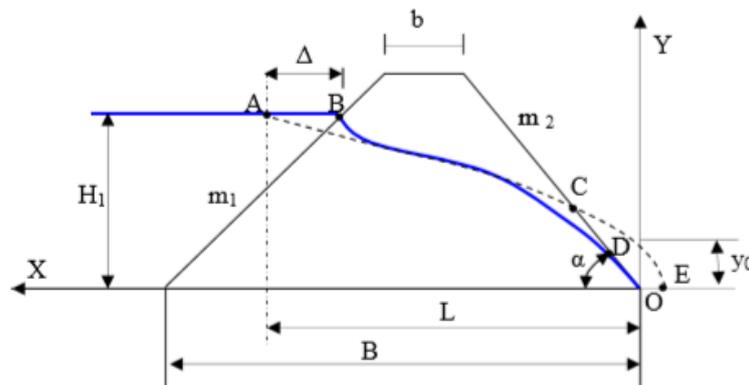


Figure I. 1: Ligne de saturation dans un barrage en terre [6].

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage [6].

i) Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont

En traçant la parabole de Kozeny celle-ci coupe le plan d'eau à une distance qui ne coïncide pas avec le passage réel. Elle doit être corrigée par une courbe normale au talus amont et tangente à la parabole théorique à l'aval (Figure I. 2). Pour calculer la distance séparant les deux points nous disposons de deux méthodes [6]:

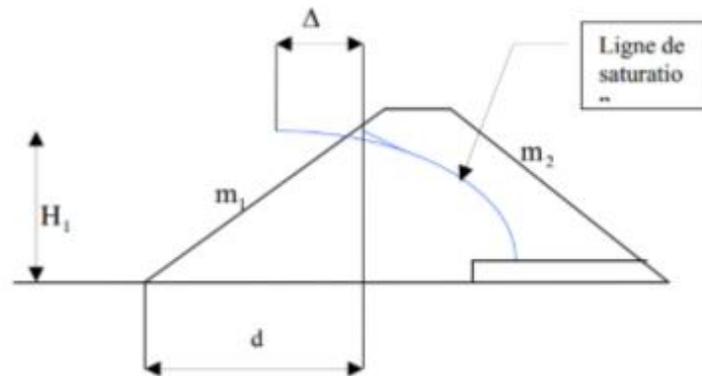


Figure I.2: Détermination de la grandeur Δ pour la correction de la ligne de saturation à l'amont [6].

- Méthode de Casagrande

D'après Casagrande, la parabole théorique coupe le plan d'eau amont en un point situé à une distance horizontale du parement amont égale à 0,3 de la projection horizontale de la partie mouillée du même parement.

L'équation de la ligne de saturation est une parabole théorique partant d'un point situé sur la surface libre de la retenue est à une distance égale à 0,3 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont comme le montre l'équation (I.3).

En pratique le tracé serait corrigé au voisinage de parement amont en considérant ce dernier comme équipotentielle et donc la ligne de saturation doit lui être perpendiculaire et rejoint la parabole théorique en lui étant tangente.

Soit :

$$\Delta = 0,3d \quad (\text{I.3})$$

Qui peut s'écrire aussi selon l'équation (I.4):

$$\Delta = 0,3 \cdot m_1 \cdot H_1 \quad (\text{I.4})$$

Avec :

Δ : Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont

m_1 : Pente du talus amont

H_1 : Charge à l'amont

- Méthode du chargement du talus amont

Cette méthode a été proposée par un groupe de professeur de l'ex U.R.S.S., elle consiste à procéder pour les besoins de calcul au changement du talus amont en parement vertical et en gardant la même valeur des pertes de charge lors du passage de l'eau dans les deux cas.

Soit :

$$\Delta = \lambda \cdot H_1 = \frac{m_1}{2m_1+1} \cdot H_1 \quad (\text{I.5})$$

Avec :

Δ : Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont

m_1 : Pente du talus amont

H_1 : Charge à l'amont

ii) Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de Kozeny. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage comme apparaît sur la (Figure I.3) selon [6].

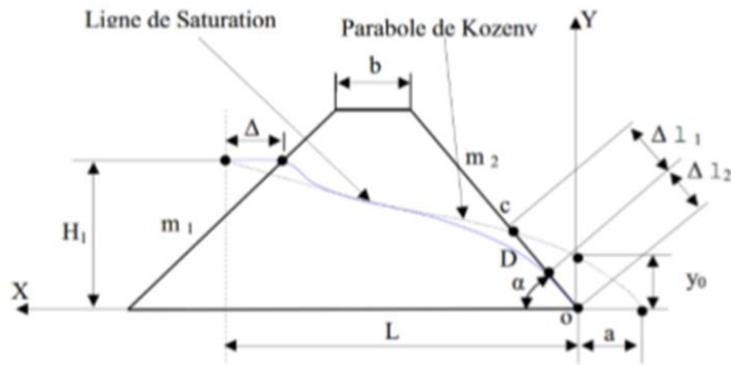


Figure I.3: Correction de la ligne de saturation avec le parement aval [6].

En pratique on peut utiliser deux méthodes [6]:

- Méthode 1

Conformément aux indications de la figure I.3 :

$$\Delta l_2 = \frac{2}{3}(\Delta l_1 + \Delta l_2) \quad (I.6)$$

Et

$$\frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (I.7)$$

- Méthode 2

Cette méthode est celle de Casagrande où il a démontré que Δl_2 ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.

La figure I.4 donne les valeurs du paramètre a en fonction de l'angle α comme suit :

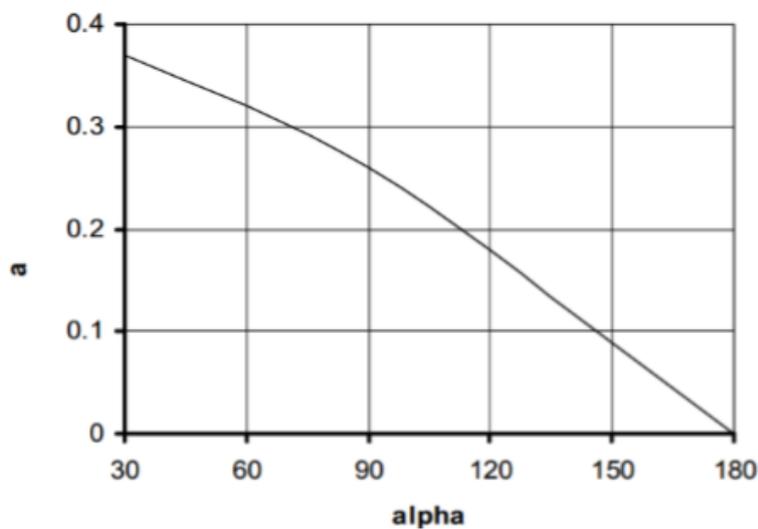


Figure I.4: Courbe de cassgrande pour la détermination du paramètre alpha [6].

La correction de la ligne de saturation à l'aval est donnée par l'équation (I.8):

$$\alpha = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2} \quad (I.8)$$

Avec les expressions de Δl_2 qui sont énumérées sur le tableau I.1 selon [6]:

Tableau I. 1: Les expressions de Δl_2 en fonction de α .

Angle α	Expressions de Δl_2
$\alpha < 30^\circ$	$\Delta l_2 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - \sqrt{L^2 - H_1^2} * \cot \alpha$
$30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\Delta l_2 = y_0 * \frac{a}{1 - \cos \alpha}$

On signale que pour les barrages dotés de drainage, la ligne de saturation est rabattue pour passer dans le drain.

b) Détermination de la ligne de saturation par la méthode de l'analogique électro-hydrodynamique

Beaucoup de phénomènes hydrauliques sont clarifiés par l'utilisation de l'analogie électrique. D'une façon générale les lois régissant le passage d'un courant électrique dans un conducteur sont analogues aux lois de l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux.

Ainsi entre les grandeurs physiques caractérisant les deux phénomènes électrique et hydraulique on peut trouver les correspondances tel que [6]:

- Tension électrique = charge hydraulique.
- Densité du courant = vitesse de filtration.
- Conductibilité électrique = perméabilité.
- Intensité de courant = débit.

De ce qui précède, les écoulements de filtration sont souvent étudiés par des modèles électriques où le passage des grandeurs électriques aux grandeurs hydrauliques se fait par les règles des similitudes.

La technique la plus ancienne est celle de la cuve rheoelectrique où le conducteur n'est autre que de l'eau placée dans une cuve à parois isolante et de forme adoptée au problème à résoudre. Cette technique est pratiquement abandonnée au profit de celle du papier conducteur.

Dans cette dernière on utilise un papier spécial appelé « Télédéltos » sur lequel on découpe le modèle correspondant à l'ouvrage et on y place des électrodes qui sont représentées par de la peinture à base d'argent [6].

3.2 Ligne de saturation pour un barrage à noyau sur fondation imperméable

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables (Figure I. 5), on construit la ligne de saturation en suivant la méthode de Kozeny, en considérant uniquement le noyau imperméable [3].

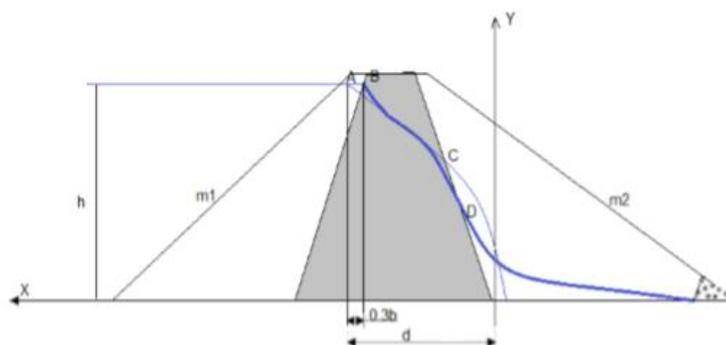


Figure I. 5: Ligne de saturation d'un barrage à noyau [3].

3.3 Pressions interstitielles

3.3.1 Définition

Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiellles. C'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition du phénomène de renards [3], [4].

3.3.2 Méthodes de détermination

Quand on dispose de réseau d'équipotentiellles, il est facile d'en déduire la pression de l'eau en chaque point comme indique la figure I. 6 selon [3].

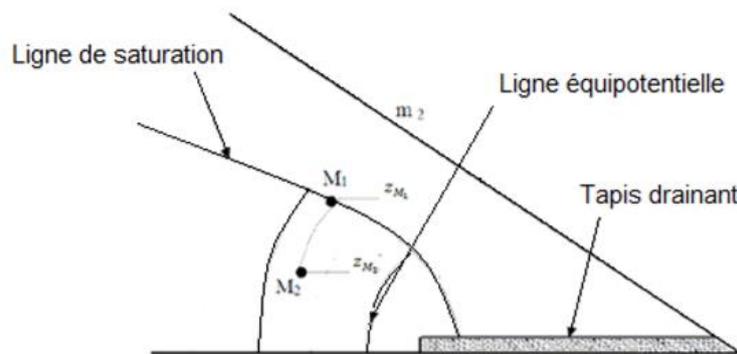


Figure I. 6 : Détermination de la pression interstitielle [3].

D'après la figure I. 6 la charge hydraulique H_{M_2} au point M_2 est égale à [3]:

$$H_{M_2} = \frac{U_{M_2}}{\gamma_w} + Z_{M_2} \quad (I. 9)$$

U_{M_2} et Z_{M_2} sont respectivement la pression de l'eau et la cote du point M_2 par rapport à un plan arbitraire fixé. D'où l'expression de U_{M_2} est donnée par l'équation (I. 10) [3]:

$$U_{M_2} = (H_{M_2} - Z_{M_2})\gamma_w \quad (I. 10)$$

De même

$$U_{M_1} = (H_{M_1} - Z_{M_1})\gamma_w \quad (I. 11)$$

Comme le point M_1 se trouve sur la ligne de saturation donc $H_{M_1} = Z_{M_1}$

Et comme M_1 et M_2 se trouvent sur la même ligne équipotentielle $H_{M_1} = H_{M_2}$

Alors la pression au point M_2 se calcule par :

$$U_{M_2} = (Z_{M_1} - Z_{M_2})\gamma_w \quad (I. 12)$$

3.4 Débit de fuite

3.4.1 Définition

Peut s'obtenir à partir du réseau des lignes de courant. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue. Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, il doit être calculé et contrôlé en continu [4].

3.4.2 Méthodes de détermination

La loi de Darcy permet d'évaluer le débit de fuite connaissant le réseau d'écoulement. D'après la figure I.7 les termes suivants sont définis comme suit [3]:

N_h : Nombre de chutes d'équipotentialité,

N_c : Nombre de canaux d'écoulement,

d_q : Débit dans un canal d'écoulement (entre deux lignes de courant adjacentes),

Δh : Perte de charge entre deux lignes équipotentiels adjacentes.

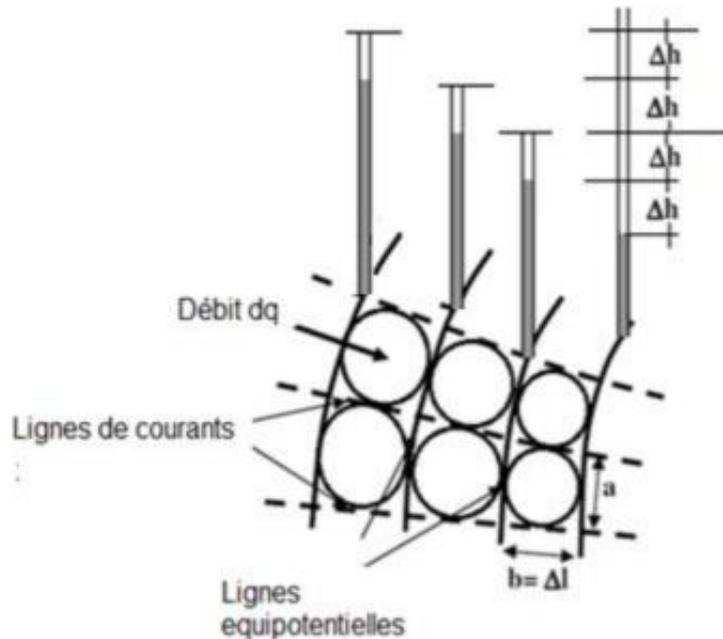


Figure I.7 : Réseau d'écoulement [3].

Considérons une maille du réseau de dimension $a \times b$ par unité de largeur tel que [3]:

a = distance entre deux lignes de courants,

b = distances entre deux lignes équipotentiels.

La perte de charge est :

$$\Delta h = \frac{h}{N_h} \quad (\text{I. 13})$$

Et le gradient hydraulique est :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta h}{b} \quad (\text{I. 14})$$

D'où

$$i = \frac{h}{b \cdot N_h} \quad (\text{I. 15})$$

D'après la loi de Darcy le débit est :

$$dq = v \cdot S = K \cdot i \cdot S = K \cdot \frac{h}{b \cdot N_h} \cdot a \quad (\text{I. 16})$$

Le débit total par unité de largeur sera :

$$Q = K \cdot \frac{h}{b \cdot N_h} \cdot a \cdot N_c \quad (\text{I. 17})$$

En général, les réseaux d'écoulement sont tracés avec :

$$a = b \quad (\text{I. 18})$$

Dans ce cas, le débit total est :

$$Q = K \cdot h \frac{N_c}{N_h} \quad (I.19)$$

Ce calcul a été effectué par unité de largeur. Pour une digue de largeur L , le débit de fuite total est :

$$Q = K \cdot h \frac{N_c}{N_h} \cdot L \quad (I.20)$$

La méthode de calcul exposée ci-dessus est générale. D'autres méthodes tenant compte de l'angle α que fait le talus aval avec l'horizontale et basées également sur la loi de Darcy sont appliquées pour le calcul du débit de résurgence [3] si $\alpha < 30^\circ$:

$$Q = K b \sin^2 \alpha \quad (I.21)$$

Avec :

$$b = OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha} \quad (I.22)$$

si $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$:

$$Q = K y_0 \quad (I.23)$$

y_0 : Est l'ordonnée du point de sortie de la surface libre

4. Influence des infiltrations sur le comportement du barrage

4.1 Caractérisation

L'érosion interne (Figure I.8) résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps du barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion. Ces deux notions fondamentales définissent le gradient hydraulique et la vitesse critique de percolation. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transports.

Le gradient hydraulique :

$$i = \frac{H}{L} \quad (I.24)$$

Avec :

H: Charge hydraulique

L: Longueur de percolation

La vitesse de percolation:

$$v = Ki \quad (I.25)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de sol

i : Gradient hydraulique

La vitesse de percolation est dite "vitesse critique" si un arrachement de particule est noté, elle est obtenue par une augmentation de K ou de i .

Ces gradients élevés peuvent avoir 3 origines [7]:

- Une erreur de conception de barrage.
- Des négligences de chantier.
- Une cause accidentelle.



Figure I. 8: Phénomène d'érosion interne barrage de Big Bay [8].

4.2 Méthodes de prévention

Pour empêcher l'érosion interne d'un barrage, il faut réduire le gradient hydraulique le long de la ligne de cheminement comme la hauteur d'eau H est imposée, c'est la longueur L des cheminements qui est le paramètre essentiel. Lane a établis une équation (I. 26) qu'on utilise pour le calcul de barrage [3].

$$L_v + \frac{L_H}{3} \geq C \times H \quad (\text{I. 26})$$

Avec :

L_v : Longueur verticale.

L_H : Longueur *horizontale*.

C : Coefficient de Lane.

H : Hauteur d'eau.

Le tableau I. 2 qui suit énumère le coefficient de Lane en fonction de la nature du terrain

Tableau I. 2: Coefficient de Lane en fonction de la nature du terrain [3].

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de gravier et de gros galets	2,5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

Pour les petits barrages comme les grands, on modifie la structure du barrage en allongeant les percolations, ou bien on bloquera par des filtres toute possibilité d'entraînement des fines par l'élément liquide, ou bien encore on s'opposera à toute percolation par la mise en place d'écran pour protéger l'ouvrage ou une partie de l'ouvrage, de l'érosion interne [7].

4.3 Phases d'érosion interne

L'érosion interne passe par quatre phases :

- Initiation
- Filtration
- Développement des désordres
- Brèche

4.3.1 Initiation

Il existe huit phénomènes initiateurs de l'érosion interne (figure I. 14) :

a) Boullance

Le phénomène de la boullance (Figure I. 9) se produit quand l'écoulement est ascendant et la pression de l'écoulement avec la poussée d'Archimède arrivent à annuler le poids des particules du sol. Ceci n'est en général possible que si le sol est fin et pulvérulent. En s'opposant au poids des grains cette composante peut atteindre des valeurs qui permettent aux grains de flotter [3].

Ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique i est ascendant, les grains sont alors entraînés par l'eau. On définit le gradient hydraulique i_c , pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés :

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (I.27)$$

Pour les barrages en terre, le risque de Boullance existe si les fuites se produisent d'une manière importante à travers le sol de fondations.

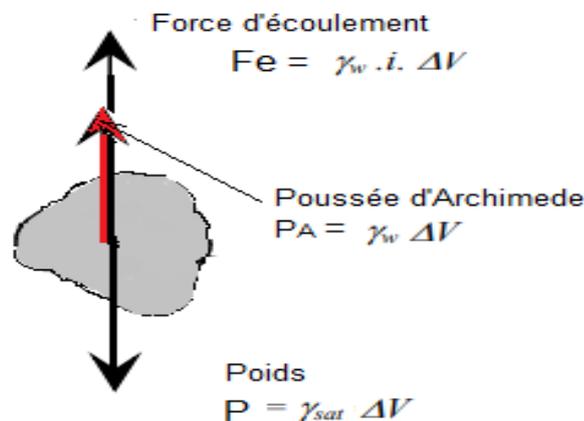


Figure I. 9: Phénomène de boullance [3].

b) Suffusion

La suffusion est un phénomène de mouvement des grains de petite taille à travers le squelette constitutif d'un sol ou à travers les pores compris entre les grandes particules comme le montre la figure I. 10. Ce phénomène se produit lorsque la vitesse locale ou le gradient locale dépasse une certaine limite. Il en résulte lorsqu'il apparaît une redistribution des fines dans le sol [9].

On distingue trois types de suffusion:

- Suffusion interne: ou appelé suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques [7].

- Suffusion surfacique : ou la suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Ce phénomène est fréquent dans les fondations alluviales, soit à l'interface de l'ouvrage et de la fondation, soit au contact des structures à l'intérieur d'un ouvrage et des matériaux contours, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans la fondation.
- La suffusion externe: elle est provoquée par un écoulement parallèle, perpendiculaire incliné ou à l'air libre à l'interface du matériau [10].

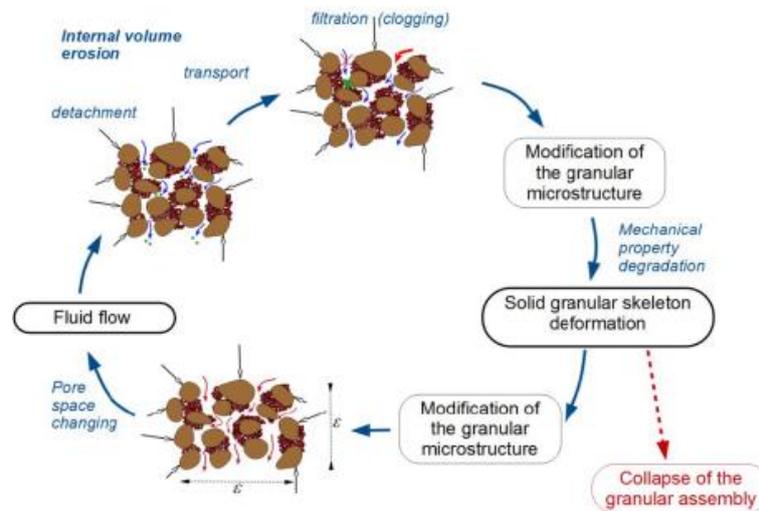


Figure I. 10 : Illustration du processus de suffusion [11].

c) Erosion régressive

Ce phénomène d'arrachement des particules de sol par la pression de l'eau se manifeste en un point à l'aval et se propage ensuite vers l'amont. Un renard hydraulique se forme à l'intérieur de l'ouvrage lors de l'apparition de l'érosion régressive (Figure I. 11).

Il existe deux types d'érosion régressive:

- Le déchaussement, ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente aval).
- L'érosion régressive par conduit: des conduits se créent à l'aval et progressent par l'érosion des matériaux vers l'amont.

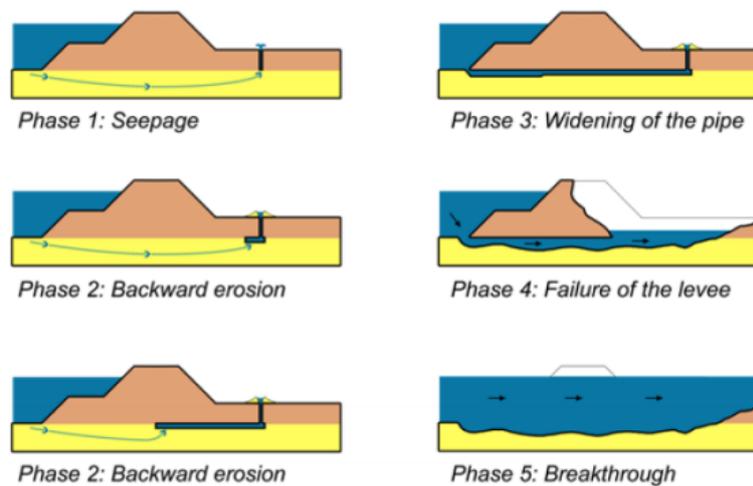


Figure I. 11: Phénomène d'érosion régressive [8].

d) Débouillage

Les débouillages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol comme indique la figure I. 12. Il s'agit de déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement autour du volume ne parvient plus à compenser. Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force causée par l'eau provoque le déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval. Il en résulte que ce phénomène conduit à une cavité ou un élargissement du conduit et l'eau s'écoule librement [9].

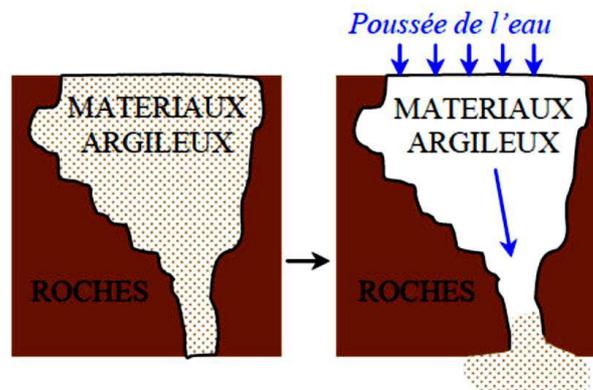


Figure I. 12: Phénomène de débouillage [9].

e) Dissolution

Sous une action thermique ou chimique, une partie des constituants des particules se disparaît. C'est un processus physique qui peut causer l'érosion interne.

f) Dispersion

C'est un phénomène qui tend à diminuer la taille des agglomérats des particules argileuses, disperse leurs plaquettes et facilite leurs mobilités.

g) Entraînement

On parle de phénomène d'entraînement comme le montre la figure I. 13, quand la contrainte de cisaillement réelle dépasse la contrainte de cisaillement seuil, un détachement des particules des parois d'une conduite, un canal ou une rivière.

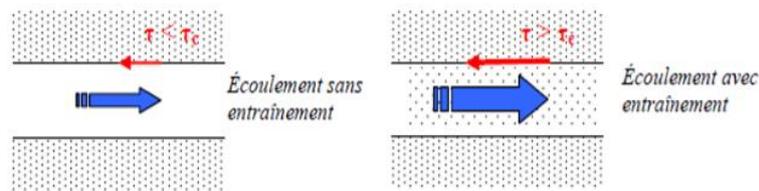


Figure I. 13: Phénomène d'entraînement [9].

h) Exsolution

L'exsolution est la dissolution partielle et le transport de l'air piégé dans le noyau, de l'amont vers l'aval, où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Cela fait diminuer localement la perméabilité et fait augmenter nettement les pressions interstitielles.

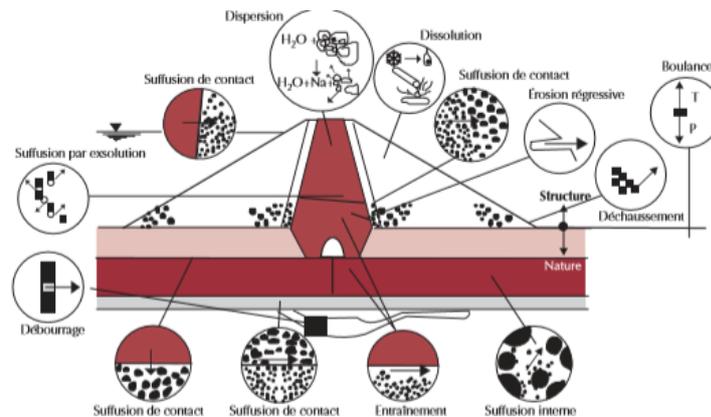


Figure I. 14: Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage [8].

4.3.2 Filtration

La condition d'arrachement des particules, seule, ne suffit pas pour que l'érosion interne puisse se développer librement. En effet, il arrive, dans le cas de barrages zonés munis de filtre, que ceux-ci parviennent à arrêter l'érosion interne grâce à un réarrangement des particules en forme de voûte dans une zone appelée « zone d'auto-filtration ». Dans cette zone, les différents calibres des particules empêchent la naissance d'une érosion interne. Bien souvent, les sols qui ne sont pas auto-filtrants, ils sont exposés à la suffusion. De là, on peut dire que c'est la granulométrie du noyau et celle du filtre qui peuvent indiquer si l'érosion aura lieu ou non.

Il existe quatre domaines distincts par lesquels passe l'érosion [12]:

- Erosion continue: le filtre est tellement grossier qu'il ne peut être bouché par les matériaux érodés,
- Erosion excessive: le filtre peut être obstrué après qu'il y ait eu érosion excessive du sol de base,
- Un peu d'érosion : le filtre s'obstrue après une légère phase d'érosion,
- Pas d'érosion: le filtre est suffisamment fin pour que ce critère puisse être pleinement satisfait ; il ne laisse passer que très peu de matériaux avant de s'obstruer.

4.3.3 Développement des désordres

Il dépend du gradient hydraulique et engendré par le transport des particules.

Il existe deux modes de transport :

- Le transport est concentré dans un conduit : le renard
- Le transport est diffus dans l'espace poreux inter-particulaire : la suffusion

4.4 Modes de rupture

4.4.1 Rupture par renard

La rupture du barrage par renard passe par trois phases distinctes :

- Elargissement du renard
- Effondrement du toit et formation d'une brèche
- Elargissement de la brèche

4.4.2 Rupture par suffusion

Elle se produit par :

- Elle se forme à l'aval de l'ouvrage ou la vitesse est suffisamment importante pour qu'elle provoque un glissement successif ou un déchaussement.
- Lorsque les matériaux s'entraînent, un affaissement local se produit et dans certains cas de crues extrêmes, sa peut provoquer une sur verse et donc la rupture de l'ouvrage.
- L'augmentation des pressions interstitielles engendre la formation d'une zone instable à l'aval de l'ouvrage donc un affaissement des couches supérieures est engendré avant d'atteindre la crête.

5. Moyens de maitrise des infiltrations

5.1 Drainage d'un barrage en remblai

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau, soit structurelles (barrage homogène étanche dans sa masse), soit accidentelles (défauts d'étanchéité).

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage (sous-pressions, renardage, etc.). En outre, la canalisation par le drainage des débits de fuite va permettre d'en faciliter la surveillance et le contrôle.

Le drain est un organe à forte perméabilité destiné à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer. Il faut généralement lui associer un filtre qui doit bloquer la migration potentielle des particules fines du massif à drainer vers le milieu drainant [13].

5.2 Constitution et règles de conception des drains et filtres

5.2.1 Drain

Les drains sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical).

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérables, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines du matériau adjacent.

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types [13].

5.2.2 Filtre

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis à vis du corps de remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux).

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. De nos jours, on remplace souvent ces filtres «granulaires» par des géotextiles. Ces produits de substitution sont issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable. Ils offrent l'avantage d'être économiques et de mise en œuvre a priori plus facile que les filtres à base de plusieurs couches de matériau calibré. La vérification, par le géotextile, des conditions de non entraînement des fines vis à vis du sol à drainer demeure indispensable [13].

5.2.3 géosynthétiques composites

Depuis quelques années, apparaissent sur le marché des produits synthétiques pouvant, en théorie, assurer à la fois les deux fonctions: filtre et drain. Il peut s'agir, par exemple, d'un composite formé d'une trame drainante «prise en sandwich» entre deux feuilles de géotextile filtrant. Plus que jamais, pour ces matériaux qui ne supporteraient pas le moindre colmatage (du fait de la faible épaisseur de la structure drainante), il convient de garder à l'esprit la nécessité absolue de vérifier la condition de non entraînement des fines vis à vis du sol environnant à drainer [13].

5.3 Cas particulier des barrages à noyau étanche

D'une manière générale, par constitution, les barrages de ce type possèdent des recharges. Pour les hauteurs inférieures à 10m, on peut admettre qu'une recharge aval perméable fait office de drain pour l'ensemble de l'ouvrage et, en particulier, pour son noyau.

Pour les hauteurs supérieures, l'exécution d'un tapis drainant doit être envisagée si la perméabilité de la recharge aval apparaît insuffisante, et si un drainage de la fondation s'avère nécessaire.

Dans tous les cas, il est indispensable de vérifier les conditions de filtre entre les matériaux fins du noyau et ceux, plus grossiers, de la recharge aval: si nécessaire, on prévoira l'interposition d'un filtre granulaire [13].

5.3.1 Système de filtre

a) Filtre en matériaux granulaires

Pour éviter les migrations de particules fines, deux zones successives d'un ouvrage hydraulique doivent vérifier des conditions de filtre qui sont des règles granulométriques. En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre.

Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain.

Dans chaque cas, D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.

Dans une courbe granulométrique, on appelle d_x la dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisât (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de Hazen) le rapport d_{60}/d_{10} .

Un sol tel que $d_{60}/d_{10} < 3$ est dit à granulométrie uniforme ; un sol tel que $d_{60}/d_{10} > 3$ est dit à granulométrie étalée.

Par exemple, sur la courbe ci-dessous (Figure I. 15) : $d_{60} = 5$ mm et $d_{10} = 0,2$ mm. D'où $d_{60}/d_{10} = 25$. Le diamètre médian (d_{50}) vaut 3 mm.

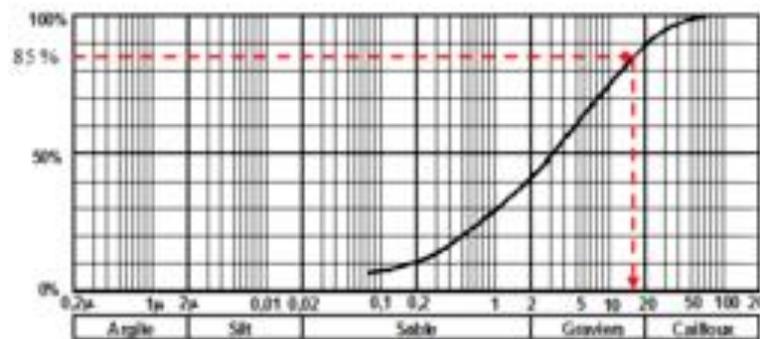


Figure I. 15: Analyse granulométrique d'un sol, ici $d_{15} = 15 \text{ mm}$ – source Degoutte et Royet (2009).

Lorsqu'un matériau fin à granulométrie étalée ($d_{60}/d_{10} > 3$) et continue (pas de cassure de la courbe granulométrique) est en contact avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

- condition de non entraînement des fines (rétention) : $D_{15} < 5 \cdot d_{85}$;
- coefficients d'uniformité des filtres (pour éviter la ségrégation et assurer la stabilité interne) d_{60}/d_{10} et des drains D_{60}/D_{10} compris entre 2 et 8.
- moins de 5 % d'éléments inférieurs à 80μ et d_{15} des sables $> 0,1 \text{ mm}$ (en appliquant la formule de VAUGHAN et SOARES $k = 0,35 d_{15}^2$ où k en cm/s et d_{15} en mm on obtient pour $d_{15} = 0,1 \text{ mm}$ une perméabilité $k = 3,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, ce qui est une valeur limite pour un matériau drainant).

Les deux premières conditions sont issues des règles de TERZAGHI élaborées pour des matériaux granuleux uniformes. Si l'on a affaire à deux matériaux très uniformes (c'est-à-dire tels que $D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$), la règle de filtre s'écrit : $5 \cdot d_{50} < D_{50} < 10 \cdot d_{50}$. On impose aussi la condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain : $D_{05} > 0,08 \text{ mm}$. Ce cas concerne en particulier l'interface entre le filtre et le drain.

Un sol très gradué ($d_{60}/d_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue présente des risques d'érosion interne de sa partie fine sous l'effet des circulations d'eau. Le filtre contigu à ce matériau doit donc être déterminé avec le d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente (Figure I. 16).

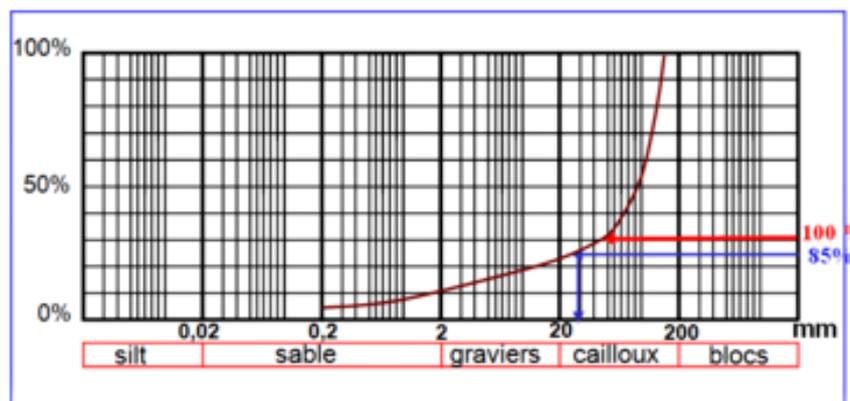


Figure I. 16: Cas d'un sol à granulométrie discontinue – extrait de Degoutte et Royet (2009).

b) Filtre en géotextiles

Les géotextiles peuvent aussi jouer un rôle de filtre, en lieu et place d'un filtre granulaire.

Avec un géotextile, on cherche à assurer deux propriétés partiellement contradictoires. L'une est la rétention et, si elle est totale, aucune particule du sol ne peut migrer et le géotextile qui doit être relativement fermé risque de se colmater. L'autre propriété est justement l'absence de colmatage, et le géotextile qui doit être relativement ouvert ne s'oppose pas totalement à la migration des éléments fins du sol. Le mécanisme de filtration par géotextile est complexe.

Il consiste en fait à empêcher les plus grosses particules du sol de se déplacer, pour qu'elles constituent un auto filtre du sol, tout en laissant passer les particules les plus fines. La partie de géotextile située au-delà de la première épaisseur qui a arrêté le squelette du sol présente l'avantage de donner de la perméabilité au géotextile et l'inconvénient d'accroître la probabilité qu'une particule fine se trouve piégée dans l'épaisseur. Il faut donc éviter un géotextile trop épais. D'autre part, il faut éviter un géotextile trop fin, pour des raisons de durabilité et de résistance.

Les règles françaises actuelles de dimensionnement des filtres en géotextile consistent à comparer l'ouverture de filtration caractéristique (O_{90}) du géotextile au diamètre d_{85} qui caractérise son squelette. L'ouverture de filtration caractéristique d'un géotextile correspond au diamètre d_{90} des particules de sol susceptibles de traverser le géotextile. Sa mesure est normalisée (norme EN ISO 12956 de février 1999). Elles s'écrivent $O_{90} < C \cdot d_{85}$, C étant un coefficient lié à la granularité du sol, à sa compacité et au gradient hydraulique au voisinage du géotextile.

Pour un sol de granulométrie étalée et de forte compacité, ce coefficient vaut 1,25. En outre, pour les sols cohérents, on ajoute la condition $O_{90} \geq 0,08 \text{ mm}$. De même que pour les transitions granulaires, dans le cas où le sol est très gradué ($d_{60}/d_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue, le géotextile doit être déterminée avec le d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente.

CHAPITRE II :

Etanchéisation des barrages - Aspects conceptuels

1. Introduction

Construire et exploiter un barrage, c'est également prévoir l'imprévisible. Dans le cas où le volume de matériaux pour réaliser un barrage en terre homogène assurant sa propre étanchéité devrait se révéler nettement insuffisant, il est possible de concevoir un ouvrage en utilisant au mieux les divers matériaux disponibles à proximité ou provenant éventuellement d'excavation d'ouvrage annexes telle que un évacuateur de crue, une galerie..., tout en l'équipant d'un dispositif d'étanchéité adéquat, de plus que les matériaux qui constitueront les recharges de ce barrage seront reparties en fonction de leurs caractéristiques de telle façon à participer d'une part à l'étanchéité et d'autre part à la stabilité de l'ouvrage.

2. Etanchéité du massif

Le problème de l'étanchéité du massif se pose chaque fois que le calcul des infiltrations en superstructure indique des pertes inadmissibles. Ces pertes peuvent soit entraîner la ruine de l'ouvrage par formation de renard, soit encore sans nuire à sa sécurité elle sera gênante pour l'exploitation du barrage [14].

3. Différents type d'organes d'étanchéité

Il est nécessaire d'équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale qu'il soit naturel ou artificielle, lorsque la terre du remblai n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche.

Les techniques les plus couramment mises en œuvre sont comme le montre la figure II. 1 :

- Les noyaux en matériaux argileux compactés ou en béton bitumineux.
- Les masques amont en béton de ciment ou bitumineux.

Néanmoins il existe d'autres techniques telles que : paroi moulée, chapes et les geomembranes [14].

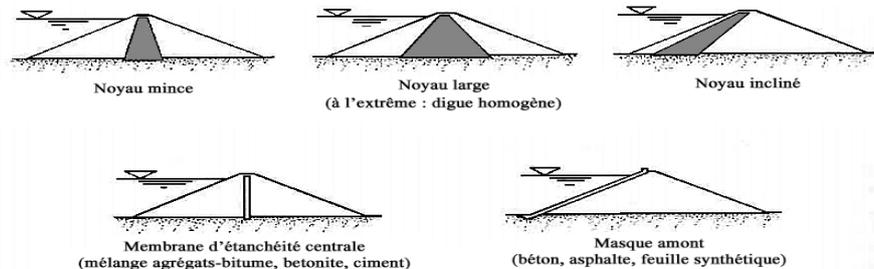


Figure II. 1: Disposition de l'élément étanche [15].

4. Etanchéité interne

4.1 Barrages à noyaux

Un noyau d'étanchéité constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux ayant un grand pourcentage de matériaux fins qui lui attribue une faible perméabilité, ce noyau peut être mince ou

large, vertical ou incliné vers l'amont comme apparaît sur la figure II. 2, en absence de ce matériau sur site, on peut avoir recours à le remplace par une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux [16].

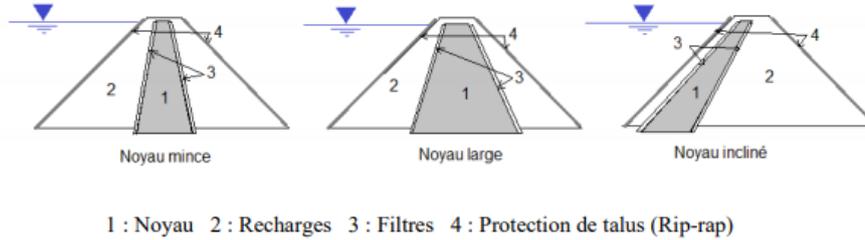


Figure II. 2: Différents disposition du noyau [3].

4.1.1 Noyau central en argile

La solution du noyau central (FigureII. 3) est choisie si l'on dispose à proximité du site d'un matériau naturel très peu perméable, soit des limons argileux ($k = 10^{-8} m/s$), soit des moraines ($k = 10^{-6} a 10^{-7} m/s$).

Le noyau peut être relativement mince, lorsque la roche de fondation est adéquate, cela veut dire qu'elle est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion. Ces noyaux minces sont peu défavorables pour la stabilité des digues, ce qui présente un avantage.

Le noyau doit être plus épais pour diminuer le gradient hydraulique.

A la base, le gradient hydraulique ne doit pas être supérieur à 3.

Le noyau et les corps d'appuis ont un comportement au tassement très différent. Un excellent compactage du noyau est nécessaire pour éviter que celui-ci ne s'accroche aux corps d'appuis pendant le processus de consolidation. Cela pourrait mener à produire un phénomène de fissuration hydraulique du noyau.

Suite à la mise en eau, se forme dans le noyau un réseau de pression interstitielle due à la percolation. Ces pressions ont une conséquence sur la stabilité et la résistance au cisaillement [15].

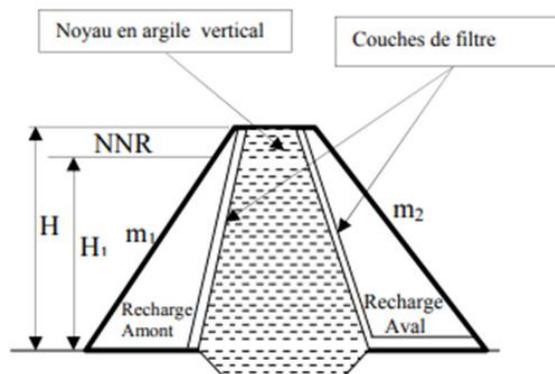


Figure II. 3: Barrage à noyau en argile vertical [6].

4.1.2 Noyau incliné en argile

L'élément étanche (ou très peu perméable) comme par exemple un noyau en limon argileux, peut dans certain cas être déplacé vers l'amont jusqu'à l'élimination complète du corps amont (FigureII. 4). On obtient la solution d'une digue à noyau incliné.

Plus le noyau est incliné, plus la pente du parement amont est conditionnée par les propriétés mécaniques du matériau du noyau. Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité.

Un noyau incliné présente les trois avantages principaux suivants [15]:

- Le noyau s'appuie sur le corps d'appui et est comprimé par la poussée de l'eau ;
- Le corps d'appui peut être mise en place de manière indépendante du noyau, on peut ainsi profiter des périodes de forte pluviométrie durant lesquelles la mise en place du noyau est difficile, voire impossible ;
- La surélévation éventuelle du barrage est plus facile à réaliser.

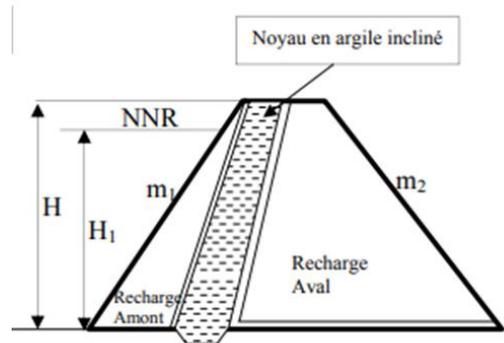


Figure II. 4: Barrage à noyau en argile inclinée [6].

4.1.3 Description et caractéristiques des matériaux

La granulométrie des matériaux constituant le noyau doit être continue. En générale, elle s'étend des argiles ($< 0,002 \text{ mm}$) aux sables ($< 2 \text{ mm}$). Une granulométrie étendue et régulière favorise l'autocolmatage du noyau, mais par contre, le risque de liquéfaction augmente au même temps.

Il est bon de sélectionner un matériau dont l'indice de plasticité est élevé.

Le noyau faisant office de barrière contre la percolation, il doit donc être constitué de matériaux étanches. Le coefficient de perméabilité doit être faible, il sera de 10^{-6} m/s ou moins.

Les limons argileux sont caractérisés par une faible ou moyenne plasticité. La limite de liquidité est inférieure à 50%. La moitié des éléments ont un diamètre plus petit que $0,06 \text{ mm}$. Pour garantir une faible perméabilité, la teneur en argile doit être au minimum de 5%. Quant aux matériaux morainiques, ils sont bénéfiques dans le cas où ils se composent de plus de 15% de limons et de plus de 2% d'argiles [15].

4.1.4 Comportement du matériau

Le matériau argileux présente la particularité de voir sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau. Dur et cassant lorsqu'il est asséché, un certain degré d'humidité le fait transformer en un matériau plastique et malléable. Ces modifications de consistance peuvent s'accompagner, en fonction de la structure particulière de certains minéraux argileux, de variations de volume plus ou moins conséquentes : fortes augmentations de volume (phénomène de gonflement) lorsque la teneur en eau augmente, et inversement, rétractation (phénomène de retrait) en période de déficit pluviométrique marqué [17].

Les phénomènes de capillarité, et surtout de succion, sont à l'origine de ce comportement. Les variations de volume des sols argileux répondent donc à des variations de teneur en eau (on notera que des variations de contraintes extérieures, telles que les surcharges, peuvent, par ailleurs, également générer des variations de volume) [17].

Ces phénomènes de gonflement et de retrait causent de nombreux désordres pour les structures de génie civil tel que les tassements à titre d'exemple.

4.1.5 Mise en place

Le noyau argileux compacté disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre de $1/6$ de la hauteur de l'ouvrage jamais inférieure à 2 m [16].

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée bitumineux.

Mise en place d'un drain filtre des deux côtés du noyau, vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après la vidange.

Vers le bas il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondations [18].

4.2 Membrane interne d'étanchéité

La solution de la membrane centrale (Figure II. 5) est une alternative intéressante, si l'on ne dispose pas de matériaux pour réaliser un noyau argileux assurant l'étanchéité à proximité du site de construction. Les principaux modes de mise en œuvre de cette membrane interne sont [15]:

- Un noyau bitumineux ($e_{min} = 50\text{ cm}$; $H/e \leq 120$),
- Une paroi moulée à sec ($e_{min} = 80\text{ cm}$),
- Des palplanches (notamment pour batardeau, digues latérales le long d'un cours d'eau).

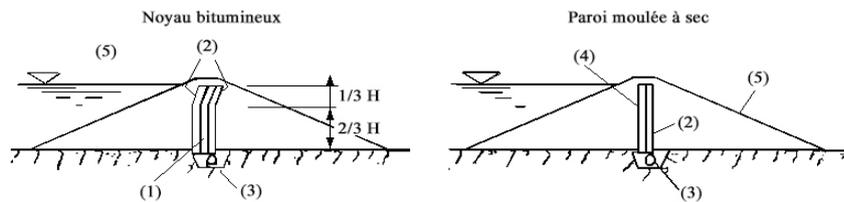


Figure II. 5: Barrage en remblai avec membrane interne : (1) membrane interne bitumineuse ; (2) zones de transition ; (3) galerie d'injection ; (4) membrane : mélange de bentonite et de ciment (évent paroi moulée) ; (5) protection de surface (aval et amont) [15].

4.2.1 Noyau bitumineux

Des possibilités citées plus haut, il a été trouvé que le noyau bitumineux dans les barrages (Figure II. 6) est une option très attrayante et dans les quelques décennies passées, cette méthode est devenue de plus en plus pratiquée avec d'excellents résultats, et la plus répandue du fait de la grande souplesse et de l'étanchéité qui lui permet de s'adapter aux déformations des corps d'appuis [15] , [19].

Contrairement aux matériaux de terre, le béton bitumineux est fabriqué de sorte que ses propriétés contrôlées peuvent être adaptées pour satisfaire les exigences spécifiques de la conception, de telle façon que le mélange bitumineux doit être maniable et compactable pour assurer une bonne mise en œuvre. Le bitume est d'autre part insoluble dans l'eau et n'est pas nuisible à l'eau potable. Enfin, il est économique par rapport à la solution avec un masque amont bitumineux [15] , [19].

En comparaison à un noyau de terre, le placement et le compactage du béton bitumineux sont beaucoup moins sensibles aux conditions météorologiques défavorables. Cela permet à l'entrepreneur de prolonger la saison de travail et d'effectuer une opération quasi continue tout en gardant la construction dans les délais prévus. Alors que le temps des pluies provoque rarement des difficultés pour la construction du noyau bitumineux [19].

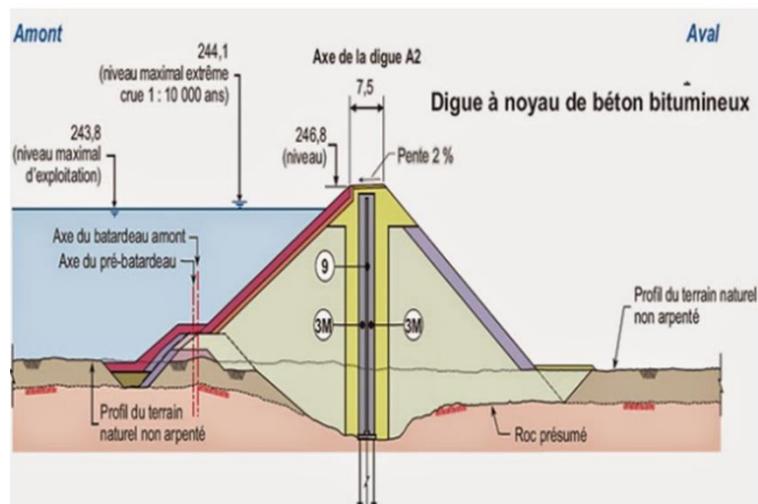


Figure II. 6: Digue à noyau bitumineux [16].

a) Historique

Le concept de barrage avec un noyau en béton bitumineux comme élément d'étanchéité a été développé en Allemagne au début des années soixante. Par la suite, plus de 100 barrages ont été construits ou sont actuellement au stade de la conception, en construction ou en exploitation à travers le monde [19].

Le premier barrage en remblai avec un noyau en béton bitumineux dense (compactée par une machine) a été construit en Allemagne en 1962. Depuis 1970, presque uniquement ces types de noyaux, compactés en couches minces, ont été utilisés dans les grands barrages. La procédure ne nécessite pas l'utilisation des volets. Cette méthode avec une teneur en bitume de l'ordre de 7% en poids, est utilisée dans le barrage de la Romaine 2 [19].

b) Caractéristiques principales

On cite les caractéristiques suivantes [15]:

Le noyau se situe dans la partie centrale et peut être vertical, incliné sur toute sa hauteur comme indique la figure II. 7 (dans la littérature, on trouve des valeurs comprises entre 1,0 : 0,05 à 1,0 : 0,8) ou uniquement dans sa partie supérieur.

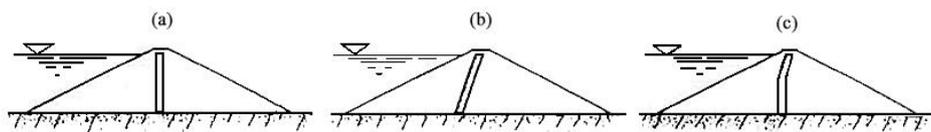


Figure II. 7: Position et forme du noyau bitumineux : (a) paroi verticale, (b) paroi inclinée, (c) paroi verticale/inclinée [15].

- La réalisation du noyau étant indépendante des conditions climatiques.
- Les enrobés bitumineux sont spécialement utilisés comme noyau étanche dans des barrages en enrochement.
- Il faut ajouter que le béton bitumineux n'oppose aucune résistance aux déformations imposées par le barrage de ce fait les déformations du barrage sont indépendantes des propriétés du bitume.
- Outre sa flexibilité et son ouvrabilité.
- Il faut noter que le béton bitumineux résiste à l'érosion et au vieillissement.
- Quelque incertitude subsiste à propos du comportement à long terme du bitume notamment concernant le fluage et le séchage.
- Composé d'un matériau viscoélastique, le noyau peut être exécuté sans joint et grâce à ses propriétés ductiles on peut compter sur un autocolmatage en cas de formation de fissure, l'aptitude à l'autocolmatage dépend du type et du dosage du bitume.

- En priorité, le noyau doit être étanche, cette étanchéité est réputée atteinte si le volume des vides est inférieur à 4%. Par ailleurs, il doit être résistant à la fissuration en cas de déformations et posséder une bonne résistance au cisaillement.
- L'épaisseur du noyau bitumineux doit être au moins de 50 cm et peut varier en fonction de la hauteur pour atteindre une valeur qui peut être supérieure à 100 cm (on peut admettre que l'épaisseur du noyau corresponde à 1% de la hauteur d'eau). Il existe des constructions pour lesquelles les valeurs max/min du noyau sont par exemple les suivantes : 140/50 , 130/60 , 120/80.

c) Composants du béton bitumineux

Le mélange utilisé pour la confection du noyau est composé de bitume, filler, sable et gravier. Selon la pratique courante, la granulométrie est continue et correspond à celle proposée par Fuller-Thompson, à savoir [15]:

$$d(\%) = (d/d_{\max})^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.1})$$

De manière générale, le diamètre maximal standard des grains (D_{\max}) est de 16 ou 22 mm. Il doit rester inférieur à 40 mm. D_{\max} ne devrait pas excéder 1/5 de l'épaisseur des couches. Si D_{\max} est petit, la mise en place est facilitée et le risque de ségrégation diminue.

Un dosage en bitume de l'ordre de 6% du poids est suffisant pour remplir les vides. Il peut être légèrement augmenté (0,2 à 0,5 %) pour favoriser l'ouvrabilité et la souplesse. Le choix du dosage est fixe sur la base d'essais de la teneur en vide et d'essai triaxiaux pour vérifier le comportement du mélange.

En ce qui concerne le filler, sa fonction est de remplir les vides entre les gros grains. Par ailleurs, il agit comme élément de liaison et permet d'accroître la viscosité du liant et de réduire le risque de ségrégation. Enfin, il faut rechercher un filler aux propriétés constantes [15].

d) Mise en place

La réalisation du barrage en remblai avec noyau bitumineux doit être confiée à des entreprises spécialisées disposant des installations adéquates pour la mise en place du noyau et des zones de transition. De plus, les moyens de construction et de contrôle doivent être de haute qualité [15].

De manière générale, après avoir placé une couche de base constituée d'un mastic bitumineux (seule opération sensible aux conditions atmosphériques), la mise en place du bitume et des zones de transition s'effectue simultanément avec des couches d'égales épaisseurs, en générale limitées à 20 cm au moyen d'une machine spéciale équipée d'une finisseuse. Toutefois le bitume est placé et compacté à une température de 160 à 180°C. Il est par ailleurs mis en place en premier afin d'éviter sa pénétration dans les filtres [15].

De manière particulière, Les noyaux bitumineux dans les barrages en remblai peuvent être construits par des procédures différentes de construction [19].

Une procédure de construction qui a été appliquée avec succès en Norvège sur plusieurs barrages est la méthode de pierre et de bitume. Le noyau se compose des pierres concassées dont la granulométrie est uniforme. La tôle de coffrage est utilisée le long des côtés du noyau qui est construit en couches horizontales consécutives dont l'épaisseur est de 0,2 à 0,3 m. La forme de la couche est d'abord remplie par des matériaux de pierre propres et secs qui doivent être nivelés avec précision sur toute la longueur de la couche avant que le bitume chaud soit pompé à partir d'un réservoir chauffé. Pour éviter d'emprisonner de l'eau ou de l'air, le remplissage de bitume commence à partir de l'une des extrémités. Le bitume chaud s'écoule vers l'avant comme une pente avancée et l'embout du tuyau est déplacé par des petites étapes pour s'assurer que les vides sont remplis jusqu'à la saturation [19].

La procédure inverse est à vibrer le gravier dans un mastic bitumineux rempli entre les volets le long des côtés de la paroi bitumineuse. Cette méthode est considérée moins fiable et elle n'a pas été beaucoup pratiquée [19].

4.2.2 Paroi moulée

La paroi moulée (figure II. 8) constitue une solution intéressante pour pallier les problèmes d'étanchéité dans les ouvrages en remblais et assure une étanchéité complète, à l'endroit où le terrain est meuble, elle peut être approfondie jusqu'à une zone plus compacte [20].

Elle n'est applicable que pour des barrages de faibles hauteurs du fait de la rigidité des parois moulées qui crée des difficultés en cas de tassement ou de tremblement de terre [3].

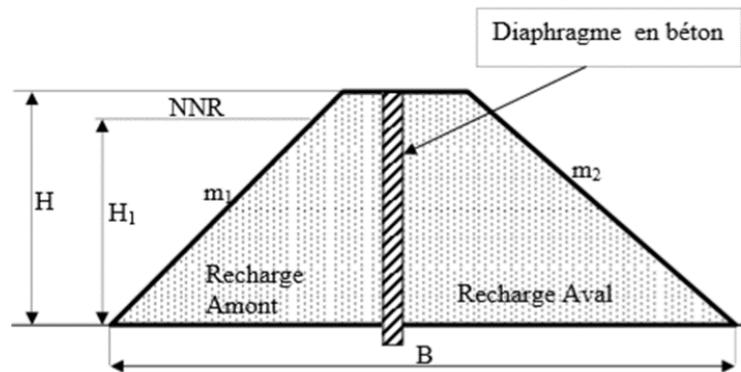


Figure II. 8: Barrage à paroi moulée [6].

a) Mise en place

Le principe général consiste à mettre en place, une fois le remblai achevé, une paroi moulée centrale à partir de la crête. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation. La tranchée, large de 0,80 à 1 mètre, est remplie d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau). Cette technique nécessite que le matériau qui entoure la paroi ne soit pas trop perméable pour éviter de trop fortes pertes de coulis avec les risques correspondants d'éboulement de la paroi [21].

b) Exemple de réalisation de la paroi moulée sur le barrage Saint-Ferréol

La réalisation de la paroi s'est déroulée sur 2 mois dont l'excavation de la paroi moulée est exécutée directement sous coulis autoturcissant constitué d'un mélange d'eau, de bentonite, de ciment et d'adjuvants. Le coulis est fabriqué en centrale sur place puis acheminé par conduite jusqu'à la tranchée. L'excavation est constituée en continu par passes et merlons successifs [20].

La paroi moulée est construite sur toute la longueur du barrage, soit 755 m. La liaison avec la fondation est traitée comme suit [20]:

- par raclage répété du contact avec la fondation sur le goulet du Laudot, l où le barrage est fondé au rocher, surtout en rive droite ;
- par encastrement de 2 m en moyenne dans la fondation là où le barrage est fondé sur des terrains meubles essentiellement en rive gauche.

La hauteur maximale de la paroi moulée est égale à 35 m au droit de la galerie de vidange et la superficie totale de la paroi moulée est de 9491 m². Elle est réalisée en 2 épaisseurs 0,60 m et 0,80 m en raison de sa hauteur variable comme suit [20]:

- par passes de 3,60 m et merlons de 2 m sur 693,80 ml pour une épaisseur de 0,60 m,
- par passes de 2,70 m et merlons de 1,10 m sur 63,20 ml pour une épaisseur de 0,80 m.

5. Etanchéité externe

Dans le cas d'une quantité insuffisante de matériaux pour la réalisation d'un noyau argileux, la solution d'un élément étanche sous forme de masque amont plaqué sur le parement peut être envisagée [15].

Pour des barrages de moyenne à grande hauteur ($H > 50 m$), les matériaux utilisés aujourd'hui pour le masque sont principalement [15]:

- une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont [3],
- une ou plusieurs couches de béton bitumineux [3].

Pour des barrages de faible hauteur, des membranes souples en matière synthétique (geomembrane) sont également employées, typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles

sont posées sur une couche de transition en matériau fin pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements et protégées par des dalles ou des pavés [3] , [14].

5.1 Masque en béton

C'est le plus ancien des types de masque qui se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur place avec des joints de dilatation qui permettent d'atténuer l'effet des déformations du béton (Figure II. 9), ce type a été abandonné à cause de sa rigidité qui ne s'adapte pas bien aux déformations du massif support [6].

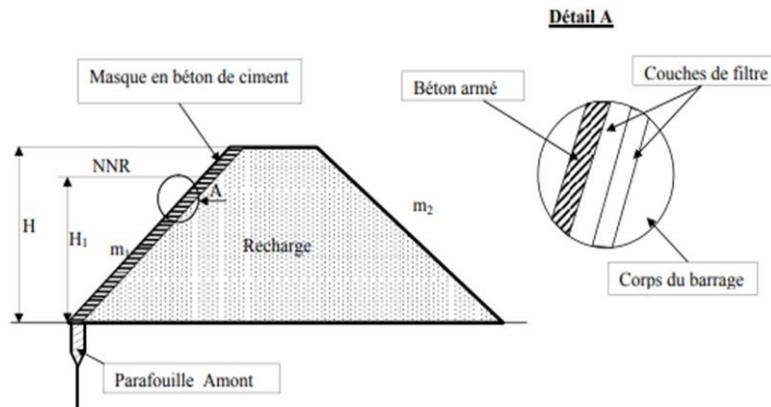


Figure II. 9: Barrage à masque amont en béton de ciment [6].

5.1.1 Réalisation du masque en béton

a) Terminologie

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. Le dessin présenté ci-dessous (Figure II. 10) précise les différents éléments constitutifs les barrages en enrochement à masque amont [22].

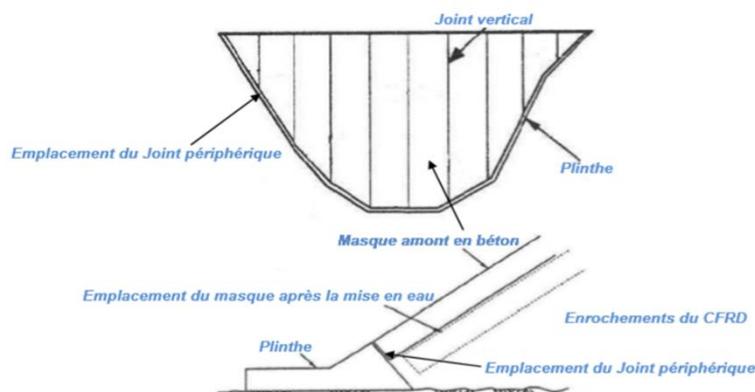


Figure II. 10: Différents éléments constitutifs du masque amont [22].

b) Epaisseur du masque

Différentes formules empiriques ont été proposées pour fixer l'épaisseur du masque.

Précédemment, l'épaisseur du masque en béton était calculée selon la relation [15]:

$$d = 0,3 + 0,0067H \text{ [m]} \quad (\text{II. 2})$$

Aujourd'hui, l'épaisseur des ouvrages construits est comprise entre [15]:

$$d = (0,3 + 0,002H) \text{ et } (0,3 + 0,004H) \quad (\text{II. 3})$$

c) Caractéristiques techniques

Généralement, des bétons dont le D_{max} des granulats est de l'ordre 38 mm, sont utilisés. Les résistances atteintes à 28 jours atteignent de 20 à 24 MPA.

La mise en place des bétons s'opère à l'aide de coffrages glissant mécanisés, ce qui permet de réduire le réseau de joints. Lors du bétonnage, il faut s'assurer d'une mise en place et d'un serrage du béton adéquat par vibration. Pour faciliter l'exécution des dalles principales, de forme triangulaire ou trapézoïdale sont réalisées afin de former un plan de départ destiné à la mise en place du coffrage glissant et d'assurer la jonction avec la plinthe.

Il est indiqué de place une armature dans les dalles. Aujourd'hui, une armature de répartition est jugée suffisante dans le but de réduire la fissuration consécutive aux effets thermiques et de retrait. Le pourcentage d'armature se situe entre 0,3 et 0,4 %. Les armatures sont réparties dans les deux directions et disposées de 10 – 15 cm de la surface [15].

5.2 Masque en acier

En vue de la grande déformabilité qui est associée à une résistance élevée et une étanchéité parfaite de l'acier, cela peut être considéré comme un matériau le plus efficace pour un masque amont point de vue technique [16].

5.3 Masque en terre

A l'aide de la terre argileuse compacte, elle nous permet de concevoir une étanchéité conforme aux règles, avec des épaisseurs qui représentent les caractéristiques de perméabilité du matériau utilisé [16].

5.4 Masque en béton bitumineux

Un masque en béton bitumineux (Figure II. 11), adopté comme barrière étanche sur barrage en terre, est souvent compétitif sur le plan technique, par rapport à d'autres dispositifs plus classiques, tels que noyau en terre, ou d'autres solutions de remplacement comme un masque en béton armé, ou un écran interne d'étanchéité en béton bitumineux [14].

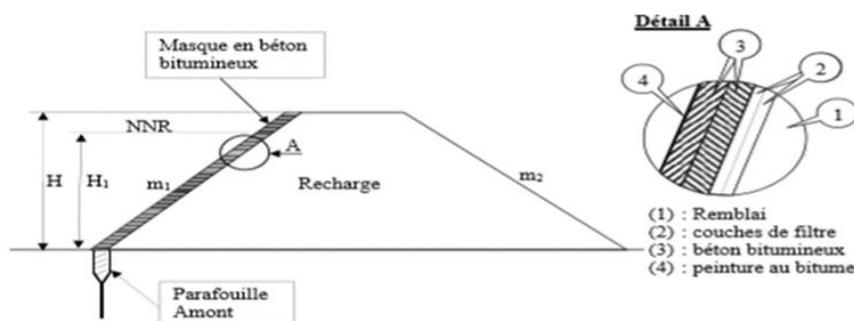


Figure II. 11: Barrage à masque en béton bitumineux [6].

5.4.1 Historique

Il y a environ 1300 ans avant Jésus-Christ, le barrage Assur construit en Mésopotamie était le vieux barrage connu qui présentait un masque primitif en béton bitumineux selon le Baron Van Asbeck. C'est un fait très significatif, témoignant que la conception de tels projets remonte à l'antiquité.

En 1910, le barrage Central construit en Etats-Unis représente le début de l'apparition des constructions modernes qui utilisent des masques en béton bitumineux. Cet exemple précurseur n'était que l'extension des expériences de constructions des grandes routes. Les granulats étant utilisée comme revêtement et le bitume joue un rôle de liant. Dans les soixante dernières années, l'étanchéité par masque en béton bitumineux est utilisée dans plus de 300 barrages de hauteur de 30 mètre et des réservoirs de hauteur de plus de 15 mètre. L'Allemagne contient plus de 63 barrages à masque en béton bitumineux.

La plupart des barrages en remblai avec revêtement en béton bitumineux ont été construit en Europe, un tiers environ des barrages sont situés à moins de 500 mètre d'altitude, toutefois, il existe une douzaine d'exemple de barrages de ce type construit dans des climats rigoureux, au-dessus de 2000 mètre d'altitude [14].

5.4.2 Evolution des masques en béton bitumineux

Les premiers exemples (jusqu'à environ 1950) sont fortement inspirés par la construction des routes [14].

Quelque un des barrages anciens leurs masques comprennent une structure composite dans laquelle la partie traitée avec le bitume, utilisée soit en pénétration dans des couches graveleuses, soit en véritable béton bitumineux préparé à chaud, qui assure la fonction de l'étanchéité et le drainage. La protection étant réalisée par des couches de béton de ciment de diverses caractéristiques. Le béton bitumineux était généralement placé à la main sur des pentes excédant (1:1) en utilisant des moyens nécessaires pour maintenir le mélange en place [16].

Par suite, les pentes ont été réduites (max 1:1,5 ; 1:1,7) et les méthodes de mise en place et de compactage ont été améliorées ; le masque consiste en une série de couches de béton bitumineux qui assurent les diverses fonctions nécessaires ; elles reposent sur un support généralement non traité au bitume consistant en un filtre en agrégats pour les barrages en terre ou en enrochement de petites dimensions (8 à 15 cm) et sur une simple couche d'égalisation pour les barrages en enrochement [16].

Ces revêtements peuvent se classer en deux familles distinctes [14]:

- Type A : le revêtement consiste en une structure en "Sandwich" comprenant une couche de béton bitumineux drainante comprise entre deux couches de béton bitumineux dense comme le montre la figure II. 12. Le revêtement externe est généralement fait en deux couches. Cette structure en "sandwich" est superposée à un drainage en béton bitumineux ouvert ou à une couche de liaison suivant le cas. Les raisons de ces dispositions, utilisées pour la première fois en 1952 (Genkel, Allemagne) sont la collecte et la mesure des infiltrations.

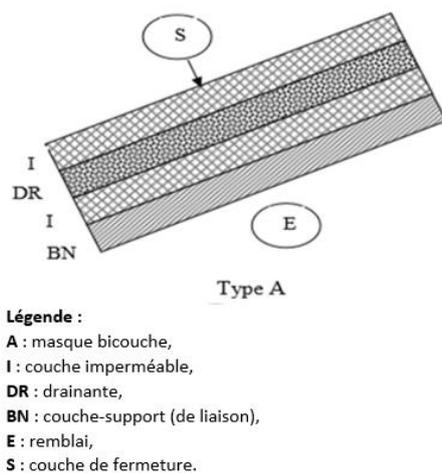


Figure II. 12: Masque en béton bitumineux type A [14].

- Type B : un drainage en béton bitumineux ouvert et une couche de liaison supporte généralement deux couches de béton bitumineux dense imperméable dont les joints sont alternés (Figure II. 13). L'ensemble repose sur une couche de réglage du parement amont. Montgomery (Etats-Unis, 1957) a conçu le premier exemple du type B.

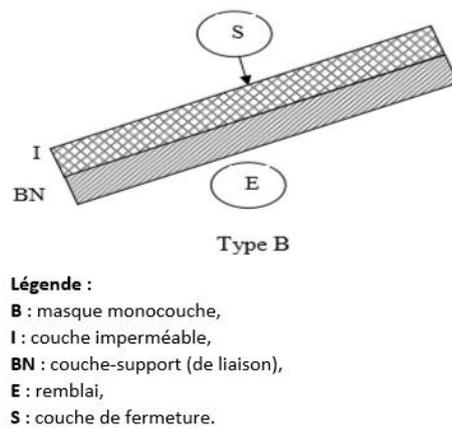


Figure II. 13: Masque en béton bitumineux type B [14].

5.4.3 Caractéristiques techniques

En ce qui concerne les exigences, les bétons bitumineux doivent avoir une faible perméabilité (10^{-2} cm/s à 10^{-5} cm/s) et être flexible pour reprendre les déformations du remblai. Ils doivent aussi être résistants à l'érosion et le fluage le long de la pente.

Le béton bitumineux est un mélange de granulats (D_{max} 20 – 30 mm), de filler (2 à 5 %) et de bitume (7 à 8,5 %). Il comprend environ 3% de vides. Il est posé à 180°C. Après épandage, il est compacté par rouleau vibrant.

Le revêtement est une structure multicouche mise en place sur une couche de support qui assure la transition.

Il existe plusieurs types de structures du revêtement bitumineux qui est composé de plusieurs couches tel que le montre la figure II. 14 [15]:

- On trouve, successivement à partir du contact avec le corps du remblai, un traitement superficiel par pénétration d'un liant bitumineux, une couche de liaison faite de gravillons enrobés ou de béton bitumineux de quelque centimètre d'épaisseur, une couche imperméable de béton bitumineux dense (4 à 7,5 cm), une couche drainante de béton bitumineux (5 à 15 cm), une couche de liaison de béton bitumineux ou de gravillons enrobés (3 à 10 cm), une deuxième couche de revêtement imperméable consistant en une ou deux couches de béton bitumineux dense, un revêtement de fermeture constituée d'une couche de mastic fin bitumineux.
- Une autre structure est composée d'un traitement de stabilisation superficiel, d'une couche superficielle d'égalisation, d'une couche de drainage (3 à 15 cm), d'une couche de liaison (3 à 12 cm), d'une ou plusieurs couches de béton bitumineux dense et d'une couche de fermeture.

Auparavant, la partie imperméable du revêtement en béton bitumineux dense était réalisé en plusieurs couches. Dans plusieurs cas, on a observé la formation des bulles gazeuses entre les deux couches. Pour cette raison les masques sont aujourd'hui mis en place en une seule couche de 10 cm au minimum ou 1/300 de la hauteur pour des hauteurs plus importantes ($H > 30 \text{ m}$).

Il est aussi d'usage de prévoir une couche de fermeture pour protéger la surface du revêtement contre les agents atmosphériques et le vieillissement. Elle est constituée d'une émulsion bitumineuse appliquée à froid ou d'un mastic appliqué à chaud [15].

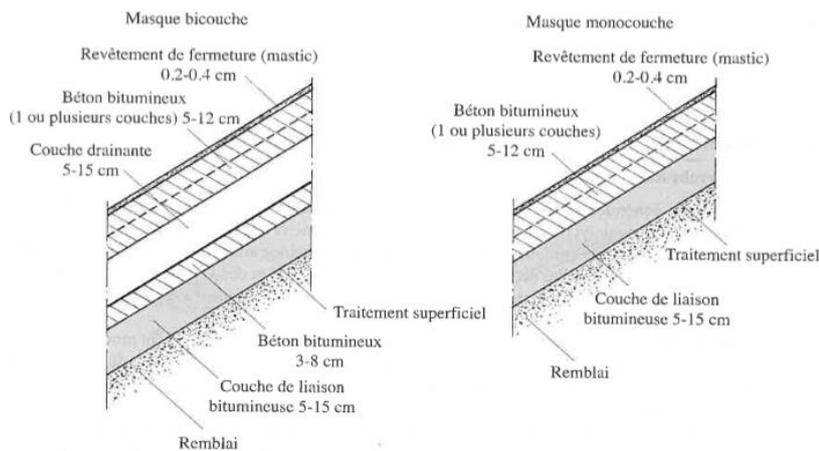


Figure II. 14: Type de structure du revêtement bitumineux [15].

5.4.4 Comportement du bitume

En cas au certaines fissures se produisent dans le masque en béton bitumineux, ces dernières se colmatent d'elle-même peu à peu sous l'effet de la pression d'eau, par déformation plastique [23].

D'une manière générale, le béton bitumineux ne sont ni des solides élastiques répondant à la loi de Hooke, ni des liquides visqueux idéaux newtoniens, mais combinent les deux propriétés en fonction du temps de chargement et de la température imposée [24]:

- Pour une charge applique rapidement et à basse température, il se comporte comme un solide élastique : la déformation est proportionnelle à la charge applique et le retour à l'état initial est total.
- Pour une contrainte applique lentement et à haute température, il se comporte comme un liquide visqueux : la déformation est continue, le taux de déformation est proportionnel à la charge applique et une déformation rémanente subsiste.
- Pour un temps de charge et une température intermédiaire, il a un comportement viscoélastique, généralement caractérise par un module de rigidité complexe et un angle de phase qui traduit le retard de la déformation sur la contrainte lorsque l'effort applique est non constant.

5.4.5 Avantage du masque

Le masque en béton bitumineux présente un tas d'avantage cite par la suite [6] , [14], [15] , [23]:

- L'intérêt de cette solution réside dans le fait qu'elle peut non seulement être utilisée à haute altitude, ou les conditions climatiques (particulièrement hivernales) sont rigoureuses, mais également dans les régions fortement ensoleillées et sous haute chaleur,
- Ce type présente l'avantage d'une solution bien connue et éprouvée dont la durée de vie peut être qualifiée comme bonne,
- Il est réalisé à l'aide de bitume considère comme un produit idéal par rapport à ceux réalisés en béton de ciment, en raison de sa remarquable étanchéité et de sa résistance à la flexion,
- Par rapport à un noyau en terre ou à un écran interne d'étanchéité en terre ou en béton bitumineux, un des élément significatifs de la compétitivité résidé dans le fait que lorsqu'une barrière étanche convenablement drainée est située sur le parement amont, le remblai peut être conçu sans tenir compte de la pression interstitielle, ni des effets d'une percolation permanent ou d'une vidange rapide,
- Un autre avantage offert par le masque amont en béton bitumineux est que, après une vidange du réservoir, il est facile d'inspecter le masque et de l'entretenir,

- Le masque est réalisé après exécution des travaux de remblai, tandis que le noyau en terre et l'écran d'étanchéité en béton bitumineux doivent être mise en place en même temps que le remblai et doivent suivre les déformations de celui-ci,
- En cas de défaillance, le masque en béton bitumineux sera facilement répare par rapport au noyau en terre ou en écran interne d'étanchéité en béton bitumineux,
- Par rapport à un masque en béton arme : les masques en béton bitumineux offrent l'avantage de pouvoir s'adapter à une déformation raisonnable de la recharge amont sous l'effet de son propre poids et de la charge de l'eau du réservoir, suite à la consolidation de la fondation. De plus, l'expérience courante indique que les masques en béton bitumineux ne sont que modérément affectés par secousses sismique,
- Les remblais à grains grossiers, bien compactes, fournissent un excellent support aux masques en béton bitumineux. Les mêmes masques places sur des remblais bien compactés en matériaux compressibles présentent également un bon comportement dans le temps,
- Les méthodes de constructions modernes et la conception actuelle de la composition des enrobés permettent la mise en place des masques en béton bitumineux sur des talus aussi raides que ceux exigés par d'autres facteurs. Des masque en béton bitumineux ont été adoptés avec succès comme barrières étanches sur des barrages atteignant 90m de hauteur, et l'expérience actuelle ne met pas de limite à la hauteur des barrages sur les quels ce système pourrait être surement et efficacement utilisé.

5.4.6 Exemple de réalisation du masque bitumineux sur le barrage « Ghrib »

Le masque formé d'un tapis de béton bitumineux de 12 cm, réalisé en 2 couches de 6 cm d'épaisseur collées l'une à l'autre est plaqué sur le talus amont par l'intermédiaire d'une couche drainante en béton de ciment poreux de 8 centimètres d'épaisseur, à laquelle il est rendu adhérent par un enduit bitumineux. Une couche plus épaisse de 10 à 12 centimètres du même béton poreux armé d'un grillage métallique en acier galvanisé de 6 mm de diamètre recouvre le masque, assurant la protection thermique des parties non immergées, ainsi qu'une protection mécanique. La coupe du masque est donne par la figure II. 15 [14].

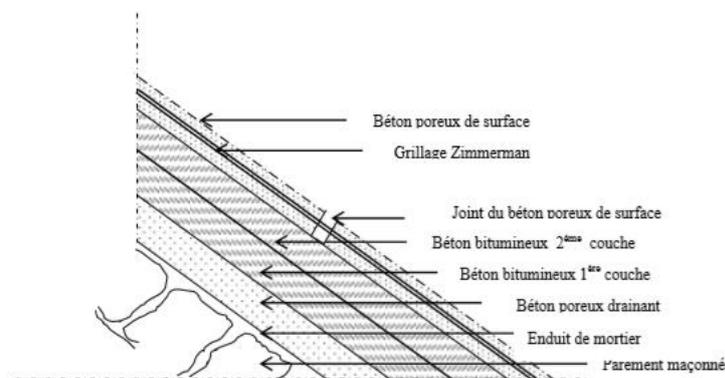


Figure II. 15: Coupe du masque bitumineux (barrage Ghrib) [14].

En 1953, la corrosion du support métallique entraîne la ruine d'une partie du masque. Les essais effectués à l'occasion de cet incident sur le béton bitumineux ont montré que la quantité de plasticité et de souplesse du béton doivent être améliorée, en particulier la cohésion, la dureté et la stabilité aux degrés thermique élevés. Quant à l'étanchéité elle était demeurée parfaite [16].

5.5 Geomembranes

Les géomembranes sont des produits étanches, minces, souples, continus dont l'épaisseur est d'un millimètre au minimum (Figure II. 16). Une bonne conception et une pose soignée permettent d'assurer une bonne tenue dans le temps de ce produit dont les premières applications datent de la fin des années 60 [21].



Figure II. 16: Pose d'une geomembrane [25].

5.5.1 Historique

Le barrage de Contrada Sabetta, construit en Italie en 1959, est le premier exemple d'utilisation de géomembrane dans un barrage. C'est un ouvrage remarquable parce qu'il est relativement haut et que la géomembrane est l'unique étanchéité du barrage. C'est un barrage de 32,5 m de haut, en maçonnerie de pierres sèches, avec des pentes très raides : 1V:1H amont et 1V:1,4H aval. La géomembrane, de 2 mm d'épaisseur, est en polyisobutylène, un composé élastomérique qui n'est plus utilisé, non point à cause de sa performance, qui est satisfaisante (du moins lorsque la géomembrane est couverte), mais parce que les géomembranes modernes sont plus faciles à souder.

En 1960 une géomembrane PVC de 0,9 mm d'épaisseur fut utilisée sur un petit barrage en Slovaquie. Ensuite, pendant sept ans, aucune utilisation de géomembrane dans des barrages n'a été rapportée. À partir de 1967, avec le barrage de Miel, de 15 m de haut, en France, étanché par une géomembrane en butyl, on assiste à nouveau à des utilisations de géomembrane dans des barrages. Il s'agit encore de plusieurs barrages en remblai. Dès lors, le rythme de construction de barrages avec géomembranes s'accélère [25].

5.5.2 Utilisation des geomembranes dans les barrages en remblai

Selon la CIGB, des géomembranes ont été utilisées dans plus de 160 barrages en remblai. La distribution par type de géomembrane est la suivante, si l'on ne considère que les 126 barrages dont la géomembrane a une épaisseur supérieure à 0,7 mm [25]:

- PVC (acronyme anglais généralement utilisé pour chlorure de polyvinyle), 43%
- Géomembrane bitumineuse, 14%
- PEHD (polyéthylène haute densité), 10%
- Butyl et autres élastomères, 9%
- CSPE (acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène chlorosulfoné), 6%
- LLDPE (acronyme anglais généralement utilisé pour polyéthylène basse densité linéaire), 5%
- PP (polypropylène), 5%
- Autres géomembranes fabriquées en usine, 2%
- Géomembranes fabriquées in situ, 7%

Dans un barrage en remblai, on peut considérer deux positions pour la géomembrane [25]:

- La géomembrane peut être sur la pente amont, couverte ou non
- ou la géomembrane peut être interne

Selon la base de données de la CIGB, dans 90% des cas où une géomembrane est utilisée dans un barrage en remblai, elle se trouve sur la pente amont et, dans 10% des cas, elle est interne. Et, parmi les géomembranes situées sur la pente amont, 70% sont couvertes et 30% exposées [25].

5.5.3 Caractéristiques techniques

Les geomembranes utilisées pour des ouvrages de faible à moyenne hauteur, sont des films épais synthétiques soit de polychlorure (PVC) soit de polyéthylène (PE). Elles peuvent être associées à des géotextiles (non tissés), ce qui leur confère une meilleure résistance aux chocs. Le vieillissement des geomembranes dépend :

- La qualité de l'eau,
- Du rayonnement du soleil et des UV,
- De la chaleur,
- Du gel et de l'action de la glace.

Selon les indications de la littérature, l'expérience acquise avec l'emploi de ce type de revêtement est en moyenne de 25 ans [15].

Les géomembranes sont fabriquées en usine et livrées en rouleaux (appelés lés) de quelques mètres de largeur ou en panneaux préassemblés en atelier de 200 à 1 000 m². Les raccordements des lés ou des panneaux sont réalisés sur le site par soudure ou par collage. Cette opération doit être réalisée avec grand soin en respectant certaines règles selon les produits (exemple : limites de température). Sur un parement de barrage, les joints horizontaux sont à proscrire à cause de leur plus faible résistance vis-à-vis des efforts de traction susceptibles de se développer [21].

Les geomembranes sont souvent protégées par des enrochements ou des dalles en béton contre l'effet des chocs, des vagues, du soulèvement dû au vent, du rayonnement ultraviolet et contre le piétinement, le batillage, les corps flottants et le vandalisme. Une transition est nécessaire pour protéger la géomembrane, des géotextiles remplissant bien cette fonction. L'inconvénient d'une couche de protection est qu'elle ne permet pas une inspection détaillée de l'état de la geomembrane. La mise en place d'un système de drainage est recommandée. Si l'on renonce à cette protection, il faut recourir à des moyens d'ancrage [15], [21], il y a divers systèmes d'ancrage [25]:

- Ancrage par multiple tranchées ou poutres,
- Ancrage par bandes,
- Ancrage à l'aide de bandes de géomembrane et bordures en béton.

Les effets du vent et des vagues conduisent à des mouvements répétés qui ont pour conséquence des ondulations de la membrane [15].

Il convient d'ancrer la géomembrane au-dessus des plus hautes eaux, au moins à la cote $PHE + 0,5 R_{min}$. Un raccordement adéquat est à prévoir, d'une part en pied de talus avec le dispositif d'étanchéité de la fondation et, d'autre part avec les structures rigides (évacuateur de crues, vidange) [21].

5.5.4 Effet à tenir pour le support de la geomembrane

La geomembrane se pose sur une couche support [15].

En ce qui concerne le support de la géomembrane, deux éléments sont à considérer [21]:

- le risque de poinçonnement, de déchirure, dû à un support trop agressif, soit dès la pose, soit ultérieurement sous l'effet du poids de l'eau ; en plus d'une recherche d'amélioration de la surface du support granulaire, il est souvent ajouté un géotextile de protection, indépendant ou bien associé en usine à la géomembrane ;
- le risque de sous-pressions lors d'une vidange dû à des fuites toujours possibles et à un matériau de remblai insuffisamment perméable ; une couche bien drainante continue sous la géomembrane et des exutoires à la base du remblai permettent l'évacuation des eaux au pied aval du barrage.

5.5.5 Exemple de réalisation de geomembrane sur le barrage d'Aubrac

Le barrage d'Aubrac est un ouvrage en remblai construit en 1985-1986 de 14 m de hauteur. L'étanchéité du barrage est assurée par une géomembrane mise en place sur le parement amont de l'ouvrage et prolongée en fondation par une paroi moulée de quelques mètres de hauteur, recoupant l'horizon graveleux superficiel surmontant un rideau d'injection dans le basalte du substratum.

Le dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG) est constitué des éléments successifs suivants, mis en place sur le parement amont de fruit 2,5 comme indique la figure II. 17 [26]:

- couche drainante de 20 cm d'épaisseur en grave 0-25 millimètres ;
- géotextile non tissé (500 g/m^2) ;
- géomembrane PVC-P de 1,2 millimètre d'épaisseur ;
- géotextile non tissé (500 g/m^2) ;
- couche de protection de 20 centimètres d'épaisseur en grave 0-25 millimètres ;
- couche de protection de 50 cm d'épaisseur en enrochement 100-300 millimètres.

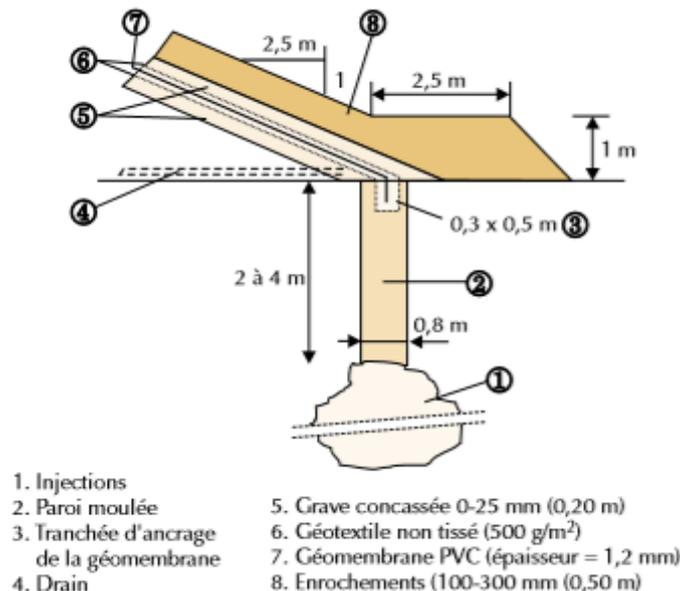


Figure II. 17: Barrage d'Aubrac – Coupe schématique de la geomembrane [26].

La mise en œuvre des couches de protection (grave + enrochements) a été réalisée depuis le pied du talus à l'aide d'un chargeur sur chenilles et d'une pelle hydraulique sur chenilles (poids respectifs de 10 et 15 tonnes) ; ces engins n'ont pas eu de problème pour rouler sur les couches de matériaux mises à l'avancement sur une pente de 2,5/1, des essais préalables avaient permis de vérifier que la circulation de ces engins, même sur la première couche de 20 cm d'épaisseur, n'entraînait pas de poinçonnement de la géomembrane. Notons qu'après l'incident de glissement présenté ci-après, la circulation ne s'est effectuée que sur la couche d'enrochement butée en pied.

Cet incident survenu pendant le chantier est un glissement au niveau de l'interface géomembrane-géotextile inférieur qui est intervenu sur une surface de $1\ 000 \text{ m}^2$ environ lors de la mise en place des couches de protection. Ce glissement a eu lieu bien que l'angle de frottement à l'interface considérée (mesuré à la boîte de cisaillement) soit supérieur à l'angle de la pente du parement amont ; les explications de ce glissement, alors avancées, sont d'une part l'effet dynamique d'engins circulant sur la couche de protection (par exemple arrêt brutal en descendant) et la présence d'une partie légèrement plus pentue du parement amont au pied rive droite de la passerelle [26].

6. Traitement et étanchéisation des fondations de barrages

6.1 Choix de type d'étanchéité

Le choix du type d'étanchéité dépend de la nature de la fondation sur laquelle est conçu le barrage. On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages du type homogènes et zonés [27]:

- Dans le cas d'une fondation constitué de matériau peu perméable, il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériau argileux compacts afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéité éventuelle.
- Dans le cas où la couche perméable n'est qu'à quelque mètre de profondeur, la clé étanche doit être ancrée jusqu'à le niveau étanche en régularisant la surface de la roche saine, la pose d'une couche constituée d'argile humide permet d'assurer le bon contact.
- Si la fondation est perméable, il est préférable d'utiliser les injections .Ces dernières sont utilisable dans le cas de fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus au moins fissurés. Les produits injectés doivent être adaptés au matériau traités.

6.2 Les types d'étanchéité

On distingue quatre catégories de dispositifs d'étanchéité couramment utilisées pour les fondations des barrages en remblai:

6.2.1 Parois moulée

C'est un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavations sans blindage et rechargé de coulis auto-durcissant de bentonite avec ciment ou en béton plastique [6].

Cette technique est applicable dans les sols meubles et dans les fondations rocheuses par des nouvelles techniques appelée hydro fraise (nous allons la détaillée plus tard).

Ce procédé a des avantages et des inconvénients tel que : les déplacements importants ou le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble [6].

On distingue trois types de parois étanches, elles varient selon le matériau utilisé:

a) Parois en béton

Ces ouvrages sont réalisés pour garantir l'étanchéité comporte deux étapes : une perforation est d'abord faite sous boue de bentonite suivi par la juxtaposition des panneaux élémentaires (FigureII. 18) ; c'est à dire les panneaux forés sont réalisés entre deux panneaux bétonnés .L'opération est répétée plusieurs fois jusqu'à l'obtention de l'écran étanche à la largeur voulu.

Les longueurs usuelles des panneaux varient entre 5 à 6 m et de largeurs entre 0,5 et 0,6 m.

Plusieurs méthodes de réalisation de ces ouvrages sont utilisées : soit à la benne mécanique ou hydraulique, soit au moyen d'hydro fraise ; cela, est commandé par la nature des terrains à excaver [28].

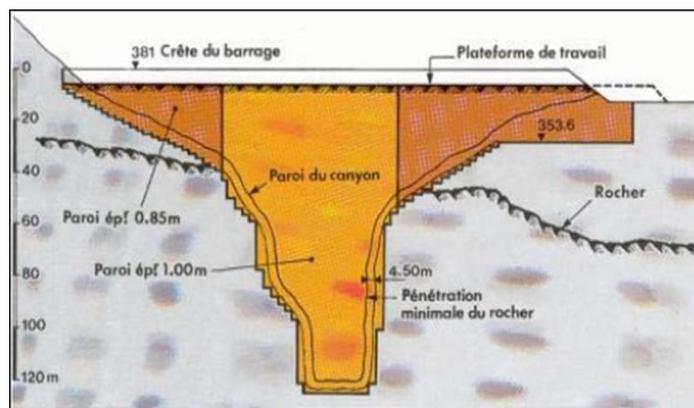


Figure II. 18: Paroi en béton (Barrage de Mud Mountain - USA – 1941) [28].

b) Parois en béton plastique

Cette paroi est obtenue en perforant une tranchée d'une épaisseur de 0,5 à 0,6 m sous la protection d'une boue de bentonite.

Le principe de réalisation est similaire à celui de la paroi en béton décrit dans le paragraphe précédent, ceci en utilisant un outillage de parois classique : benne ou hydro fraise.

Le béton utilisé dit plastique est un mélange de bentonite, ciment, granulats et eau appliqué par des tubes plongeurs, sa composition est étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maximale [28]. Il répond aux exigences des parois étanches:

- Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité.
- Très grande déformabilité sans fissuration.
- le domaine des déformations plastique est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée [28]. Pour cela, une formulation d'un béton instable riche en eau et pauvre en ciment ou le rapport pondéral $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$ est compris entre 0,15 et 0,25 est donc utilisable. Une proportion d'argile est incorporée à ce mélange pour le stabiliser et apporte des caractéristiques d'étanchéité élevée.

c) Parois au coulis

Cette technique garde les mêmes principes que celle qui la précède : un forage sous la boue est donc effectué, mais cette boue est autodurcissable, ce qui rend utile toute substitution ultérieure par un autre matériau.

Ce fluide conserve durant quelques dizaines d'heure l'allure thixotrope d'une boue de forage dont sa cohésion restant faible. Il durcit progressivement dans le temps sans décanter constituant ainsi un matériau étanche très déformable [29].

Des additifs minéraux peuvent être incorporés pour réduire la perméabilité et augmenter la durabilité.

Les outils utilisés pour l'exécution des travaux:

i) Les bennes mécaniques :

Il existe deux types ceux fixées sur un câble et d'autre appelle les bennes hydrauliques fixées : qui trouvent leurs utilisations dans les terrains argileux et elles ont un rendement élevé.

Elles sont capables d'extraire des blocs [28]. Ce sont des machines à descente/remonté alternées ou ces mouvements sont pilotés par un système automatique.

La benne a pour rôle aussi de corriger l'orientation de la trajectoire des panneaux à l'aide de deux plaques de guidage au cas de déviation.



Figure II. 19 : Benne mécanique [28].

ii) Hydrofraise :

C'est des outillages composés de trois éléments : un porteur lourd, le bâti hydrofraise et la station de boue comme

indiqué sur la figure II. 20 [28]. Le porteur lourd manipule le bâti et fournit l'énergie hydraulique nécessaire.

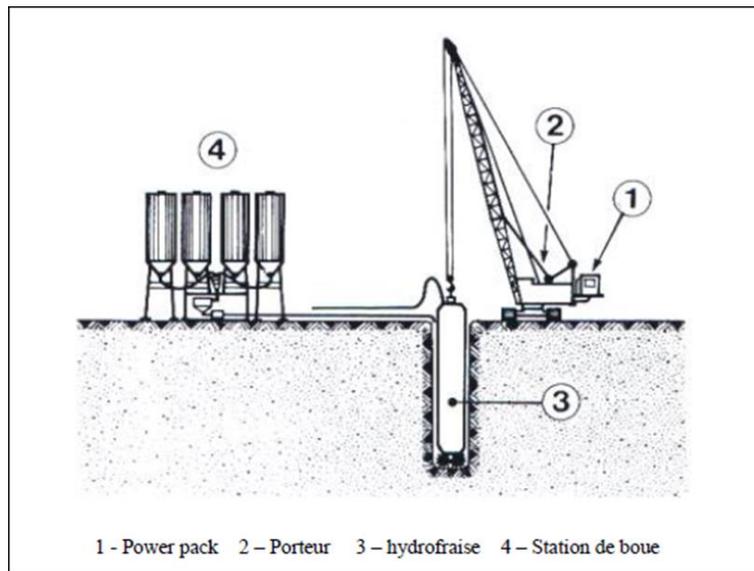


Figure II. 20: Composantes de hydrofraise [28].

Cette machine (Figure II. 21) permet de réaliser un panneau en suivant ces étapes:

- Mise en station de l'outillage
- Perforation d'un panneau élémentaire vertical de 2,4 m d'ouverture dans le plan de la paroi. Sa largeur peut varier entre 0,65 et 1,5 m.
- Un panneau primaire est composé de plusieurs panneaux élémentaire. Il peut atteindre 10 m d'ouverture. Ces merlons constituent les panneaux secondaires que l'hydrofraise perce en mordant de 0,1 m dans le béton des panneaux primaires adjacents. Le joint est ainsi fait directement sans qu'aucun dispositif spécial ne soit nécessaire pour garantir l'étanchéité de la paroi.



Figure II. 21: Hydrofraise : excavation d'un panneau [28].

6.2.2 Clé d'étanchéité (parafouille)

Il s'agit d'une tranchée remplie de matériaux imperméables capables d'assurer l'étanchéité du massif. Elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. Cette solution est adaptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se font d'une manière mécanique [6].

Cette technique pose un problème de la tenue des parois de fouille surtout si la réalisation de la tranchée est manuelle. La profondeur de la tranchée ne doit pas excéder 1,5 m en absence de blindage ou un procédé équivalent quel que soit la nature du terrain [13].

Les parafouilles varient selon la manière dont ils sont exécutés :

a) Tranchée profonde à la pelle mécanique remblayée en argile compacte dynamiquement

Une tranchée principale de 0,8 m de largeur est creusée à la pelle mécanique par passe successive de 5 m à 10 m de longueur.

Chaque passe est ensuite rempli d'argile à une teneur en eau proche de l'OPN que l'on compacte dynamiquement par couche superposée de 1 m [13]. Ce procédé est adapté à la réalisation de clé d'étanchéité profonde (5 à 8m).

b) Prétranché au bulldozer approfondi par une tranchée creusée manuellement et remblayée en argile compactée

Une couche de 0,2 m est compactée au tranchée manuelle avec un petit rouleau. Cette solution est économique et présente un procédé intéressant d'approfondissement d'une clé d'étanchéité lorsqu'il est constaté lors du chantier la présence impromptue de couche perméable qui serait non complètement recoupés à la cote du plancher initialement prévue en projet [13]. Comme la variante précédente, elle présente un problème de la tenue des parois de la fouille. De telle réserves font qu'en pratique, la sur profondeur permise par le procédé par rapport à la prétranchée de base sera limitée à 1,5 m [13].

c) Tranchée étroite profondeur à la pelle mécanique remplie d'un coulis de bentonite – ciment

Cette solution est adaptée dans le cas où la tenue à court terme de la paroi de la tranchée profonde ouverte ne serait pas assurée.

La tranchée étroite (Figure II. 22) de 0,6 m à 0,8 m est creusée à la pelle mécanique par panneaux alternée de 5 à 10 m de longueur est remplie immédiatement de coulis [13]. Après remplissage, la tranchée est protégée de la dessiccation par une feuille de polyane qui permet notamment une bonne isolation et d'éviter la fissuration de retrait.

La composition du coulis doit répondre aux exigences déterminées à l'étude préalable (perméabilité, caractéristique de prise, résistance ...).

Le choix de la technique exige une attention particulière sur la qualité du matériau étanche (argile ou coulis) et de la mise en œuvre (compactage ou coulage) puisque l'épaisseur de l'écran est bien plus faible.

Le projecteur doit s'assurer que la largeur de la tranchée est suffisante pour assurer l'étanchéité voulu pour l'ouvrage [13].

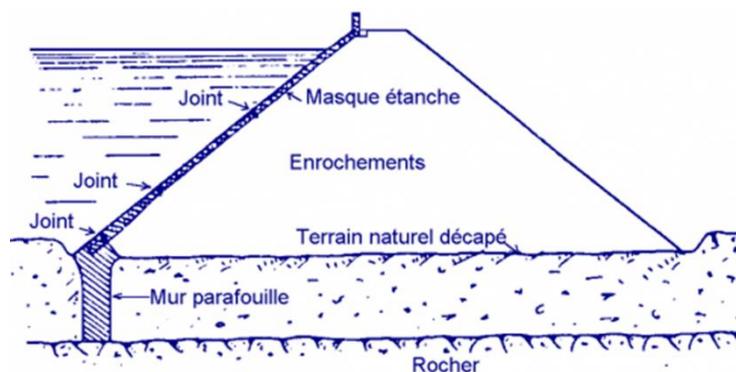


Figure II. 22: Traitement de fondation avec un mur parafouille [30].

6.2.3 Rideaux d'injections

Les injections est l'une des mesures adéquates pour limiter les percolations et les sous-pressions. Il s'agit des coulis auto-durcissant dans le temps à faire pénétrer dans un milieu plus au moins perméables, un matériau perméable, un matériau perméable par l'intermédiaire des forages.

Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble (Figure II. 23) que dans celui des massifs rocheux plus au moins fissurés [6].

Les produits utilisés pour ce procédé sont des coulis adaptés et traités tel que : les coulis de bentonite et ciment, coulis spéciaux, la résine et le gel de silicate.

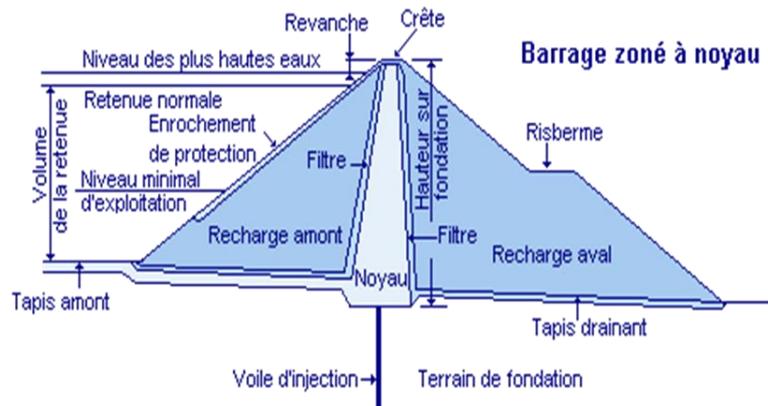


Figure II. 23: Traitement des fondations à l'injection.

a) Les principaux cas de traitement à l'injection

On distingue trois cas principaux de traitement à l'injection :

i) L'injection des roches fissurées

Dans le cas du traitement de fondations rocheuses affectés par des fissures générant des circulations d'eau, le but de l'injection est de les remplir totalement.

Les forages exécutés dans ce type d'encaissant doivent rester ouverts sur une grande longueur sans risque d'éboulement. Il est possible d'injecter en une seule fois des tranches de terrain de plusieurs mètres, 3 m à 8 m en moyenne. Chaque tranche est appelée passe d'injection [28].

L'injection des massifs rocheux fissurés est réalisée soit " en remontant ", soit " en descendant ". L'injection des roches fissurées se fait toujours par séries successives de forages alternés (primaires, secondaires, tertiaires). Les forages primaires sont souvent localisés sur une même ligne, ils sont espacés de quelques mètres. Les secondaires sont exécutés entre deux primaires et les tertiaires entre deux secondaires, venant le cas échéant resserrer la maille des forages.

ii) L'injection des terrains alluvionnaires

La différence essentielle par rapport aux roches fissurées réside dans la forme des vides, constitués de pores intergranulaires dont le volume est de l'ordre de 15 à 40 % et surtout dans le fait que les parois d'un forage non tubé s'éboulent rapidement.

La technique d'injection est celle du tube à manchette, qui est un tube en plastique ou métallique, perforés tous les 30 ou 50 cm. Ces orifices sont recouverts de manchons en caoutchouc faisant office de clapets anti retour. Le tube à manchette est scellé au forage afin d'éviter les remontées de coulis entre celui-ci et le terrain. Pour procéder à l'injection, on isole au moyen d'obturateurs la portion du tube à manchette intéressée par l'injection, le coulis imprègne alors le terrain à traiter. Les paramètres principaux directement liés à l'injection sont la pression d'injection, le débit et le volume de coulis injecté. Contrairement à l'injection des roches fissurées, un rideau d'injection ne peut se réduire à une seule ligne de forages. Deux ou trois lignes parallèles sont en général nécessaires. Le maillage varie beaucoup en fonction du type de projet et de la nature du sol : 0,5 x 0,5 à 8 x 8 m [28].

iii) L'injection de remplissage de cavités

Les cavités (poches de dissolution, karsts,...) peuvent être comblées par injection. Les coulis utilisés pour ce type de travaux sont le plus souvent constitués par un mélange de bentonite et de ciment [28].

Objectif recherché:

Les injections ont pour but d'étancher ou de consolider un massif rocheux fissuré.

En utilisant un voile profond, les injections permettent notamment [15]:

- De réduire les débits de percolation à travers la fondation du barrage
- D'allonger le chemin de percolation.

- Associés des forages de drainage, de réduire les sous-pressions.
- De réduire les déformations de la fondation peu profonde et de limiter ainsi les déformations différentielles.
- D'augmenter la résistance de la masse rocheuse.

b) La pression d'injection

La pression d'injection doit permettre l'ouverture des fissures et l'introduction des coulis [15].

La règle est de limitée la pression d'injection simplement et en fonction de la profondeur sous la surface compte tenue de type de la fondation et le type de coulis injecté.

Un claquage aura peut-être lieu, qui correspond à une ouverture brusque d'une nouvelle discontinuité d'autre part soulèvement perceptible ou non de la surface du massif rocheux injecté [15].

c) Le nombre de ligne d'injection

Le voile d'étanchéité profond et constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. En règle générale, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. Quant au voile d'étanchéité sous un barrage en remblai, il comporte en général plusieurs lignes.

Les forages consécutifs disposés en une ou plusieurs lignes (voile d'injection mono où plurilinéaire) parallèle à l'axe du barrage et se prolongent jusqu'au rive [13].

Le nombre de forage et le maillage à exécuter sont déterminés lors de l'étude préalable, ainsi que les profondeurs, la direction et les caractéristiques des coulis à injecter et la pression d'injection.

Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâque en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont [15].

d) La profondeur de voile d'étanchéité

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépend essentiellement de la géologie et la hauteur du barrage (Figure II. 24). Elle doit assurer la diminution des percolations et réduit les sous-pressions. Généralement, la profondeur du voile est dans l'intervalle de 35% à 100% de la hauteur du barrage, minimum 50 m.

Cette profondeur est estimé égale à :

$$H_{\text{voile}} = \frac{1}{3} H + C \quad (\text{II. 4})$$

Avec :

H: Hauteur de la digue

C: Coefficient varie entre 8 à 25 m.

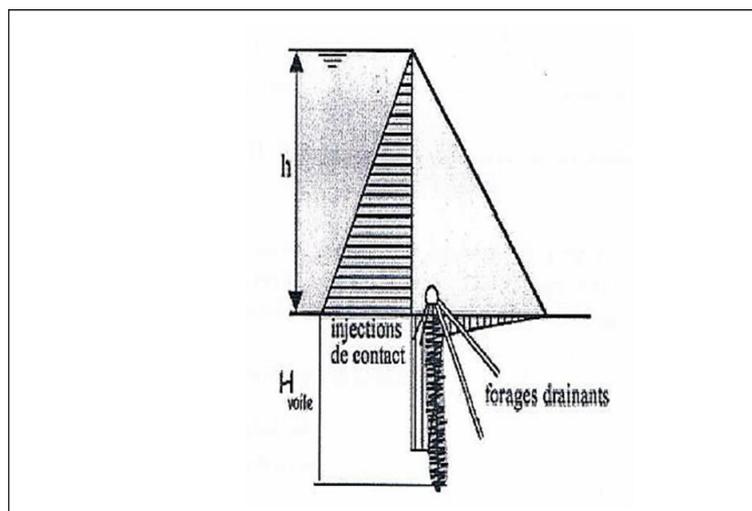


Figure II. 24: Profondeur de l'injection [7].

e) L'orientation des forages

Les forages sont soit verticale soit inclinés (Figure II. 25) dépendant des propriétés géométriques de la fondation [15].

Le concept est de chercher une ligne ou un plan qui recoupe le maximum des fractures et fissures verticales ou inclinées à remplir.

Un diagramme polaire est donc établi afin de déterminer les discontinuités existantes et choisir l'orientation des forages adéquate [15].

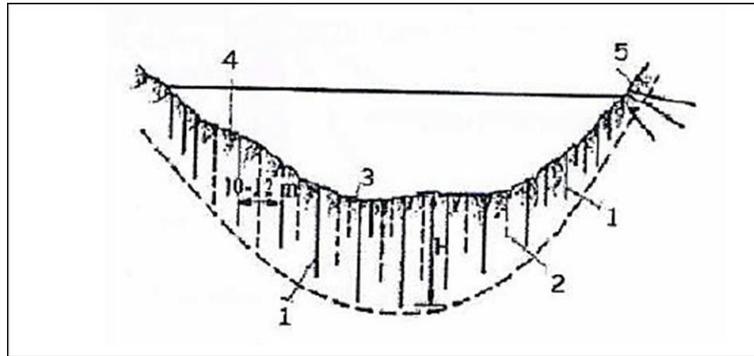


Figure II. 25: Voile d'injection [7].

f) Les types des coulis d'injection

Les coulis d'injection sont choisis sur la base des essais au laboratoire des différents composants de mélanges.

On discerne deux grandes familles de coulis d'injection:

i) Les coulis à base de suspension de ciment

Ces coulis résultent du mélange eau et ciment auquel on peut adjoindre des adjuvants (accélérateurs, retardateurs, fluidifiants,...) et des argiles tel que la bentonite afin de stabiliser le mélange, réduire la sédimentation et absorber un excès d'eau [15].

Il est recommandé pour ce type de coulis, d'augmenter sa densité progressivement pour qu'il pénètre mieux dans les fissures.

Il est nécessaire de prendre en compte l'influence qu'a l'eau sur la résistance mécanique et la durabilité chimique du coulis [31].

Composition

La formulation des coulis ou de mortier se base sur les rapports de pondérance entre les différents constituants :

$$\frac{C}{E} = \frac{\text{ciment}}{\text{eau}} \quad (\text{II. 5})$$

$$\frac{S}{C} = \frac{\text{sable ou charge inerte}}{\text{ciment}} \quad (\text{II. 6})$$

$$\frac{A}{C} = \frac{\text{argile}}{\text{ciment}} \quad (\text{II. 7})$$

Des corrections sont apportées à ces rapports si nécessaire pour tenir compte des teneurs en eau naturelle des constituants, l'air occlus dans le cas des coulis avec entraîneur d'air par exemple.

On distingue deux types de coulis à base de suspension de ciment:

- Les coulis stables

Sont des coulis denses à décantation limitée dont leurs propriétés mécaniques et la résistance au dévalent sont élevées.

- Les coulis instables

Un mélange d'eau et ciment dont le rapport pondéral varie lors de l'injection.

Les grains de ciment se séparent rapidement de l'eau une fois l'injection atteint la phase finale.

On peut adjoindre au coulis 1 à 2% de bentonite pour stabiliser le mélange et réduire la sédimentation.

Ces coulis sont caractérisés par la granulométrie de leurs constituants (généralement, la dimension du grain le plus gros est de l'ordre de 10 µm). Ils trouvent leur utilisation dans les fissures particulièrement fines et des sols dont le coefficient de perméabilité est faible. Nous citons un cas d'exemple de traitement par injection de coulis de ciment « le barrage de Manantali au Mali ».

ii) Les coulis liquide

Ils résultent d'une solution colloïdale de silicate de soude dans l'eau. Étant donné que le réactif est mélangé directement à la solution de silicate, les coulis utilisés sont dit à gélification retardée.

Les particules colloïdales d'acide silicique sous l'action d'ion acides de cations polyvalentes libérés ou apportés par le réactif, font diminuer la charge électrique ce qui induit une transformation du sol ou gel.

Composition

La composition de ces gels est caractérisées par :

- La nature et la concentration α en réactif:

$$\alpha = \frac{\text{Poids de réactif}}{\text{Volume de silicate}} \quad (\text{II. 8})$$

- Le rapport de dilatation β :

$$\beta = \frac{\text{Volume d'eau}}{\text{Volume de silicate}} \quad (\text{II. 9})$$

Les coulis liquide sont utilisés pour la réalisation des colonnes comme le montre la figure II. 26

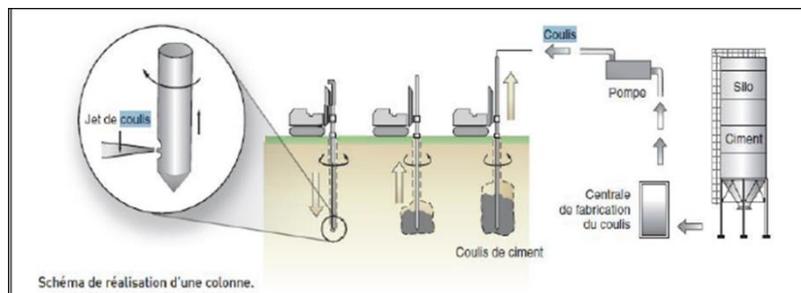


Figure II. 26: Schéma de la réalisation des colonnes [7].

Il existe un autre type de coulis qui n'est pas très utilisé, ce sont les résines.

iii) Les résines

Ce sont des liquides vrais, généralement de très faibles viscosité, qui polymérisent en présence d'eau. Ce type de produit permet d'injecter des sols très fins ou des fissures fermés, et d'obtenir des résistances importantes, mais leurs coût élevé associé à un maniement particulièrement délicat les confinements à des applications très particulières [28]. Ce type d'injection est d'utilisation restreinte du fait de leur coût élevé et des progrès réalisés dans le domaine des gels de silice et de leurs réactifs.

CHAPITRE III

Barrages à écrans internes - Caractérisation des matériaux

1. Introduction

Les parois moulées constituent une solution intéressante pour pallier les problèmes d'étanchéité dans les ouvrages en remblais (digues de canaux, barrages, réservoirs,...) [20].

Elle a pour but de limiter les écoulements internes et abaisser le niveau piézométrique dans le remblai aval.

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant l'opération de forage, de ferrailage et de bétonnage sont obtenues avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec une bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans les terrains et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisées.

L'épaisseur de la paroi moulée varie de 0,4 à 1,2 m voir 1,5 m tandis que, la largeur du panneau est comprise entre 3 à 10 m.

Les parois moulées peuvent atteindre 50 m de profondeur ou plus tout dépend de l'engin utilisé et des caractéristiques du sol en place.

Les parois moulées varient selon leurs utilisations ; on s'intéresse ou parois moulées d'étanchéité : ces parois sont destinées à créer une barrière d'étanchéité réalisé en 2 phases : terrassement après son exécution [32].

2. Type des parois moulées

On distingue des différents types de la paroi moulée étanche :

2.1 Parois moulées en béton

Ce dispositif est réalisé pour confronter les percolations et les diminuer. Sa réalisation consiste à creuser une tranchée à partir de la surface : on réalise un remblai puis on exécute la paroi moulée en béton d'argile à partir de la crête. Celle-ci traverse l'ensemble du remblai et la partie meuble de la fondation.

Les parois moulées (figure III. 1) sont maintenues stables par remplissage au moyen d'un coulis auto-durcissable (bentonite, ciment, eau) qui fait prise en quelques jours.

Cette technique nécessite que le matériau qui entoure la paroi ne soit pas trop perméable pour éviter de trop forte pertes de coulis avec les risques correspondant d'éboulement de la paroi. On pourra donc être emmené à réaliser un pseudo-moyen en matériaux peut grossier à granulométrie continue au centre d'un barrage en matériaux grossiers. Il faut cependant concevoir le remblai pour qu'il puisse supporter une crue sans dommage avant que la paroi ne soit construite. La dérivation provisoire doit donc être dimensionnée de sorte que le remblai ne soit pas mis en charge. Si cela n'est pas possible, les filtres et drains doivent être largement dimensionnés pour éviter toute érosion interne lors d'une crue de chantier.

La paroi moulée à une perméabilité de l'ordre de 10^{-8} m/s. Ce mur est suffisamment plastique pour subir d'importantes déformations sans fissures.



Figure III. 1: Paroi moulée en béton [32].

2.2 Paroi moulées en béton bitumineux

Il existe d'autres matériaux qu'on utilise pour affronter les problèmes de percolation et étancher le barrage, ce sont les enrobés bitumineux.

Le béton bitumineux est une alternative aux matériaux naturels imperméables (argile, till...) là où ceux-ci ne sont pas disponibles en quantité suffisante ou que leur qualité n'est pas adéquate.

Le bitume le plus célèbre est le béton asphaltique.

La satisfaction de la résistance est atteinte par l'utilisation des matériaux rigides et pérennes qui peuvent garantir les propriétés suivantes au béton bitumineux [33]:

- Étanchéité au béton bitumineux
- Déformabilité et ductilité
- résistance à l'érosion
- Résistance au vieillissement

La formulation proposée et recommandée est la suivante [34]:

- Le maximum des grains de 16 mm pour minimiser la ségrégation lors de la mise en place et pour éviter l'hétérogénéité des surfaces.
- 55 à 50 % du poids, des agrégats de diamètres : 2/5, 5/8, 8/11 et 11/16.
- 21 à 24 % sable concassé 0/2 mm.
- 11 à 12 % sable naturel.
- 13 à 14 % remplissage.

2.2.1 Réalisation des parois moulées au béton bitumineux

Pendant la construction, l'écran interne et le remblai devront monter en même temps.

Deux types de machines ont été mis en point pour la construction de l'écran interne en béton bitumineux. Les engins les plus anciens comportant un bec, pointé vers l'avant, sur lequel le matériau de transition est déversé par les chargeurs routiers ; ce matériau est ensuite régalié par la lame fixée sur l'avant de l'engin qui roule ainsi sur le matériau non compacté. Le béton bitumineux est déversé sur la zone bordée par les transitions, chauffé et protégé par le bec déverseur. Les trois zones (noyau + 2 transitions) sont compactées ensemble par un ensemble de poutres vibrantes et des rouleaux vibrants légers.

Les figures III. 2, III. 3, III. 4 et III. 5 montrent les différentes phases de réalisation d'une paroi en béton bitumineux :



Figure III. 2: Chargement du béton bitumineux dans la paveuse [33].



Figure III. 3: Mise en place du béton bitumineux [33].



Figure III. 4: Système de chauffage à infrarouge à l'avant de la paveuse [33].



Figure III. 5: Opérations de compactage [35].

Compte tenu notamment du risque de pollution du contact entre couche successives du béton bitumineux (si les particules fines des matériaux de transitions pénètre sous le bec déverseur) et des problèmes des conduites d'un engin évolue sur un matériau non compacté, on a mis en point une « troisième génération » d'engins mettant en place le béton bitumineux avant les transitions.

Dans ces engins, l'alimentation en béton bitumineux se fait par benne camion, à isolation thermique. Le béton est déversé dans la trémie au centre de machine. Les parois inférieures de cette trémie se présentent comme deux coffrages glissants en contact avec la couche de béton mis en place précédemment ; nouvelle couche de béton bitumineux chaud est déversée et régalée sur cette surface est puis les matériaux de transition compte tenus dans les trémies placées derrière la trémie à béton sont déversées contre les coffrages immédiatement après. Plusieurs jeux de poutres vibrantes et de rouleaux vibrants légers assurent la consolidation de l'ensemble des matériaux (noyau et zones

de transition) dès qu'ils viennent en contact à l'arrière de l'engin. Grâce à divers équipements spéciaux (appareils électroniques,...etc.), le guidage de l'engin devient très précis.

L'épaisseur de chaque levée est habituellement de 200 mm après compactage. À la différence du masque, le matériau de l'écran interne est calorifugé par le remblai adjacent et garde la chaleur plus longtemps.

L'avancement est d'habitude limité trois levées par jour, car au-delà le matériau mis en place précédemment est très déformable pour pouvoir obtenir un compactage satisfaisant des couches suivantes. La surface recevant chaque levée doit être parfaitement sèche et propre pour assurer une bonne étanchéité [12].

2.2.2 Contrôle

Le contrôle de la qualité du béton bitumineux nécessitera la même attention que dans le cas d'un masque. Des carottes d'essais ne pourront être prélevées dans l'écran interne qu'une fois le matériau suffisamment refroidi.

Pour mieux expliquer la variante de dispositif d'étanchéité, nous allons prendre l'exemple de deux barrages.

2.2.3 Exposé du cas du barrage de Saint Ferréol

Les travaux ont été réalisés en 7 mois, ou l'écran d'étanchéité est constitué de:

- Paroi au coulis au sein de la digue jusqu'au contact avec le substratum rocheux ou ancré dans les matériaux argileux détectés suivant les zones [36]. Le contact entre les différentes galeries et la paroi coulis a été réalisé au noyau de :
 - Injection depuis la crête du barrage ou à partir des galeries elles-mêmes. Les injections ont complétés les parois au niveau du contact entre la paroi et le rocher pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Ces travaux d'injection ont passé par 3 phases :

- Traitement des remblais sur 4 mètres dans la zone de contact de la paroi avec le rocher.
- Traitement du rocher sur 7 m d'épaisseur (traitement réalisé depuis la crête du barrage).
- Traitement au droit des galeries pour le traitement du rocher et du contact du pied de paroi avec ces galeries.

Les paramètres d'injection ont été déterminés à partir d'un plot d'essai réalisé sur une longueur de 21 m en phase :

- Forage dans les remblais, jusqu'au rocher et injection des remblais par tuber à manchettes 3 pouces.
- Prolongement de ces forages dans le rocher et injection à trou ouvert du rocher selon la méthode GIN.

Des essais ont suivi la mise en eau :

- Essai Lefranc pour les remblais avec un résultat moyen de perméabilité de : $K=1,8 \times 10^{-9}$ m/s.
- Les parois moulées en béton bitumineux : les enrobés bitumineux sont utilisés.

Les coulis d'injection ont été réalisés suivant la méthode GIN caractérisé par une courbe enveloppe [36].

2.2.4 Exposé du cas du barrage de Finstertal (Autriche)

La construction du barrage (Figure III. 6) a été projeté suite à la topographie particulière du site qui chevauche le seuil rocheux, où était localisé le débouché de l'ancien lac naturel .L'axe optimal en relation avec le volume du remblai et la stabilité de l'ouvrage présentent une légère courbure vers l'amont ($R=100$ m) dans la partie principale avec une courte courbure en sens contraire sur l'aile droite [35].

Une galerie de contrôle, construite en tranchée excavée à l'explosive dans le rocher, et bétonnée au niveau du fond de fouille, passe sous toute la longueur du barrage depuis l'appui RD du couronnement jusqu'à l'appui RG. Cette galerie matérialise également le départ du noyau en béton bitumineux et sert aux injections de contact et à celles du rideau d'étanchéité.

L'écran en béton bitumineux fait 96 m de hauteur. Il doit résister à des charges hydrostatiques : une charge horizontale de 10000 MN au parement amont, un moment de la mise en eau. Ce dispositif était le premier de son genre ; incliné sur toute sa hauteur. Dans la partie supérieure de l'ouvrage cette inclinaison coïncide favorablement avec la direction des vecteurs de déformations et en outre elle écarte le noyau de la zone de déformations transversales maximales.

L'inclinaison a permis d'augmenter le volume de la recharge aval, donne une direction favorable à la résultante de la pression hydrostatique (dirigés vers le bas), ainsi, permet de raidir le talus aval de façon important réduisant le volume du remblai.

La partie élargie au contact est construit manuellement, le noyau est réalisé par une finisseuse spéciale. Le béton est répandu en couche de 250 mm d'épaisseur, compacté à 200 mm environ par la même machine (rouleaux vibrants de 1

et 2 tonnes) au même temps que les transitions de chaque côté. Les couches du noyau sont mises en place sans décrochements, l'une sur l'autre, entre des plaques métalliques inclinées tirées par la finisseuse. Cette méthode est économique en béton bitumineux, mais exige une grande précision de la conduite de l'engin [35]. Pour cette raison l'axe de chaque couche est implanté toutes les 10 ou 5 minutes, selon le rayon de courbure. Les recharges amont et étant placées en couches de 75 ou 100 cm, le niveau de la surface supérieure de l'ensemble noyau= transitions peuvent être décalé, en plus ou en moins, d'une valeur égale à l'épaisseur de trois couches.

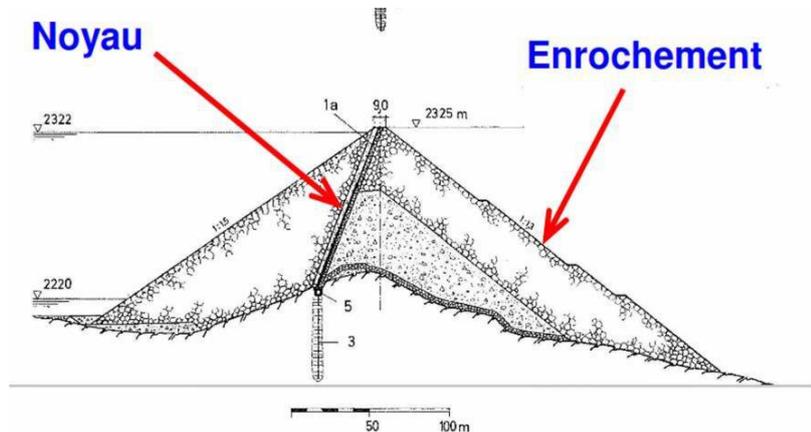


Figure III.6: Coupe transversale du barrage de Finstertal [33].

3. Caractérisation des matériaux

3.1 Parois en béton bitumineux

3.1.1 Formulation

Un enrobé bitumineux est défini comme un mélange de liant bitumineux (5 à 7 % en masse), d'agrégats et de fines (passant à 80 μm), les fines étant également appelées "filler" [37].

Ou bien

Le matériau de l'écran en béton bitumineux est un mélange de [30]:

- Squelette à granulométrie serré, sans cohésion, comportant 4 couches pesantes
- (Granulométrie concassé), $D_{max} = 16\text{mm}$
- Sable naturel
- Filler calcaire
- Bitume B 65 (6,3 %).

Le béton résultant présente un volume des vides de moins de 2%.

a) Bitume

Les bitumes sont surtout composés de carbone et d'hydrogène, d'où leur nom d'hydrocarbure.

On distingue deux grandes familles de composés du bitume : les asphaltènes et les maltènes.

Les asphaltènes sont composés essentiellement d'hydrogène et de carbone et se présentent sous la forme d'un "solide" friable brun à noir. Généralement, les bitumes comportent 10 à 20% en poids d'asphaltènes. Quant aux maltènes, ils sont constitués principalement d'huiles saturées, d'huiles aromatiques et de résines.

La dispersion des agglomérats d'asphaltènes est plus ou moins forte selon la composition de la phase maltène (huiles + résines) : la structure du bitume est, en effet, différente selon que les asphaltènes forment ou non un réseau floculé, baignant dans un milieu dispersant faiblement structuré par les résines. Dans ce cas, on parle de structure "gel"

(élastoplastique). Dans le cas d'une structure où les asphaltènes forment une suspension diluée et bien stabilisée dans un milieu dispersant fortement structuré par les résines, les asphaltènes ne peuvent interagir. On parle alors de structure "sol" (visqueuse). Une classe intermédiaire, appelée "sol-gel", correspond aux bitumes intermédiaires [37].

b) Teneur en liant

Le liant bitumineux transmet naturellement son comportement viscoélastique à l'enrobé. Il faut donc définir une teneur en liant optimale afin d'assurer la cohésion du mélange et le bon enrobage de tous les grains du mélange par un film mince de bitume, et ce, tout en évitant des problèmes de fluage et d'orniérage trop prononcés à haute température (dans le cas d'une trop forte teneur en bitume).

Pour déterminer cette teneur en liant optimale, on introduit la notion de surface spécifique des granulats, notée Σ et exprimée en m^2/kg c'est-à-dire la surface développée qu'auraient les granulats assimilés à des sphères.

Pour un mélange granulométrique donné, la formule suivante permet d'avoir une approximation de la surface spécifique Σ [37]:

$$100 \Sigma = 0,17G + 0,33g + 2,3S + 12s + 135f \quad (\text{III. 1})$$

Avec :

G : Pourcentage de gros gravillons ($\phi > 11$)

g : Pourcentage de petits gravillons ($\phi 6/11$)

S : Pourcentage de gros sable ($\phi 0,3/6$)

s : Pourcentage de sable fin ($\phi 0,08/0,3$)

f : Pourcentage de filler ($\phi < 0,08$)

On voit que le pourcentage de filler est prépondérant en ce qui concerne la surface spécifique et donc la teneur en liant.

Dans certains cas, on utilise la formule simplifiée suivante [37]:

$$\Sigma = 2,5 + 1,3f \quad (\text{III. 2})$$

La teneur en liant optimale, fonction de la surface spécifique des granulats, est donnée par la formule expérimentale suivante [37]:

$$P = \alpha k \sqrt[5]{\Sigma} \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

p : Teneur en liant (%)

α : Facteur dépendant du type de granulats (2,65/masse volumique des granulats)

Σ : Surface spécifique des granulats (m^2/Kg)

k : Module de richesse (k variant de 2,75 pour les enrobés donnant le maximum de résistance à la déformation, à 3,5 pour les enrobés les plus souples).

Plus globalement, la teneur en liant à retenir peut être définie à partir d'une étude en laboratoire tenant compte de l'épaisseur de la couche d'enrobé, des compacités in situ exigées et de l'usage envisagé de la chaussée.

3.1.2 Caractéristiques

L'influence des propriétés du liant bitumineux sur celles de l'enrobé, sachant que de tous les facteurs de formulation, le bitume est sans doute celui qui a l'influence la plus nette sur les propriétés rhéologiques des enrobés.

a) Essais permettant de déduire les caractéristiques mécaniques

Les propriétés mécaniques des matériaux bitumineux peuvent être déduites de l'analyse des résultats d'essais de laboratoire. Ces essais, normalisés lorsqu'ils servent au dimensionnement, sont effectués dans des conditions bien définies de température et sollicitation. Ils sont réalisés sur des éprouvettes confectionnées en laboratoire ou éventuellement prélevées sur place.

Les essais de caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux sont nombreux et divers, il est néanmoins possible de les classer en différentes catégories. Une première classification en trois catégories qui est plus

liée à l'interprétation de l'essai qu'à sa nature, est proposée par Bonnot en 1973 et en 1984. Une seconde classification proposée par Di Benedetto (1990), introduit deux catégories d'essai : les essais homogènes et les essais non homogènes [37].

b) Caractéristiques du bitume

L'obtention des enrobés par mélange des granulats et du bitume fait appel à des propriétés bien spécifiques aux liants hydrocarbonés en général et donc au bitume en particulier [37]:

- Un pouvoir d'adhésion aux granulats,
- Une consistance variable avec la température.

Caractère classique du bitume [37]:

i) Pénétrabilité

La pénétrabilité du bitume représente la mesure de la pénétration (exprimée en dixièmes de millimètres) dans un échantillon de bitume, au bout d'un temps de 5 secondes, d'une aiguille dont le poids avec son support est de 100g (Figure III. 7). C'est donc une mesure de la consistance du bitume. La pénétrabilité la plus couramment utilisée est celle mesurée à 25°C.

Dans ces conditions, plus un bitume est dur, plus la valeur de sa pénétrabilité est faible.

A titre d'exemple, on distingue les classes :

- 10/20 et 35/50 ⇒ bitumes durs
- 50/70 et 70/100 ⇒ bitumes semi-durs
- 180/220 ⇒ bitumes mous

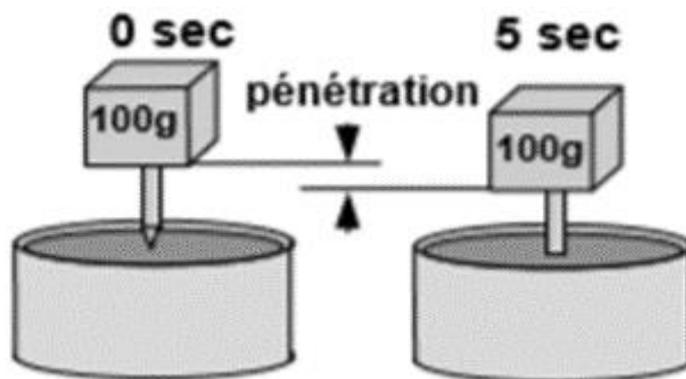


Figure III. 7: Essai de pénétrabilité pour le bitume [37].

ii) Point de ramollissement Bille Anneau

C'est la température à laquelle s'enfonce une bille à travers un anneau de bitume dans des conditions définies de fabrication et d'essai. Par voie de conséquence, il s'agit de la température à laquelle le bitume étudié atteint un certain degré de ramollissement.

Les résultats des deux essais empiriques précédents (Pénétrabilité à 25°C et Température Bille Anneau) permettent d'identifier le liant examiné et de le classer par rapport aux spécifications actuellement admises.

iii) Température de fragilité FRAASS

La température de fragilité Fraass correspond à la température à laquelle un film mince de bitume rompt sous l'effet d'une flexion, dans des conditions opératoires de fabrication et d'essai bien définies.

Cet essai empirique donne une indication sur les propriétés à froid d'un bitume.

Ramond et Such (1990) précisent que, par expérience, on sait que la zone critique où se présentent les phénomènes de fissuration correspond à des liants bitumineux dont :

- La pénétration est inférieure à 20 1/10 mm,
- La température de ramollissement est supérieure à 70°C,
- La température de fragilité Fraass est supérieure à 0°C.

iv) Essai RTFOT « Rolling Thin Film Oven Test »

A l'enrobage, les granulats chauffés aux environs de 160°C sont mis en contact avec le bitume chaud qui se répartit en film mince autour du granulat, favorisant ainsi un vieillissement du liant. L'oxydation chimique est violente car l'apport énergétique est intense (température et oxygène de l'air). L'essai RTFOT est employé pour permettre de caractériser ce

type de vieillissement des bitumes car il reproduit assez bien l'oxydation et les pertes de matières volatiles qui apparaissent dans la centrale d'enrobage et lors de la mise en œuvre.

v) Essai PAV « Pressure Aging Vessel »

Cet essai est employé pour permettre de caractériser le vieillissement des bitumes in-situ (après 3 à 5 années de service).

c) Caractéristiques du béton bitumineux

L'analyse des sollicitations et des dégradations observées sur chaussées, sous l'effet conjugué du trafic et de la température, montre qu'il convient principalement de prendre en compte et de caractériser quatre propriétés thermomécaniques pour les mélanges bitumineux [37]:

- Le module (rigidité) et sa dépendance vis-à-vis de la température et du mode de chargement, la fatigue,
- L'évolution des déformations permanentes,
- La fissuration et la propagation des fissures à basse température.

Les deux premières propriétés permettent de préciser l'effet structurel et son évolution dans le temps. La troisième est liée à la caractérisation de l'orniérage. La dernière qui fait apparaître des couplages thermomécaniques, est en général non modélisée malgré son importance pratique. Soulignons encore que la température joue toujours un rôle essentiel dans les études relatives à ces matériaux.

Chacune de ces propriétés correspond à un type de comportement du matériau. Grâce à des considérations sur le matériau, d'une part, et sur la thermomécanique des milieux déformables, d'autre part, il est possible de préciser pour quelles gammes de sollicitations les divers comportements sont obtenus [37].

3.1.3 Comportement

a) Comportement mécanique des enrobés bitumineux

Le comportement mécanique d'un enrobé bitumineux peut être classé selon le niveau de déformation imposé (ϵ) et le nombre de cycles de sollicitation (N). La figure III. 8 fournit un ordre de grandeur des différents domaines de comportements types pour une température donnée. Trois types principaux de comportement peuvent être identifiés : (i) non linéaire, (ii) viscoélastique linéaire (VEL) et (iii) endommagement par « fatigue » [38].

i) Comportement non linéaire

Dans le cas de sollicitations à fortes amplitudes de déformation (quelques pour cent), le comportement mécanique de l'enrobé est fortement non linéaire; un petit nombre de cycles de chargement répété est suffisant pour atteindre la rupture.

ii) Comportement viscoélastique linéaire (VEL)

À de faibles amplitudes de sollicitation (déformation $<$ à 10–4 m/m), l'enrobé bitumineux présente un comportement viscoélastique linéaire. Dépendamment des conditions d'essai et de l'enrobé testé, ce comportement ne s'observe que pour une plage de sollicitations restreinte (de quelques cycles à quelques centaines de cycles). Notons que c'est dans le domaine de linéarité que doivent être réalisées les mesures du module complexe des matériaux bitumineux.

iii) Fatigue

À de faibles amplitudes de sollicitation, le nombre de cycles joue un rôle déterminant. Sous l'action d'un nombre élevé de cycles imposés, le comportement mécanique de l'enrobé présente un phénomène d'endommagement, le matériau se « fatigue ». L'endommagement est une dégradation progressive des caractéristiques mécaniques du matériau jusqu'à la rupture. La dégradation est tout d'abord répartie dans l'ensemble du volume (phase d'initiation) puis se localise selon une « macro-fissure ». Au terme d'un essai de fatigue, on définit sa « durée de vie », laquelle correspond au nombre de cycles de sollicitations aboutissant au « critère de fatigue » (de rupture), souvent associé à la réduction de la norme du module complexe initial. Cette durée de vie varie de plusieurs dizaines de milliers à quelques millions de cycles. Elle dépend du niveau de sollicitation, du type d'essai et du matériau testé.

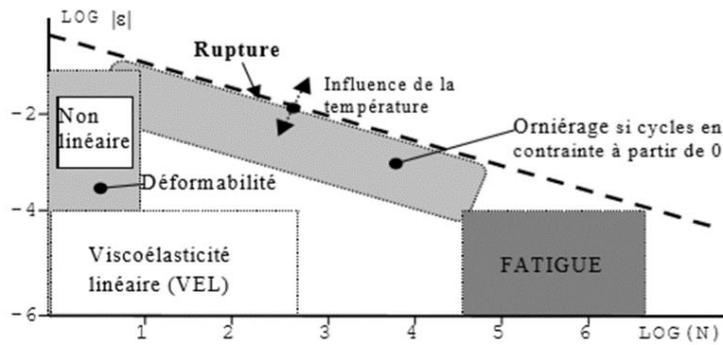


Figure III. 8: Comportement “type” des bétons bitumineux, (ϵ) déformation – (N) nombre de chargements [38].

b) classes de comportement des bitumes purs en fonction de ϵ et T

La Figure III. 9 permet d’identifier simplement les principaux types de comportement des bitumes en fonction de l’amplitude de la déformation (ϵ) et de la température T , pour une vitesse de déformation fixée.

On y distingue [37]:

- les domaines fragile et ductile, où la résistance à la traction σ_p peut être mesurée,
- la rupture fragile, qui peut être caractérisée par la ténacité K_c ou l’énergie de rupture G_c (Mécanique Linéaire de la Rupture),
- le comportement élastique linéaire, caractérisé par les modules E et G ,
- le domaine viscoélastique linéaire, caractérisé par les modules complexes E^* et G^* ,
- le comportement purement visqueux (Newtonien), caractérisé par la viscosité η ,
- pour des déformations de l’ordre de quelques pour cent, le domaine où le comportement est fortement non linéaire.

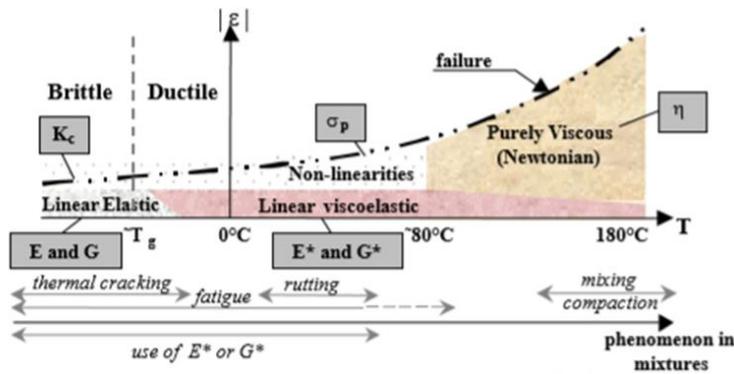
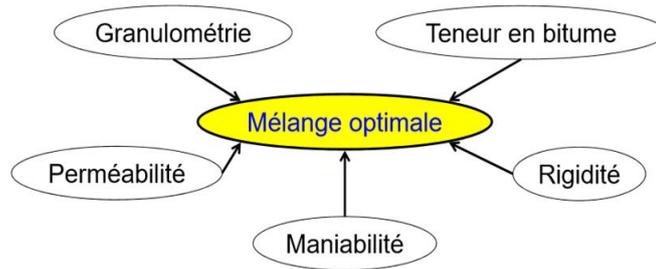


Figure III. 9: Classes de comportement des bitumes en fonction de ϵ et T [37].

3.1.4 Exposé du cas d’un enrobé riche en bitume

a) Formulation des enrobés riches en bitume

La formulation des enrobés bitumineux pour les noyaux étanches est un compromis entre différents éléments [33]:



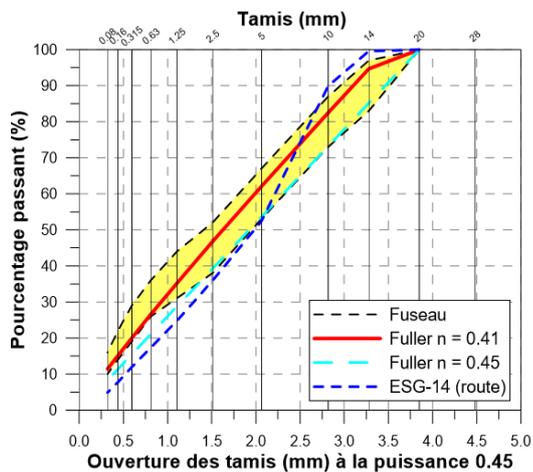
i) Méthode de formulation Marshall basée sur l'expérience Norvégienne

Granulométrie :

- Courbe de Fuller (Figure III. 10) exposant $n = 0.41$ avec un ajout de particules fines (environ 12% au $80 \mu\text{m}$)

Teneur en vides en laboratoire :

- 2% ou moins
- En chantier, la teneur en vides doit être de moins de 3% (impermeabilité).



Courbe Fuller

$$P_i(\%) = \left(\frac{d_i}{d_{\max}} \right)^n \times 100$$

Valeur utilisée

$n = 0.41$

% de fines élevé

VAM de 15 à 18%

Figure III. 10: Granulométrie (expérience norvégienne) [33].

ii) Développements effectués dans le cadre du projet de la Romaine-2

Granulométrie :

- Granulométrie à l'intérieur du fuseau norvégien
- Utilisation de la méthode Bailey

Maniabilité du mélange :

- Presse à cisaillement giratoire (PCG)

Teneur en vides en laboratoire :

- 2% ou moins.

La figure III. 11 qui suit représente les résultats de l'essai de maniabilité à la PCG

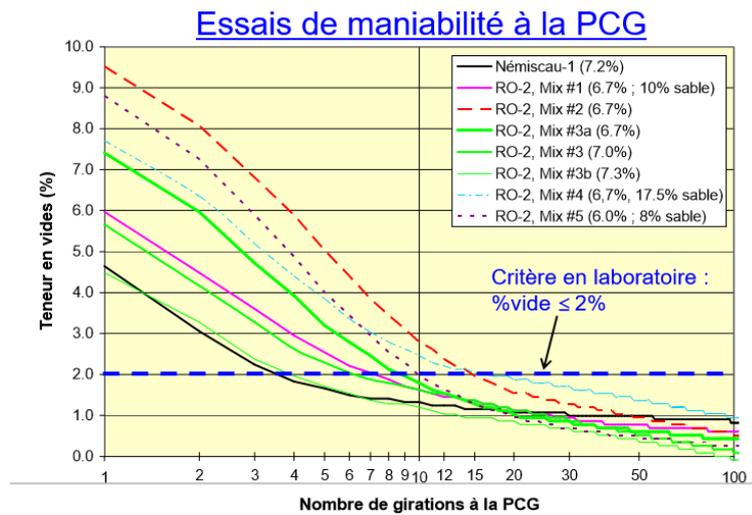


Figure III. 11: Résultats de l'essai de maniabilité à la PCG [33].

Si on prend le mélange #3 de teneur optimale en bitume de 7.0% on obtient les courbes suivantes qui figurent sur la figure III. 12 selon :

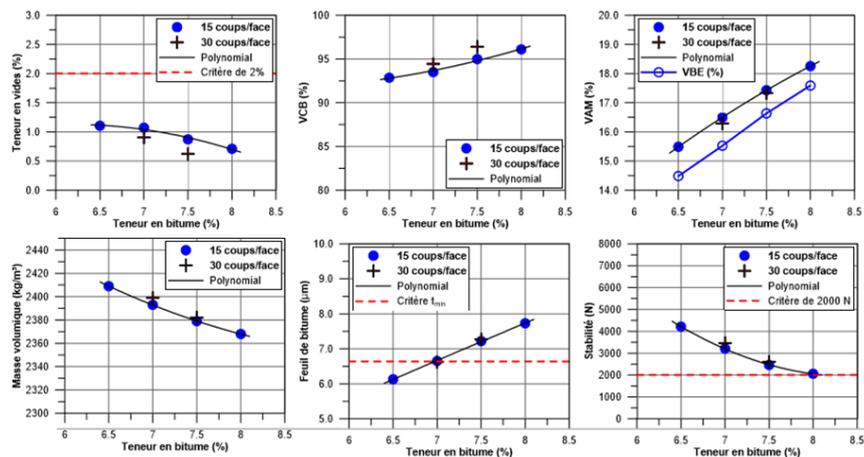


Figure III. 12: Formulation des enrobés riches en bitume[33].

b) Propriétés des enrobés riches en bitume

Les propriétés mécaniques des enrobés bitumineux sont déterminées par des essais triaxiaux sur des éprouvettes cylindriques qui permettent de tracer les courbes figurant sur la figure III. 13 et d'en tirer les paramètres suivant [33]:

- Module de rigidité (module dynamique $|E^*|$)
- Angle de frottement (ϕ)
- Cohésion (c)

Qui sont mesurés dans des conditions d'essai suivantes :

- Température : 5°C
- taux de cisaillement : 2%

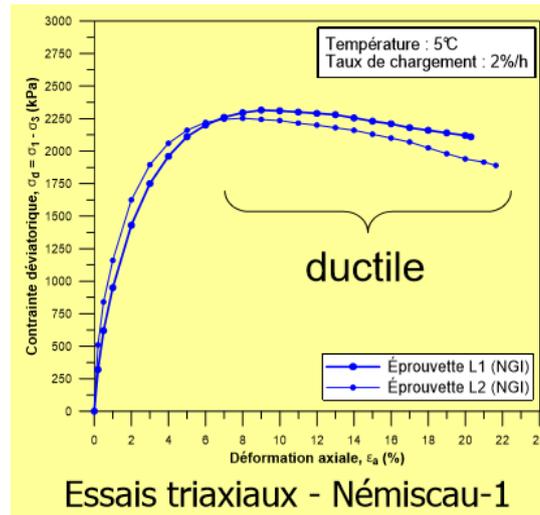


Figure III. 13: Déformabilité des enrobés riche en bitume.

i) Développements effectués dans le cadre du projet de la Romaine-2

Essai triaxiaux :

- Cisaillement
- Relaxation

Conditions d'essai :

- T : 5 et 20°C
- Taux : 0,2, 2, ~20%/h

La figure III. 14 suivante montre d'équivalence temps –température :

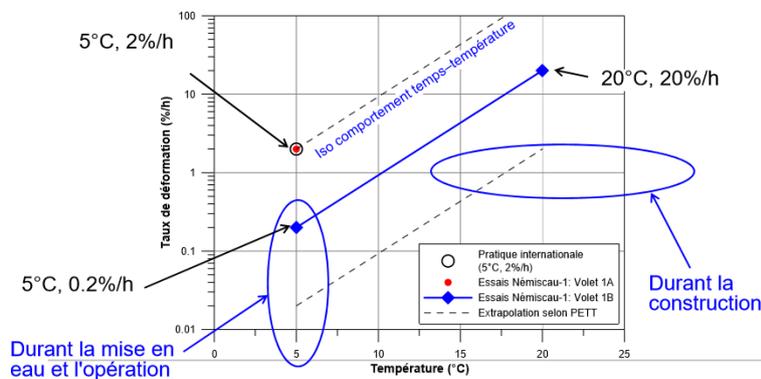


Figure III. 14: Importance du principe d'équivalence temps –température [33].

c) Comportement

La figure III. 15 montre le comportement du noyau :

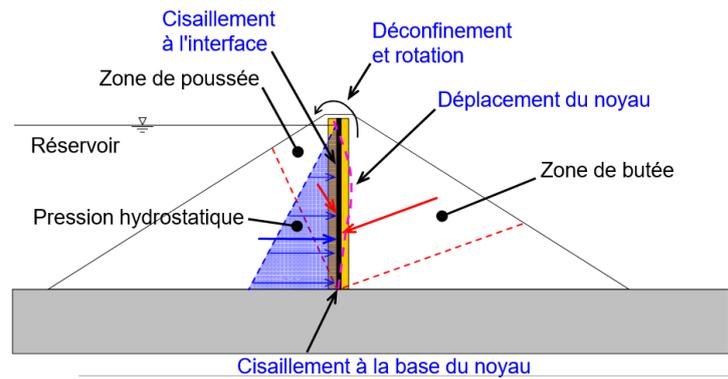


Figure III. 15 : Mécanismes affectant l'intégrité du noyau [33].

3.2 Paroi en béton

Lorsque la paroi ne doit pas assurer un rôle structural mais plutôt une fonction d'étanchéité, le béton utilisé est un béton plastique. Ce type de paroi en béton plastique est utilisé en France depuis plusieurs années.

3.1.1 Formulation

Le béton plastique de la paroi moulée a été fabriqué par malaxage de granulats (sable et gravier), d'un coulis d'argile (bentonite)-ciment et de l'eau comme suit [29]:

- Ciment (60 à 100 Kg/m^3),
- Granulats (900 à 950 $litres/m^3$),
- Bentonite (15 à 20 Kg/m^3).

3.1.2 Caractéristiques

Les caractéristiques de ce type de béton répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires [28]:

- Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité,
- Très grande déformabilité sans fissuration, le domaine des déformations plastique est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25. Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées.

Le matériau obtenu est élasto- plastique, ses propriétés sont très différentes de celle des bétons classiques. Sa perméabilité est généralement comprise entre $5 \cdot 10^{-9}$ et $2 \cdot 10^{-10} m/s$ pour un gradient de 30.

Le tableau III. 2 ci dessous présente une comparaison du béton plastique et d'un béton courant pour un essai triaxial avec une étreinte $\sigma_3 = 0,4 MPa$ [28]:

Tableau III. 1: Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique [28].

	Béton courant	Béton plastique
Compression a la rupture σ_1	30 MPa	1 MPa
Déformation a la rupture ε	0,1 %	10 %

3.2.3 Expose du cas du barrage de Caramany sur l'Agly (France)

La construction du barrage sur l'Agly a nécessité la réalisation d'une paroi étanche en béton plastique faisant office de noyau étanche. Cette paroi de 1 mètre d'épaisseur, a été ancrée jusqu'à 5 m dans le rocher de fondation, sa profondeur maximum et de 70 mètre.

Les caractéristiques du béton plastique mise en place sont [28]:

- Perméabilité : $5 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$,
- Résistance à la compression simple : 0,8 a 1,5 MPa,

Déformabilité : supérieure a 5% sous une étreinte de 0,5 MPa.

3.3 Paroi en sol-ciment

3.3.1 Formulation

De nombreux essais de laboratoire ont montré que la meilleure composition du sol-ciment était la suivante : 85% de sable silteux dont, environ, 15 % de silt, 10% de filler argileux et 5% de ciment. La densité sèche de ce mélange était de 1,45 à 1,50. La teneur en eau atteignait 30% environ [30].

3.3.2 Caractéristiques

Le coefficient de perméabilité déterminé par essais de laboratoire sous un gradient hydraulique allant jusqu'à $i = 100$ était de $5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

Remarque :

Un géotextile était mis en place, en même temps que le sol-ciment coté aval [30].

3.3.3 Formulation et caractéristiques du coulis utilise dans la paroi moulée du barrage Saint-Ferréol

Le coulis de type bentonite ciment pour la réalisation de la paroi étanche est composée de ciment du type CHF4, de la bentonite du type CV 15 et de l'adjuvant retardateur de prise du type ligno sulfate.

Après des essais réalisés en laboratoire par Sol étanche, le coulis retenu a les caractéristiques qui se résument sur le tableau III. 3 suivantes [20]:

Tableau III. 2: Caractéristiques du coulis retenu après essais [20].

Caractéristiques	Coulis 63 V
C/E	0,275
Eau l/m ³	900
Bentonite CV 15 kg/ m ³ de coulis	31
CHF-CEM III/B 42,5 kg/ m ³ de coulis	247
Retardateur C6FF, l/m ³ de coulis	2,7
Viscosité Marsh, s	36,1
Densité	1,16
Ressuée, %	1,5
R_c , 7j MPa	0,16
R_c , 14j MPa	0,6
R_c , 28j MPa	0,76
R_c , 90j MPa	1,35
Perméabilité 14j (10 ⁻⁹ m/s)	4

Bien que R_c à 28 jours n'atteigne pas la valeur prescrite qui est de 1MPa, Sol étanche a proposé de garder ce coulis, cette valeur étant atteinte en 40 jours. Par ailleurs, Sol étanche précise qu'une plus forte résistance est obtenue avec des coulis in situ par rapport au coulis de laboratoire compte tenu de l'essorage et du mélange du coulis avec le terrain. Quant au module, une mesure montre que E/R_c est de l'ordre de 100MPa (module à terme entre 150 à 250MPa) [20].

CHAPITRE IV

Analyse comparative du comportement des parois étanches, cas du barrage de LAQUINA

1. Mise en contexte du mémoire

Les écrans internes sont utilisés comme un noyau intérieur imperméable dans les ouvrages hydrauliques tels que les barrages en remblai. En cas de non disponibilité des matériaux naturels étanches (argile par exemple), les concepteurs optent souvent pour des écrans de faible épaisseur intercalés entre deux massifs de remblais qui constituent les recharges des barrages. Cet organe d'étanchéité de rigidité faible peut être constitué de béton, de matériau en sol-ciment ou bien de béton bitumineux. Les propriétés techniques importantes des écrans exigées sont l'imperméabilité, la flexibilité et la ductilité pour éviter la fissuration induite des conditions défavorables de contraintes et de déformations. La résolution d'un problème d'interaction recharge-écrans dans les barrages en remblai nécessite la connaissance du comportement des interfaces entre ces deux matériaux. La principale fonction étant l'étanchéité qui exige une porosité du matériau inférieure à 3%. Néanmoins, la déformation totale ou différentielle de cet organe d'étanchéité peut compromettre la sécurité des ouvrages.

Si le comportement des écrans en béton est relativement maîtrisé, il n'en est pas de même pour les écrans en sol-ciment ou les écrans en béton bitumineux.

A titre indicatif les écrans en béton bitumineux peuvent être sollicités par des phénomènes d'orniérage (déformations permanentes) à température élevée. Le bitume idéal doit donc être à la fois le moins susceptible possible aux phénomènes de fissuration thermique (à basse température) et d'orniérage (à température élevée). Plus simplement, on doit donc exiger des enrobés deux qualités principales en rapport direct avec la dépendance du liant utilisé vis-à-vis de la température : la stabilité se manifestant par la résistance à la déformation permanente qui est aggravée à haute température, et la flexibilité, soit l'aptitude à supporter sans fissures thermiques les basses températures. Le comportement viscoélastique de l'interface est influencé par la température et la vitesse de cisaillement. La résistance de cisaillement de l'interface augmente avec la diminution de la température et l'augmentation de la vitesse de cisaillement. La résistance de cisaillement de l'interface augmente avec la contrainte normale appliquée

2. Objectifs recherchés

En considérant le cas du barrage de LAOUINA, dans la commune de Taghit, relevant de la wilaya de Béchar, le présent mémoire, en s'articulant sur le contexte cité plus haut se fixe comme objectif d'analyser les aspects conceptuels de la variante d'un barrage à écran interne. Cette conception est motivée par deux critères fondamentaux: non disponibilité, en quantité suffisante, de matériaux naturels étanches écartant la conception en digue homogène ou zonée ainsi que l'aspect onéreux d'un barrage en béton combiné aux contraintes thermiques dans la région.

Partant de ces considérations, et en se basant sur la modélisation numérique, il est proposé de guider le travail par une analyse paramétrée relative à trois variantes de conception en l'occurrence:

- Conception d'une digue à écran interne en béton,
- Conception d'une digue à écran interne en sol-ciment,
- Conception d'une digue à écran interne en béton bitumineux.

Les écrans internes sont sollicités par deux modes de contraintes. La zone amont soumise à la pression hydrostatique constitue une zone de poussée, la zone aval constitue la butée à l'organe d'étanchéité. Ce Gradient de contrainte provoque par conséquent un déconfinement et une rotation de l'écran de l'aval vers l'amont induisant des déplacements et par conséquent la génération de contraintes de cisaillement au niveau de l'interface écran - recharges. L'étude est menée selon deux volets:

- Analyse comparative du comportement des variantes de conception sur le plan hydraulique articulée sur l'évolution des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des débits de fuites,
- Analyse comparative du comportement des variantes de conception sur le plan mécanique, en particulier en ce qui concerne l'évolution des contraintes, des déformations des écrans d'étanchéité et des cisaillements à l'interface écran-recharges.

3. Présentation du barrage, objet de l'étude

3.1 Profil type du barrage

Le barrage, objet de l'étude est la digue de LAOUIINA, dans la commune de TAGHIT, wilaya de Béchar. Il s'agit d'une digue à écran interne (paroi moulée) en mélange ciment, bentonite et sable. La digue possède une hauteur totale hors fondations de 20 m. L'épaisseur moyenne de la paroi est de 1 m. Les recharges, encadrant la paroi moulée, sont constituées de tout venant d'oued et talutées selon des inclinaisons amont et aval respectivement de 1 :1,6 et de 1 :1,7. Des filtres en sable sont intercalés de part et d'autres de la paroi moulée et possèdent une épaisseur moyenne de 1m, une butée aval en enrochement est projeté et est précédée d'un système filtre-drain horizontal. Les fondations du barrage sont constituées principalement de tout venant d'oued TVO.

La coupe en travers représentant le profil type du barrage est schématisée sur la figure IV.1.



Figure IV.1: Profil type schématique du barrage LAOUIINA.

3.2 Caractéristiques de la paroi projetée au niveau du barrage

Les essais de caractérisation du matériau de la paroi projetée au niveau du barrage de LAOUIINA ont été réalisés par le laboratoire AGRO-HYD Groupe Oran. Ils ont englobé des essais de formulation, de densité, de résistance à la compression, de résistance à la traction et de perméabilité.

Les principaux résultats des essais se résument ainsi:

- Dosage en ciment CPJ 325 : 100 Kg
- Dosage en bentonite : 30-50 Kg
- Dosage en sable : 1800-2000 Kg
- Dosage en eau : 140-160 l
- Rapport E/C : 2.44
- Densité : 2.10
- Affaissement cône d'ABRAMS : 17 cm
- Résistance à la compression : 0.25-0.38 MPa
- Résistance à la traction : 0.3 MPa
- Perméabilité : 10^{-9} cm/s

4. Présentation du code de calcul servant à la modélisation

Géostudio est un logiciel de modélisation destiné aux études géotechnique et géologique. Le logiciel a une capacité analytique rigoureuse, une intégration de produit sophistiquée et une large application à divers problèmes de géotechnique et géologique. Il permet de :

- Combiner les analyses dans un seul projet intégré
- Dessiner directement la géométrie ou importer des fichiers CAO.

-
- Résoudre plusieurs analyses simultanément.
 - Interpréter les résultats avec visualisation et graphiques.

Géostudio est assisté d'un ensemble de sous-programme on cite:

- **SLOPE/W**: Permet de calculer un coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classique.
- **SEEP/W**: Destiner aux calculs des infiltrations des eaux par la méthode des éléments finis.
- **SIGMA/w**: Permet d'analyser les problèmes de déformation et des contraintes par la méthode des éléments finis.
- **QUAKE/W**: Traite le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme par la méthode des éléments finis.
- **TEMP/W**: Analyse les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis).

5. Consistance de la modélisation

L'analyse paramétrée comparative s'intéresse particulièrement au comportement de l'écran interne. Le premier objectif ciblé concerne l'analyse de l'influence de la profondeur de la paroi moulée (fiche). Pour ces fins, une première série de modélisation a été effectuée avec trois variations de l'ancrage de la paroi moulée respectivement de $H/3$, $H/2$ et H . L'objectif est la recherche de l'ancrage optimal de la paroi en fondation et ce en fonction des évolutions des gradients hydrauliques et des pressions interstitielles.

Les résultats de cette première série de modélisation, débouchant sur l'optimisation de la profondeur de la paroi au niveau des fondations du barrage, ont été utilisés pour analyser et comparer le comportement mécanique de l'écran avec trois variantes de conception : paroi en sol - ciment, paroi en béton et paroi en béton bitumineux. Cette analyse a été orientée en fonction de l'étude des contraintes et des déformations de la paroi moulée.

Dans le reste du mémoire, nous désignerons par :

- **Pour l'analyse du comportement hydraulique**
 - Cas 1 : barrage avec une paroi de profondeur $1/3$ de la hauteur du barrage,
 - Cas 2 : barrage avec une paroi de profondeur $1/2$ de la hauteur du barrage,
 - Cas 3 : barrage avec une paroi de profondeur égale à la hauteur du barrage.
- **Pour l'analyse du comportement mécanique**
 - Cas 1: barrage avec paroi en béton
 - Cas 2 : barrage avec paroi en sol-ciment
 - Cas 3: barrage avec paroi en béton bitumineux

6. Optimisation de la profondeur de la paroi

Cette première série de modélisation a considéré le profil géométrique du barrage avec paroi en sol-ciment (Argile-ciment) d'épaisseur 1m prolongée en fondations du barrage selon les trois profondeurs citées précédemment. Le choix du matériau constituant la paroi est fortuit puisque l'objectif de cette partie du travail est l'optimisation de la profondeur de la paroi en fondations. Par la suite, et en fonction de cette optimisation, une analyse paramétrée sera menée, s'articulant autour de la variation des matériaux de la paroi afin d'analyser son comportement mécanique, notamment en matière d'évolution des contraintes et des déformations.

6.1 Discrétisation du barrage

La discrétisation du profil géométrique du barrage intégrant également ses fondations a été opérée, en coordonnées selon un plan X, Y, pour chaque matériau constituant le corps du barrage et ses fondations à savoir :

- Recharges du barrage et fondations : Tout venant d'oued sableux
- Filtres encadrant la paroi : Sable

Chapitre IV : Analyse comparative du comportement des parois étanches, cas du barrage de LAOUINA

- Drain de transition : gravier
- Système filtre-drain aval : matrice en sable et gravier
- Ecran d'étanchéité : Argile ciment

Les figures IV.2 à IV.4 illustrent respectivement les profils du barrage ayant servis à la modélisation ainsi que la discrétisation de sa géométrie pour les différents cas de variation de la profondeur des parois.

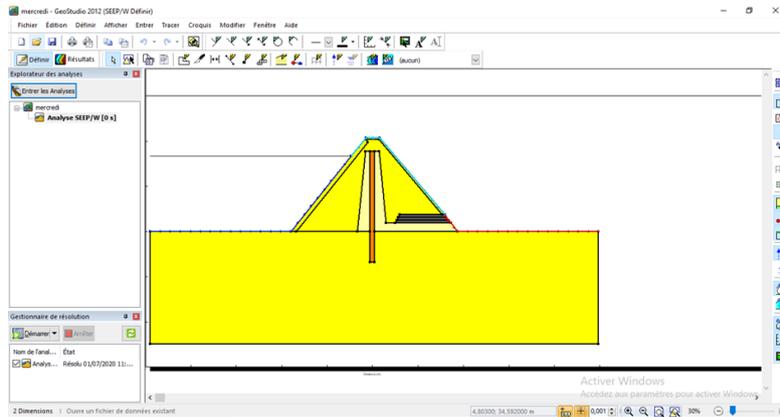


Figure IV.2: Profil servant à la modélisation – cas1.

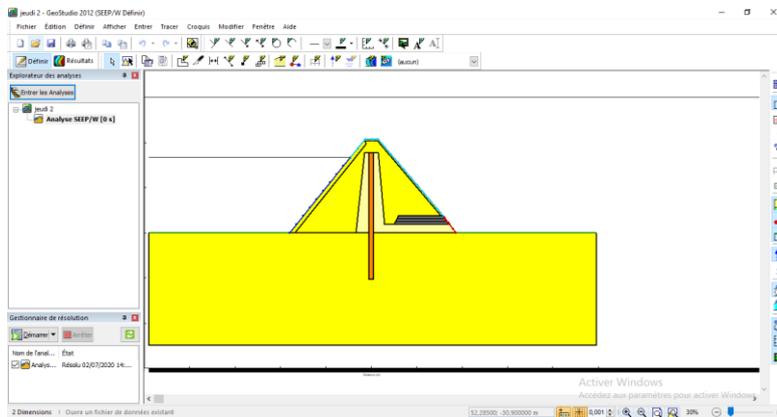


Figure IV.3: Profil servant à la modélisation – cas2.

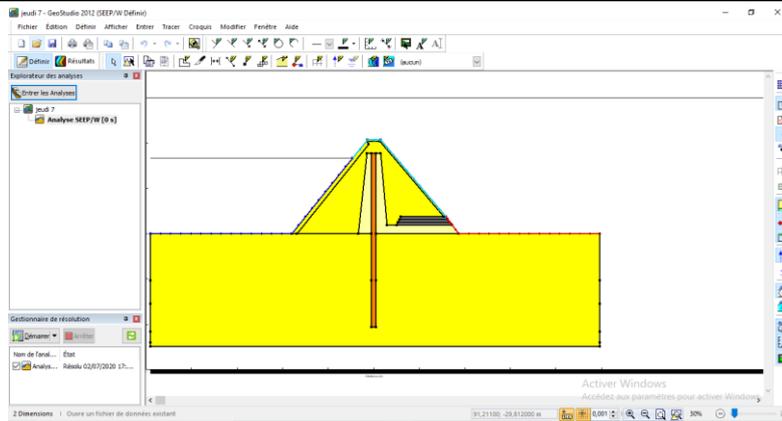


Figure IV.4: Profil servant à la modélisation – cas3.

6.2 Caractéristiques des matériaux

Le tableau IV.1 donne les différentes propriétés des matériaux utilisés dans la modélisation, et ce pour chaque matériau constituant le profil type du barrage.

Tableau IV.1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation.

Éléments du barrage	Nature des matériaux	K_s à saturation (m/s)	Teneur en eau résiduelle	Teneur en eau à saturation
Recharges et fondations	Tout venant d'oued sableux	10^{-4}	0,045	0,43
Paroi	Argile-ciment	10^{-11}	0,068	0,38
Drain	gravier	10^{-2}	0,045	0,43
Filtre	Sable	10^{-5}	0,045	0,43

6.3 Résultats de la modélisation

L'optimisation de la profondeur de la paroi sera orientée en fonction de l'évolution des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques se manifestant dans les fondations du barrage et particulièrement dans les interfaces de la paroi amont et aval. Les résultats de la modélisation sont présentés sous forme de champs des paramètres suscités.

6.3.1 Evolution des gradients hydrauliques

a) Variations globales

Les figures de IV.5 à IV.7 donnent pour chaque cas de modélisation les résultats en relation avec les variations globales des gradients hydrauliques.

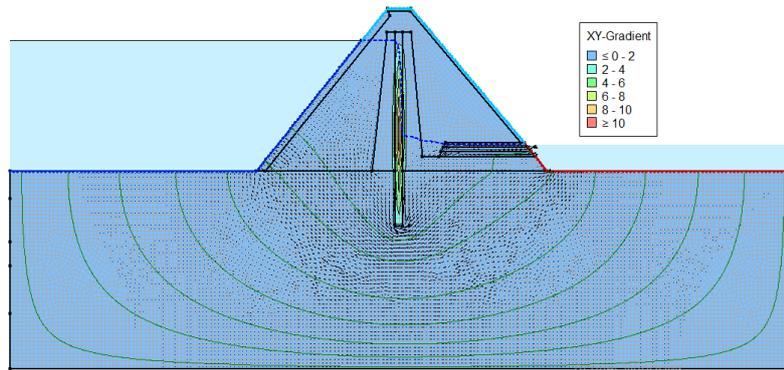


Figure IV.5 : Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = H/3$.

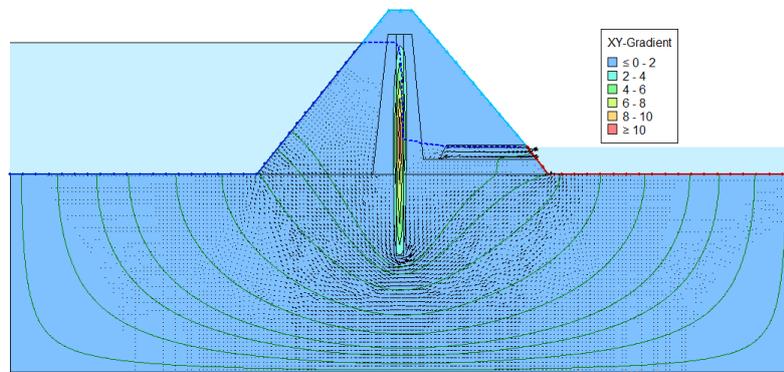


Figure IV.6 : Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = H/2$.

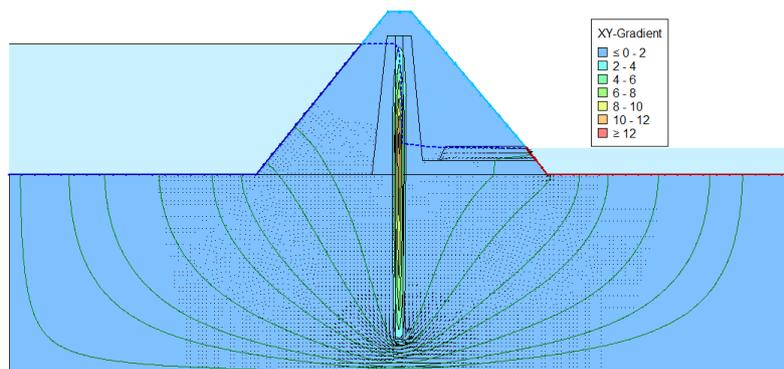


Figure IV.7 : Gradients hydrauliques pour une paroi de profondeur $P = H$.

b) Variations en profondeur

Afin d'analyser les variations en profondeurs des gradients hydrauliques, pour des fins de diagnostic des zones susceptibles à l'érosion mécanique, quatre plans horizontaux ont été définis :

- Plan 1 interceptant à mi- profondeur la paroi
- Plan 2 interceptant la profondeur maximale de la paroi
- Plan 3 et 4 allant en profondeur au-delà de la limite de la paroi

Les figures de IV.8 à IV.10 illustrent les variations des gradients hydrauliques respectivement pour les trois profondeurs de la paroi.

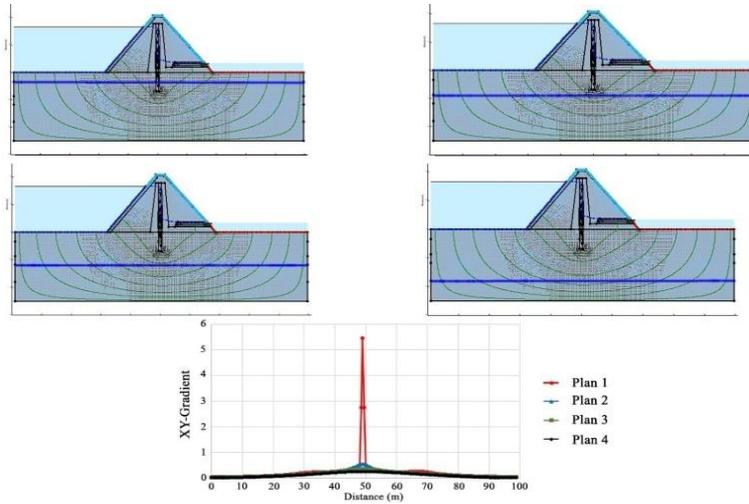


Figure IV.8 : Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 1.

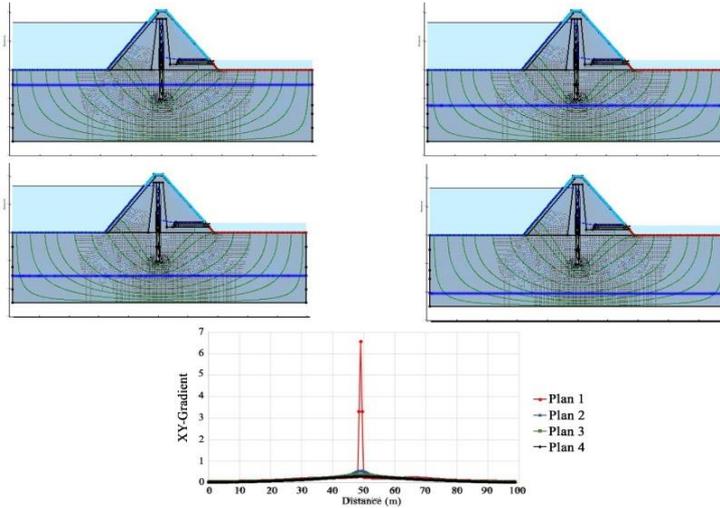


Figure IV.9: Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 2.

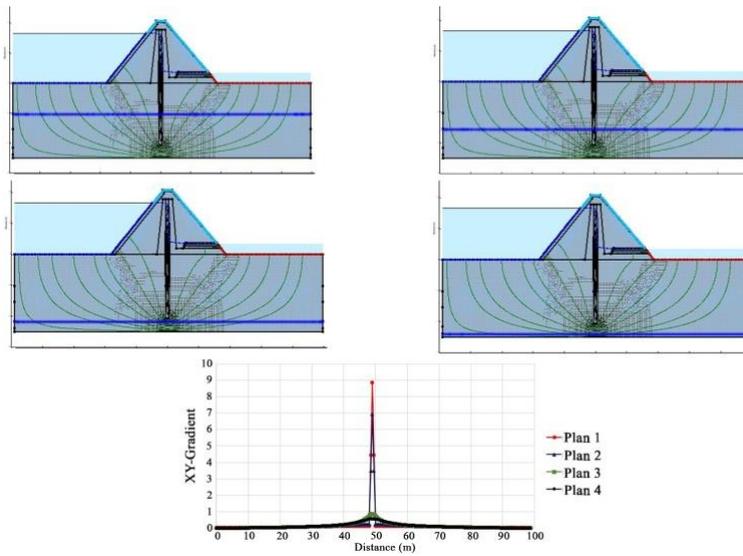


Figure IV.10 : Variations en profondeur des gradients hydrauliques - cas 3.

Le tableau IV.2 donne pour chaque cas de modélisation, les valeurs maximales des gradients hydrauliques au niveau des 4 plans.

Tableau IV.2 : Valeurs maximales des gradients hydrauliques en profondeurs.

Plans / cas	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4
	Gradients hydrauliques			
Cas 1	5,4492	0,5531	0,3637	0,2669
Cas 2	6,5711	0,5447	0,3609	0,2803
Cas 3	8,8759	6,9241	0,8708	0,5692

c) Variations aux interfaces de la paroi

Les variations des gradients hydrauliques aux interfaces de la paroi sont instructives par rapport aux risques d'entraînement des grains des matériaux des fondations et ce en relations avec les gradients de pressions interstitielles développées à l'amont et à l'aval de la paroi.

Afin d'analyser cet aspect, des points ont été considérés à savoir:

- A, B et C en profondeur à l'amont de la paroi
- D, E et F en profondeur à l'aval de la paroi
- Point G au pied aval du barrage.

Les figures de IV.11 à IV.13 donnent les positions des points de références liés à l'analyse de la variation des gradients hydrauliques.

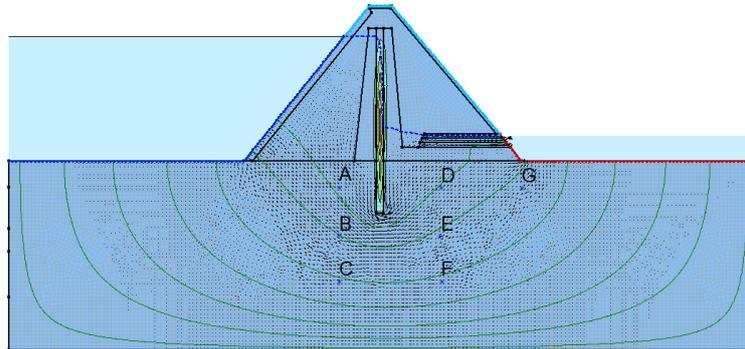


Figure IV.11 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 1.

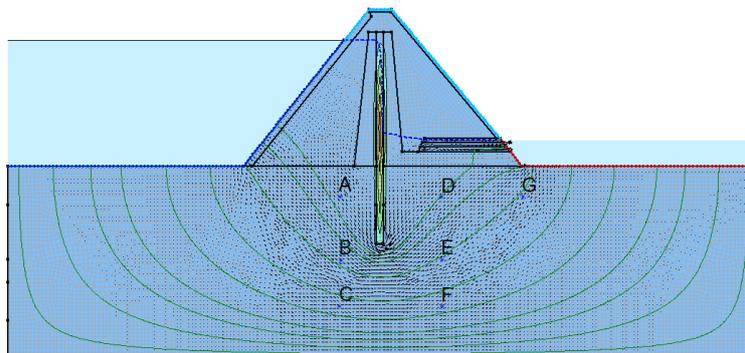


Figure IV.12 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 2.

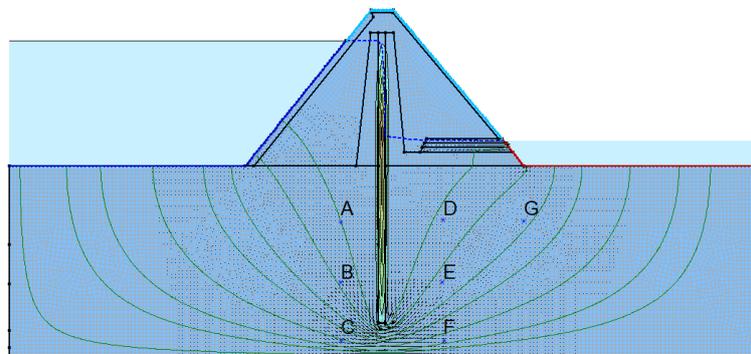


Figure IV.13 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi- cas 3.

Le tableau IV.3 récapitule les variations des gradients hydrauliques au niveau des points de référence dans les zones d'interfaces de la paroi.

Tableau IV.3 : Variations des gradients hydrauliques aux interfaces de la paroi.

Profils		Amont de la paroi			Aval de la paroi			Pied aval du barrage
Points de référence		A	B	C	D	E	F	G
Gradients hydrauliques	Cas 1	0,2975	0,32	0,2589	0,2473	0,275	0,2441	0,2669
	Cas 2	0,2329	0,3217	0,2646	0,2014	0,2581	0,2425	0,2248
	Cas 3	0,1228	0,2034	0,3252	0,1109	0,1760	0,2384	0,11

La figure IV.14 illustre la comparaison des valeurs des gradients hydrauliques à l'aval de la paroi ainsi qu'au pied aval du barrage.

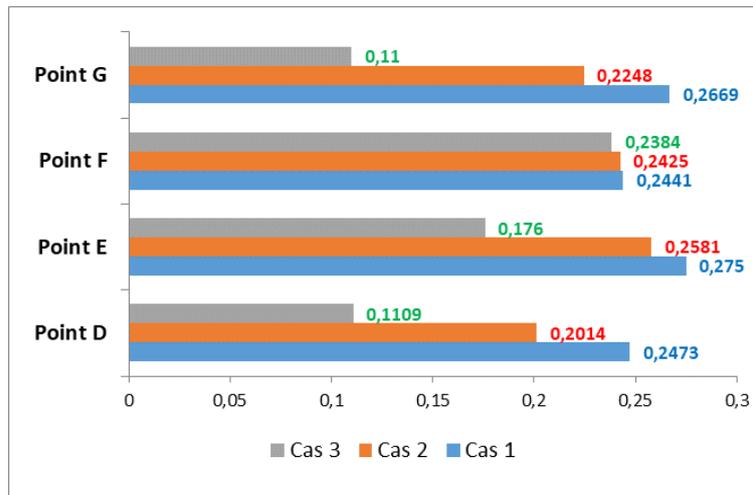


Figure IV.14 : Variations des gradients hydrauliques en fondations aux interfaces de la paroi.

Les fondations étant constituées de tout venant d'oued sableux, les gradients hydrauliques critiques pour ce type de matériaux se situent dans la plage $0.15 < i_{cr} < 0.33$ avec une moyenne de $i_{cr} = 0.23$. Le tableau IV.4 récapitule les valeurs des gradients hydrauliques au niveau de l'interface aval de la paroi et au pied aval du barrage

Tableau IV.4 : Variations des gradients hydrauliques dans la zone aval de la paroi et du barrage.

Cas de modélisation	Valeurs des gradients hydrauliques				
	Point D	Point E	Point F	Point G	Moyenne
Cas 1	0.2473	0.275	0.2441	0.2669	0.2583
Cas 2	0.2014	0.2581	0.2425	0.2248	0.2317
Cas 3	0.1109	0.1760	0.2384	0.11	0.1588

Nous constatons que la valeur limite des gradients hydrauliques en fonction des gradients critiques est atteinte pour une profondeur de la paroi $P = H/2$, soit $i = 0.2317$. Pour $P = H/3$, le gradient enregistré ($i = 0.2583$) dépasse celui critique des matériaux de fondations. La profondeur $P = H$ est la plus avantageuse sur le plan de la sécurité mais son caractère onéreux conjugué aux contraintes de réalisation lui confère le caractère de non plausibilité.

6.3.2 Evolution des pressions interstitielles

a) Variations globales

D'une manière similaire, l'évolution des pressions interstitielles a été analysée pour la variation de la profondeur de la paroi en fondations du barrage. Les figures de IV.15 à IV.17 donnent les champs de variation de la pression interstitielle dans le corps et les fondations du barrage.

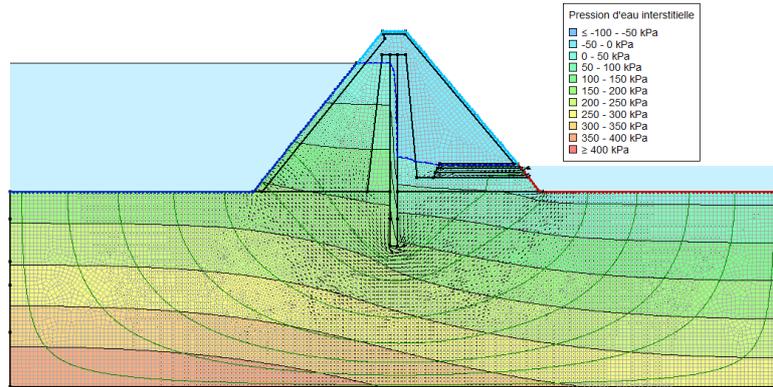


Figure IV.15 : Variation globale des pressions d'eau interstitielles - Cas 1 ($P = H/3$).

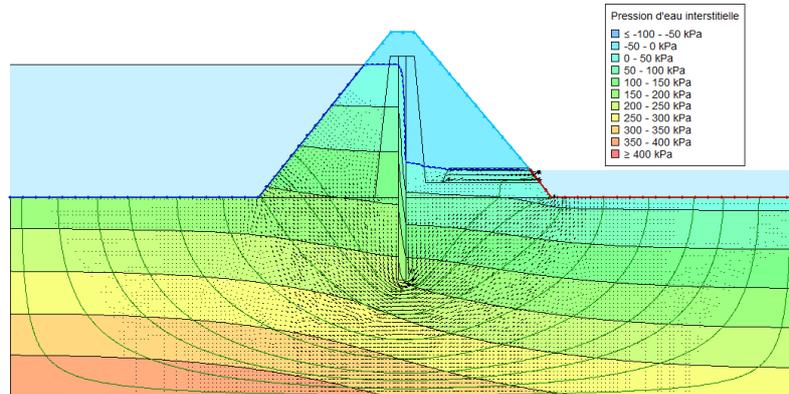


Figure IV.16 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles - Cas 2 ($P = H/2$).

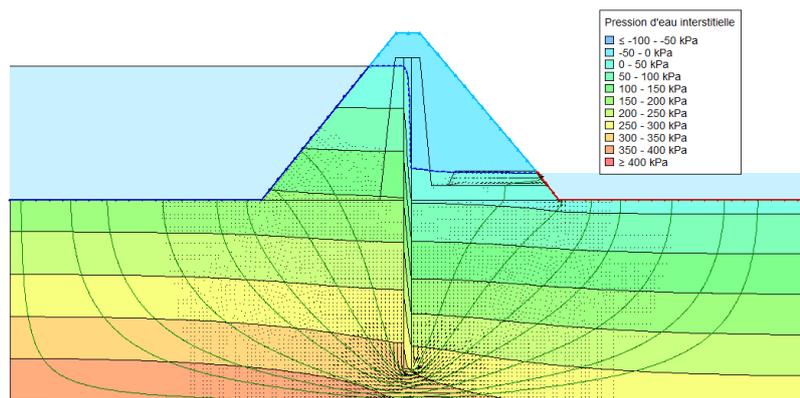


Figure IV.17 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles - Cas 3 ($P = H$).

b) Variations en profondeur

Les figures de IV.18 à IV.20 schématisent les champs de variation des pressions interstitielles en fonction des quatre plans de références horizontaux.

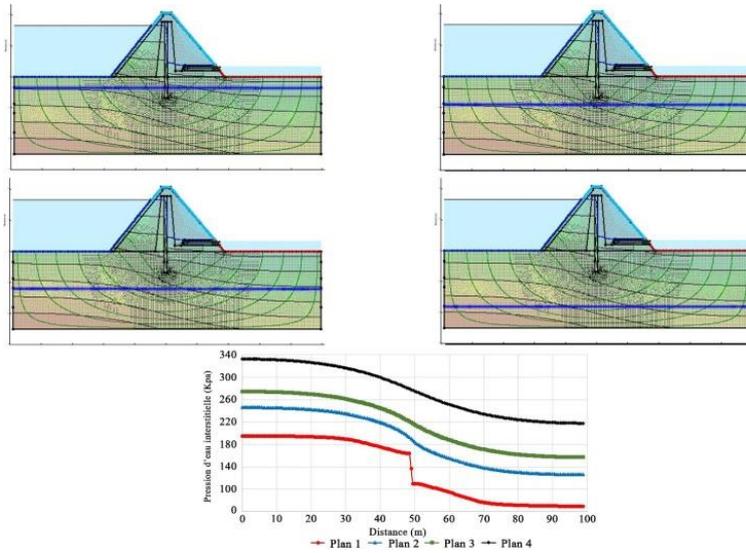


Figure IV.18 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 1 ($P = H/3$).

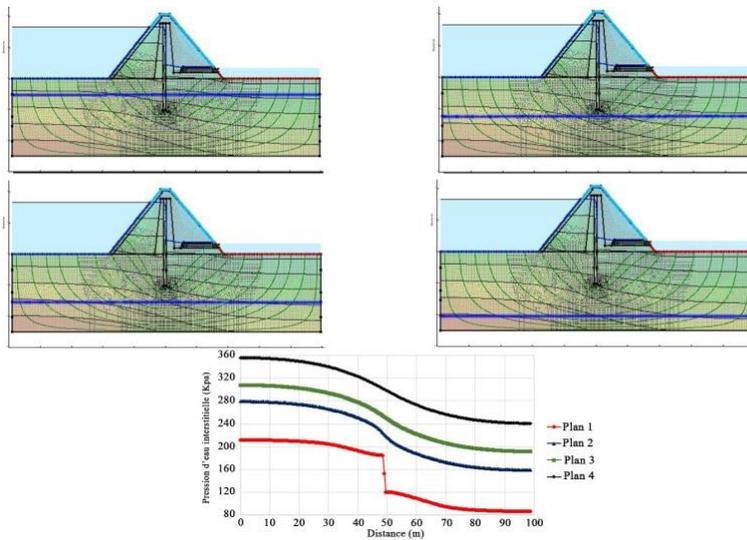


Figure IV.19 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 2 ($P = H/2$).

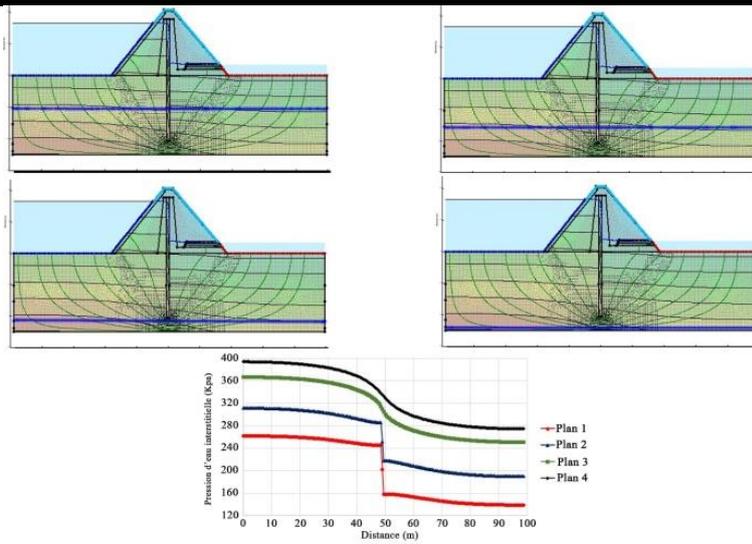


Figure IV.20 : Variation en profondeur des pressions d'eau interstitielles - Cas 3 (P = H).

Le tableau IV.5 récapitule les résultats analytiques de la pression d'eau interstitielle pour chaque cas de modélisations au niveau des quatre plans horizontaux en profondeur des fondations.

Tableau IV.5 : Valeurs des pressions d'eau interstitielles.

Plans cas	Plan 1		Plan 2		Plan 3		Plan 4	
	Pressions interstitielles (KPa)							
Valeurs	max	min	max	min	max	min	max	min
Cas 1	195,4067	69,8512	246,3924	126,5585	274,6537	157,4005	332,7488	217,9994
Cas 2	211,6535	86,3772	279,2220	158,8487	307,7583	191,6495	355,8056	240,6856
Cas 3	261,8899	138,9069	311,5865	189,8281	366,4175	251,0960	393,9198	274,4367

c) Variations aux interfaces de la paroi

Les variations des pressions interstitielles aux interfaces de la paroi ont été analysées en vue de définir leurs gradients ainsi que les fluctuations relatives. Les figures de IV.21 à IV.23 donnent les variations de ce paramètres au niveau des points de références à l'amont de la paroi, à l'aval de la paroi et au pied aval du barrage.

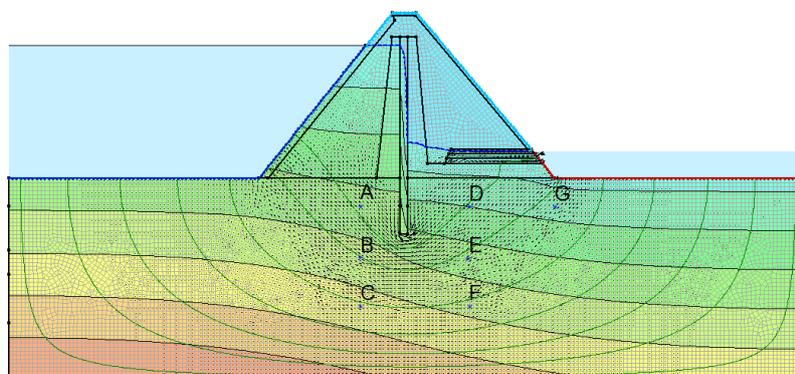


Figure IV.21 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 1 (P = H/3).

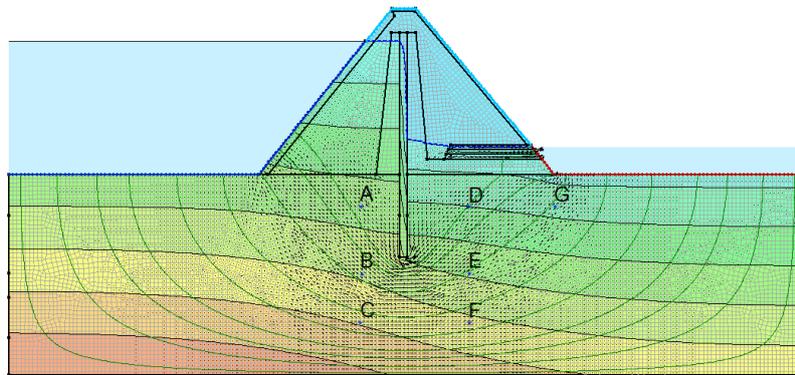


Figure IV.22 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 2 ($P = H/2$).

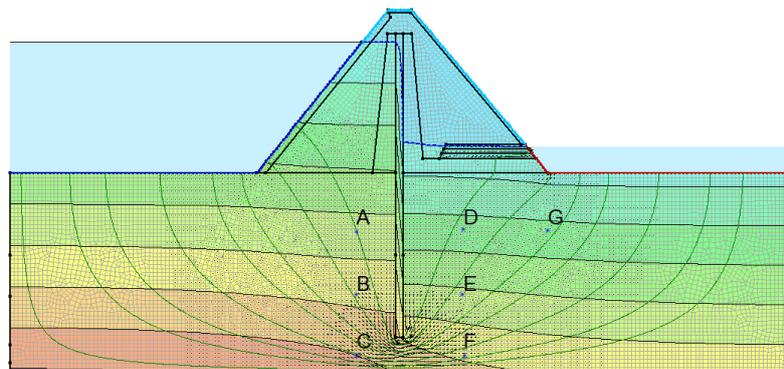


Figure IV.23 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi - Cas 3 ($P = H$).

En guise de synthèse, le tableau IV.6 résumé les variations des pressions interstitielles aux interfaces de la paroi et ce en relation avec les positions des points de référence.

Tableau IV.6 : Variations des pressions interstitielles aux interfaces de la paroi.

Profils		Amont de la paroi			Aval de la paroi			Pied aval du barrage
Profondeur		A	B	C	D	E	F	G
Pressions interstitielles (KPa)	Cas 1	169,541	218,308	272,724	100,589	173,601	237,031	79,9966
	Cas 2	179,374	243,583	297,21	100,863	194,651	260,268	84,4179
	Cas 3	220,895	287,011	350,035	119,274	209,431	292,808	113,463

La figure IV.24 donne les variations des pressions interstitielles au niveau des interfaces de la paroi, soit à l'amont (point A), à l'aval (point D) et au pied aval du barrage (point G)

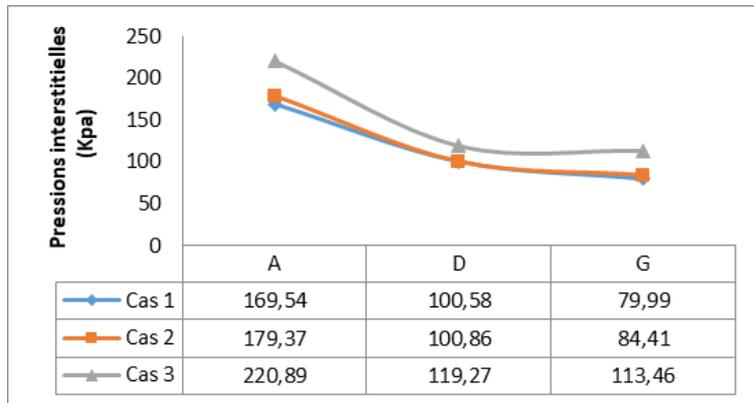


Figure IV.24 : Variation des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi.

La figure IV.25 donne les pourcentages des variations relatives des pressions interstitielles de part et d'autre de la paroi, au niveau des fondations du barrage, soit entre les positions A et D, entre les positions A et G, entre les positions C et F et en dernier entre les positions B et E.

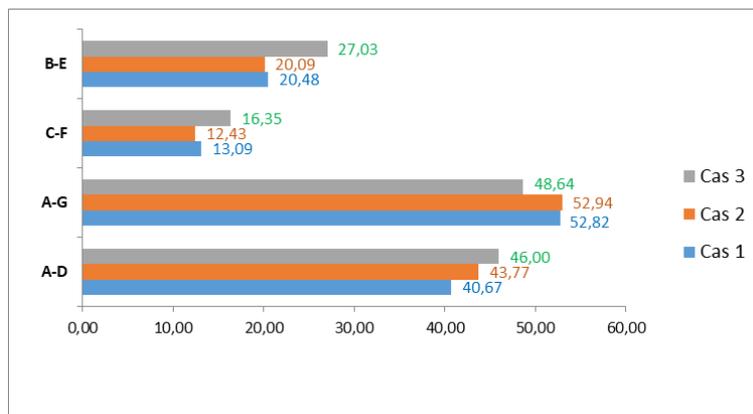


Figure IV.25 : Variations relatives en % des pressions d'eau interstitielles aux interfaces de la paroi.

6.3.3 Evolution des intensités de vitesses

a) Variations globales

Les résultats graphiques de la modélisation relatifs à ce paramètre sont consignés sur les figures allant de IV.26 à IV.28 pour les trois cas de profondeurs de la paroi en fondations.

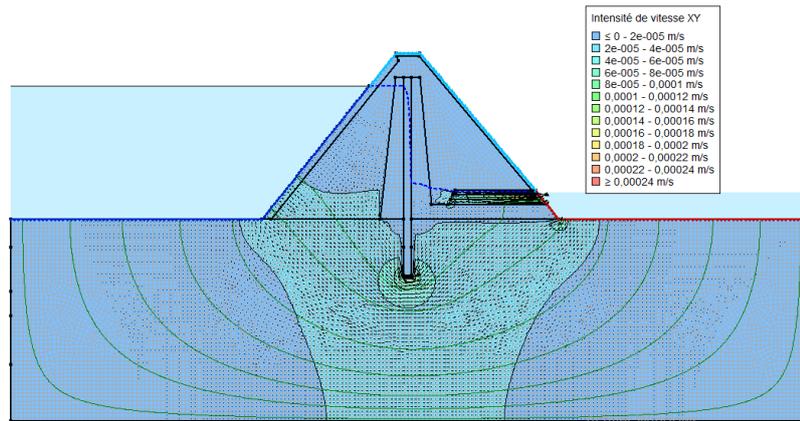


Figure IV.26 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 1 ($P = H/3$).

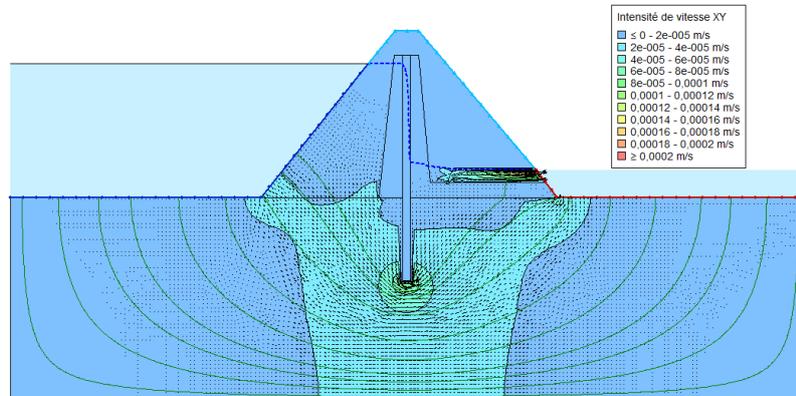


Figure IV.27 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 2 ($P = H/2$).

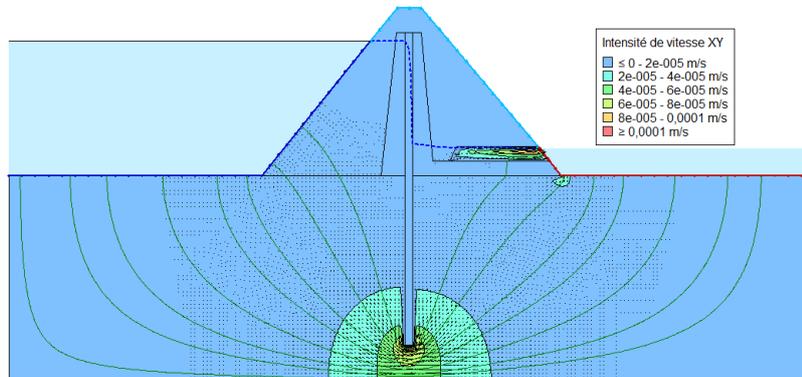
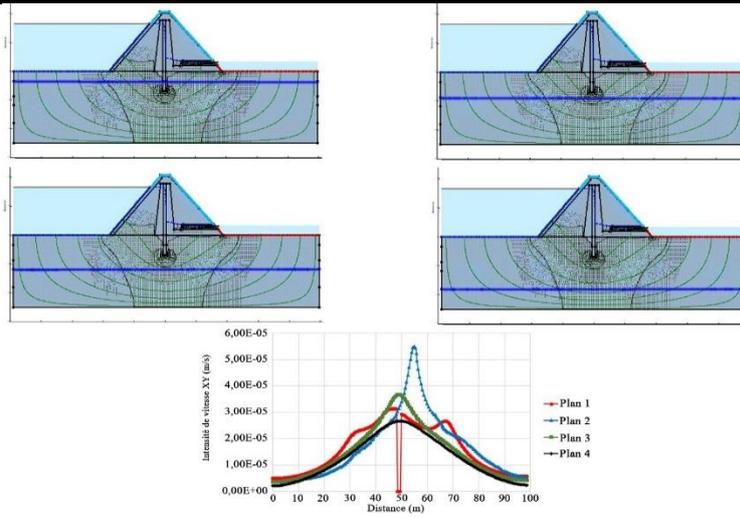


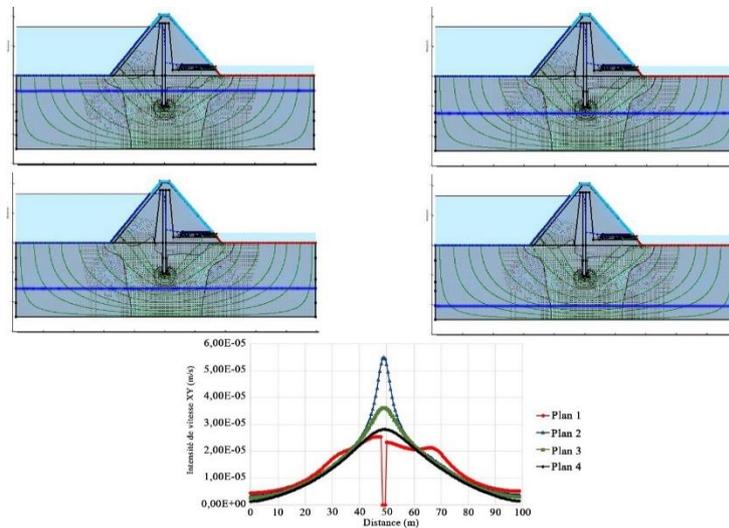
Figure IV.28 : Variations globales des intensités de vitesses - Cas 3 ($P = H$).

b) Variations en profondeur

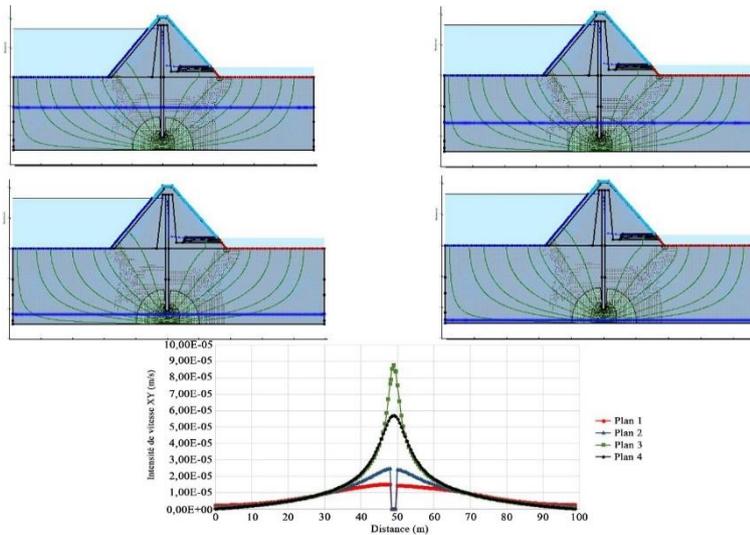
Les figures de IV.29 à IV.31 donnent les variations des intensités de vitesses en profondeur pour les trois cas de modélisation en fonction de la profondeur d'ancrage de la paroi.



FigureIV.29 : Variations des intensités de vitesses en profondeur - cas 1 ($P = H/3$).



FigureIV.30 : Variations des intensités de vitesses en profondeur - cas 2 ($P = H/2$).



FigureIV.31 : Variations des intensités de vitesses en profondeurs - cas 3 ($P = H$).

Tableau IV.7 : Valeurs des intensités de vitesse au niveau des plans de références.

Plans / cas	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4
	Intensités de vitesse (m/s)			
Cas1	$3,13. 10^{-5}$	$5,50. 10^{-5}$	$3,67. 10^{-5}$	$2,67. 10^{-5}$
Cas 2	$2,53. 10^{-5}$	$5,50. 10^{-5}$	$3,61. 10^{-5}$	$2,81. 10^{-5}$
Cas 3	$1,51. 10^{-5}$	$2,48. 10^{-5}$	$8,75. 10^{-5}$	$5,69. 10^{-5}$

7. Analyse du comportement mécanique de la paroi

Cette première partie de la modélisation a concerné l'optimisation de la profondeur de la paroi au niveau des fondations du barrage. S'articulant sur l'analyse des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des intensités de vitesses, le compromis sécurité - économie s'établit autour d'une profondeur optimale $P = H/2$.

Dans une deuxième phase, on s'intéresse au comportement mécanique de la paroi selon cette profondeur optimisée.

En effet, Les écrans internes sont sollicités par deux modes de contraintes. La zone amont soumise à la pression hydrostatique constitue une zone de poussée, la zone aval constitue la butée à l'organe d'étanchéité. Ce Gradient de contrainte provoque par conséquent un déconfinement et une rotation de l'écran de l'aval vers l'amont induisant des déplacements et par conséquent la génération de contraintes de cisaillement au niveau de l'interface écran – recharges [38].

L'objectif de cette deuxième série de modélisation est donc l'analyse comparative du comportement des variantes de conception sur le plan mécanique, en particulier en ce qui concerne l'évolution des contraintes, des déformations des écrans d'étanchéité et des cisaillements à l'interface écran-recharges.

7.1 Paroi en béton

7.1.1 Comportement de l'interface de la paroi

Le tassement relatif de la masse de sol (filtres et recharges) par rapport à la paroi induit des forces de cisaillement agissant sur l'interface. Des déformations se produisent essentiellement dans les phases de la construction et de la mise en eau. La figure IV.32 montre les forces de cisaillement susmentionnées.

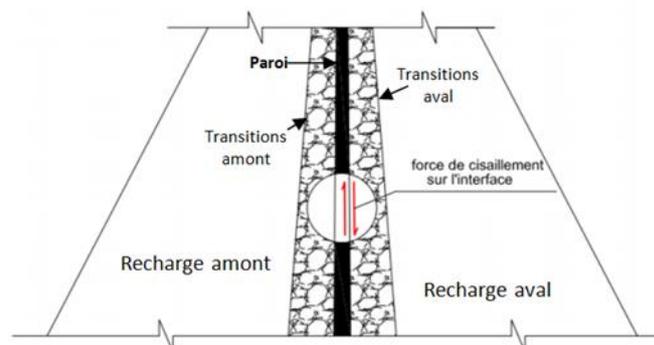


Figure IV.32 : Forces de cisaillement agissant sur l'interface.

[39] a présenté des mesures des pressions verticales et horizontales agissant sur la paroi du barrage en remblai de Feistrizbach en Autriche. Ces mesures ont été effectuées par des cellules de pression qui ont été placées à côté de la paroi en aval. Le développement de la pression horizontale et verticale de la terre aussi bien que le ratio de la pression horizontale à la pression verticale de la terre ont été analysées.

Il a été constaté que l'influence de la paroi inclinée dans la partie supérieure du barrage est clairement exprimée par le ratio élevé de la pression horizontale à la pression verticale de la terre. Le changement dépendant de temps de la pression horizontale et verticale de la terre aussi bien que le ratio montrent clairement une augmentation de la pression verticale de la terre sur la hauteur entière du barrage et seulement une augmentation légère des pressions horizontales de la terre au tiers inférieur de la hauteur du barrage. Le ratio a augmenté principalement dans la zone inférieure du barrage. Il a été remarqué aussi que la valeur maximale du ratio de la pression horizontale à celle verticale est de l'ordre de 0.5 [39].

7.1.2 Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation

Le tableau IV.8 récapitule l'ensemble des caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations et ce pour la première série de modélisation relative à une paroi en béton.

Tableau IV.8 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en béton.

Paramètres	K_s (m/s)	θ_R	θ_s	γ_h (KN/m ³)	C (Kpa)	E (Mpa)	ν	φ (°)	ψ (°)
Recharges	10^{-04}	0,045	0,43	20,5	5	90	0,3	34	4
Filtres	10^{-05}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Paroi moulée	10^{-09}	0,038	0,38	24	400	400	0,25	19	0
Drain	10^{-02}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Fondations	10^{-04}		0,43	20,5	5	50	0,3	34	4

7.1.3 Analyse des contraintes

Pour des raisons liées à la connaissance de l'état des contraintes au niveau de la paroi conjugué à celui de l'interface avec les recharges, un certain nombre de points a été défini à différents niveaux du barrage notés de A à U. Les figures IV.33 et IV.34 donnent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

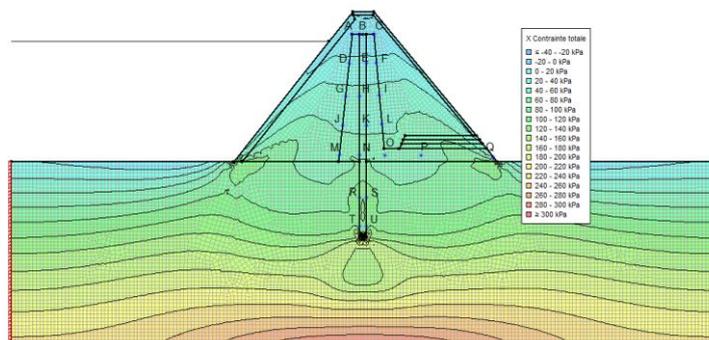


Figure IV.33 : Variation des contraintes totales horizontales - Paroi en béton.

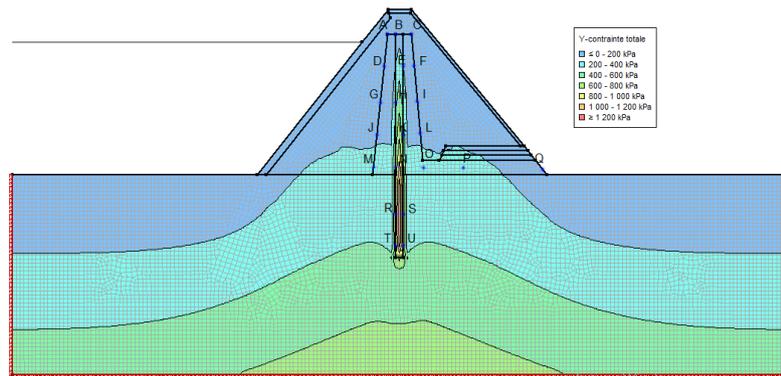


Figure IV.34 : Variation des contraintes totales verticales - Paroi en béton.

Le tableau IV.9 synthétise les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau IV.9: Valeurs des contraintes (KPa) totales au niveau des points de référence - Paroi en béton.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X-contrainte	8,4549	8,4118	8,9931	25,517	26,4167	25,9255	46,0186	45,0821	46,5324	57,132
Y-contrainte	40,4112	82,481	41,6997	83,648	197,863	82,4887	138,525	337,694	134,635	185,58
Z-contrainte	14,6597	25,548	15,2078	32,7495	58,7758	32,5243	55,3631	100,324	54,3502	72,8137

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
X-contrainte	53,8454	54,8974	73,6672	75,4178	69,9943	65,0661	95,0957	113,63	113,59	107,222	107,594
Y-contrainte	478,288	180,109	228,265	649,311	225,853	224,097	109,695	808,487	808,26	693,57	695,56
Z-contrainte	139,006	70,5019	90,5185	189,267	88,7563	86,7564	61,4542	293,088	292,976	206,552	207,187

L'analyse des contraintes simultanées dans les deux directions X et Y intéresse les points figurant au niveau de la paroi, soient B, E, H, K et N.

La figure IV.35 donne respectivement l'évolution des contraintes au niveau de l'interface de la paroi dans les deux directions X et Y ainsi que le ratio entre les contraintes horizontale et verticales.

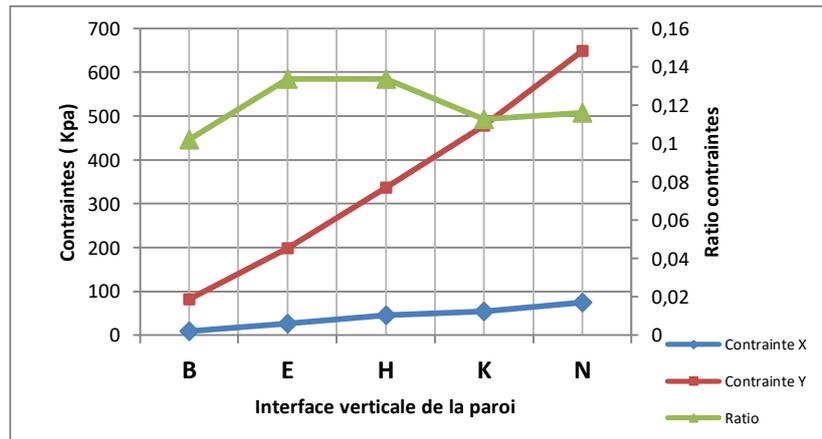


Figure IV.35 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en béton.

A travers la figure IV.35, nous constatons une augmentation de la pression verticale sur la hauteur entière du barrage et seulement une augmentation légère des pressions horizontales. Les ratios les plus élevés sont localisées dans la partie supérieure de la paroi avec une moyenne $(\sigma_x/\sigma_y)_{moy} = 0.12$.

Afin d'analyser le comportement de la transition aval par rapport à la paroi, la figure IV.36 schématise l'évolution des contraintes directionnelles et le ratio des contraintes horizontales par rapport à celles verticales au niveau de la transition aval.

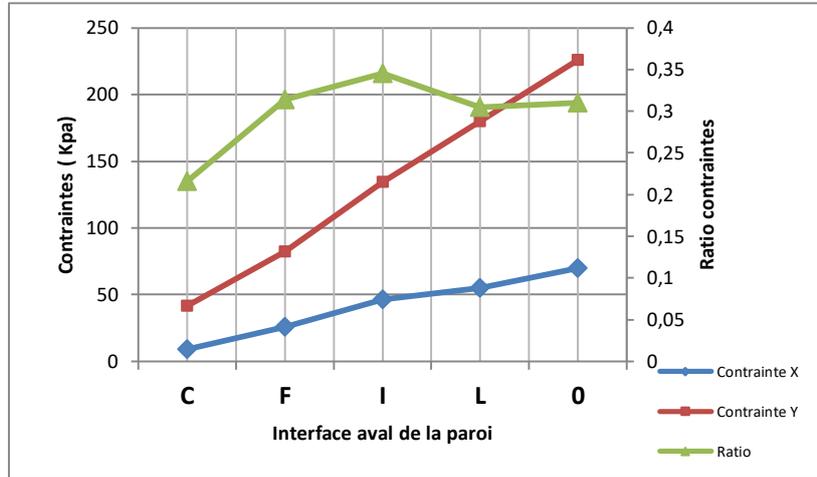


Figure IV.36 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y , à l'interface aval – Paroi en béton.

Il est constaté une augmentation des ratios des contraintes horizontales par rapport aux contraintes verticales au niveau de la transition aval (σ_x/σ_y) _{moy} = 0.3

7.1.4 Analyse des déformations

Les figures de IV.37 à IV.41 donnent respectivement les déformations selon les directions X et Y, les déformations en cisaillement XY, les déformations en cisaillement maximales et les déformations déviatoriques.

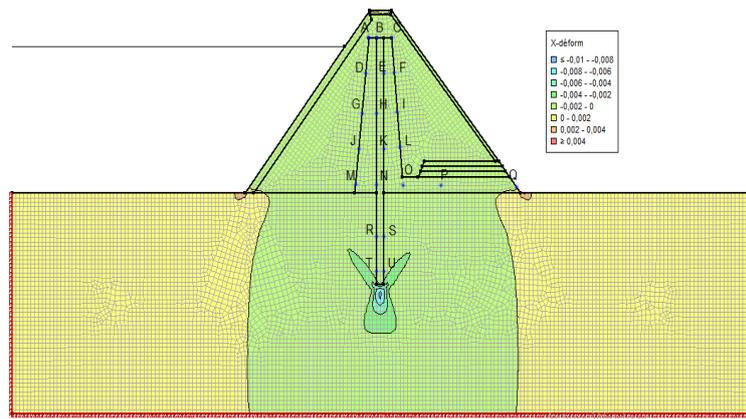


Figure IV.37 : Variation des déformations selon la direction X - Paroi en béton.

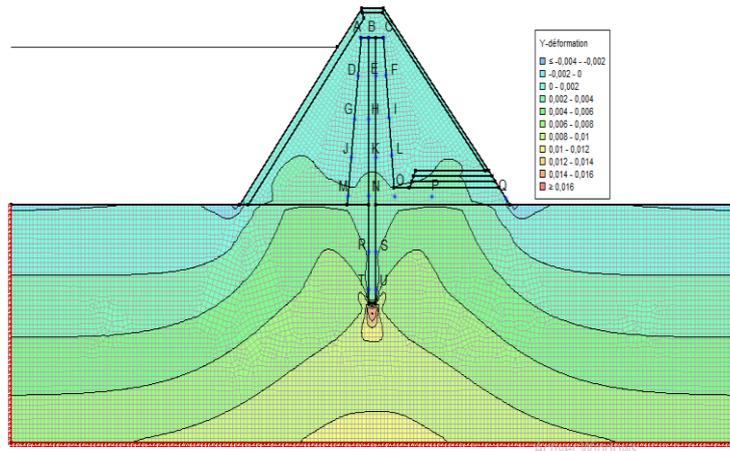


Figure IV.38 : Variation des déformations selon la direction Y - Paroi en béton.

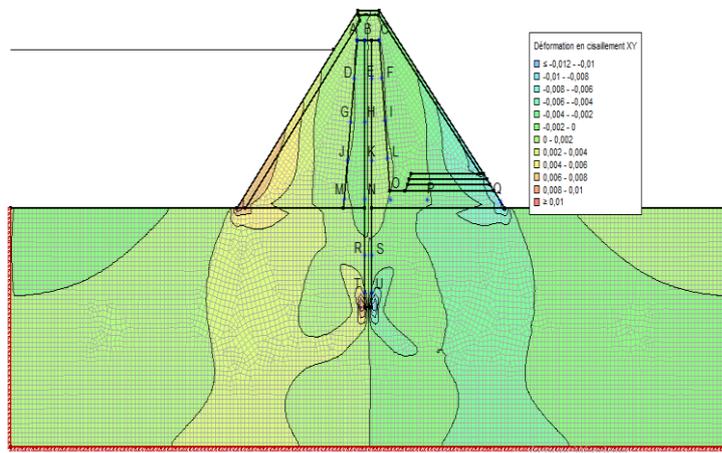


Figure IV.39 : Variation des déformations en cisaillement XY - Paroi en béton.

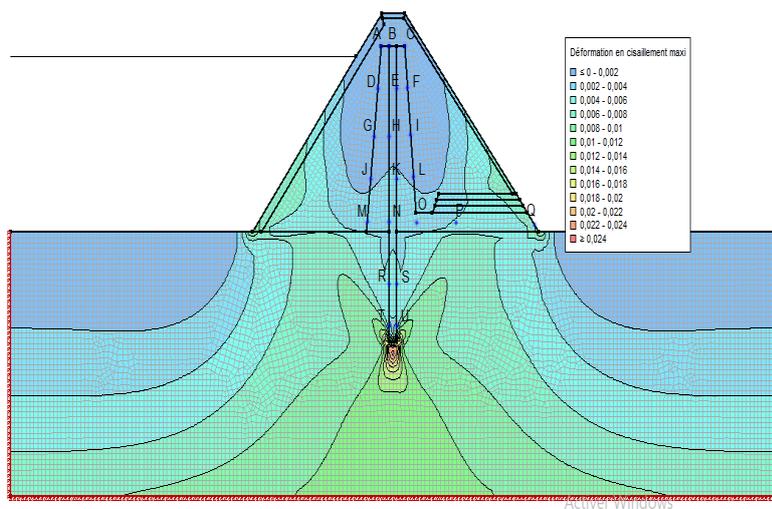


Figure IV.40 : Variation des déformations en cisaillement maximales - Paroi en béton.

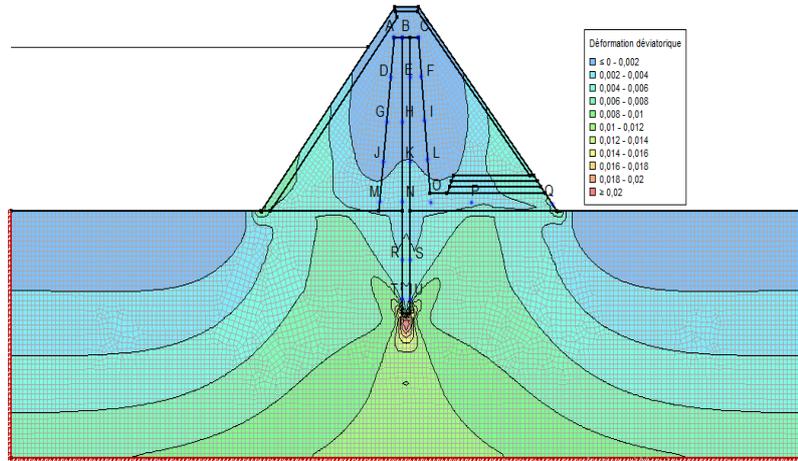


Figure IV.41 : Variation des déformations déviatoriques - Paroi en béton.

Le tableau IV.10 récapitule les valeurs des différentes déformations au niveau des points de référence.

Tableau IV.10 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) au niveau des points de référence - Paroi en béton.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X-déformation	$-9,6926.10^{-5}$	$-2,363.10^{-4}$	$-9,7979.10^{-5}$	$-1,0447.10^{-4}$	$-1,3612.10^{-4}$	$-9,5316.10^{-5}$	$-1,3498.10^{-4}$	$-2,3128.10^{-4}$	$-1,1292.10^{-4}$	$-2,2651.10^{-4}$
Y-déformation	$3,7749.10^{-4}$	$5,8348.10^{-4}$	$3,8886.10^{-4}$	$7,352.10^{-4}$	$7,1468.10^{-4}$	$7,2171.10^{-4}$	$1,2012.10^{-4}$	$1,2197.10^{-4}$	$1,1597.10^{-4}$	$1,6289.10^{-4}$
Déformation en cisaillement XY	$7,0269.10^{-6}$	$-3,5214.10^{-4}$	$3,8099.10^{-5}$	$1,3616.10^{-5}$	$2,0373.10^{-4}$	$9,1634.10^{-6}$	$1,1153.10^{-4}$	$-1,4291.10^{-4}$	$5,5479.10^{-5}$	$2,9861.10^{-5}$
Déformation max	$3,7752.10^{-4}$	$6,1969.10^{-4}$	$3,896.10^{-4}$	$7,3526.10^{-4}$	$7,2671.10^{-4}$	$7,2427.10^{-4}$	$1,2036.10^{-4}$	$1,2232.10^{-4}$	$1,1603.10^{-4}$	$1,6289.10^{-4}$
Déformation min	$-9,6952.10^{-5}$	$-2,7252.10^{-4}$	$-9,8724.10^{-5}$	$-1,0453.10^{-4}$	$1,4815.10^{-4}$	$-9,7877.10^{-5}$	$-1,3729.10^{-4}$	$-2,3479.10^{-4}$	$-1,1353.10^{-4}$	$-2,2663.10^{-4}$
Déformation en cisaillement max	$4,7447.10^{-4}$	$8,9221.10^{-4}$	$4,8833.10^{-4}$	$8,3978.10^{-4}$	$8,7486.10^{-4}$	$8,2215.10^{-4}$	$1,3409.10^{-3}$	$1,4579.10^{-3}$	$1,2738.10^{-3}$	$1,8556.10^{-3}$
Déformation déviatorique	$4,3419.10^{-4}$	$7,9193.10^{-4}$	$4,4721.10^{-4}$	$7,927.10^{-4}$	$8,1099.10^{-4}$	$7,7784.10^{-4}$	$1,2777.10^{-3}$	$1,3559.10^{-3}$	$1,221.10^{-3}$	$1,7533.10^{-3}$

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
X-déformation	$-4,5433.10^{-4}$	$-2,2433.10^{-4}$	$-4,7518.10^{-4}$	$-6,5131.10^{-4}$	$-4,7482.10^{-4}$	$-1,2166.10^{-4}$	$-4,0389.10^{-4}$	$-7,7934.10^{-4}$	$-7,7765.10^{-4}$	$-6,0953.10^{-4}$	$-5,9046.10^{-4}$
Y-déformation	$1,7669.10^{-4}$	$1,5824.10^{-4}$	$2,1797.10^{-4}$	$2,4149.10^{-4}$	$2,1344.10^{-4}$	$2,6501.10^{-4}$	$7,6933.10^{-4}$	$3,9296.10^{-4}$	$3,9251.10^{-4}$	$2,8123.10^{-4}$	$2,8158.10^{-4}$
Déformation en cisaillement XY	$3,9719.10^{-4}$	$1,7159.10^{-4}$	$2,5491.10^{-4}$	$5,7869.10^{-4}$	$-1,0836.10^{-4}$	$-1,8147.10^{-4}$	$-7,6201.10^{-4}$	$2,8143.10^{-4}$	$-2,5532.10^{-4}$	$3,2672.10^{-4}$	$-3,1916.10^{-4}$
Déformation max	$1,7845.10^{-4}$	$1,5865.10^{-4}$	$2,1858.10^{-4}$	$2,4420.10^{-4}$	$2,1355.10^{-4}$	$2,8524.10^{-4}$	$4,0377.10^{-4}$	$3,9311.10^{-4}$	$3,9286.10^{-4}$	$3,4669.10^{-4}$	$3,4466.10^{-4}$
Déformation min	$-4,7195.10^{-4}$	$-2,2839.10^{-4}$	$-4,8128.10^{-4}$	$-6,7837.10^{-4}$	$-4,7954.10^{-4}$	$-1,4189.10^{-4}$	$-3,6722.10^{-4}$	$-7,8354.10^{-4}$	$-7,8111.10^{-4}$	$-1,2642.10^{-4}$	$-1,2213.10^{-4}$
Déformation en cisaillement max	$2,2564.10^{-3}$	$1,8149.10^{-3}$	$2,6671.10^{-3}$	$3,1204.10^{-3}$	$2,6114.10^{-3}$	$4,2713.10^{-3}$	$7,7099.10^{-3}$	$4,7146.10^{-3}$	$4,7097.10^{-3}$	$4,7311.10^{-3}$	$4,6678.10^{-3}$
Déformation déviatorique	$2,0614.10^{-3}$	$1,7121.10^{-3}$	$2,462.10^{-3}$	$2,8426.10^{-3}$	$2,4089.10^{-3}$	$3,7678.10^{-3}$	$6,6794.10^{-3}$	$4,3758.10^{-3}$	$4,3718.10^{-3}$	$4,2427.10^{-3}$	$4,1928.10^{-3}$

Nous nous intéressons à l'interface de la paroi, et particulièrement aux déformations suivant sa hauteur. Le tableau IV.11 synthétise les différentes déformations au niveau de la hauteur de la paroi, soit de la crête vers la base, du point B au point N.

Tableau IV.11 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en béton.

	B	E	H	K	N
X-déformation	$-2,363. 10^{-4}$	$-1,3612. 10^{-4}$	$-2,3128. 10^{-4}$	$-4,5433. 10^{-4}$	$-6,5131. 10^{-4}$
Y-déformation	$5,8348. 10^{-4}$	$7,1468. 10^{-4}$	$1,2197. 10^{-4}$	$1,7669. 10^{-4}$	$2,4149. 10^{-4}$
Déformation en cisaillement XY	$-3,5214. 10^{-4}$	$2,0373. 10^{-4}$	$-1,4291. 10^{-4}$	$3,9719. 10^{-4}$	$5,7869. 10^{-4}$
Déformation max	$6,1969. 10^{-4}$	$7,2671. 10^{-4}$	$1,2232. 10^{-4}$	$1,7845. 10^{-4}$	$2,4420. 10^{-4}$
Déformation min	$-2,7252. 10^{-4}$	$1,4815. 10^{-4}$	$-2,3479. 10^{-4}$	$-4,7195. 10^{-4}$	$-6,7837. 10^{-4}$
Déformation en cisaillement max	$8,9221. 10^{-4}$	$8,7486. 10^{-4}$	$1,4579. 10^{-3}$	$2,2564. 10^{-3}$	$3,1204. 10^{-3}$
Déformation déviatorique	$7,9193. 10^{-4}$	$8,1099. 10^{-4}$	$1,3559. 10^{-3}$	$2,0614. 10^{-3}$	$2,8426. 10^{-3}$

Pour des raisons d'appréciation qualitative des déformations, la figure IV.42 résume sur la hauteur de la paroi les différentes déformations.

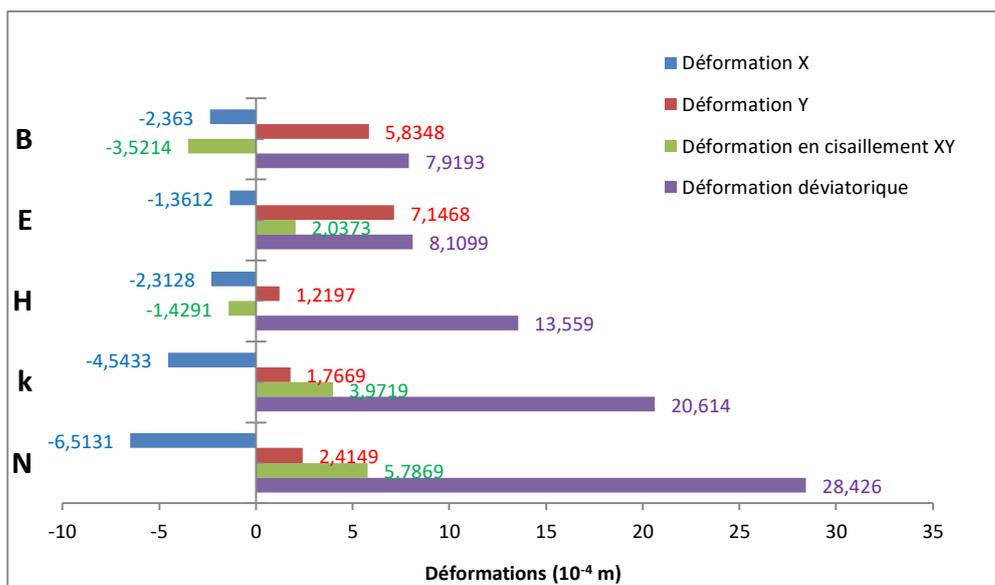


Figure IV.42 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en béton.

A partir de la figure IV.42, nous pouvons déduire ce qui suit :

- Les déformations suivant la direction X sont relativement faibles et témoignent d'un léger déconfinement de la paroi,
- Les déformations suivant la direction Y devaient être proportionnelles à la hauteur. Cette situation n'est pas enregistrée au niveau des points H, K et N, soit au niveau de la moitié inférieure de la paroi,
- Les déformations en cisaillement XY sont maximales au niveau du tiers inférieur de la paroi,
- Les déformations déviatoriques mettant en évidence les ratios entre les pressions horizontales et verticales augmentent en profondeur pour atteindre un maximum au niveau de la base de paroi, soit $\epsilon = 2.842. 10^{-3}$ m.

En première approximation, les déformations sont liées à l'état de contraintes dans la paroi. De l'amont vers l'aval, il correspond vraisemblablement à un état de déformation plane. Il résulte de deux composantes :

- l'effet de compression amont-aval dû à la poussée des terres, joint à l'effort vertical dû à la déformation verticale,
- l'effet de flexion dû au gradient de déformations de cisaillement imposé par les interfaces des recharges et/ou des fondations.

7.2 Paroi en sol-ciment

7.2.1 Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation

Le tableau IV.12 récapitule l'ensemble des caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations et ce pour la deuxième série de modélisation relative à une paroi en sol - ciment.

Tableau IV.12 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en sol – ciment.

Paramètres	K_s (m/s)	θ_R	θ_s	γ_h (KN/m ³)	C (Kpa)	E (Mpa)	ν	φ (°)	ψ (°)
Recharges	10^{-04}	0,045	0,43	20,5	5	90	0,3	34	4
Filtres	10^{-05}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Paroi moulée	10^{-11}	0,068	0,38	21,04	24	35	0,25	25	0
Drain	10^{-02}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Fondations	10^{-04}		0,43	20,5	5	50	0,3	34	4

7.2.2 Analyse des contraintes

Pour des raisons liées à la connaissance de l'état des contraintes au niveau de la paroi conjugué à celui de l'interface avec les recharges, un certain nombre de points a été défini à différents niveau du barrage notés de A à U. Les figures IV.43 et IV.44 donnent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

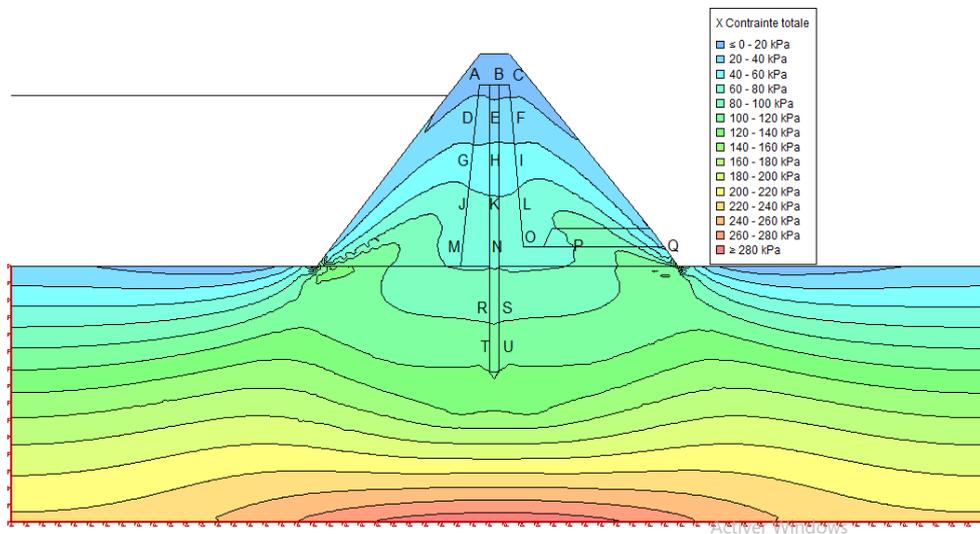


Figure IV.43 : Variation des contraintes totales horizontales - Cas d'une paroi en sol – ciment.

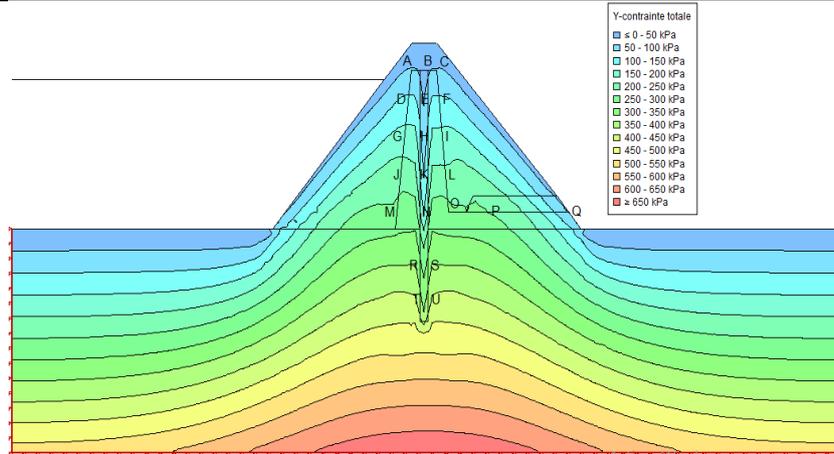


Figure IV.44 : Variation des contraintes totales verticales - Paroi en sol – ciment.

Le tableau IV.13 synthétise les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau IV.13: Valeurs des contraintes totales (KPa) au niveau des points de référence

Paroi en sol – ciment.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X contrainte	15,1133	17,5707	14,6428	32,0142	31,902	31,1183	54,4726	54,4254	55,3227	70,7
Y contrainte	55,9159	46,2355	53,9817	119,732	84,0782	116,493	186,086	126,56	175,396	235,284
Z contrainte	21,3088	18,6719	20,5873	45,524	32,7482	44,2833	72,1675	51,0175	69,2157	91,7756

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
X contrainte	66,4478	67,5568	74,1914	68,9343	69,1207	80,0234	93,2515	97,708	97,8541	112,048	112,02
Y contrainte	165,412	222,649	278,949	229,564	279,172	260,583	104,34	328,176	328,306	384,14	384,153
Z contrainte	65,2704	87,0476	105,828	84,0838	104,498	102,191	59,2978	118	118,108	140,498	140,473

L'analyse des contraintes simultanées dans les deux directions X et Y intéresse les points figurant au niveau de la paroi, soient B, E, H, K et N.

La figure IV.45 donne respectivement l'évolution des contraintes au niveau de l'interface de la paroi dans les deux directions X et Y ainsi que le ratio entre les contraintes horizontale et verticales.

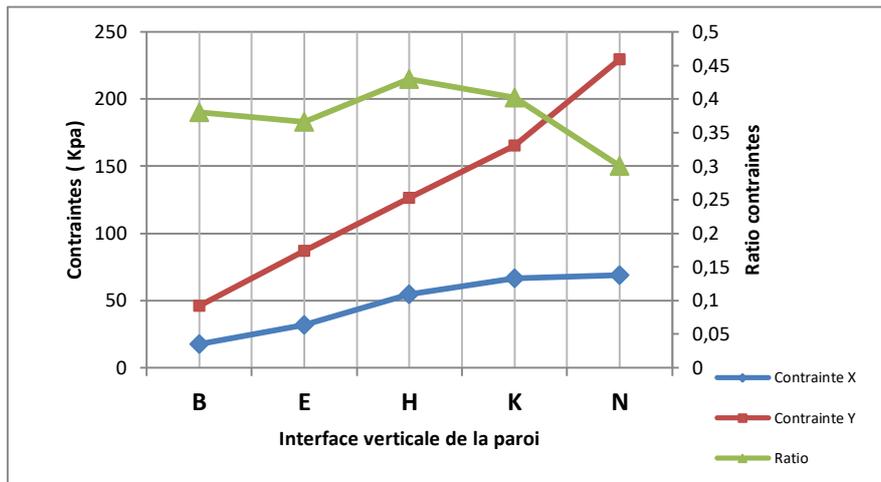


Figure IV.45 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en sol-ciment.

A travers la figure IV.45, nous constatons une augmentation relativement faible de la pression verticale (par rapport à la paroi en béton) sur la hauteur entière du barrage et une augmentation relativement élevée des pressions horizontales par rapport à une paroi en béton. Les ratios les plus élevés sont localisés dans la partie centrale de la paroi ($\sigma_x/\sigma_y = 0.43$) et légèrement en crête ($\sigma_x/\sigma_y = 0.38$) avec une moyenne (σ_x/σ_y) _{moy} = 0.37.

7.2.3 Analyse des déformations

Les figures de IV.46 à IV.50 donnent respectivement les déformations selon les directions X et Y, les déformations en cisaillement XY, les déformations en cisaillement maximales et les déformations déviatoriques.

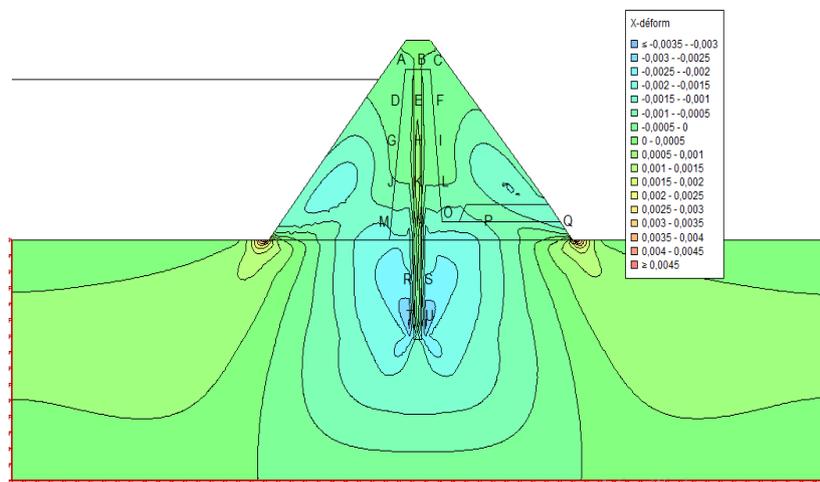


Figure IV.46 : Variation des déformations selon la direction X - paroi en sol – ciment.

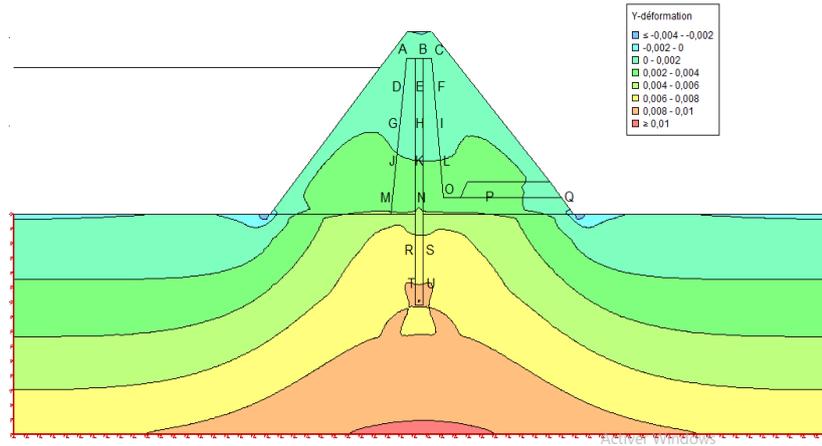


Figure IV.47 : Variation des déformations selon la direction Y - paroi en sol – ciment.

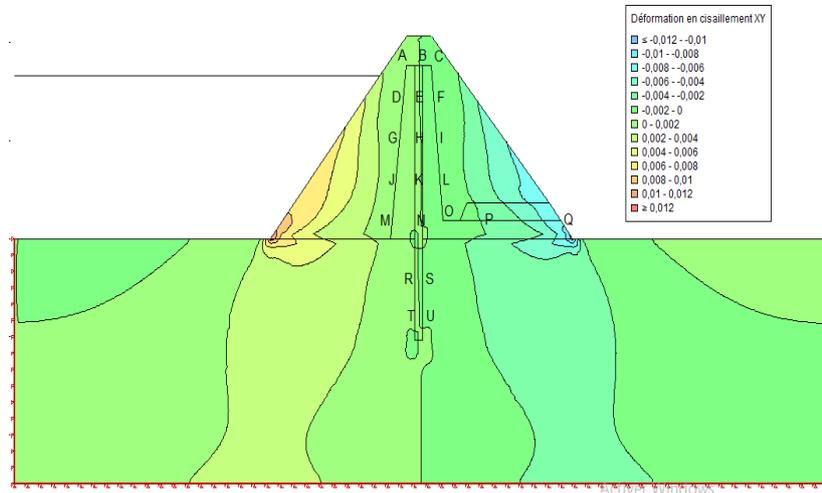


Figure IV.48 : Variation des déformations en cisaillement XY - paroi en sol – ciment.

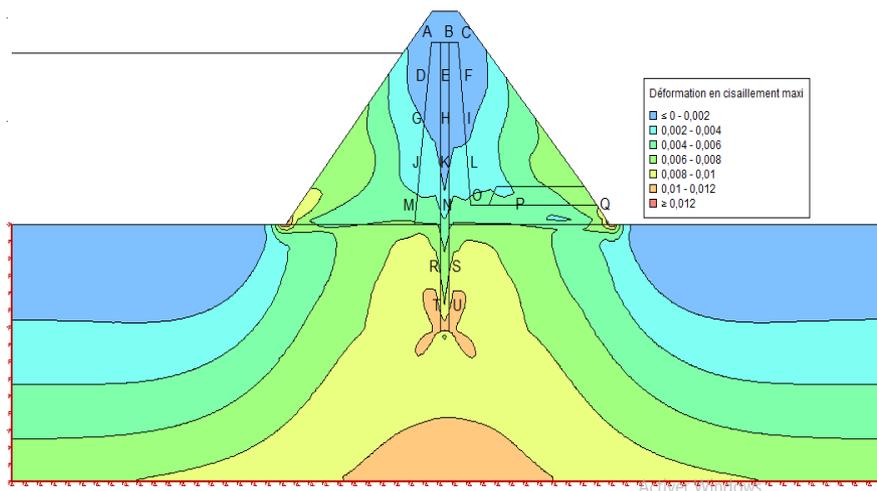


Figure IV.49 : Variation des déformations en cisaillement maximales - paroi en sol – ciment.

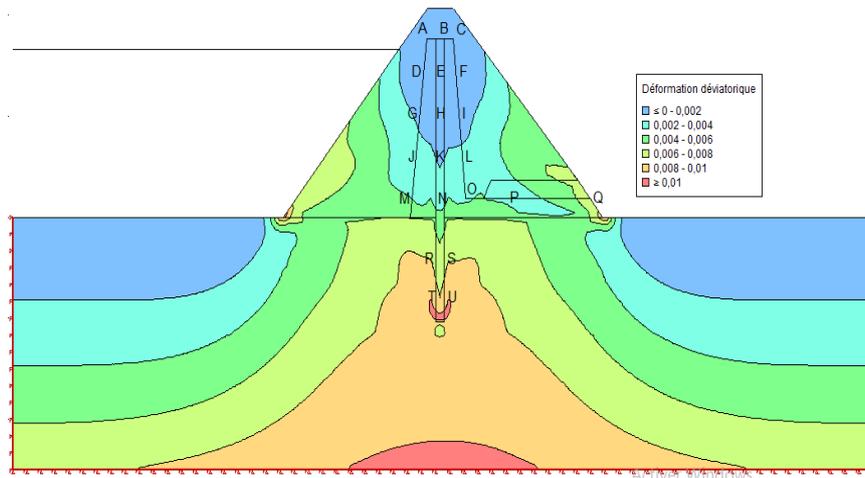


Figure IV.50 : Variation des déformations déviatoriques - paroi en sol – ciment.

Le tableau IV.14 récapitule les valeurs des différentes déformations au niveau des points de référence situés sur la hauteur de la paroi en sol - ciment

Tableau IV.14 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en sol-ciment.

	B	E	H	K	N
X déformation	$-9,3275. 10^{-6}$	$1,0851. 10^{-4}$	$2,8374. 10^{-4}$	$1,1267. 10^{-4}$	$-6,6396. 10^{-4}$
Y déformation	$4,9147. 10^{-4}$	$1,0558. 10^{-3}$	$1,5539. 10^{-3}$	$2,2251. 10^{-3}$	$3,5861. 10^{-3}$
Déformation en cisaillement XY	$4,2363. 10^{-4}$	$-2,1243. 10^{-4}$	$4,4767. 10^{-4}$	$-1,2871. 10^{-4}$	$3,7781. 10^{-5}$
Déformation en cisaillement max	$6,5594. 10^{-4}$	$9,7085. 10^{-4}$	$1,3467. 10^{-3}$	$2,1163. 10^{-3}$	$4,2502. 10^{-3}$
Déformation déviatorique	$6,1709. 10^{-4}$	$1,0227. 10^{-3}$	$1,4847. 10^{-3}$	$2,1738. 10^{-3}$	$3,9602. 10^{-3}$

Pour des raisons d'appréciation qualitative des déformations, la figure IV.51 résume sur la hauteur de la paroi les différentes déformations.

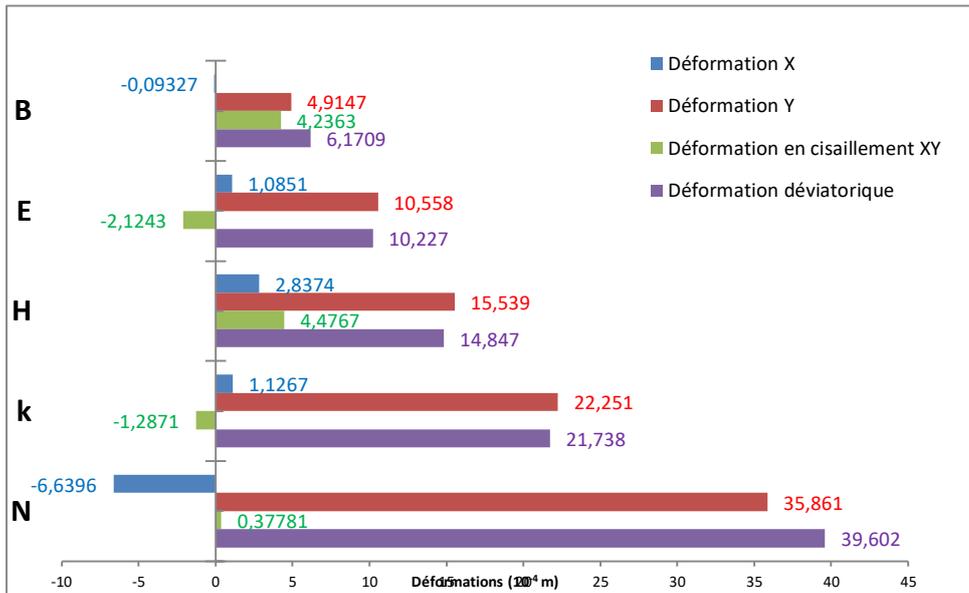


Figure IV.51 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en sol – ciment.

Les contraintes enregistrées à la base de la paroi en sol-ciment au niveau des fondations (points R, S, T et U) et selon les caractéristiques mentionnées au niveau de la section 3.2, notamment la résistance à la traction égale à 0.3 MPa sont en moyenne de 0.35 MPa. Ceci peut engendrer des fissures au niveau de la paroi, en particulier en présence du déconfinement sur sa partie supérieure.

7.2.4 Analyse comparative entre la paroi en béton et celle en sol - ciment

a) Contraintes

Les figures IV.52 et IV.53 donnent respectivement les champs des contraintes déviatoriques et les valeurs des mêmes contraintes sur la hauteur des parois.

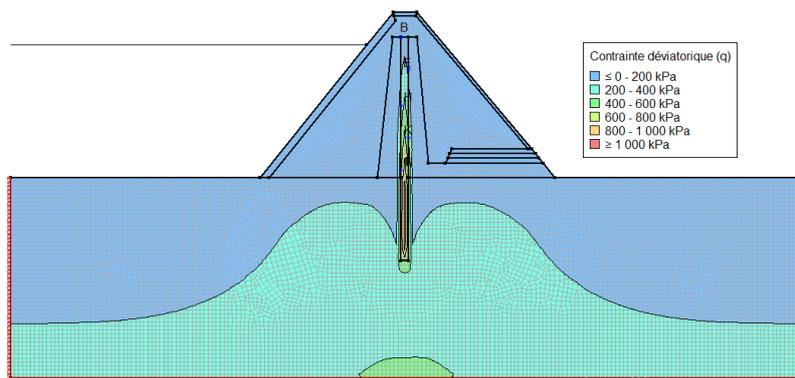


Figure IV.52 : Champs des contraintes déviatoriques - paroi en béton.

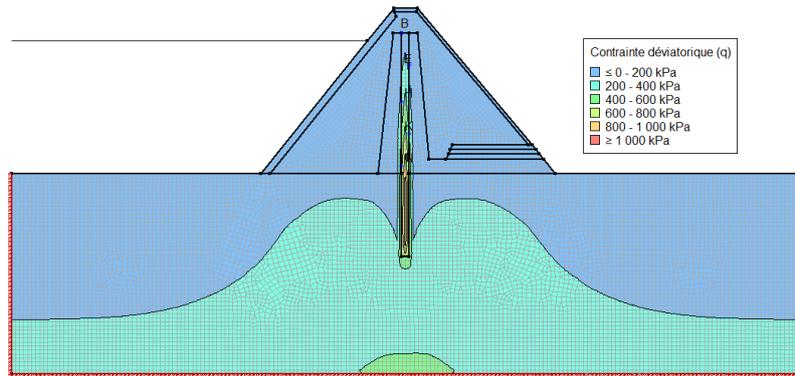


Figure IV.53 : Champs des contraintes déviatoriques - paroi en sol – ciment.

Le tableau IV.15 et la figure IV.54 donnent respectivement, pour les deux types de parois, les valeurs analytiques des contraintes déviatoriques ainsi que les courbes de variations des contraintes horizontales, verticales et déviatoriques

Tableau IV.15 : Comparaison des valeurs des contraintes déviatoriques entre paroi en béton et en sol – ciment.

Points	B	E	H	K	N
Contrainte déviatorique (KPa) Paroi en béton	69,3442	158,82	269,548	390,171	527,65
Contrainte déviatorique (KPa) Paroi en sol -ciment	35,1874	52,5632	75,9888	99,7215	153,619

La figure IV.54 récapitule, à titre de comparaison, l'ensemble des contraintes sur la hauteur de la paroi et ce pour les deux matériaux de la paroi en béton et en sol - ciment.

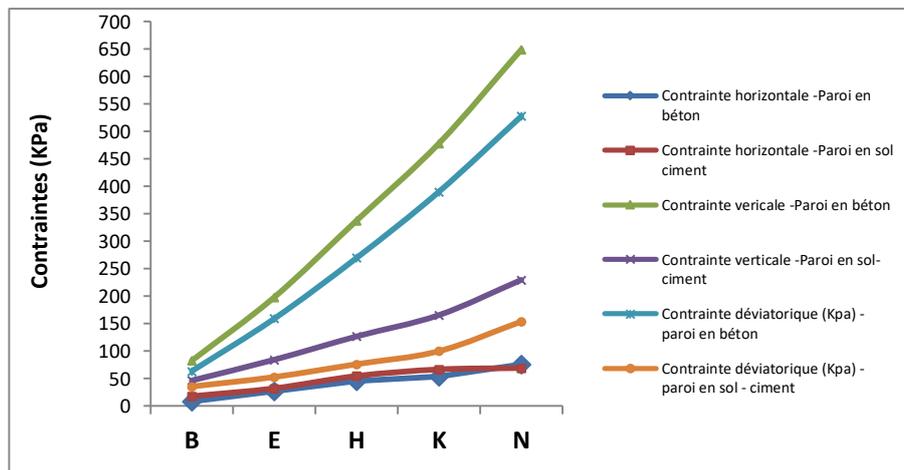


Figure IV.54: Variations comparatives des différentes contraintes - paroi en béton et en sol-ciment.

A travers la figure IV.54, il en résulte:

- Une augmentation élevée des contraintes verticales pour la paroi en béton par rapport à une paroi en sol - ciment
- La situation est inversée pour les contraintes horizontales
- Les contraintes déviatoriques dans le cas d'une paroi en béton sont plus prononcées que celles d'une paroi en sol – ciment

b) Déformations

- Il est enregistré une augmentation considérable des déformations déviatoriques à la base de la paroi en sol - ciment par rapport à une paroi en béton,
- Les déformations en cisaillement de la paroi en sol - ciment enregistrent des situations inverses par rapport à une paroi en béton,
- La même constatation est valable pour les déformations horizontales,
- Il est aussi constaté une augmentation considérable des déformations verticales de la paroi en sol - ciment par rapport à une paroi en béton. Ces déformations, contrairement à une paroi en béton sont proportionnelles à la hauteur des remblais.

7.3 Paroi en béton bitumineux**7.3.1 Revue sur le comportement mécanique des enrobés bitumineux**

Le comportement mécanique d'un enrobé bitumineux peut être classé selon le niveau de déformation imposé (ϵ) et le nombre de cycles de sollicitations. Trois types principaux de comportement peuvent être identifiés.

- a) Comportement non linéaire: dans le cas de sollicitations à fortes amplitudes de déformation (quelques pour cent), le comportement mécanique de l'enrobé est fortement non linéaire; un petit nombre de cycles de chargement répété est suffisant pour atteindre la rupture.
- b) Comportement viscoélastique linéaire (VEL) : à de faibles amplitudes de sollicitation (déformation $< 10^{-4}$ m/m), l'enrobé bitumineux présente un comportement viscoélastique linéaire.
- c) Fatigue : à de faibles amplitudes de sollicitation, le nombre de cycles joue un rôle déterminant. Sous l'action d'un nombre élevé de cycles imposés, le comportement mécanique de l'enrobé présente un phénomène d'endommagement, le matériau se « fatigue ». L'endommagement est une dégradation progressive des caractéristiques mécaniques du matériau jusqu'à la rupture. La dégradation est tout d'abord répartie dans l'ensemble du volume (phase d'initiation) puis se localise selon une « macro-fissure ».

7.3.2 Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation

Le tableau IV.16 récapitule l'ensemble des caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations et ce pour la troisième série de modélisation relative à une paroi en béton bitumineux

Tableau IV.16 : Caractéristiques des matériaux - Cas d'une paroi en béton bitumineux.

Paramètres	K_s (m/s)	θ_R	θ_s	γ_h (KN/m ³)	C (Kpa)	E (Mpa)	ν	φ (°)	ψ (°)
Recharges	10^{-04}	0,045	0,43	20,5	5	90	0,25	34	4
Filtres	10^{-05}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Paroi moulée	10^{-09}	0,038	0,38	22	70	250	0,3	35	0
Drain	10^{-02}	0,045	0,43	20	0	90	0,3	38	8
Fondations	10^{-04}		0,43	20,5	5	50	0,3	34	4

7.3.3 Analyse des contraintes dans le cas d'une paroi en béton bitumineux

Pour des raisons liées à la connaissance de l'état des contraintes au niveau de la paroi conjugué à celui de l'interface avec les recharges, un certain nombre de points a été défini à différents niveaux du barrage notés de A à U. Les figures IV.55 et IV.56 donnent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

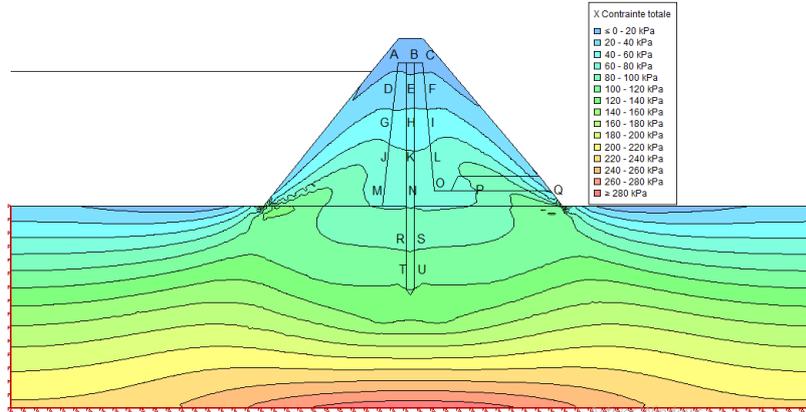


Figure IV.55 : Variation des contraintes totales horizontales - Cas d'une paroi en béton bitumineux.

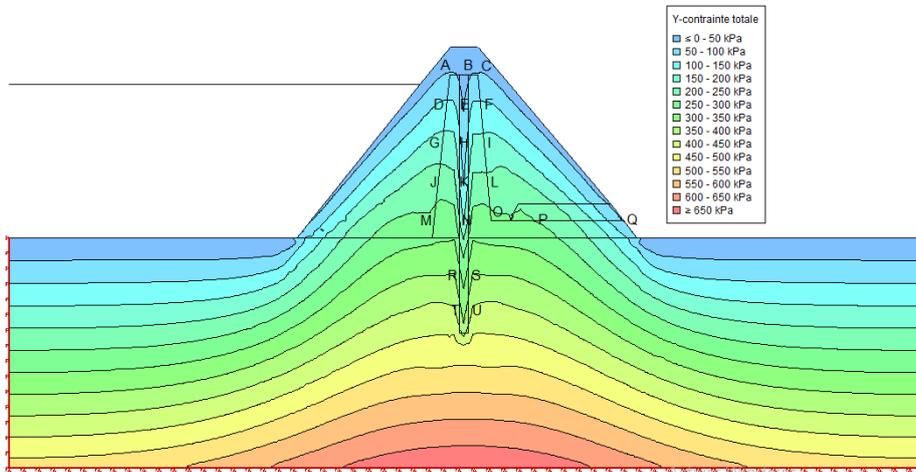


Figure IV.56 : Variation des contraintes totales verticales - Cas d'une paroi en béton bitumineux.

Le tableau IV.17 synthétise les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau IV.17: Valeurs des contraintes totales (KPa) au niveau des points de référence
Paroi en béton bitumineux.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
X contrainte	10,7663	10,3965	11,4359	30,3439	31,7274	30,7735	48,9046	50,3975	49,8946	59,933
Y contrainte	43,5317	66,6006	43,7152	92,7746	157,328	90,3398	150,617	250,431	143,726	206,841
Z contrainte	16,2894	23,0992	16,5453	36,9356	56,7167	36,334	59,8564	90,2485	58,0861	80,035

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
X contrainte	58,2751	56,8645	73,3992	67,3045	69,4786	70,4755	94,1071	112,153	112,205	128,91	129,331
Y contrainte	321,368	196,31	262,86	394,829	261,902	240,528	107,297	530,783	530,482	579,941	580,658
Z contrainte	125,392	75,9558	100,799	177,633	99,4182	93,3085	60,4394	265,917	265,826	274,339	274,691

L'analyse des contraintes simultanées dans les deux directions X et Y intéresse les points figurant au niveau de la paroi, soient B, E, H, K et N.

La figure IV.57 donne respectivement l'évolution des contraintes au niveau de l'interface de la paroi dans les deux directions X et Y ainsi que le ratio entre les contraintes horizontale et verticales.

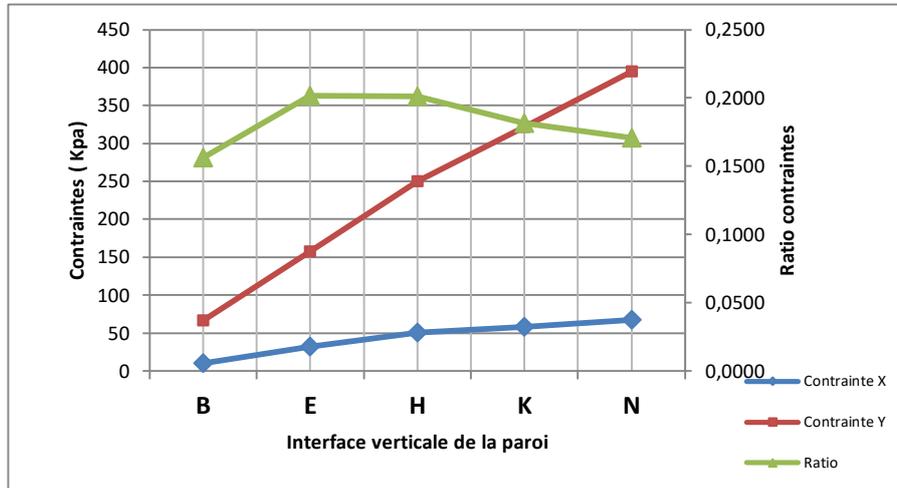


Figure IV.57 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface de la paroi en béton bitumineux.

A travers la figure IV.57, nous constatons une augmentation de la pression verticale sur la hauteur entière du barrage et seulement une augmentation légère des pressions horizontales. Les ratios les plus élevés sont localisés dans la partie supérieure de la paroi avec une moyenne $(\sigma_x/\sigma_y)_{moy} = 0.18$.

Afin d'analyser le comportement de la transition aval par rapport à la paroi, la figure IV.58 schématise l'évolution des contraintes directionnelles et le ratio des contraintes horizontales par rapport à celles verticales au niveau de la transition aval.

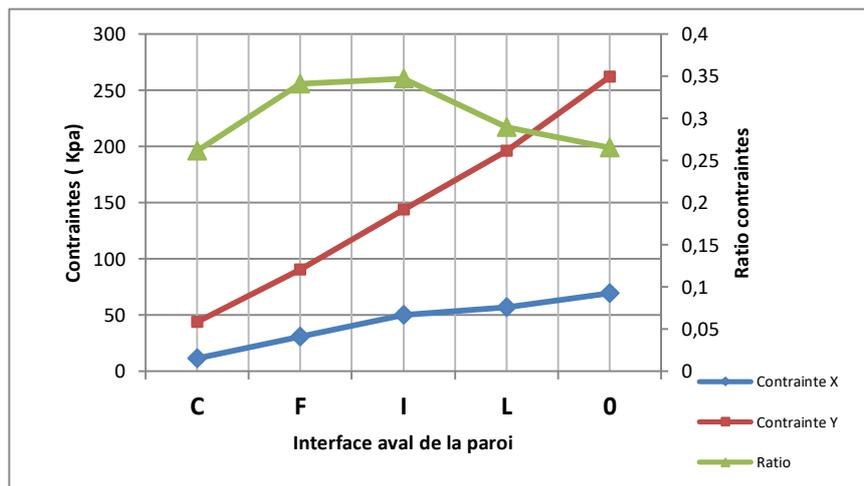


Figure IV.58 : Variation des contraintes totales et du ratio σ_x/σ_y à l'interface aval - Paroi en béton bitumineux.

Il est constaté une augmentation des ratios des contraintes horizontales par rapport aux contraintes verticales au niveau de la transition aval $(\sigma_x/\sigma_y)_{moy} = 0.30$.

7.3.4 Analyse des déformations

Les figures de IV.59 à IV.63 donnent respectivement les déformations selon les directions X et Y, les déformations en cisaillement XY, les déformations en cisaillement maximales et les déformations déviatoriques pour le cas d'une paroi en béton bitumineux.

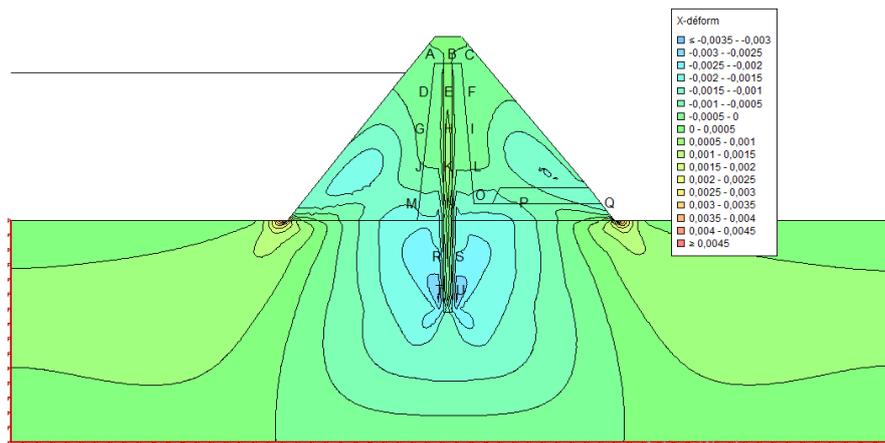


Figure IV.59 : Variation des déformations selon la direction X - paroi en béton bitumineux.

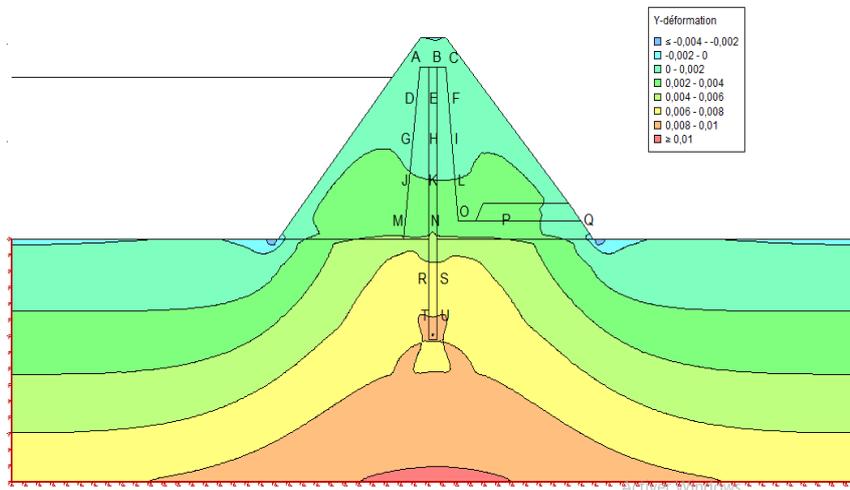


Figure IV.60 : Variation des déformations selon la direction Y - paroi en béton bitumineux.

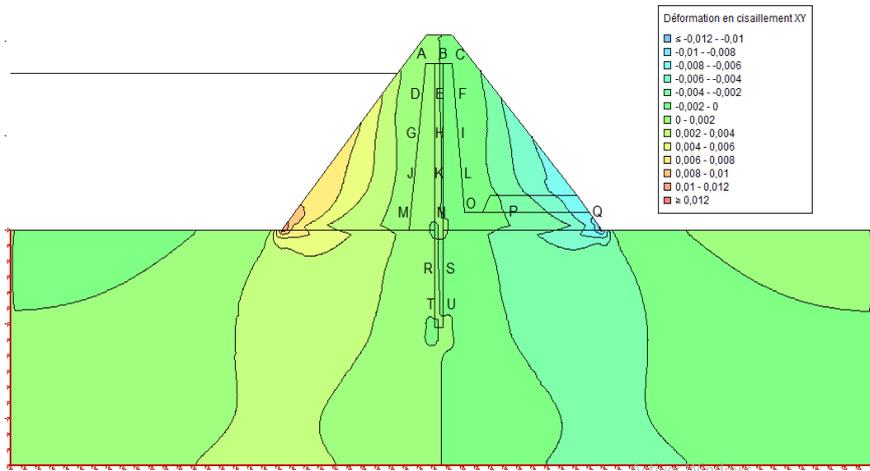


Figure IV.61 : Variation des déformations en cisaillement XY - paroi en béton bitumineux.

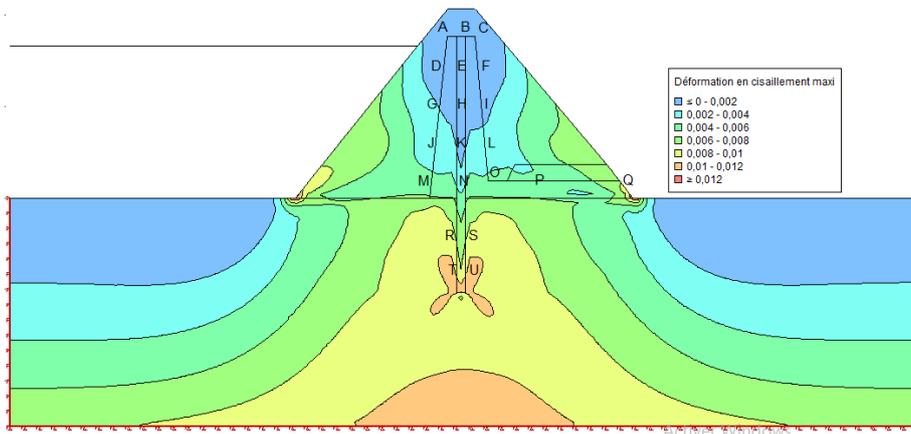


Figure IV.62 : Variation des déformations en cisaillement maximales - paroi en béton bitumineux.

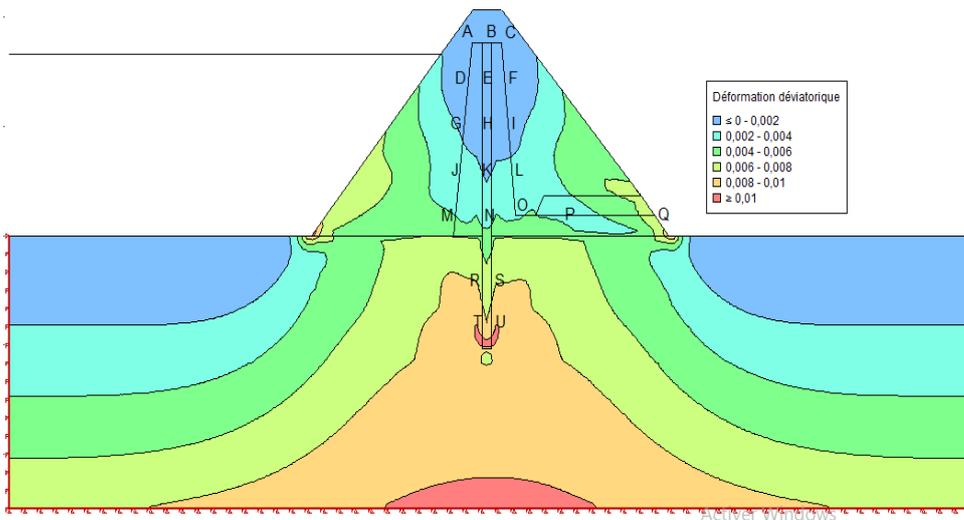


Figure IV.63 : Variation des déformations déviatoriques - paroi en béton bitumineux.

Le tableau IV.18 récapitule les valeurs des différentes déformations au niveau des points de référence situés sur la hauteur de la paroi en béton bitumineux

Tableau IV.18 : Valeurs des différentes déformations (en mètre) sur la hauteur de la paroi en béton bitumineux.

	B	E	H	K	N
X-déformation	$-1,3587. 10^{-4}$	$-1,5191. 10^{-4}$	$-2,4374. 10^{-4}$	$-6,2599. 10^{-4}$	$-1,5513. 10^{-3}$
Y-déformation	$4,741. 10^{-4}$	$7,6938. 10^{-4}$	$1,2249. 10^{-3}$	$1,8734. 10^{-3}$	$3,1695. 10^{-3}$
Déformation en cisaillement XY	$-1,6534. 10^{-4}$	$8,5567. 10^{-4}$	$4,4915. 10^{-5}$	$3,7328. 10^{-5}$	$-2,9904. 10^{-4}$
Déformation max	$4,8511. 10^{-4}$	$7,7137. 10^{-4}$	$1,2253. 10^{-3}$	$1,8736. 10^{-3}$	$3,1743. 10^{-3}$
Déformation min	$-1,4687. 10^{-4}$	$-1,5389. 10^{-4}$	$-2,4408. 10^{-4}$	$-6,2613. 10^{-4}$	$-1,5561. 10^{-3}$
Déformation en cisaillement max	$6,3198. 10^{-4}$	$9,2526. 10^{-4}$	$1,4693. 10^{-3}$	$2,4997. 10^{-3}$	$4,7303. 10^{-3}$
Déformation volumique	$3,3824. 10^{-4}$	$6,1748. 10^{-4}$	$9,8118. 10^{-4}$	$1,2474. 10^{-3}$	$1,6182. 10^{-3}$
Déformation déviatorique	$5,7284. 10^{-4}$	$8,5872. 10^{-4}$	$1,3638. 10^{-3}$	$2,2529. 10^{-3}$	$4,1757. 10^{-3}$

Pour des raisons d'appréciation qualitative des déformations, la figure IV.64 résume sur la hauteur de la paroi les différentes déformations.

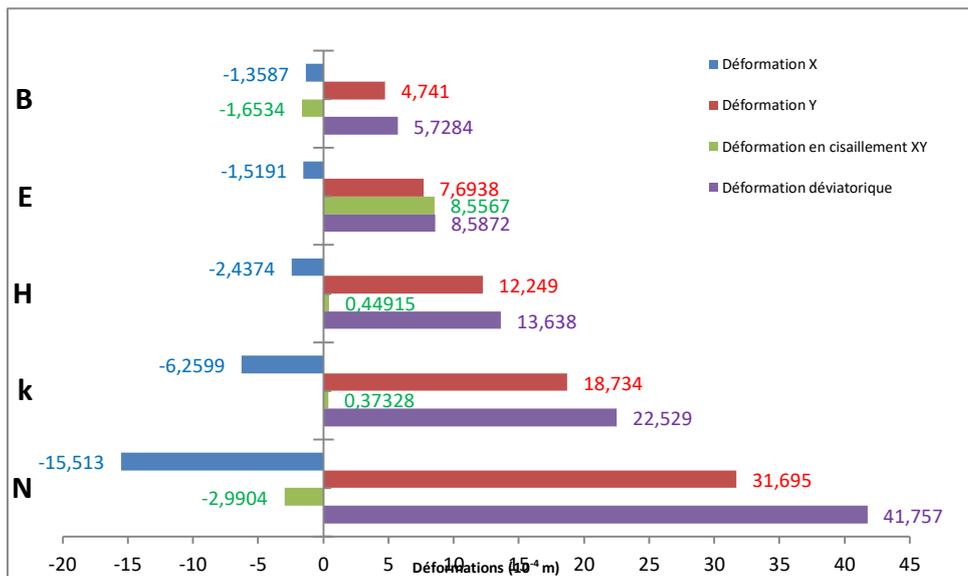


Figure IV.64 : Variation des déformations sur la hauteur de la paroi en béton bitumineux.

8. Analyse comparative entre les différents types de parois

8.1 Contraintes

La figure IV.65 donne respectivement, pour les trois types de parois, les courbes de variations des contraintes horizontales, verticales et déviatoriques.

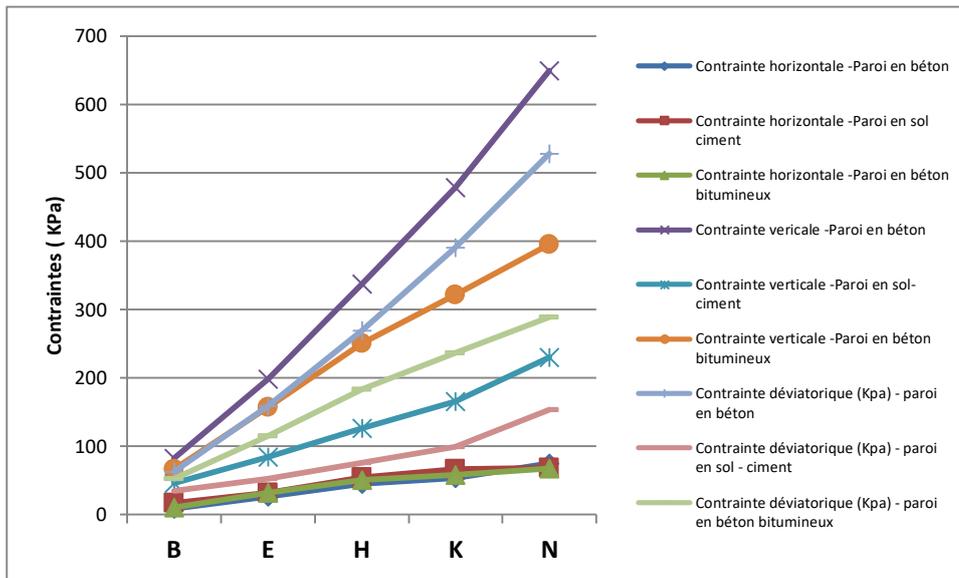


Figure IV.65 : Comparaison des variations des contraintes pour les trois parois.

A travers la figure IV.65, il en résulte:

- L'augmentation des contraintes verticales est enregistrée chronologiquement sur la paroi en béton, la paroi en béton bitumineux et en dernier sur la paroi en sol - ciment,
- Pour les contraintes horizontales, la décroissance est enregistrée chronologiquement sur la paroi en sol -ciment, la paroi en béton bitumineux et la paroi en béton
- Au niveau de la base des parois, soit au point N, la contrainte horizontale est maximale pour la paroi en béton et donc un risque de cisaillement relativement élevé par rapport aux autres types de parois.
- Les contraintes déviatoriques dans le cas d'une paroi en béton sont plus prononcées que celles d'une paroi en sol - ciment, la paroi en béton bitumineux se positionne en intermédiaire.
- Les contraintes au niveau de la paroi en sol-ciment (ancrage bas dans les fondations) dépassent la résistance à la traction du matériau.

8.2 Ratios des contraintes

Les figures IV.66 et IV.67 résument les variations des ratios des contraintes (σ_x/σ_y) respectivement sur la hauteur des parois et au niveau de leurs interfaces aval.

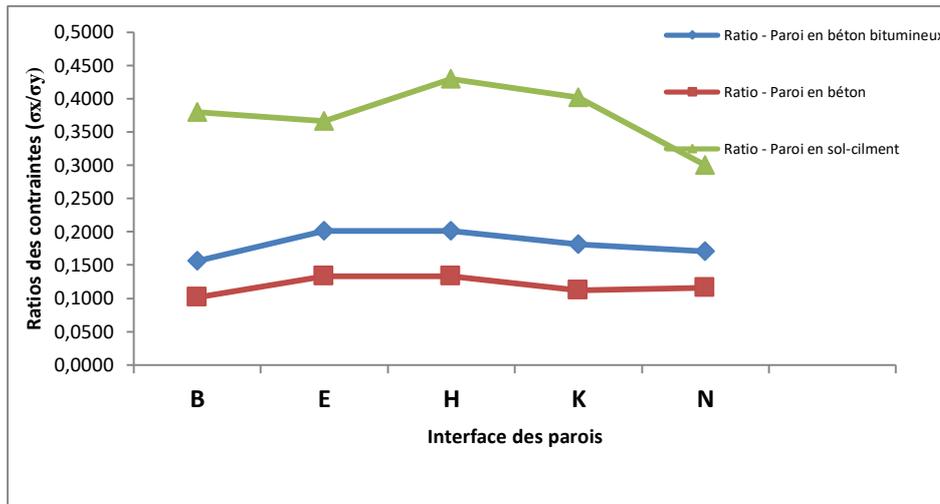


Figure IV.66 : Comparaison des ratios (σ_x/σ_y) - Interface parois.

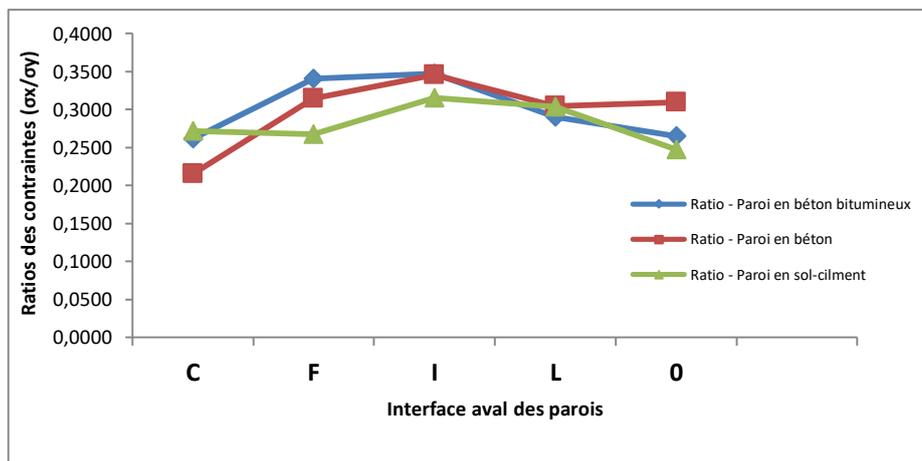


Figure IV.67 : Comparaison des ratios (σ_x/σ_y) - Interface aval.

Les ratios des contraintes (σ_x/σ_y) au niveau des parois ne suivent pas l'évolution de ceux au niveau de l'interface aval, notamment en crête et à la base.

En première approximation, les déformations sont liées à l'état de contraintes dans la paroi. De l'amont vers l'aval, il correspond vraisemblablement à un état de déformation plane. Il résulte de deux composantes :

- l'effet de compression amont-aval dû à la poussée des terres, joint à l'effort vertical dû à la déformation verticale,
- l'effet de flexion dû au gradient de déformations de cisaillement imposé par les interfaces des recharges et/ou des fondations.
- l'effet du gradient de poussée hydrostatique à l'amont et la butée de la recharge aval.

8.3 Déformations

La figure IV.68 dresse une balance comparative des contraintes et déformations horizontale au niveau de la base des parois (point N).

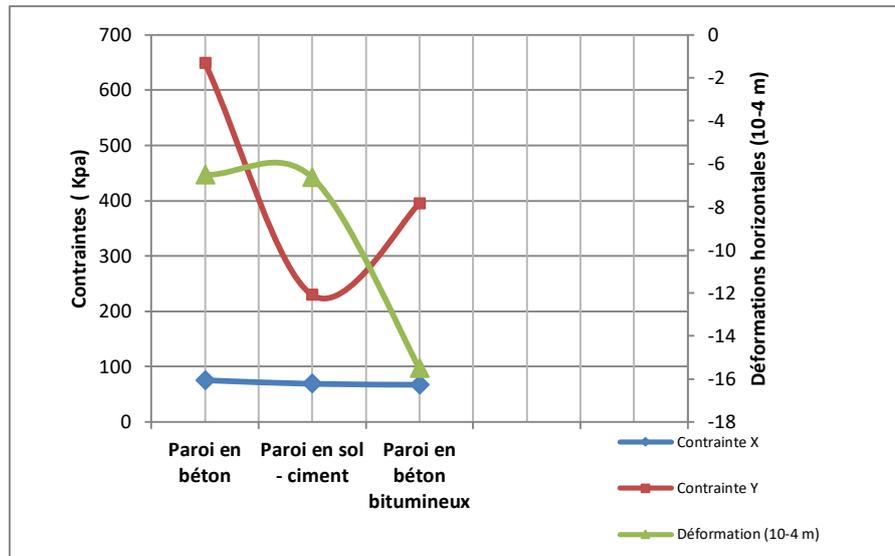


Figure IV.68 : Comparaison des contraintes et déformations horizontales à la base des parois (point N).

- En relation avec les variations des déformations horizontales, le déconfinement en crête est plus prononcé dans le cas d'une paroi en béton bitumineux que celle en béton,
- A la base, les déformations horizontales sont plus prononcées dans le cas d'une paroi en béton que celle en béton bitumineux
- Les réactions des deux parois en béton et en béton bitumineux ne sont pas similaires vis à vis de la poussée hydrostatique amont et la butée de la recharge à l'aval.

CONCLUSION GENERALE

Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols, le génie civil et d'autres.

L'utilité vitale et économique de ce type de structures, les risques encourus, nécessitent des optimisations et attentions particulières en termes de conception. Il y a lieu d'intégrer pour ces fins autant de données et de paramètres utiles à une conception économiquement faisable et assurant une sécurité aux ouvrages pendant leur cycle de vie.

La conception des barrages, tient compte généralement de l'utilisation simultanée des caractéristiques et avantages qu'offrent les matériaux de construction ainsi que les matériaux constituant les sols en interface avec l'ouvrage.

L'étanchéité des barrages est évidemment l'objectif prépondérant. Cette étanchéité vise à la fois l'étanchéité propre du corps barrage qui est liée à sa conception et construction, l'étanchéité du bassin de retenue qui dépend de la géologie du site, ainsi que l'étanchéité de ses fondations en relation avec la géologie, les caractéristiques des matériaux, du mode de traitement des fondations et de la nature de la liaison barrage-fondations.

La solution de la membrane ou paroi centrale est une alternative intéressante, si l'on ne dispose pas de matériaux pour réaliser un noyau argileux assurant l'étanchéité à proximité du site de construction.

En ce qui concerne le cas étudié, le barrage de LAQUINA, dans la commune de Taghit, wilaya de Béchar, l'analyse comparative entre les trois types de conception de l'organe d'étanchéité à savoir paroi en béton, en sol-ciment et en béton bitumineux ne ciblait pas uniquement les aspects liés aux faisabilités techniques, mais également des perspectives en matière de faisabilité économiques par rapport à d'autres variantes de conception.

A l'issue du modeste travail élaboré dans le cadre de ce mémoire de master, bien qu'il ne soit pas exhaustif, certaines conclusions sont à énumérer:

- Sur le plan du comportement hydraulique et tout en s'articulant sur l'analyse des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des intensités de vitesses, le compromis sécurité - économie s'établit autour d'une profondeur optimale de la paroi correspondante à la moitié de la hauteur du barrage.
- L'analyse du comportement mécanique des types de parois étudiées conjuguée à celle des matériaux adjacents (transitions) a permis de mettre en évidence certains paramètres à considérer lors de la conception de ce type de barrage. En effet, les écrans internes sont sollicités par deux modes de contraintes. La zone amont, soumise à la pression hydrostatique, constitue une zone de poussée, la zone aval constitue la butée à l'organe d'étanchéité. Ce gradient de contrainte provoque par conséquent un déconfinement et une rotation de l'écran de l'aval vers l'amont induisant des déplacements et par conséquent la génération de contraintes de cisaillement au niveau de l'interface écran - recharges. Ces manifestations sont liées à la fois à un effet de compression et de flexion. L'effet de compression amont-aval dû à la poussée des terres, joint à l'effort vertical dû à la déformation verticale, l'effet de flexion dû au gradient de déformations de cisaillement imposé par les interfaces des recharges et/ou des fondations.

En considérant l'insuffisance de l'étude intégrant les influences qui seront citées en perspectives, nous pouvons déduire les principales comparaisons entre les trois conceptions de parois:

- Paroi en béton : l'évolution des contraintes verticales comparées à celles horizontales, des contraintes de cisaillement, des contraintes déviatoriques et des déplacements ont montré un léger déconfinement en crête, des déformations en cisaillement maximales au niveau du tiers inférieur de la paroi et un comportement différentiel par rapport aux transitions,
- Paroi en sol - ciment : une augmentation relativement faible de la pression verticale (par rapport à la paroi en béton) sur la hauteur entière du barrage et une augmentation relativement élevée des pressions horizontales. Les contraintes déviatoriques dans le cas d'une paroi en béton sont plus prononcées que celles d'une paroi en sol -

ciment. Il est enregistré également une augmentation considérable des déformations déviatoriques à la base de la paroi en sol - ciment par rapport à une paroi en béton,

- Paroi en béton bitumineux: l'augmentation des contraintes verticales est enregistrée chronologiquement sur la paroi en béton, la paroi en béton bitumineux et en dernier sur la paroi en sol - ciment. Pour les contraintes horizontales, la décroissante est enregistrée chronologiquement sur la paroi en sol -ciment, la paroi en béton bitumineux et la paroi en béton. Au niveau de la base des parois, la contrainte horizontale est maximale pour la paroi en béton et donc un risque de cisaillement relativement élevé par rapport aux autres types de parois. Les contraintes déviatoriques dans le cas d'une paroi en béton sont plus prononcées que celles d'une paroi en sol -ciment, la paroi en béton bitumineux se positionne en intermédiaire.
- En relation avec les variations des déformations horizontales, le déconfinement en crête est plus prononcé dans le cas d'une paroi en béton bitumineux que celle en béton,
- A la base, les déformations horizontales sont plus prononcées dans le cas d'une paroi en béton que celle en béton bitumineux
- Les réactions des deux parois en béton et en béton bitumineux ne sont pas similaires vis à vis de la poussée hydrostatique amont et la butée de la recharge à l'aval.
- Les contraintes au niveau de la paroi en sol-ciment (ancrage bas dans les fondations) dépassent la résistance à la traction du matériau.

Enfin, les choix conceptuels multicritères et l'adoption d'une conception optimale tant sur le plan de la sécurité que sur le plan de l'économie des projets de barrages à écrans interne, peuvent être poursuivis et affinés en fonction des perspectives qu'on lance pour ce mémoire de master en l'occurrence:

1. Influence de l'épaisseur de la paroi sur son comportement hydraulique et mécanique,
2. Influence des dimensions des transitions et des recharges,
2. Prise en compte de la variation des caractéristiques géotechniques des transitions et recharges,
4. Influence de l'inclinaison éventuelle, vers l'amont, de la paroi,
5. Analyse du comportement de la paroi au niveau des fondations avec prise en compte de son ancrage éventuel,
6. Effet de contact entre la paroi, les transitions et les recharges,
7. Influence de la saturation totale ou partielle de la recharge amont en fonction du marnage du réservoir,
8. Influence des taux de bitumes sur le comportement de la paroi en béton bitumineux et des effets thermiques,
9. Analyse du comportement des parois sous chargements cycliques (fluage) dans le cas de circulation mécanique sur la crête du barrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Goodarzi E, Shui LT et al. 2010. Estimating Probability of Failure Due to Internal Erosion with Event Tree Analysis. EJGE journal, volume 15, P 935-948.
- [2] Smail N. 2014. Suivi du comportement des barrages Etude de cas. Thèse de doctorat et science en génie civil, spécialité, géotechnique et mécanique des sols, université Aboubekr Belkaid Tlemcen.
- [3] Lehabab ep Boukezzi Z. Polycopié Les barrages en remblai de terre. Université des sciences et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.
- [4] Messaoud B. 2016. Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones cas barrage AIN ZADA, B.B. Arreridj. Présenté pour l'obtention du diplôme de master, Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [5] Guesmia S. 2015. Analyse numérique de la stabilité d'un Barrage En terre. Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master, Université Larbi Ben M'hidi - Oum El Bouaghi aculté des sciences et des science appliquées département d'Hydraulique.
- [6] Messaid B. 2009. Étude de la position efficace des drains dans les barrages en terre. Batna, Vol, 263.
- [7] Sefrou W, Tabet Aouel Z. 2016. Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages en terre par conjugaison injection -tapis amont .Université de Tlemcen.
- [8] Abdelhamid N, Mohammed Yasser N. 2016. Erosion régressive interne dans les barrages en remblais. Université de Tlemcen.
- [9] Nguyen V N. 2014. Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test. Paris, école centrale Paris 2014, NNT, 2014 ECAP 0043.
- [10] Blais J P. 2005. Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales : une courte revue bibliographique. 2005, pp. 65-70.
- [11] Rodaina A. 16 novembre 2017. Suffusion and its effects on the mechanical behavior of granular soils: numerical and expérimetal investigations. Thèse pour obtenir le grade de docteur de l'université Grenoble ALPES spécialité, 2MGE, matériaux, mécanique, génie civil, électrochimie.
- [12] Cambelles J, Mackenzie P Mc Donald L A. 1993. Enrochement armé et remblai armé pour barrages, technique actuelles. CIGB, bulletin 89.
- [13] Durand J et al. 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatorial. Page 211.
- [14] Djemili L. 2006. Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat. Présente à l'université Colonel Hadj Lakhdar Batna, page 140.
- [15] Schleiss A et Pougatsch H. 2011. Les barrages : du projet a la mise en service. Volume 17, page 370.
- [16] Heragmi A. 2009. Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage EL-Agrem Jijel. Diplôme de magister, Annaba, Vol, 94.
- [18] Guenifed I et Guechairi N. 2017. Tassement des noyaux argileux des barrages en terre. Diplôme de master, Tlemcen : université Abou Bekr Belkaid, faculté de la technologie, vol 134.
- [19] Soud I. 2012. Paramètres de résistances de l'interface gravier-enrobé bitumineux du barrage de la Romaine-2. Mémoire présenté à la faculté des études supérieures et post doctorales de l'université Laval dans le cadre du programme de maitrise en génie civil pour l'obtention du grade de maitre en science (M.Sc).

- [20] Denise D. 2008. Barrage de Saint-Ferréol travaux d'étanchéité par paroi moulée. Centre d'études techniques maritimes et fluviales, notice n° F 08-01, vol. 38.
- [21] Degoutte G. 1997. Petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Pages 184.
- [22] Yuguang Chen. 2012. Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD. Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont, thèse présentée L'école centrale de Lyon, pages 235.
- [23] Cherif S M et Bouhassane M C. 2013. Etude comparative des barrages à noyau central. Diplôme de master. Tlemcen : université Abou Bekr Belkaid, faculté de la technologie, Vol, 93.
- [24] Des Essarts A F. 2017. Étude du comportement des enrobés bitumineux aux températures de mise en œuvre. Thèse en vue de l'obtention du grade de docteur de l'université Paris-Est, vol, 204.
- [25] Cazzuffi D et al. 2011. Emploi des géomembranes dans les barrages : 50 ans de différentes applications dans le monde.
- [26] Royet P et al. 2010. Comportement des géomembranes dans les barrages français en remblai. Ingénieries eau-agriculture-territoires, Lavoisier; IRSTEA; CEMAGREF, 2002, p 3 - p15, hal-00465446.
- [27] Ammari I et Benarebiaa R. 2018. Etude de la position efficace d'un noyau argileux dans les barrages en terre. Université d'Annaba.
- [28] Gouvenot D et al. Traitement des fuites : nouvelle technologie. Sol étanche Bachy, page 28.
- [29] Chadeisson R. Réparation de digues en terre au moyen de parois moulées dans le sol. La houille blanche.
- [30] Belmokre A. 2014. Contribution à l'étude des méthodes innovantes dans la conception des petits barrages. Mémoire de mastère, école nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdellah- département aménagement et génie hydraulique, page 114.
- [31] Corte J-F et al. Mai 1984. Confortement par injections des fondations d'ouvrages d'art". Laboratoire central des ponts et chaussée.
- [32] Aribil A. 2019. Etude numérique d'une paroi moulée avec tirant d'ancrage : analyse paramétrique. Diplôme master Annaba.
- [33] Grenier S. 23 Mars 2012. Barrages à noyau en enrobé à forte teneur en bitume: développement et défis. 8ème congrès annuel de bitume Québec.
- [34] Kutzner C. Earth and rockfill dams. Librairie METU, publié par : A.A. Balkema, P.O.Box 1675 ,3000 Rotterdam, Netherlands.
- [35] Haghighi I. Juin 2013. Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion: développement d'essais et applications pratiques. HAL Id: tel-00778066.
- [36] Hoonakker M et Mazzieri D. Barrage de Saint Ferreol. Soletanche Bachy.
- [37] Olard F. 2003. Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux a basses températures relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé. Thèse de doctorat, présentée devant L'institut national des sciences appliquées de Lyon, page 229.
- [38] Perraton D et al. February 2011 .Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai: aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre. Article in Canadian Journal of civil engineering, DOI: 10.1139/I03-067, P 902-913.
- [39] Tschernutter P. 2011. Influence of soft rock-fill material as dam embankment with central bituminous concrete membrane. Frontiers of architecture and civil engineering in China, 5(1): 63-70.

WEBOGRAPHIE

[17] https://www.ecologiquesolidaire.gouv.fr/sites/default/files/dppr_secheresse_v5tbd.pdf.