

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



Mémoire de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

- JAMAÏ Abdelkhalek
- JAMAÏ Salima

Sujet

**Analyse du comportement des fondations des
barrages en BCR « étude de cas »**

Devant le jury composé de :

- | | |
|-------------------------|---------------------|
| ▪ Mr. ABOU BAKR Nabil | Examineur |
| ▪ Mme. BENCHOUK Assia | Président |
| ▪ Mme. SMAÏL Nadia | Encadrant |
| ▪ Mr. ROUISSAT Bouchrit | Co-encadrant |

Année universitaire : 2022-2023

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.*

*Que Madame **BENCHOUK Assia**, trouve nos meilleurs remerciements pour avoir accepté de présider le jury de la soutenance.*

*Nos sincères remerciements vont à Monsieur **ABOU BAKR 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.

Que nos sentiments de gratitude parviennent à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

L'introduction de la technique de construction en BCR pour les barrages est motivée par leurs avantages comparés à ceux en BCV. Il s'agit principalement de la réduction des coûts et délais de réalisation et de l'atténuation des contraintes thermiques en raison du faible dosage en ciment.

Ces avantages n'éliminent pas les contraintes relatives au comportement des sols de fondations en relation avec leur qualité mécanique qui reste, à nos jours, problématiques. Les déformations initiées par la charge importante de la structure massive peuvent porter préjudice à la sécurité globale de l'ouvrage et méritent une attention particulière de la part des concepteurs.

D'un autre point de vue, la quasi-totalité des fondations des barrages BCR nécessitent des traitements par l'injection et le drainage. Les différents paramètres d'influence sur la performance des rideaux d'injection et de drainage doivent être, autant que possible, conjugués.

Le présent mémoire traite deux volets importants. Le premier concerne une analyse du comportement des fondations d'un barrage en BCR en utilisant le code de calcul Ansys. Le deuxième est relatif à une étude paramétrée et d'optimisation de conception des rideaux d'injection et de drainage, intégrant les critères d'influence de la performance et rendement qui sont : la profondeur des rideaux, leur inclinaison, leur orientation et leur position.

Le travail est menée à travers la modélisation numérique par le code de calcul Geo-Seep implémentée sur le cas du barrage Béni Haroun, dans la wilaya de Mila. Les différentes combinaisons des paramètres d'influence ont englobé, chronologiquement, les étapes énumérées ci-dessous :

- Influence de la profondeur du rideau d'injection
- Influence des positions du rideau d'injection (amont, centrale et aval)
- Influence des inclinaisons du rideau d'injection
- Influence des inclinaisons du rideau d'injection combinées à leurs orientations
- Influence de la combinaison de l'injection et le drainage

L'ensemble des analyses sont articulées sur l'évolution des paramètres des infiltrations à maîtriser, particulièrement les charges hydrauliques, les pressions interstitielles ainsi que les gradients hydraulique provoquant l'érosion des sols.

Mots clés : Barrage BCR, fondations, déformations, pressions interstitielles, charge hydraulique, Modélisation.

Abstract

The introduction of the BCR construction technique for dams is motivated by their advantages compared to those in BCV. These advantages are mainly the reduction of costs and construction time and the mitigation of thermal stresses due to the low cement content.

These advantages do not eliminate the constraints related to the behavior of the foundation soils in relation to their mechanical quality which remains, nowadays, problematic. The deformations initiated by the important load of the massive structure can be detrimental to the global safety of the structure and deserve a particular attention from the designers.

From another point of view, almost all the foundations of BCR dams require injection and drainage treatments. The different parameters influencing the performance of grouting and drainage curtains must be combined as much as possible.

The present thesis deals with two important aspects. The first concerns an analysis of the behavior of the foundations of a BCR dam using the Ansys calculation code. The second is related to a parametric study and optimization of the design of injection and drainage curtains, integrating the criteria of influence of the performance and efficiency which are: the depth of the curtains, their inclination, their orientation and their position.

The work is conducted through numerical modeling by the calculation code Geo-Seep implemented on the case of Beni Haroun dam, in the wilaya of Mila. The different combinations of influence parameters have included, chronologically, the steps listed below:

- Influence of the depth of the injection curtain
- Influence of the injection curtain positions (upstream, central and downstream)
- Influence of the injection curtain inclinations
- Influence of injection curtain inclinations combined with their orientations
- Influence of the combination of injection and drainage

All the analyses are articulated on the evolution of the parameters of the infiltrations to be controlled, particularly the hydraulic loads, the interstitial pressures as well as the hydraulic gradients causing the erosion of the grounds.

Key words: BCR dam, foundations, deformations, pore pressures, hydraulic load, modeling.

ملخص

يتم تحفيز إدخال تقنية البناء بالخرسانة المضغوطة بالأسطوانة في السدود من خلال مقارنة مزاياها بمزايا الخرسانة التقليدية. والتمثلة في التكلفة المنخفضة، تقليص المدّة الزمنية المطلوبة للإنجاز وتقليل الضغوط الحرارية بسبب النسبة المنخفضة المستخدمة من الاسمنت.

ومع ذلك، لا تزال هناك قيود تتعلق بسلوك تربة الأساس، والتي لا تزال تمثل مشكلة حتى اليوم. يمكن أن تتسبب التشوّهات التي تحدث بسبب الحمل الكبير الناجم عن هيكل السد الضخم في تهديد السلامة العامة للمنشأة، لذلك فهي تتطلب اهتمامًا خاصًا من قبل المصمّمين.

من جهة أخرى، تتطلب جميع أسس السدود المُشيّدة بالخرسانة المضغوطة بالأسطوانة تقريبًا العلاج عن طريق الحقن والصراف. يجب الجمع بين المعلمات المختلفة التي تؤثر على أداء ستائر الحقن والصراف قدر الإمكان.

تتناول هذه الأطروحة جانبين مهمين. يتعلق الأول بتحليل سلوك أسس السدّ المُشيّدة بالخرسانة المضغوطة بالأسطوانة باستخدام برنامج الكمبيوتر Ansys .

ويتعلق الثاني بدراسة تحسين تصميم ستائر الحقن والصراف، ودمج المعايير التي تؤثر على الأداء والعائد والتمثلة في: عمق الستائر، ميلها، اتجاهها وموقعها. يتم تنفيذ العمل من خلال التّمدجة العددية بواسطة البرنامج الحاسوبي Geo-Seep المطبق في حالة سد بني هارون بولاية ميلا. تضمنت التركيبات المختلفة للمعلمات المؤثرة، المراحل المذكورة أدناه:

- تأثير عمق ستارة الحقن،
- تأثير موضع ستارة الحقن (في المنبع وفي المنتصف وفي المصب)،
- تأثير ميل ستارة الحقن،
- تأثير تغيير اتجاه ميل ستارة الحقن،
- تأثير الجمع بين الحقن والصراف.

تُرَكِّزُ جميع التحليلات على تطور معلّّات التسلّل التي يجب مراقبتها، وبشكل خاص الضغوط الهيدروليكية وضغوط المسام والمُتدرّج الهيدروليكي الذي يُسبّب تآكل التربة.

الكلمات المفتاحية: سد مُشيّدة بالخرسانة المضغوطة بالأسطوانة، الأساسات، التشوّهات، ضغوط المسام، ضغوط هيدروليكية، التّمدجة.

Table des matières

Table des matières	4
Liste des figures	7
Liste des tableaux	11
Liste des notations	13
Liste des abréviations	15
Introduction générale	12
Chapitre 1 : Les barrages en béton compacté au rouleau « BCR »	14
1. Généralités	15
1.1 Définition des barrages.....	15
1.2 Fonctions des barrages	15
1.3 Classification des barrages	16
1.4 Choix du site de retenue, du barrage et son type	16
1.5 Les différents types de barrages	17
1.6 Les impacts positifs des barrages sur l'environnement	22
1.7 Les impacts négatifs des barrages sur l'environnement	23
2. Barrages en BCR	23
2.1 Historique.....	23
2.2 Définition d'un barrage en BCR.....	24
2.3 Principe du BCR	25
2.4 Composition du BCR	25
2.5 Essais	28
2.6 Propriétés du BCR.....	28
2.7 Construction.....	33
2.8 Contrôle de la qualité.....	38
2.9 Traitement des joints horizontaux.....	41
2.10 Perspectives de développement de cette technique en Afrique	42
2.11 Combinaison du B.C.R et des matériaux locaux dans l'optimisation des couts	42
2.12 Avantages et inconvénients du BCR dans les barrages	44
3. Conclusion	46
Chapitre 2 : Actions des eaux d'infiltration sur le comportement des barrages	47
1. Introduction :	48
2. Généralités	48
2.1 Définition des infiltrations :	48
2.2 Mouvement de l'eau dans le sol	48
2.3 Ligne de saturation	52
3. Analyse des ruptures des barrages en relation avec les infiltrations	54
3.1 Introduction	54
3.2 Relations proportionnelles infiltrations - pathologies dans les barrages	55
3.3 Pathologies et Causes de rupture	55
3.4 Statistiques des ruptures	56
3.5 Statistique des accidents des barrages poids	59
3.6 Modes de rupture des barrages en béton	60
4. Impact des infiltrations sur la stabilité des barrages	61
4.1 Introduction	61
4.2 Causes des infiltrations dans les barrages.....	61
4.3 Description de l'infiltration.....	61
4.4 Erosion interne.....	62
4.5 Les infiltrations dans les barrages en BCR	71
4.6 Méthodes de détection des infiltrations dans les barrages	71
4.7 Les méthodes de résolution des problèmes d'écoulement	74
4.8 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	75
5. Conclusion	76
Chapitre 3 : Critères conceptuels des barrages poids	77

1.	Introduction	78
2.	Actions agissants sur les barrages poids :	78
2.1	Actions permanentes	79
2.2	Actions variables	80
2.3	Actions accidentelles	83
3.	Critères de stabilité	85
3.1	Contraintes normales	85
3.2	Stabilité interne	85
3.3	Stabilité au glissement	85
3.4	Stabilité au poinçonnement	87
3.5	Stabilité au renversement	88
3.6	Vérification des contraintes	88
4.	Tassements dans les barrages poids	89
4.1	Étude des tassements	90
4.2	Décomposition du tassement	90
4.3	Théorie de la consolidation des sols	91
4.4	Calcul du tassement de consolidation final par la méthode œdométrique	97
4.5	Calcul du tassement de fluage	99
5.	Déformation de la fondation	100
6.	Conclusion	100
Chapitre 4 : Analyse des déformations des fondations des barrages poids en BCR		
« Cas du barrage BENI-HAROUN »		102
1.	Contexte de l'étude	103
1.1	Introduction	103
1.2	Objectifs	103
2.	Présentation du code de calcul servant à la modélisation	104
2.1	Fonction du code de calcul	104
2.2	Consistance du code de calcul	105
2.3	Définition des éléments	106
2.4	Les méthodes de maillage	107
2.5	Propriétés des éléments	107
2.6	Système d'unité	108
2.7	Analyse d'un modèle avec ANSYS	108
3.	Présentation du barrage, objet de l'étude	109
3.1	Localisation	109
3.2	Caractéristiques principales de l'aménagement	110
3.3	Profil du barrage	111
3.4	Matériaux de construction	111
3.5	Caractéristiques du barrage	111
3.6	Description de l'ouvrage	111
4.	Consistance de la modélisation	113
5.	Influence de module de déformation sur les déformations des fondations du barrage	114
5.1	Résultats graphiques et analytiques de la modélisation	115
5.2	Analyse comparative des résultats	141
Chapitre 5 : Analyse numériques du comportement hydraulique des barrages « Cas du barrage BENI-HAROUN »		147
1.	Mise en contexte du chapitre	148
2.	Objectifs recherchés	148
3.	Présentation du code de calcul servant à la modélisation	149
3.1	Principaux modules	149
4.	Etapas de simulation par GEO-Seep	150
5.	Géométrie	150
6.	Discrétisation du barrage	150
7.	Consistance de la modélisation	151
8.	Caractéristiques des matériaux	152
9.	Résultats de la modélisation	152

9.1	Cas 1 : Barrage sans rideau d'injection.....	152
9.2	Cas 2 : Barrage avec rideau d'injection vertical « Optimisation de la profondeur de rideau d'injection ».....	153
9.3	Cas 3 : Barrage avec rideau d'injection incliné.....	160
9.4	Cas 4 : Barrage avec des positions de rideau d'injection différentes « en amont, central et en aval»	167
9.5	Cas 5 : Barrage avec rideau d'injection vertical de profondeur de 80m en amont et un drain « Optimisation de la profondeur de drain »	176
10.	Conclusion	182
	Conclusion générale	184
	Références bibliographiques	186
	Webographie	190

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Barrage de Roseland en Savoie [2]	15
Figure 1.2 : Choix de type de barrage [4]	17
Figure 1.3 : Coupe-barrage poids [1]	18
Figure 1.4 : Coupe-barrage poids évidé [1]	18
Figure 1.5 : Exemple de barrage à contreforts.	19
Figure 1.6 : Barrage voûte [4]	19
Figure 1.7 : Barrage Mellègue Tunisie [4]	20
Figure 1.8 : Le Riou- 1991 EDF – BALLOT [7]	20
Figure 1.9 : Barrage en terre homogène avec drain [9]	21
Figure 1.10 : Barrage à noyau.	22
Figure 1.11 : Barrages à masque [10]	22
Figure 1.12 : Courbe de fatigue du BCR vs Béton ordinaire [19]	32
Figure 1.13 : Un système de convoyeur transporte du BCR depuis le sommet d'une montagne jusqu'au site du barrage.	34
Figure 1.14 : Compactage de BCR à l'aide d'un rouleau vibrant [11]	36
Figure 1.15 : Méthodes de nettoyage des surfaces des couches [11]	36
Figure 1.16 : Options d'orientation en amont et en aval [11]	38
Figure 1.17 : Un barrage à selle en construction en Afrique [11]	41
Figure 1.18 : Exemple d'une variante RCCR (BCR- Enrochement) [18]	43
Figure 1.19 : Coupe type d'un barrage à profil symétrique [18]	43
Figure 1.20 : Barrage de Lower Towaliga Dam, Géorgie (Etat-Unis) [24]	44
Figure 1.21 : Evolution du coût du m ³ de béton [12]	45
Figure 1.22 : Evolution des besoins en matériau [12]	45

Chapitre 2

Figure 2.1 : Expérience de Darcy [27]	50
Figure 2.2 : Echantillon de sol soumis à un gradient hydraulique [27]	51
Figure 2.3 : Mécanismes de rupture des ouvrages [30]	55
Figure 2.4 : Mécanisme de rupture d'un barrage poids [31]	60
Figure 2.5 : Manifestation de la boullance.[36].....	65
Figure 2.6 : Phénomène de suffusion [36]	66
Figure 2.7 : Erosion régressive [36]	66
Figure 2.8 : Mécanisme d'érosion par conduits [31]	66
Figure 2.9 : Phénomène de débouillage [36]	67
Figure 2.10 : Phénomène d'entraînement de sol [35]	67
Figure 2.11 : Influence de la perméabilité sur l'écoulement [31]	69
Figure 2.12 : Ouverture d'une brèche dans un barrage par renard hydraulique [29]	69
Figure 2.13 : Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b) [31]	69
Figure 2.14 : Exemple de réseau d'écoulement [35]	75

Chapitre 3

Figure 3.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids [40]	78
Figure 3.2 : Action du poids propre du barrage [6]	80
Figure 3.3 : Diagramme des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids avec la présence des moyens d'injection et de drainage [43].....	81
Figure 3.4 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage.....	82
Figure 3.5 : Différentes plans de glissement possible [45]	86
Figure 3.6 : Surfaces de glissement potentielles avec leur caractéristique [1]	86

Figure 3.7 : Mesures pour modifier l'intensité des forces verticales : (a) augmentation de fruit du parement aval ;(b) inclinaison du parement amont du barrage ; (c) réduction des sous-pressions [1] .	87
Figure 3.8 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique [46] .	92
Figure 3.9 : Modèle analogique [46] .	92
Figure 3.10 : Evolutions de σ , u , σ' et du tassement Δh au cours du phénomène de consolidation primaire [46] .	93
Figure 3.11 : Courbe de consolidation d'un sol fin [48] .	94
Figure 3.12 : Courbe de compressibilité œdométrique [48] .	94
Figure 3.13 : Détermination de $\sigma'p$ [49] .	95
Figure 3.14 : a) Sol normalement consolidé, b) Sol sur consolidé, c) Sol sous consolidé [49] .	96
Figure 3.15 : Classification des sols en fonction de $\sigma'p$ [46] .	97
Figure 3.16 : Interprétation de la courbe de compressibilité pour le calcul du module œdométrique [46] .	98
Figure 3.17 : Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan [47] .	99

Chapitre 4

Figure 4.1 : Interface graphique du code de calcul ANSYS.	106
Figure 4.2 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.	106
Figure 4.3 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS.	107
Figure 4.4 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.	108
Figure 4.5 : Coupe transversal du barrage « BENI HAROUN » [56].	110
Figure 4.6 : Vue aval du barrage Béni Haroun avec fonctionnement de la vidange de fond.	112
Figure 4.7 : Vue aval du barrage Béni Haroun.	112
Figure 4.8 : Transport sur site par convoyeur du BCR.	112
Figure 4.9 : Nettoyage des couches de BCR.	113
Figure 4.10 : Géométrie du barrage.	113
Figure 4.11 : Définition des zones de l'analyse.	114
Figure 4.12 : Déformation du modèle.	115
Figure 4.13 : Variation des contraintes totales horizontales.	116
Figure 4.14 : Variation des contraintes totales verticales.	116
Figure 4.15 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales.	117
Figure 4.16 : Courbes de variation des contraintes totales verticales.	118
Figure 4.17 : Variation des déplacements horizontaux.	118
Figure 4.18 : Variation des déplacements verticaux.	119
Figure 4.19 : Courbes de variation des déplacements verticaux.	120
Figure 4.20 : Variation des contraintes totales horizontales –cas 1.	120
Figure 4.21 : Variation des contraintes totales verticales –cas 1.	121
Figure 4.22 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas1.	122
Figure 4.23 : Courbes de variation des contraintes totales verticales-cas1.	122
Figure 4.24 : Variation des déplacements horizontaux –cas 1.	123
Figure 4.25 : Variation des déplacements verticaux –cas 1.	123
Figure 4.26 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas1.	124
Figure 4.27 : Variation des contraintes totales horizontales –cas2.	125
Figure 4.28 : Variation des contraintes totales verticales –cas2.	125
Figure 4.29 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas2.	126
Figure 4.30 : Courbes de variation des contraintes totales verticales -cas2.	126
Figure 4.31 : Variation des déplacements horizontaux –cas2.	127
Figure 4.32 : Variation des déplacements verticaux –cas2.	127
Figure 4.33 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas2.	128
Figure 4.34 : Variation des contraintes totales horizontales –cas3.	129
Figure 4.35 : Variation des contraintes totales verticales –cas3.	129
Figure 4.36 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas3.	130
Figure 4.37 : Courbes de variation des contraintes totales verticales-cas3.	131
Figure 4.38 : Variation des déplacements horizontaux –cas3.	131
Figure 4.39 : Variation des déplacements verticaux –cas3.	132
Figure 4.40 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas3.	133
Figure 4.41 : Variation des contraintes totales horizontales –cas4.	133
Figure 4.42 : Variation des contraintes totales verticales –cas4.	134
Figure 4.43 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas4.	135
Figure 4.44 : Courbes de variation des contraintes totales verticales-cas4.	135
Figure 4.45 : Variation des déplacements horizontaux –cas4.	136

Figure 4.46 : Variation des déplacements verticaux –cas4.	136
Figure 4.47 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas4.....	137
Figure 4.48 : Variation des contraintes totales horizontales –cas5.....	138
Figure 4.49 : Variation des contraintes totales verticales –cas5.....	138
Figure 4.50 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas5.....	139
Figure 4.51 : Courbes de variation des contraintes totales verticales -cas5.....	139
Figure 4.52 : Variation des déplacements horizontaux –cas5.....	140
Figure 4.53 : Variation des déplacements verticaux –cas5.....	140
Figure 4.54 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas5.....	141
Figure 4.55 : Variation des déplacements verticaux au niveau 1.....	142
Figure 4.56 : Variation des déplacements verticaux au niveau 2.....	142
Figure 4.57 : Variation des déplacements verticaux au niveau 3.....	142
Figure 4.58 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 1.....	143
Figure 4.59 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 2.....	143
Figure 4.60 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 3.....	143
Figure 4.61 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 1.....	144
Figure 4.62 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 2.....	144
Figure 4.63 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 3.....	144

_Chapitre 5

Figure 5.1 : Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2012.....	149
Figure 5.2 : Géométrie du barrage BENI-HAROUN.....	151
Figure 5.3 : Définition des zones de l'analyse.....	152
Figure 5.4 : Variation globales des gradients hydrauliques global –cas1	152
Figure 5.5 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles –cas1	153
Figure 5.6 : Variation globales des charges hydrauliques globales –cas1	153
Figure 5.7 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur 20(m)	154
Figure 5.8 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 40(m)	154
Figure 5.9 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 60(m)	154
Figure 5.10 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur 80(m)	154
Figure 5.11 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur 100(m)	154
Figure 5.12 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur 120(m)	154
Figure 5.13 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas2	155
Figure 5.14 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (20m)	156
Figure 5.15 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (40m)	156
Figure 5.16 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (60m)	156
Figure 5.17 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (80m)	156
Figure 5.18 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (100m).....	156
Figure 5.19 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (120m).....	156
Figure 5.20 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 2.....	157
Figure 5.21 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 20(m).....	158
Figure 5.22 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 40(m).....	158
Figure 5.23 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 60(m).....	158
Figure 5.24 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 80(m).....	158
Figure 5.25 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 100(m).....	158
Figure 5.26 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 120(m).....	158
Figure 5.27 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas2	159
Figure 5.28 : Variation globales des gradients hydraulique –angle d'inclinaison 20° « vers l'amont »	160
Figure 5.29 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 40°« vers l'amont »	160
Figure 5.30 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 60°« vers l'amont »	160
Figure 5.31 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 20°« vers l'aval »	161
Figure 5.32 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 40°« vers l'aval »	161
Figure 5.33 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 60°« vers l'aval »	161
Figure 5.34 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas3	162
Figure 5.35 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 20° « vers l'amont ».....	163
Figure 5.36 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 40° « vers l'amont ».....	163
Figure 5.37 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 60° « vers l'amont ».....	163
Figure 5.38 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 20° « vers l'aval ».....	163
Figure 5.39 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 40° « vers l'aval ».....	163
Figure 5.40 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 60° « vers l'aval ».....	163

Figure 5.41 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 3.....	164
Figure 5.42 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 20° « vers l'amont »	165
Figure 5.43 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 40° « vers l'amont »	165
Figure 5.44 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 60° « vers l'amont »	165
Figure 5.45 : Variation globales des charges hydrauliques -angle d'inclinaison 20° « vers l'aval ».....	165
Figure 5.46 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 40° « vers l'aval ».....	165
Figure 5.47 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 60° « vers l'aval ».....	165
Figure 5.48 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas3	166
Figure 5.49 : Différentes positions du rideau d'injection.	168
Figure 5.50 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection vertical –position1	169
Figure 5.51 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position1	169
Figure 5.52 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection vertical –position2	169
Figure 5.53 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position2	169
Figure 5.54 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideaux d'injection vertical –position3	169
Figure 5.55 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position3	169
Figure 5.56 : Courbes variation du gradient hydraulique global –cas4.....	170
Figure 5.57 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection vertical –position1	171
Figure 5.58 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné –position1	171
Figure 5.59 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection vertical –position2	171
Figure 5.60 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné –position2	171
Figure 5.61 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideaux d'injection vertical –position3 ..	171
Figure 5.62 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné –position3	171
Figure 5.63 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 4.....	172
Figure 5.64 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection vertical –position1	174
Figure 5.65 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position1	174
Figure 5.66 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection vertical –position2.....	174
Figure 5.67 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position2.....	174
Figure 5.68 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideaux d'injection vertical –position3.....	174
Figure 5.69 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position3.....	174
Figure 5.70 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas3	175
Figure 5.71 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur de drain « 20m ».....	177
Figure 5.72 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur de drain « 40m ».....	177
Figure 5.73 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur de drain « 60m ».....	177
Figure 5.74 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur de drain « 80m ».....	177
Figure 5.75 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur de drain « 100m ».....	177
Figure 5.76 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur de drain « 120m ».....	177
Figure 5.77 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas5	178
Figure 5.78 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (20m).....	179
Figure 5.79 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (40m).....	179
Figure 5.80 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (60m).....	179
Figure 5.81 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (80m).....	179
Figure 5.82 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (100m).....	179
Figure 5.83 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (120m).....	179
Figure 5.84 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 5.....	180
Figure 5.85 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 20(m)	180
Figure 5.86 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 40(m)	180
Figure 5.87 : Variation globales des charges hydrauliques –cas5 60(m)	180
Figure 5.88 : Variation globales des charges hydrauliques –cas5 80(m)	180
Figure 5.89 : Variation globales des charges hydrauliques –cas5 100(m)	180
Figure 5.90 : Variation globales des charges hydrauliques –cas5 120(m)	180
Figure 5.91 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas5.....	181

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 : Les barrages en BCR dans le monde [12]	24
Tableau 1.2 : Les barrages en BCR en Algérie [13]	24
Tableau 1.3 : Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des grains [1]	26
Tableau 1.4 : Dosage de la pâte de barrages BCR [1]	27
Tableau 1.5 : Récapitulatif des essais principaux intéressant le BCR [1]	28
Tableau 1.6 : Caractéristiques de quelques Barrages en BCR [24]	45

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Les phénomènes analogues [30]	53
Tableau 2.2 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages [31]	57
Tableau 2.3 : Conséquences des ruptures des barrages [31]	58
Tableau 2.4 : Renard dans la fondation meuble (argile ou gravier) sans rupture dans le corps du barrage [32] ..	59
Tableau 2.5 : Fondation (en général, glissement) : 6 barrages en maçonnerie, 3 barrages en béton [32]	59
Tableau 2.6 : Rupture dans le corps du barrage [32]	60
Tableau 2.7 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol [31]	64
Tableau 2.8 : Valeurs du gradient hydraulique critique <i>icr</i>	64

Chapitre 3

Tableau 3.1 : Types des forces interagissant avec un barrage poids [40]	79
Tableau 3.2 : Valeurs indicatives de l'angle de frottement [1]	87
Tableau 3.3 : Ordre de grandeur du module œdométrique en fonction du type de sols [46]	98

Chapitre 4

Tableau 4.1 : Système d'unités-code de calcul ANSYS	108
Tableau 4.2 : Caractéristiques des matériaux [56].....	115
Tableau 4.3 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence	117
Tableau 4.4 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence.....	119
Tableau 4.5 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas1....	121
Tableau 4.6 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas1	124
Tableau 4.7 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas2....	126
Tableau 4.8 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas2	128
Tableau 4.9 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas3....	130
Tableau 4.10 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas3.....	132
Tableau 4.11 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas4..	134
Tableau 4.12 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas4.	137
Tableau 4.13 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas5..	139
Tableau 4.14 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas5.....	141
Tableau 4.15 : Valeurs des contraintes et des déplacements en Y.	145

Chapitre 5

Tableau 5.1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation	152
---	-----

Tableau 5.2 : Variation du gradient hydraulique global -cas2	154
Tableau 5.3 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en %-cas2.....	155
Tableau 5.4 : Variations des pressions interstitielles -cas 2	156
Tableau 5.5 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas2.....	157
Tableau 5.6 : Variations des charges hydrauliques globale –cas2	158
Tableau 5.7 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en %-cas2.....	159
Tableau 5.8 : Variation du gradient hydraulique global –cas3	161
Tableau 5.9 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas3.....	162
Tableau 5.10 : Variations des pressions interstitielles -cas 3	163
Tableau 5.11 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas 3.....	164
Tableau 5.12 : Variations des charges hydrauliques globale –cas3	165
Tableau 5.13 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % –cas3.....	166
Tableau 5.14 : Variation du gradient hydraulique global –cas4	169
Tableau 5.15 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas4.....	170
Tableau 5.16 : Variations des pressions interstitielles -cas 4	172
Tableau 5.17 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas 4.....	173
Tableau 5.18 : Variations des charges hydrauliques globale –cas4	175
Tableau 5.19 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % –cas4.....	176
Tableau 5.20 : Variation du gradient hydraulique global –cas5	178
Tableau 5.21 : Variations des pressions interstitielles -cas 5	179
Tableau 5.22 : Variations des charges hydrauliques globale –cas5	181
Tableau 5.23 : Valeurs des paramètres d'écoulement à l'aval du voile de drainage.....	182
Tableau 5.24 : Valeurs des paramètres d'écoulement à l'aval du barrage	182

Liste des notations

E : Module de Young.

σ : Contrainte.

ξ : Déformation.

I : Moment d'inertie.

M_R : Contrainte qui cause la rupture.

N : Nombre de répétitions de la contrainte appliquée.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

Q : Débit volumique.

K : Conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité.

i : Gradient hydraulique.

ΔH : La différence des hauteurs piézométriques.

Re : Nombre Reynolds.

v : Vitesse de décharge.

v' : Vitesse moyenne réelle.

q : Débit de fuite.

H₁ : Profondeur de l'écoulement d'infiltration à l'entrée de la surface libre.

H₂ : Profondeur de l'écoulement d'infiltration à la sortie de la surface libre.

L : Distance entre les deux sections.

H : La charge hydraulique.

α : Conductivité spécifique.

T : Température.

L_v : Distance verticale le long du para fouille.

L_h : Distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage.

C : Coefficient dépendant de la nature de sol.

γ_{sat} : Poids volumique saturé de sol.

i_{critique} : Gradient hydraulique critique.

γ_b : Poids volumique du béton.

S : La section.

γ_t : Poids volumique des sédiments.

h_t : Épaisseur des sédiments.

Φ : Angle de frottement interne.

k : Coefficient de poussée des terres.

α : Intensité de l'accélération horizontale.

P_e : La poussée hydrodynamique.

h : Profondeur totale du réservoir.

W : Masse volumique de l'eau.

σ_v : La contrainte normale.

F_h : Force horizontale.

F_v : Force verticale.

B : La surface de contact entre le barrage et sa fondation.

M : Moment.

Υ : Densité du corps du barrage.

R : Résistance au cisaillement.

c : Cohésion.

A : Surface.

u : Sous-pression.

S_i : Tassement immédiat.

S_c : Tassement de consolidation.

S_f : Tassement de fluage.

w_L : Teneur en eau.

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

σ'_p : Pression de pré consolidation.

e_0 : L'indice des vides initial.

E_{oed} : Module œdométrique.

C_v : Coefficient de consolidation verticale.

S : Le tassement final.

T_v : Facteur temps.

t : Temps.

Liste des abréviations

BCR : Béton Compacté au Rouleau.

RCC : Roller Compacted Concrete.

RAA : Réactivité des Agrégats Alcalins.

SEM : Service d'Expertise en Matériaux.

DTSA : Densité Théorique Sans Air.

CIGB : Commission Internationale des Grands Barrages.

ASTM : American Society of Testing Materials International.

PVC : Polychlorure de Vinyle.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

ACC : Association Canadienne du Ciment

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage lié essentiellement aux fondations et aux comportements des matériaux utilisés en relation avec les diverses sollicitations et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part, dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques.

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

L'étanchéité des barrages est évidemment l'objectif prépondérant. La préoccupation secondaire des concepteurs réside dans la prise en charge de leur stabilité à des coûts rationnels.

La conception des barrages en béton, 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 le béton. On distingue quatre principales catégories de barrages en béton : barrages poids en béton conventionnel vibré BCV ou barrages poids en béton compacté au rouleau BCR, barrages voûtes et ceux à contreforts.

Un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple. Ils offrent tout de même l'avantage de l'incorporation de l'ouvrage d'évacuation des crues.

Les barrages poids BCV ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume, des contraintes thermiques, des délais rallongés et de leur coût relativement élevé, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau BCR qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. Les concepteurs, dans le souci d'optimiser le coût et le délai de réalisation, ont pensé à la combinaison des avantages des barrages en terre et en béton, s'inspirant d'une part des procédés de construction des ouvrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage et d'autre part du matériau utilisé dans les ouvrages en terre. De cette approche a résulté le concept des barrages en béton compacté au rouleau, empruntant à la fois la technologie du béton et la mécanique des sols.

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage. De nos jours, les barrages poids BCR se multiplient en raison de leur coût relativement réduit (par rapport aux barrages poids BCV), des délais de réalisation optimaux et enfin des contraintes thermiques moins problématiques. Toutefois, les contraintes liées au comportement des fondations en relations avec les charges transmises, la charge d'eau et la qualité de l'interface béton-rocher constituent encore des préoccupations pour le concepteur.

La sécurité des barrages concerne plusieurs zones, le corps du barrage, ses fondations et son environnement immédiat. Le contrôle des infiltrations et des déformations est l'une des plus importantes missions de la conception des fondations car il affecte la stabilité du barrage.

Le traitement des fondations est soumis à deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique : il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité. Hydrauliquement, les buts recherchés sont : une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs, une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion.

Les déformations des fondations des barrages en BCR générées par le poids important de la structure massive méritent une analyse approfondie en vue d'assurer la sécurité globale de la structure. Aussi, la complexité des procédés d'injection et de drainage dans les fondations des barrages, tant sur le plan conceptuel que sur le plan de la mise en œuvre, l'aspect onéreux des opérations de traitement des fondations ont donné lieu à de nombreux développements scientifiques qui restent, à nos jours, d'actualité.

Partant de toutes ces considérations, le présent mémoire traite, dans un premier temps, de l'analyse des déformations, notamment au niveau des fondations des barrages en BCR. L'analyse intègre également deux aspects liés au comportement mécanique du barrage et ses fondations. Il s'agit de l'étude des déformations ainsi que l'influence du module de déformation des fondations sur ces déformations. Cette partie de l'analyse a été guidée par le code de calcul Ansys.

Dans une seconde phase, un nombre important de combinaison des paramètres de conception des rideaux d'injection et de drainage a été analysé. Il traite de l'optimisation simultanée intégrant les critères conceptuels des modes de traitement des fondations des barrages poids BCR.

L'analyse est basée sur une étude paramétrée guidée par la modélisation numérique. Les paramètres de l'analyse considérée sont relatifs à l'influence à la profondeur des rideaux, leur inclinaison, leur position, leur orientation ainsi que leur conjugaison avec le drainage. Il a été considéré, sur le plan du comportement hydraulique, les paramètres caractérisant les infiltrations dans les fondations du barrage à savoir les charges d'eau, les débits de percolation, les pressions interstitielles et les gradients hydrauliques. Un cas concret de barrage a été considéré pour la présente étude, il s'agit du barrage béni Haroun, dans la wilaya de Mila, représentant le plus grand barrage en Algérie, tout types confondus.

Afin de rayonner sur l'ensemble des aspects et critères liés aux objectifs du mémoire de master, et de garantir une cohérence dans ses différentes parties, le travail a été structuré en plusieurs chapitres en l'occurrence :

- Chapitre 1 : Les barrages en béton compacté au rouleau « BCR ».
- Chapitre 2 : Actions des eaux d'infiltration sur le comportement des barrages.
- Chapitre 3 : Critères conceptuels des barrages poids.
- Chapitre 4 : Analyse des déformations des fondations des barrages poids en BCR « Cas du barrage BENI-HAROUN »
- Chapitre 5 : Analyse numériques du comportement hydraulique des barrages « Cas du barrage BENI-HAROUN »

*Chapitre 1 : Les barrages en béton
compacté au rouleau « BCR »*

1. Généralités

Les barrages sont des structures construites sur les cours d'eau pour stocker de l'eau et réguler son écoulement. Ils peuvent être utilisés pour de nombreuses fins, allant de la production d'énergie hydroélectrique à l'irrigation, en passant par le contrôle des crues et la gestion des ressources en eau. Les barrages peuvent être de différentes tailles et formes, en fonction de leur utilisation et de leur emplacement. Bien qu'ils puissent apporter de nombreux avantages, les barrages ont également des impacts sur l'environnement et les populations locales. Dans cette optique, il est important de comprendre les différents types de barrages, leur construction et leur utilisation, ainsi que les enjeux environnementaux associés à leur utilisation.

1.1 Définition des barrages

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue [1] .



Figure 1.1 : Barrage de Roseland en Savoie [2] .

Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques [1] :

- La retenue d'eau créée par la présence du barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de la glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

1.2 Fonctions des barrages

Le rôle d'un barrage dépend de son utilisation spécifique. Les barrages sont généralement construits pour l'une des raisons suivantes :

a) Production d'énergie hydroélectrique

Les barrages peuvent être utilisés pour produire de l'électricité en utilisant la force de l'eau pour faire tourner des turbines.

b) Irrigation

Les barrages peuvent être utilisés pour stocker de l'eau et fournir une source d'eau pour l'irrigation des terres agricoles.

c) Contrôle des crues

Les barrages peuvent aider à réguler le débit d'un cours d'eau en retenant l'eau lors des périodes de fortes précipitations et en la relâchant lentement par la suite.

d) Navigation

Les barrages peuvent être utilisés pour créer des voies navigables intérieures en retenant l'eau et en créant des canaux pour les navires.

e) Gestion des ressources en eau

Les barrages peuvent être utilisés pour stocker de l'eau pour une utilisation future ou pour fournir de l'eau potable aux populations locales.

Dans tous les cas, le rôle d'un barrage est de stocker de l'eau et de réguler son écoulement, ce qui peut avoir des avantages importants pour les communautés locales et l'environnement, mais peut également avoir des impacts sur l'écosystème et les populations riveraines.

1.3 Classification des barrages

Le choix du site de retenue doit être effectué en fonction des conditions suivantes : Un certain nombre de critères permettent la classification des barrages, à savoir les matériaux de construction et la façon de résister à la poussée de l'eau :

1.3.1 Les matériaux de construction

- Barrages rigides : en béton, béton compacté au rouleau (BCR), maçonneries
- Barrages souples : en terre ou enrochement [3] .

1.3.2 La façon à résister à la poussée de l'eau

- Barrages à stabilité de forme (barrages voûtes) : D'abord, le barrage s'appuie sur une fondation rocheuse résistante. Ensuite, il doit reporter la poussée de l'eau sur les flancs de la vallée, c'est pourquoi il a une forme arquée horizontalement et verticalement.
- Barrage à stabilité de poids (barrages poids) : « un barrage poids est un barrage dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangulaire) » [3] .

1.4 Choix du site de retenue, du barrage et son type

1.4.1 Choix du site de retenue

- Conditions topographiques (les limites du bassin versant, topographie de la vallée de la rivière, topographie du site de la retenue pour estimer les volumes des retenues en fonction des niveaux des eaux).
- Conditions géologiques (stabilité des appuis et des fondations, étanchéité de la cuvette, stabilité des versants, état de fracturation, l'existence des zones d'emprunts)

- Conditions hydrologiques (bassin versant de la retenue, pluviométrie, débits d'apport des cours d'eau, crues, apport solide...)

1.4.2 Choix du site de barrage

Le meilleur emplacement est un endroit où la vallée se rétrécit. En amont de rétrécissement, la vallée doit être plus évasée et de faible pente pour permettre d'emmagasiner le plus grand volume. La digue est la plus petite et donc la moins coûteuse.

1.4.3 Le choix de type de barrage

Le choix du type de barrage se fait à partir des conditions locales :

- Des qualités géotechniques du support.
- Des ressources en matériaux de construction (en qualité et en quantité) La décision définitive est prise en prenant en compte, les bénéfices escomptés (production énergétique, protection des sites,..), coûts (acquisitions, travaux...) et l'impact sur l'environnement (naturel et humain) [4].

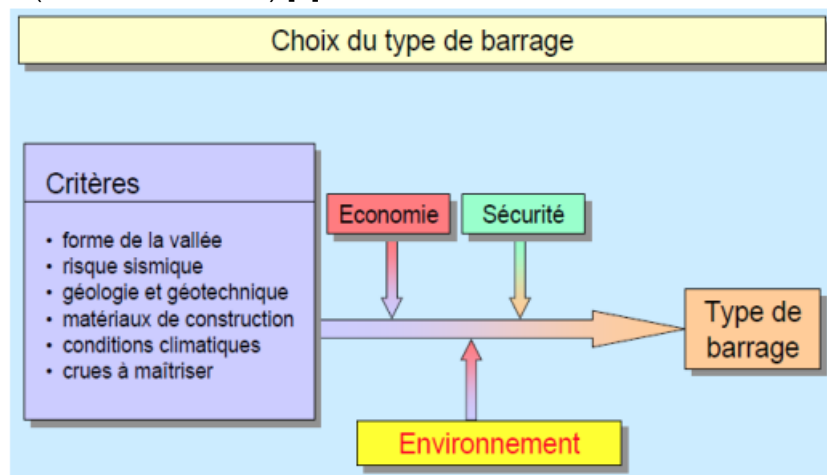


Figure 1.2 : Choix de type de barrage [4].

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5 mètres, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25 mètres. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même. Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité [5].

1.5 Les différents types de barrages

Il existe plusieurs types de barrages, qui peuvent être classés en fonction de leur structure, de leur matériau de construction, de leur utilisation, de leur taille ou de leur emplacement. Voici quelques-uns des types de barrages les plus courants

1.5.1 Les barrages en béton et en maçonnerie

A part quelques exceptions (par exemple barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé.

Les types de barrages en béton se distinguent par leur forme, la nature de leur système statique et leur manière de s'opposer à la poussée de l'eau [1].

a) Le barrage-poids

Comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. Le barrage-poids est constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots, dans ce cas on parle de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives [1].

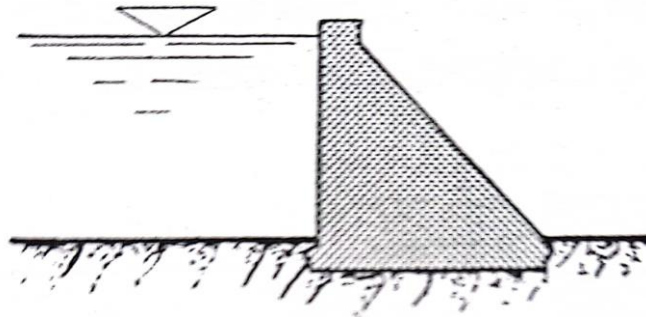


Figure 1.3 : Coupe-barrage poids [1].

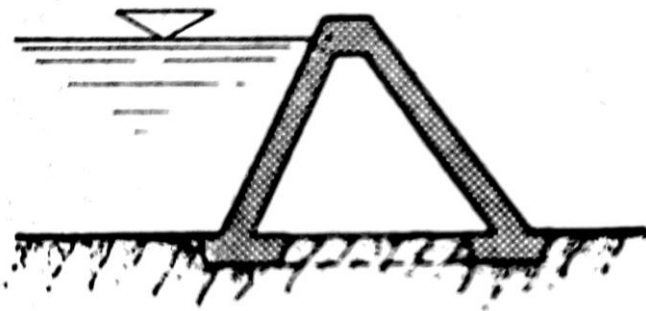


Figure 1.4 : Coupe-barrage poids évidé [1].

b) Le barrage à contreforts

Ils ont des formes très variées et résistent aux efforts à la fois par le poids et par la forme. Les voiles qui constituent le barrage transmettent la poussée hydrostatique sur les contreforts. L'avantage apporté par rapport au barrage poids est celui de la réduction du volume du béton utilisé. Un exemple de ces barrages est celui du barrage Al Massira présenté dans la figure suivante [6].



Figure 1.5 : Exemple de barrage à contreforts.

c) Le barrage-voûte

i) Voûte simple

Ce sont des barrages en forme d'arc qui résistent à la poussée de l'eau en prenant appui sur les rives. Ils se comportent comme un pont en arc. L'ouvrage est constitué par une voûte de convexité tournée vers l'amont dont l'épaisseur croît depuis le couronnement jusqu'à la base [4].

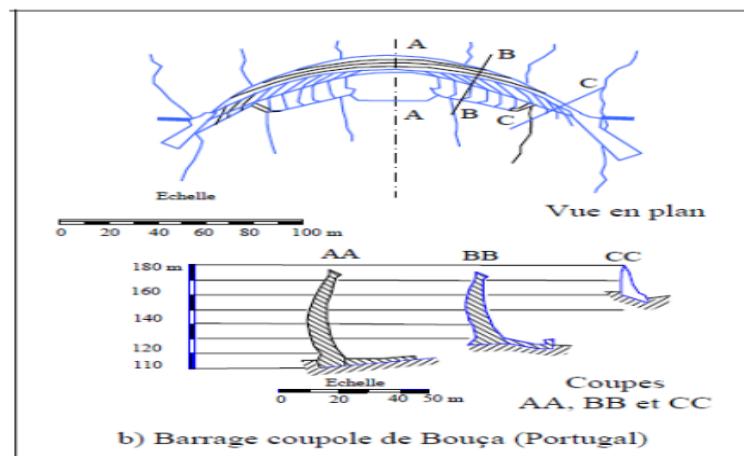


Figure 1.6 : Barrage voûte [4].

ii) voûte multiple

Un barrage à voûtes multiples comprend deux parties distinctes jouant chacune un rôle particulier [4] :

- Un masque d'étanchéité constitué d'un certain nombre de voûtes en béton ou en béton armé de faible épaisseur.
- Des contreforts en béton sur lesquels s'appuient les voûtes et qui reportent sur le sol les poussées exercées par celles-ci.

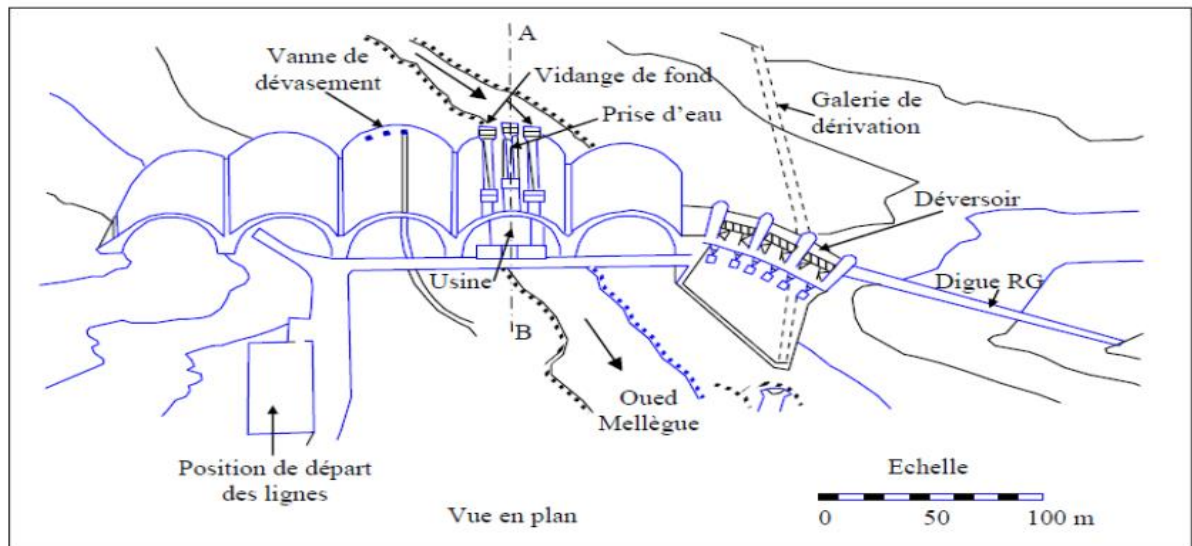


Figure 1.7 : Barrage Mellègue Tunisie [4] .

d) Les barrages en béton compacté au rouleau BCR

La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faibles, sont compatibles avec les exigences des barrage-ponds qui s'opposent à la poussée de l'eau par leur poids propre. On exploite au mieux les propriétés du béton en mettant en œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction [1] .



Figure 1.8 : Le Riou- 1991 EDF – BALLOT [7] .

e) Barrages en béton avec post-contrainte

Le barrage de Tourtemagne (VS/ 1958/ H = 32 m) constitue un cas particulier, car il a été construit en béton précontraint. Le barrage est constitué par une voûte cylindrique verticale dont l'épaisseur minimale est de 1.20 m. Pour diminuer les risques de fissuration consécutifs aux variations de température et pour améliorer la résistance aux effets du gel, des câbles de post-contrainte verticaux et horizontaux ont été placés. La post-contrainte a été appliquée d'abord verticalement puis horizontalement après l'achèvement des travaux au moment où la température du béton était minime et le retrait effectué [1] .

1.5.2 Les barrages en remblai

Également appelés barrages en terre, ce sont les types de barrages les plus courants et les moins coûteux à construire. Ils sont généralement composés d'un noyau central de matériau

impermeable (comme de l'argile) recouvert de couches de matériau de remblai tassé. Les barrages en remblai peuvent être utilisés pour diverses applications, notamment la production d'énergie hydroélectrique, l'irrigation, le contrôle des crues et la gestion des ressources en eau [1].

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles.

Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages-poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. On en trouve de trois types [8] :

- homogène,
- à noyau,
- à masque.

a) Barrage homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure 1-9). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, etc [9].

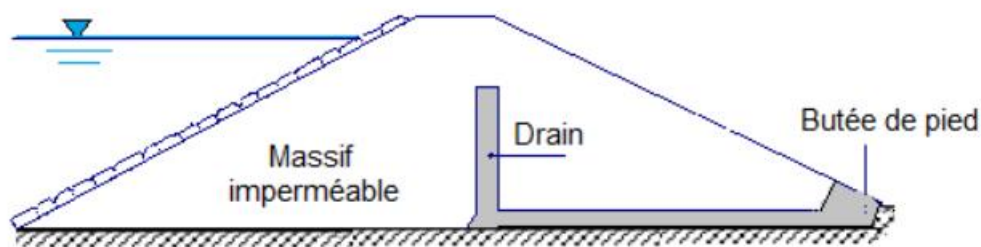


Figure 1.9 : Barrage en terre homogène avec drain [9].

b) Barrage à noyau

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements [8].

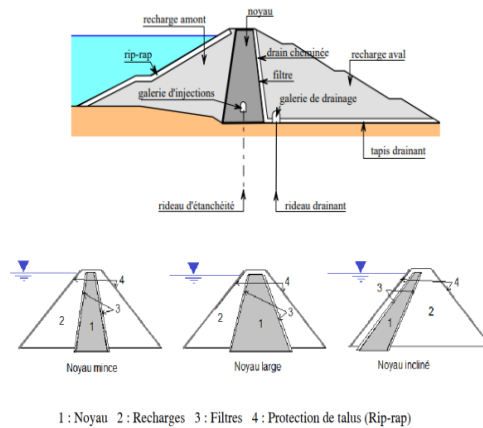


Figure 1.10 : Barrage à noyau.

c) Barrage à masque

Le masque amont repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter suivant sa nature, une couche de protection. Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé aux agressions extérieures (mécaniques, thermiques, etc.) et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne. Comme dans le cas du barrage à noyau, le masque doit être prolongé s'il y a lieu, par une coupure étanche dans les fondations du barrage [10].

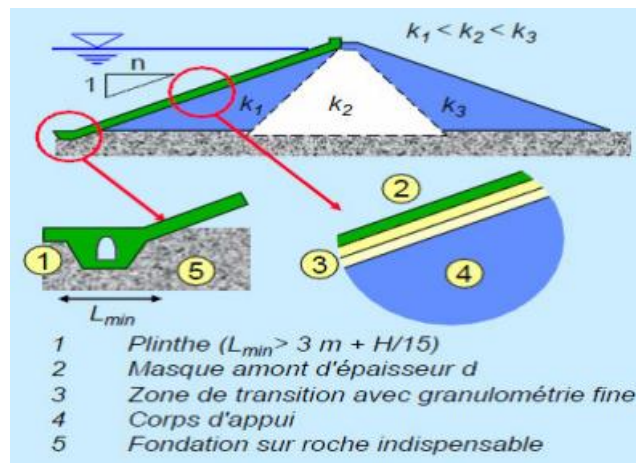


Figure 1.11 : Barrages à masque [10].

Il existe de nombreux autres types de barrages, chacun conçu pour répondre à des besoins spécifiques.

1.6 Les impacts positifs des barrages sur l'environnement

Les barrages créent des retenues d'eau sur les cours d'eau. Grâce à des turbines, ils permettent de produire de l'électricité d'origine renouvelable et avec très peu d'émissions de CO₂. C'est l'énergie hydroélectrique. Contrairement à l'énergie éolienne ou à l'énergie solaire, il est possible de la stocker (réserve d'eau) et de produire de l'électricité quand il y a besoin, par simple commande de l'ouverture des vannes.

D'un point de vue énergétique et climatique, les barrages sont donc positifs.

1.7 Les impacts négatifs des barrages sur l'environnement

En revanche, il n'en va pas de même pour l'écologie et les flux de sédiments. En effet, chaque barrage, qu'il soit hydroélectrique ou non, constitue un obstacle pour la circulation des espèces et des sédiments (sable, vase...).

Pour la biodiversité, et plus particulièrement pour les espèces migratrices (saumons, anguilles, etc.), ces barrages bloquent les accès aux zones de reproduction et provoquent la mort de nombreux individus, même lorsqu'il y a des passes à poissons.

2. Barrages en BCR

Jusque vers 1960, les barrages construits en Europe dans des régions montagneuses ont été, dans leur très grande majorité, des ouvrages en maçonnerie ou en béton. Puis, les barrages en remblai les ont progressivement concurrencés avec succès, en mettant à profit les progrès intervenus dans la mécanisation des terrassements.

Mais ces mêmes progrès, adaptés cette fois à la réalisation de massifs en béton, ont permis à ce matériau, sous forme de béton compacté au rouleau (BCR), de redevenir compétitif. En outre, le BCR n'est plus nécessairement le matériau coûteux dont le prix avait inconsciemment orienté les solutions techniques élaborées depuis plus d'un siècle. Dès lors qu'il peut être notoirement meilleur marché que le béton conventionnel, le BCR ouvre aux projecteurs des perspectives nouvelles à défricher. Pour le plus grand bénéfice des maîtres d'ouvrage.

C'est pourquoi, maîtres d'ouvrage, bureaux d'études, laboratoires, entrepreneurs, avec un appui important des pouvoirs publics français, ont réalisé un effort collectif de plusieurs années pour préciser les nouvelles possibilités offertes par le BCR.

2.1 Historique

L'histoire du BCR dans la technologie des barrages peut être retracée à partir de l'utilisation antérieure du béton compacté au rouleau dans la construction des routes, puis comme matériau de remplissage pour sa première utilisation dans les barrages, suivie du développement ultérieur de la technologie. De manière générale, le béton compacté au rouleau est utilisé régulièrement depuis la fin des années 1920, notamment comme base pour les chaussées d'autoroutes et d'aérodromes. Dans ces applications et dans d'autres applications de génie civil, il est également connu sous le nom de béton maigre ou de béton maigre sec.

L'amélioration des techniques de mécanique des sols et la popularité croissante des barrages en remblai après la Seconde Guerre mondiale ont coïncidé avec un déclin régulier de la construction de barrage-poids en béton. Les digues en terre et en enrochement pouvaient être construites de manière plus rentable que les barrages, principalement en raison de la plus grande efficacité des équipements de terrassement et des méthodes de construction des digues. La communauté des constructeurs de barrages s'est alors mise à la recherche d'un nouveau type de barrage combinant l'efficacité de la construction de barrages en remblai avec la section réduite et les performances des barrages en béton.

Une première forme de BCR, appelée "béton roulé", a été utilisée pour fournir un noyau central imperméable pour un batardeau en remblai pour le barrage de Shihmen, à Taiwan, en 1960-

1961. Un barrage-poids en béton a été construit pour la première fois en utilisant du béton maigre placé en couches horizontales de 700 mm d'épaisseur, à l'aide d'un équipement de terrassement, au barrage d'Alpe Gera, en Italie, entre 1961 et 1964, bien que la consolidation ait été effectuée par vibration d'immersion interne plutôt que par compactage au rouleau. L'avancée majeure qui a conduit à la construction de ce barrage et qui a donc ouvert la voie aux barrages en BCR, a été la série d'essais en grandeur nature qui ont montré l'excellente performance du BCR. Les rouleaux vibrants ont été utilisés pour la première fois pour compacter le sol en couches pour le barrage Berney M. Davis Réservoir au Texas, en 1971. Puis la première utilisation du BCR tel que nous le connaissons et en grand volume a été pour le barrage de Tarbela au Pakistan, en 1975 [11].

La conception des barrages en BCR a commencé à évoluer dans trois directions différentes au cours des années 1970. L'U.S.

Army Corps of Engainées, et d'autres aux États-Unis, développaient une alternative en béton maigre à forte teneur en fines qui a abouti à la construction du barrage de Willow Creek dans l'Oregon, en 1982. Pendant ce temps, les ingénieurs britanniques mettaient au point une solution de rechange à haute teneur en pâte qui combinait la conception d'un.

Le tableau suivant donne la répartition des barrages en BCR dans le monde

Tableau 1.1 : Les barrages en BCR dans le monde [12].

Barrages	Année	Hauteur (en mètre)	Pays
Tamagwa	1981	103	Japon
Galesville Dam	1986	51	Etats-Unis
Olivette	1986	36	France
Aoulouze	1990	35	Maroc

Le tableau suivant représente la répartition des barrages en BCR en Algérie

Tableau 1.2 : Les barrages en BCR en Algérie [13].

Barrage	Année	Wilaya	Hauteur (m)	capacité (hm^3)
Beni Haroun	2002	Mila	120	962
Koudiat Acerdoun	2008	Bouira	116	540

2.2 Définition d'un barrage en BCR

Un barrage en BCR (béton compacté au rouleau) est un type de barrage construit en compactant du béton à l'aide de rouleaux vibrants. Ce type de barrage est construit en couches successives de béton compacté, ce qui permet d'obtenir un matériau de construction dense et résistant.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV. L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution [14].

2.3 Principe du BCR

De par sa consistance particulière, le BCR est généralement mis en place et compacté sous forme de couches minces avec les mêmes équipements généralement utilisés pour la construction routière.

Pour la mise en œuvre on utilise :

- Camions à benne basculante
- Niveleuse (barrage)
- Rouleau compacteur (avec ou sans vibration)

La consistance très «sèche» du BCR requiert toujours l'application d'un effort de compactage.

Rapprocher les particules des granulats pour permettre à la pâte de ciment de combler les vides granulaires.

Un BCR bien formulé et bien compacté est en mesure de développer des propriétés mécaniques semblables à celles d'un béton conventionnel fabriqué avec le même rapport E/L [15].

2.4 Composition du BCR

2.4.1 Spécificités du BCR

On peut définir le BCR comme étant un matériau comportant les mêmes constituants essentiels qu'un béton classique mais ayant des caractéristiques de dosage différentes.

a) Les agrégats

Les granulats occupent 75 à 85 % du volume total d'un mélange de BCR.

Ils jouent un rôle de remplissage et ont une grande influence, de par leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques sur les propriétés du BCR frais et durci.

Les granulats peuvent être roulés (sable siliceux) ou concassés (sable calcaire, gravier, grave...).

Pour limiter les problèmes de ségrégation et en vue d'une meilleure qualité de surface, la dimension maximale du granulat D doit être inférieure à 20mm. Le fuseau granulométrique doit être divisé en plusieurs fractions (exemple : 0/3-3/8-8/16).

Toutes les fractions granulométriques doivent avoir un indice de concassage supérieur à 30% dans le cas d'un trafic trop faible et environ 100% dans le cas d'un trafic élevé.

Ces granulats ont un indice de plasticité non mesurable et une teneur en matière organique inférieur à 0.2 %.

Il faut noter que le choix d'un D élevé a comme avantages :

- une économie d'énergie à la préparation des matériaux ;
- une résistance mécanique plus élevée à dosage de liant constant ;
- une amélioration du transfert de charges aux joints en l'absence de dispositif particulier.

Quant aux granulats fins, ils permettent une bonne cohésion à l'état frais, donc une bonne compacité à l'état durci. Toutefois, un pourcentage élevé de fines entraînerait une demande en eau importante et donc une baisse de la résistance et un problème de mise en place [16].

b) Liant

Cela comprend le ciment Portland et les ajouts cimentaire. La quantité et le type liant à utiliser dans les ouvrages en béton compacté au rouleau dépendent essentiellement du volume de la structure, du type d'ouvrage qu'on le désire de construire, des propriétés mécaniques requise et de la disponibilité des matériaux cimentaires. Les teneurs en liants sont très variables. Pour des applications de masse (les barrages), le BCR est fabriqué avec un ciment à faible chaleur d'hydratation est essentiel afin de limiter les contraintes thermiques dans le béton [17].

On utilise généralement du ciment Portland à chaleur d'hydratation modérée (40 à 120 kg/m³), des pouzzolanes ou encore des cendres volantes. La teneur en cendres volantes correspond à environ 30% de la teneur totale en ciment [18].

c) Adjuvants

Les trois principaux types d'adjuvant actuellement utilisés dans la production des bétons compacté au rouleau sont [13] :

- Les retardateurs de prise : permettent plus spécifiquement d'éviter les risques de prise prématurée et la formation de joints froids.
- Les réducteur d'eau : permettent principalement l'obtention de mélanges plus homogènes et facilitent les opérations de mise en place.
- Les agents entraîneur d'air leur utilisation pose encore aujourd'hui un gros problème dans ce type de béton, néanmoins les essais réalisés par Martin ont prouvé qu'il était bien possible d'entraîner de l'air dans les BCR.

d) eau de malaxage :

A titre indicatif, le tableau 3 donne quelques valeurs du dosage en eau correspondants à un seul ensemble de granulats et a une seul maniabilité. D'autres granulats et maniabilités conduisent à des dosages en eau différents, toutefois la relation entre les différentes dimensions reste identique.

Tableau 1.3 : Valeurs approximatives du dosage en eau d'un BCR en fonction de la dimension maximale des grains [1].

Dimension maximale des granulats (mm)	150	75	50	38	19
dosage en eau libre (kg/m ³)	85	95	100	108	117

L'utilisation d'un appareil VeBe permet de déterminer la teneur en eau et par là l'ouvrabilité et les proportions optimales d'agrégats [1].

Tableau 1.4 : Dosage de la pâte de barrages BCR [1].

Classification	Teneur faible en liant	RCD (roller compacted dam)	Teneur moyenne en liant	Teneur élevée en liant
Dosage en ciment				
Nombre	13	34	31	71
Moyenne (kg/m ³)	63	88	63	83
Maximal (kg/m ³)	95	96	125	154
Minimal (kg/m ³)	0	42	0	46
Dosage en adjuvants minéraux				
Nombre	13	34	31	71
Moyenne (kg/m ³)	13	35	57	111
Maximal (kg/m ³)	90	78	130	225
Minimal (kg/m ³)	0	24	0	40
Dosage en eau				
Nombre	13	33	22	71
Moyenne (kg/m ³)	121	95	115	101
Maximal (kg/m ³)	168	110	145	136
Minimal (kg/m ³)	87	75	95	73
Rapport pouzzolane/liant	0.17	0.28	0.48	0.57
Rapport eau/liant	1.59	0.77	0.96	0.52

2.4.2 Qualités du BCR

Comme pour tous les matériaux, les qualités d'un BCR peuvent se définir par la nature du comportement qu'il a sous l'action des sollicitations imposées. Compte tenu des fonctions d'un barrage, les qualités déterminantes de son matériau de construction sont [12] :

- La densité $d = (1.80 \text{ à } 2.40)$.
- La perméabilité $K \text{ à } 10^{-13} \text{ m/s}$.
- Les caractéristiques mécaniques à la rupture à savoir :
 - l'angle de frottement = 40° .
 - la résistance à la compression $RC > 10 \text{ MPa}$.

2.4.3 Degré d'homogénéité

Comme tous les matériaux de construction, le BCR n'est pas parfaitement homogène dans la masse de l'ouvrage qu'il constitue. On peut illustrer ce fait par l'introduction d'un degré d'homogénéité s'évaluant en fonction de l'importance des plages de dispersion dans lesquelles se situent les valeurs mesurant les différentes caractéristiques du matériau. Ce degré d'homogénéité est alors directement lié à la qualité du fonctionnement de l'ensemble du processus concourant à la mise en œuvre du matériau depuis ses origines jusqu'à son emplacement final : exploitation aux carrières et emprunts, fabrication des agrégats et des liants, dispositifs de transports, dispositifs de dosage, de malaxage, de réglage et compactage [12].

2.5 Essais

Le BCR doit être soumis à des essais afin de déterminer le mélange adéquat (répartition des granulats, dosage en ciment et adjuvants) et de connaître ses propriétés mécaniques et physiques. Les essais sont effectués au laboratoire et in situ tant sur le béton frais que durci [1].

Tableau 1.5 : Récapitulatif des essais principaux intéressant le BCR [1].

Matériau	Type d'essai	Fréquence
Ciment	Propriétés physiques et chimiques	Certificat du fabricant
Pouzzolane	Propriétés physique et chimiques	Certificat du fabricant
Adjuvant		Certificat du fabricant
Granulats	Densité relative et absorption	Une fois par moins ou 50 000m
BCR	Particules plates et allongées	Une fois pas moins ou 50 000 m
	Abrasion Los Angeles	Une fois par moins ou 50 000m
	Granulométrie	Une par poste ou par jour
	Teneur en eau	Avant chaque poste ou selon nécessités
	Maniabilité	500 m ou selon nécessités
	Granulométrie	1000 m ou selon nécessités
	Densité du béton frais	1000 m ou selon nécessités
	Teneur en eau séchage au four	1000 m ou selon nécessités
	Température	100 m ou selon nécessités
	Résistance à la compression	Deux par jour ou 1000 m
	Résistance à la traction (directe et / ou indirecte)	Un par jour ou 2000 m
	Module d'élasticité	Un par jour ou 2000 m

Les granulats doivent être soumis aux mêmes contrôles de qualité que ceux entrant dans la composition des bétons classique.

En cours de construction le programme porte sur le contrôle des propriétés des granulats, des dosages des constituants du BCR, des caractéristiques du béton frais et durci, du compactage in situ. La fréquence des essais est fixée en fonction de l'importance de l'ouvrage. Le tableau 5 donne la liste des essais principaux [1].

2.6 Propriétés du BCR

2.6.1 Etat frais

a) Maniabilité

Elle désigne la facilité de mise en place et renseigne sur l'uniformité du BCR. Elle est influencée par plusieurs facteurs parmi lesquels nous pouvons citer [16] :

- le volume et la fluidité de la pâte : la maniabilité augmente avec ces facteurs ;
- la proportion des fines dans le fuseau granulométrique : plus cette proportion est élevée plus la maniabilité augmente puisque les points de discontinuité deviennent plus nombreux et il y a plus de mobilité de l'ensemble ;
- la forme, la texture et l'absorptivité des granulats : la maniabilité est plus importante dans le cas de particules rondes que plates. Les granulats poreux absorbent l'eau et réduisent la maniabilité, tandis que les granulats rugueux exigent une plus grande quantité de pâte de ciment pour une même maniabilité du fait des irrégularités de surface qu'ils comportent.

La qualité du BCR est étroitement liée à sa maniabilité à l'état frais ; elle ne doit être ni trop faible, ni trop élevée.

Une maniabilité trop élevée, donc une augmentation du rapport E/C, a pour effet une diminution des propriétés mécaniques du BCR et de la durabilité. Aussi, lors de la mise en place, il y a création de pressions interstitielles dans le matériau compacté, ce qui entraîne une déformation excessive lors du passage des équipements de compactage d'où une formation d'ondulations à la surface du revêtement. L'adhérence accrue de la pâte avec le rouleau du compacteur entraîne dans le même sens une mauvaise qualité de surface [16] .

Une maniabilité trop faible a comme conséquence une augmentation importante du volume des vides de compactage d'où une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité du BCR. Il y a aussi une augmentation de la ségrégation, une diminution de l'adhérence entre les couches et une mauvaise qualité de surface due à un uni grossier ouvert.

Contrairement à l'affaissement au cône d'Abram du béton ordinaire. La maniabilité du BCR est déterminée à l'aide de l'appareil Vebe (annexe 20) du fait de sa consistance trop sèche. Elle est exprimée en temps Vebe et la plage optimale est de 40 à 90 secondes [16] .

b) Masse volumique

La masse volumique est une mesure qui permet de déterminer le volume occupé par une masse donnée et elle est utilisée pour vérifier l'uniformité du BCR. Elle est également importante pour évaluer le degré de compactage du matériau sur le terrain. Pour cette raison, elle est déterminée en laboratoire au cours de l'essai Proctor modifié, une méthode courante dans le domaine du génie civil. La connaissance de la masse volumique est essentielle pour garantir un bon compactage des matériaux de construction et des sols.

c) Ségrégation

C'est la ségrégation des différents composants lors de la mise en place et elle a pour conséquence une perte d'homogénéité et de résistance. A cause du faible volume d'eau, le BCR est très sensible à la ségrégation. Cette dernière est fonction de la granulométrie, de la grosseur maximale du gros granulat et des caractéristiques de la pâte.

Pour pallier cette ségrégation, des précautions doivent être prises lors de la fabrication et du transport.

Lors de la mise en place, les zones sensibles à la ségrégation comme les joints frais et les joints de reprises doivent être réalisées avec précaution.

Le passage des équipements de compactage sur les zones de ségrégation doit être précédé de l'ajout de matériaux de dimension inférieure à 5 mm tamisés à partir du BCR frais [16] .

2.6.2 Etat durci

a) Résistance à la compression :

La résistance à la compression est surtout fonction de la quantité des matériaux cimentaires, des propriétés des granulats, des degrés de compaction, et de la teneur en eau. La relation entre la résistance à la compression et le rapport eau / liant d'un béton conventionnel reste varier pour le B.C.R formulé avec un volume de pâte excédant le volume des vides inters granulaires ne sont que partiellement remplis par la pâte [13].

La résistance à la compression à 28 jours et 91 jours varie très peu d'un mélange à un autre et augmente de 12% à 30% selon le cas.

Cette faible augmentation de résistance montre que le comportement des B.C.R étudié, ressemble plus au comportement d'un béton conventionnel, qui à celui d'un sol s'applique par le volume de pâte élevé incorporé dans les B.C.R (mélange riche en liant), de plus on sait que le B.C.R est un béton de masse dont la résistance à la compression dépend surtout de sa teneur en matière cimentaire et de son rapport eau /liant [13] .

b) Résistance à la traction

L'essai brésilien est utilisé pour mesurer la résistance à la traction du B.C.R., qui représente environ 12% à 14% de sa résistance à la compression. Cette résistance peut varier considérablement d'un mélange à l'autre, et la variabilité de l'essai est plus importante pour le B.C.R. que pour le béton conventionnel.

c) Résistance au cisaillement

La construction de barrages en B.C.R. implique la superposition de plusieurs couches horizontales, dont l'épaisseur varie de 30 cm à 60 cm. Pour assurer une bonne adhérence entre les couches et limiter les infiltrations, la résistance au cisaillement de l'interface entre deux couches est considérée comme plus importante que la résistance au cisaillement intrinsèque des matériaux. Les concepteurs augmentent donc généralement le rapport pâte/mortier autant que possible. La résistance au cisaillement du B.C.R dépend de la cohésion et de l'angle de frottement interne. La résistance minimale est souvent mesurée au niveau des joints de construction et le long des interfaces entre les couches successives de B.C.R [13] .

d) Résistance à la flexion

L'un des premiers paramètres à prendre en considération lors de la conception d'un revêtement en BCR est la résistance à la flexion (module de rupture) du béton. Typiquement un mélange de BCR correctement formulé, fabriqué avec 250kg/m³ de ciment type 10E-FS et d'un rapport eau/liant de 0.40 développé généralement une résistance moyenne à la flexion d'environ 4.0 à 4.5 MPA après 3 jours de murissement, d'environ 5.0 MPA à 7 jours et entre 5.5 et 6.0 MPA à 28 jours. De même, un mélange de BCR fabriqué avec une teneur en ciment d'environ 300kg/m³ et possèdent un rapport eau/liant d'environ 0.35 développe généralement une résistance moyenne à la flexion d'environ 4 à 4.5 MPa après 3 jours de murissement d'environ 5.5 à 6.5 MPa à 7 jours et d'environ 7 MPa à 28 jours [13] .

e) Module de Young

Le module d'élasticité ou module de Young caractérise la rigidité du matériau c'est-à-dire la propriété de se déformer de façon élastique, réversible sous l'action d'une charge.

Elle est influencée par la propriété de la pâte de ciment hydratée ainsi que celle des granulats. Le module d'élasticité moyen du BCR est de l'ordre de 30 GPa après 28 jours de mûrissement et est indépendant des variations de température contrairement au béton bitumineux [16].

Nous avons les formules suivantes :

$$E = \frac{\sigma}{\xi} \quad \{1.1\}$$

- E : module de Young, en MPa
- σ : Contrainte en MPa
- ξ : Déformation en mm/mm

La rigidité est donnée par la formule suivante :

$$\text{Rigidité} = EI \quad \{1.2\}$$

Où I est le moment d'inertie.

f) Le comportement à la fatigue

Elle caractérise la rupture du matériau sous l'effet d'une application de charge répétée un très grand nombre de fois. La résistance à la fatigue est la fraction de la résistance ultime statique que ce dernier peut supporter de façon répétée pendant un nombre de cycles donné. Le comportement à la fatigue du béton est représenté par la formule de Wöhler :

$$\frac{\sigma}{M_R} = a - bx \log(N) \quad \{1.3\}$$

Avec :

- σ/M_R : Rapport entre la contrainte appliquée et la contrainte qui cause la rupture ;
- N : nombre de répétitions de la contrainte appliquée ;
- a et b : constante.

La formule proposée par l'Association Canadienne du Ciment (ACC) et représentant la courbe de fatigue du béton est la suivante [19] :

$$\log N = 11.737 - 12.077 \frac{\sigma}{M_R} \quad \{1.4\}$$

Une étude menée par l'université de Laval et présentant des résultats des essais de fatigue sur le BCR montre que la résistance à la fatigue du BCR est meilleure que celle du béton ordinaire [19].

Ces résultats d'essai de fatigue sont présentés à l'annexe 15 ; ces résultats ont permis de tracer la courbe de fatigue du BCR.

Pour le tracé de la courbe de fatigue du béton ordinaire, on utilise la formule de l'ACC.

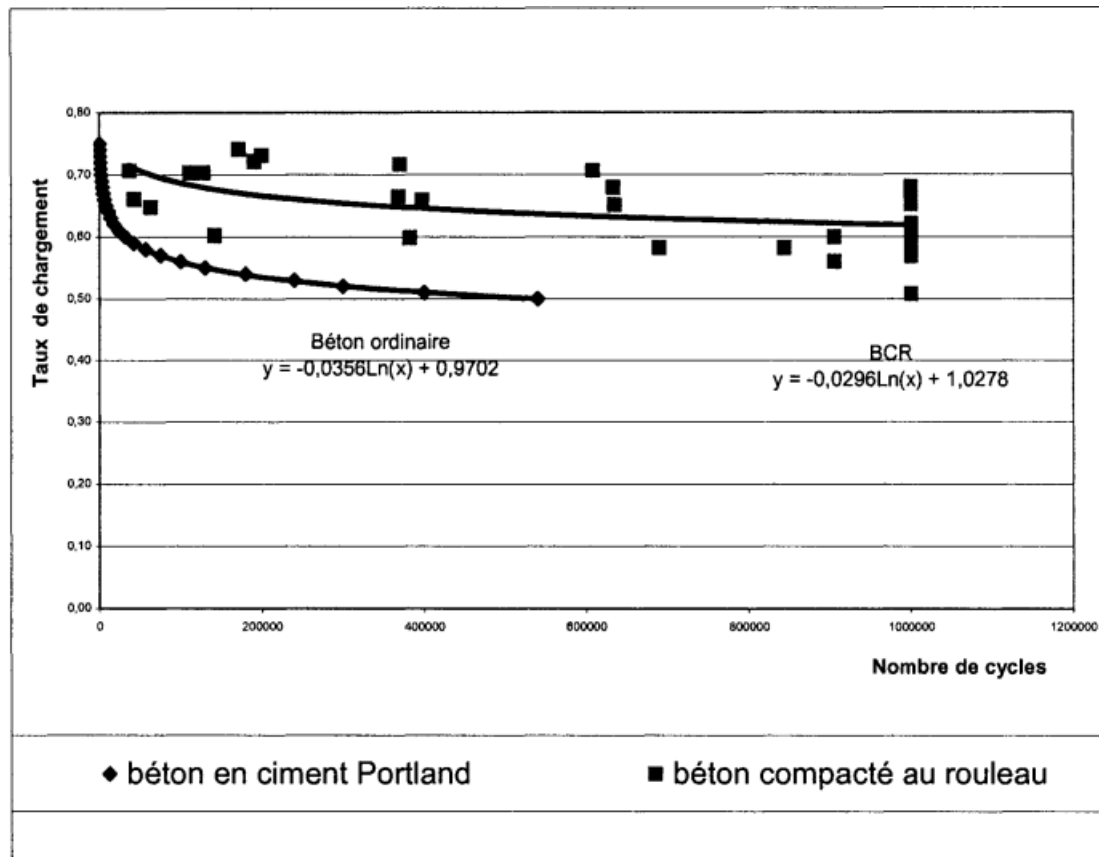


Figure 1.12 : Courbe de fatigue du BCR vs Béton ordinaire [19].

g) Le retrait et le gonflement

Le retrait correspond à une diminution apparente du volume de béton. On distingue principalement trois types de retraits :

- le retrait avant prise causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- le retrait thermique dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment ;
- le retrait hydraulique qui est une conséquence de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

Le retrait est influencé par [16] :

- l'humidité relative et la température environnante : le retrait est d'autant plus accentué que l'humidité de l'air est plus réduite et la température plus élevée.
- l'hydratation du ciment : le retrait augmente si l'hydratation du ciment est plus accentuée. Les ciments finement broyés présentent après durcissement un retrait plus grand que ceux grossièrement broyés car la surface spécifique est plus grande d'où une réaction avec l'eau plus importante.
- la nature du ciment : si nous donnons la valeur de 1 au retrait du ciment, il est de 0.46 pour le silicate tricalcique (C_3S), 1.06 pour le silicate bicalcique (C_2S), 1.68 pour l'alumino-ferrite tétracalcique (C_4AF), 3.22 pour l'aluminate tricalcique (C_3A). Ainsi les ciments dont l'aluminate tricalcique est entièrement remplacé par l'alumino-ferrite tétracalcique comme les ciments ferri sont recommandés en revêtement routier.
- la fraction fine du granulat ;
- le rapport E/C

Le retrait du béton est caractérisé par une évaporation de l'eau de façon inégale dans la masse de matériau, ce qui provoque des tensions supérieures à la résistance à la traction du béton et conduit à la fissuration. En effet, une couche extérieure subit une tension alors qu'une couche suivante subit une compression, ce qui peut entraîner la fissuration de la première couche.

Le gonflement, quant à lui, est l'augmentation de volume du béton due à la réaction alcalis-silice et alcalis-carbonate. Cette réaction se produit entre les granulats, l'alcalinité de la solution interstitielle du béton et l'humidité environnante. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour réduire le risque d'expansion causé par cette réaction, comme remplacer une partie du ciment Portland par des ajouts cimentaires tels que les cendres volantes ou les fumées de silice [16].

h) Durabilité

La durabilité dépend de la résistance, de la qualité des agrégats et de la densité du BCR en place. Avec des agrégats durs et denses et un bon mélange, le BCR présente une excellente résistance à l'abrasion, à l'érosion, à la réactivité des agrégats alcalins (RAA) et à l'attaque des sulfates.

Cependant, la résistance du BCR aux effets de l'eau agressive, des produits chimiques, des gaz ou du simple lessivage des constituants solubles par l'eau est principalement fonction de la perméabilité du BCR. Un mélange non ségrégué qui contient suffisamment de pâte pour remplir tous les vides des granulats peut être relativement imperméable s'il est bien compacté et lié à la couche précédente [20].

i) La perméabilité

Des études menées par le Service d'Expertise en Matériaux (SEM) au Québec (23) ont montré que le BCR peut avoir une perméabilité à l'eau du même ordre de grandeur que ceux du béton conventionnel tout en ayant les propriétés mécaniques (Résistance en compression et en traction) supérieures à celles des bétons conventionnels. Le coefficient de perméabilité k est de l'ordre de 10^{-13} m/s [16].

2.7 Construction

2.7.1 Considérations générales

Le BCR est un matériau de construction utilisé pour les barrages dont la disposition, la planification et la logistique requises sont différentes de celles des barrages en béton traditionnels. La qualité de la production et de la mise en place du BCR est directement liée à l'équipement et à l'expertise du personnel de construction de l'entrepreneur ainsi qu'aux mesures de contrôle et d'assurance qualité du projet. La rapidité avec laquelle le BCR peut être placé et consolidé est une caractéristique de réduction des coûts. Les taux de production typiques varient en fonction de la taille du projet et du fonctionnement simultané et coordonné de plusieurs systèmes. La mise en place plus rapide permet d'obtenir des joints de levées plus solides et plus résistants aux infiltrations [11].

2.7.2 Production d'agrégats

Pour la production d'agrégats pour les bétons à base de cendres volantes, il est important d'éviter la ségrégation lors de la manipulation des granulats. Les agrégats de ces bétons ont souvent des tailles non traditionnelles, pour économiser du temps et des coûts en utilisant la granulométrie naturelle des matériaux.

Les projets plus importants peuvent utiliser des sources d'approvisionnement en carrière pour éviter les longues distances de transport et les coûts plus élevés. Le cahier des charges exige un volume minimum de sable et de granulats grossiers disponibles sur le chantier pour une qualité constante du béton.

2.7.3 Dosage et mélange

Les centrales à béton sont soit conventionnelles, soit à alimentation continue, et permettent une livraison précise et contrôlée.

Les malaxeurs de camions sont inefficaces pour décharger le BCR mélangé. L'équipement de dosage et de mélange doit être dimensionné avec une surcapacité suffisante pour qu'il ne soit pas le facteur déterminant de la progression globale de la construction en BCR [11] .

L'usine ou le système de dosage devrait généralement avoir des dispositions en place pour le chauffage ou le refroidissement efficace du BCR selon le programme saisonnier.

2.7.4 Transport et livraison

Le transport des matériaux est crucial dans la production de béton compacté au rouleau (BCR). Les deux principales méthodes de transport du BCR sont les véhicules de transport et les convoyeurs, mais les convoyeurs sont préférables car ils minimisent la ségrégation. L'équipement de transport doit également être choisi avec soin pour éviter la ségrégation, ne pas réduire la maniabilité ou contaminer les surfaces de la couche de roulement, et être capable de livrer le BCR à l'endroit de la mise en place dans les 15 minutes suivant le mélange. La taille maximale des granulats et la tendance à la ségrégation du mélange sont également des facteurs importants à prendre en compte lors du choix de la méthode de transport.



Figure 1.13 : Un système de convoyeur transporte du BCR depuis le sommet d'une montagne jusqu'au site du barrage.

2.7.5 Mise en place et épandage

Des boteurs de différentes tailles, généralement dotés de lames en forme de "U", sont les meilleurs pour épandre le BCR, car ils contribuent à compacter uniformément le BCR et à minimiser la ségrégation. Les ouvriers doivent souvent retirer et/ou remélanger les matériaux ségrégués avant le compactage, ce qui prend plus de temps et qu'il vaut mieux éviter. Si une certaine ségrégation se produit pendant le travail d'épandage, les agrégats ségrégués sont soit enlevés, soit ramenés à la pelle sur la surface épandue avant le compactage complet.

Un boteur répand généralement le BCR en une couche libre de 300 mm \pm 50 mm d'épaisseur, de manière à ce que le boteur puisse travailler sur un matériau non compacté. Les boteurs

doivent travailler sur du BCR frais qui n'a pas été compacté, car l'utilisation du buteur sur une surface compactée risque d'endommager le BCR. Lorsqu'il est nécessaire que le buteur roule sur du BCR compacté, l'opérateur doit limiter le mouvement à un va-et-vient rectiligne, ou se déplacer sur des tapis en caoutchouc tels que des longueurs de vieilles bandes transporteuses.

Il est recommandé que le BCR soit transporté, déposé, étalé et compacté dans les 45 minutes suivant le contact de l'eau de gâchage avec le matériau cimentaire, ou selon les spécifications du projet. Ce délai est étroitement lié aux variations des conditions environnementales/atmosphériques et plus particulièrement au taux d'évaporation de l'eau du mélange [11].

2.7.6 Compactage

Un compactage adéquat du BCR est important pour obtenir la résistance et la densité requises.

Il existe une grande variété de paramètres qui peuvent influencer la phase de compactage, tels que [11] :

- La taille maximale des granulats
- La quantité et le type de matériau cimentaire.
- La teneur en eau
- L'épaisseur des couches
- L'équipement utilisé.

Il a été déterminé, à partir de diverses sections d'essai et de projets de construction réels, que le BCR peut être correctement compacté à l'aide d'une variété de compacteurs vibrants à roues en acier. Les levées peuvent être compactées comme des couches individuelles, ou plusieurs couches peuvent être étalées avant de les compacter comme une seule levée avant la prise initiale du BCR (comme dans les barrages BCR).

Le nombre requis de passages de rouleaux doit être vérifié pendant la construction de la section d'essai. L'expérience montre que quatre à huit passages de rouleaux sont suffisants pour atteindre les densités souhaitées pour des couches de BCR de 150 à 300 mm d'épaisseur. En règle générale, l'épaisseur compactée de toute levée de RCC doit être au moins trois fois supérieure au diamètre de la NMSA. Tout roulement vibratoire excessif peut réduire la densité du béton dans la partie supérieure des levées [11].

En plus du compactage souhaité, le rouleau vibrant permet d'obtenir une surface de levage serrée et lisse qui facilite le nettoyage, empêche la pénétration excessive d'eau par temps humide et réduit l'évaporation et le séchage excessifs du BCR par temps chaud. Le compactage doit être effectué le plus tôt possible après l'épandage du BCR, surtout par temps chaud. Des essais ont montré une réduction substantielle des valeurs de résistance si le BCR est compacté plus tard que ces limites, ou lorsque des températures excessives du mélange se produisent. Des températures plus fraîches peuvent permettre de prolonger les limites de temps comme pour les bétons conventionnels.

Lorsque le BCR approche du compactage complet, le béton devrait présenter une légère plasticité lorsque le rouleau passe sur la surface du BCR et la pâte de ciment devrait remplir tous les vides à la surface du BCR lorsqu'on l'observe de près. Si la surface du BCR reste encore rigide après d'autres passages du rouleau, la pâte de ciment n'est pas suffisante pour

remplir tous les vides des granulats, et le contact entre les roches qui en résulte empêchera la poursuite du compactage. Si des agrégats sont écrasés pendant le compactage, cela indique un manque de maniabilité du mélange BCR [11] .



Figure 1.14 : Compactage de BCR à l'aide d'un rouleau vibrant [11] .

2.7.7 Joints entre les couches de BCR

Les joints entre les couches d'élévation sont les zones de faiblesse potentielles d'un barrage en BCR. La liaison entre les couches est produite par la liaison cimentaire et la pénétration des agrégats de la nouvelle couche dans la surface de la couche précédemment placée. Les surfaces des joints doivent être maintenues propres pour maximiser la liaison entre les couches. Il est courant que le compactage complet des couches de BCR fasse remonter de la pâte à la surface, qui ne doit pas être enlevée avant la mise en place de la couche suivante.



Figure 1.15 : Méthodes de nettoyage des surfaces des couches [11] .

2.7.8 Joints de contraction et contrôle des fissures

La pratique actuelle en matière de conception de béton armé consiste à contrôler la fissuration due à la température à l'aide de joints de contraction. Les joints de contraction sont installés selon plusieurs méthodes. L'une d'entre elles, qui a été utilisée sur plusieurs projets de construction en béton armé, consiste à créer une fissure ou un joint dans le béton armé en installant une feuille d'acier galvanisé dans les levées de béton armé compacté à un endroit et le long d'un joint prédéterminé. Cette tôle d'acier galvanisé agit comme un inducteur de

fissures. D'autres méthodes incluent l'utilisation de matériaux alternatifs de rupture d'adhérence, tels que des feuilles de plastique.

2.7.9 Systèmes de parement pour BCR

Les grandes surfaces qui ne sont pas horizontales, telles que les faces amont et aval des barrages, peuvent être façonnées selon presque toutes les pentes et configurations souhaitées. Les méthodes qui ont été utilisées pour former les parements des barrages en béton armé sont les suivantes [11] :

- Parement avec du béton conventionnel coulé contre un coffrage. Il s'agit de la méthode standard pour former les parements amont et aval des barrages en béton armé.
- Béton coulé contre un coffrage. La deuxième méthode la plus populaire consiste à placer le béton armé directement contre le coffrage. Cette méthode est de plus en plus populaire et permet d'obtenir une excellente finition, à condition que le RCC utilisé soit suffisamment façonnable.
- RCC enrichi de coulis. Le procédé GERCC consiste à placer d'abord du béton armé non consolidé à côté des coffrages en amont et en aval, puis à ajouter un mélange de coulis qui est vibré dans le béton armé à l'aide de vibrateurs à immersion avant le compactage du béton armé.
- Panneaux de béton conventionnel préfabriqués. Cette méthode de construction d'un parement de barrage est relativement coûteuse. En général, une membrane est également coulée intégralement à l'intérieur du panneau de béton préfabriqué pour créer une barrière imperméable, en particulier sur les fronts de barrage en amont.
- Le coffrage glissant des éléments de parement. L'utilisation d'une machine à coffrer en déport pour le coffrage glissant des éléments de parement présente le double avantage d'éliminer le besoin de coffrage et de séparer le coffrage du parement de la mise en place du béton armé. Cette méthode est davantage utilisée sur les grands projets, où elle devient plus rentable et plus viable.
- Blocs de béton préfabriqués. Les blocs de béton préfabriqués ont été utilisés en particulier pour le parement aval (et dans quelques cas pour le déversoir) des barrages en béton armé. Cette méthode est équivalente à l'utilisation de panneaux de béton préfabriqués sur le parement amont.
- Autres méthodes. Un nombre important d'autres méthodes (telles que l'utilisation de membranes) ont également été utilisées pour former les parements des barrages en béton armé, pour plus de détails, se référer aux spécifications du projet.

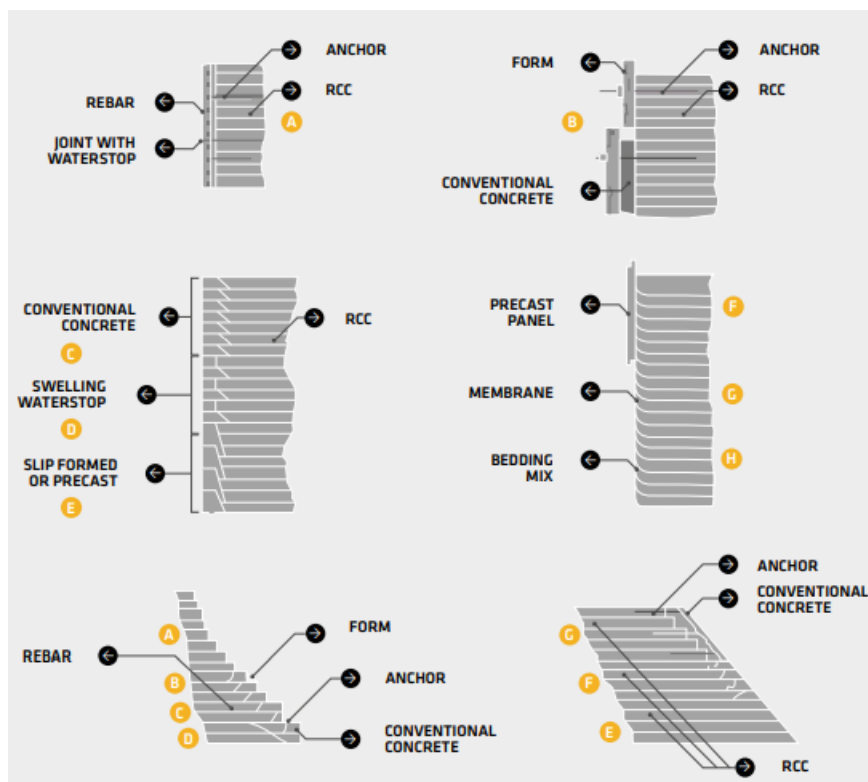


Figure 1.16 : Options d'orientation en amont et en aval [11] .

2.7.10 Galeries et arrêts d'eau

La construction d'une galerie peut causer des interférences avec le processus de construction en béton armé et peut diviser la zone en amont de la zone en aval. Plusieurs méthodes ont été utilisées pour construire des galeries, telles que l'utilisation de remblais de sable ou de blocs de bois pour éviter toute interférence. Le béton conventionnel coffré et le béton armé coffré sont des méthodes courantes pour la construction des murs de galerie, et des panneaux de béton préfabriqués ou du béton projeté armé ont été utilisés pour le toit de ces galeries. L'installation d'arrêts d'eau et de drains de joints en aval nécessite généralement la mise en place d'un béton conventionnel ou du béton cellulaire enrichi de coulis comme alternative pratique et rentable. Enfin, les structures dotées d'une membrane imperméable sur le parement amont ne nécessitent généralement pas d'arrêts d'eau et de drains de joints.

2.8 Contrôle de la qualité

2.8.1 Contrôle de la qualité préliminaire

a) Matériaux cimentaires

Lorsqu'un entrepreneur utilise des matériaux cimentaires pour un projet, le fournisseur doit fournir des résultats d'essais pour vérifier la conformité aux spécifications. Si l'entrepreneur doit échantillonner et tester les matériaux, il ne devrait pas avoir à payer sauf si les résultats montrent que les matériaux ne répondent pas aux exigences ou si la spécification l'exige. L'entrepreneur doit contacter un laboratoire pour déterminer les quantités et les exigences d'échantillonnage et d'expédition nécessaires pour fournir des échantillons à tester.

b) Agrégats

Voici une liste d'essais sur les agrégats [20] :

- réactivité avec les alcalis

- solidité
- abrasion des granulats grossiers
- densité relative (gravité spécifique)
- absorption
- analyse mécanique par tamisage
- module de finesse des granulats fins
- tests pour les substances délétères telles que :
 - analyse par tamisage humide
 - recherche d'impuretés organiques dans les granulats fins
 - recherche de morceaux d'argile et de matériaux friables
 - contrôle de la présence de charbon et de lignite dans les granulats grossiers
 - test de présence de chert dans les granulats grossiers
- densité apparente et vides
- humidité des agrégats

L'analyse des tamis mécaniques et les tests d'humidité des agrégats sont effectués à la fois pendant le programme de conception du mélange et après la livraison des agrégats sur le chantier. L'analyse par tamisage mécanique est effectuée pour s'assurer que les granulats sont classés selon les exigences du mélange et que la ségrégation est réduite au minimum. La teneur en eau des granulats est contrôlée pour déterminer la quantité d'eau que les granulats absorbent ou contribuent à l'eau libre dans le mélange. Les valeurs de la teneur en eau des granulats doivent être déterminées pour calculer la DTSA du mélange.

Dans les climats arides, l'inspecteur doit s'inquiéter de la présence de granulats trop secs. Les granulats secs ont tendance à absorber l'eau et rendent difficile le contrôle de la consistance du mélange. Dans les climats humides, il faut s'inquiéter de la présence d'une trop grande quantité d'eau dans les granulats. Les granulats, en particulier les granulats fins, peuvent contenir des quantités assez importantes d'eau libre qui rendent le mélange trop humide, même avant l'ajout d'eau supplémentaire.[20]

L'humidité des agrégats doit être mesurée avec précision pour ajuster l'humidité des mélanges de béton compacté au rouleau. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour mesurer l'humidité, mais il est important de savoir si le résultat représente l'humidité totale ou seulement celle de la surface de l'agrégat. La méthode de l'étuve ASTM D2216 donne la valeur de l'humidité totale, tandis que l'humidimètre Speedy (carbure) ASTM D4944 donne une valeur ajustée en fonction de l'eau libre et absorbée dans l'agrégat. Toutes les autres méthodes doivent être comparées à la méthode de l'étuve pour documenter leur précision. Les autres méthodes pour déterminer l'humidité des agrégats sont les suivantes :

- la méthode nucléaire (ASTM D6938).
- la méthode du four à micro-ondes (ASTM D4643).
- la méthode de la chaleur directe ou de la cuisinière (ASTM D4959).

c) Eau

L'eau disponible pour l'hydratation chimique dans le RCC provient de deux sources.

Une partie provient de l'eau ajoutée par la centrale de mélange, tandis que la majorité est généralement contenue sous forme d'eau excédentaire (libre) dans le granulat. La qualité de l'eau est également importante. La qualité de l'eau est généralement spécifiée pour répondre aux exigences de la norme ASTM C-94. L'ingénieur devrait tester la source d'eau avant la construction et, si possible, utiliser l'eau propre au site pour concevoir les mélanges de CCR.

Il est important de connaître l'emplacement de la source d'eau de construction et les limites de son utilisation dès le début du projet [21] .

d) Adjuvants

L'inspecteur du NRCS doit lire les étiquettes apposées sur les contenants d'adjuvants pour déterminer et documenter la conformité.

e) Mélange BCR

i) Consistance et maniabilité

La consistance du béton conventionnel est déterminée par le test d'affaissement, ASTM C143. Étant donné que le BCR est un mélange sans affaissement.

Il est plus courant de contrôler visuellement la consistance du mélange sur le terrain en observant l'ouvrabilité réelle du mélange lors de son étalement et de son compactage. La finition des surfaces formées est un autre indicateur de la consistance [20] .

La maniabilité du mélange de BCR doit être déterminée en considérant les délais de production, de transport et de mise en œuvre. Idéalement, au moment de la mise œuvre du BCR, la maniabilité du BCR doit être comprise entre 40 et 90 secondes (temps VEBE). Finalement, le rapport entre les granulats fins et gros doit être choisi afin d'atteindre la densité requise et d'assurer une surface fermée [22] .

ii) Humidité en place

Il est important de mesurer la teneur en eau du mélange pour vérifier que la teneur en eau du mélange est conforme à celle prévue dans le mélange de travail. Il existe plusieurs tests pour mesurer la teneur en eau du mélange BCR. Une étuve (ASTM D2216), un four à micro-ondes (ASTM D4643), ou un humidimètre/densimètre nucléaire (ASTM D3017) sont couramment utilisés sur le site pour tester l'humidité du BCR [20] .

iii) Densité en place

La densité du BCR est presque toujours mesurée à l'aide d'une jauge de densité nucléaire. La valeur obtenue par la jauge nucléaire n'est qu'une approximation de la densité réelle du BCR, mais la détermination de la densité réelle n'est pas importante. Ce qui est important, c'est que la conformité aux spécifications puisse être déterminée à partir des valeurs obtenues par la jauge. Cela peut être fait tant que la DMA est établie pour la jauge. Comme il est courant que différentes jauges donnent des valeurs de densité différentes, une valeur DMA doit être déterminée pour chaque jauge utilisée [20] .

iv) Température

Les limites de température du RCC sont souvent indiquées dans les spécifications techniques. Des contrôles fréquents de la température du RCC doivent être effectués, en particulier par temps très chaud ou très froid. Les lectures de température sont généralement estimées à l'aide de thermomètres portatifs, ou de thermocouples installés dans des levées spécifiées, placés dans le RCC. Tous les thermomètres doivent être étalonnés de façon régulière tout au long de la production du CCR. Il faut s'attendre à des variations de température du CCR au cours de chaque quart de travail. Les variations de température dans le CCR au moment de la mise en place seront généralement parallèles aux conditions météorologiques [21] .

2.8.2 Contrôle de la qualité au chantier

Le contrôle de la qualité au chantier permet de s'assurer de la qualité et de la durabilité du revêtement. Le contrôle de la qualité lors de la réalisation d'un projet de revêtement en BCR peut se résumer aux points de vérification suivants [22] :

- vérification de la fondation granulaire ;
- échantillonnage des matériaux pour la production du BCR ;
- suivi de la production du BCR ;
- suivi de la mise en œuvre ;
- échantillonnage et mesure des propriétés du BCR à l'état frais ;
- confection d'éprouvettes.



Figure 1.17 : Un barrage à selle en construction en Afrique [11] .

Le contrôle de qualité du BCR (béton de ciment recyclé) doit être effectué avant la mise en place en vérifiant la pente, l'élévation et le degré de compactage de la fondation granulaire. L'échantillonnage des matériaux en réserve doit être effectué pour vérifier leur conformité. Pendant la production, il est important de surveiller régulièrement le débit de chaque constituant pour s'assurer de sa conformité. Les délais pour la mise en place et la compaction du BCR doivent être respectés pour éviter les problèmes de consolidation et les joints froids. L'utilisation d'un adjuvant retardateur de prise peut permettre d'allonger ces délais.

Le suivi de la mise en œuvre du BCR est effectué en vérifiant que les surfaces exposées sont constamment humides, que l'épaisseur du BCR mis en place est conforme aux spécifications et que les pentes sont vérifiées. La qualité de la surface du BCR après compactage et mûrissement doit être conforme aux exigences. Le contrôle de la masse volumique humide du BCR après compactage est réalisé à l'aide d'un nucléo densimètre. Les propriétés du BCR à l'état frais sont mesurées pour vérifier la qualité et l'homogénéité de la production. Les éprouvettes de BCR destinées à la caractérisation des propriétés mécaniques doivent être confectionnées à une fréquence minimale de 225 m³ de BCR produit et pour chaque journée de production [22] .

2.9 Traitement des joints horizontaux

L'adhérence entre les couches de BCR résulte de la liaison par le liant et la pénétration des granulats de la nouvelle couche sous la surface de la couche précédemment mise en place. En général un traitement de joints et l'utilisation de mélanges de liaison sont prescrits en se basant sur un coefficient de maturité (produit du temps de durcissement par la température). Il existe deux types de couche de liaison : le mortier et le béton de liaison.

Le mortier a généralement une épaisseur de 10 à 20 mm, celle du béton varie selon les projets [1].

Trois catégories de traitements des joints ont été définies :

a) Le joint frais (ou « chaud ») :

Il s'agit d'un joint qui se présente lorsque la mise en place des couches de BCR se succèdent rapidement et que le BCR est encore maniable lorsque la couche suivante est appliquée ;

b) Le joint intermédiaire (ou « légèrement chaud » ou « préparé ») :

Cette condition se situe entre un joint « frais » et un joint « sec » ;

c) Le joint sec (ou « froid ») :

À ce stade, l'état de la surface de la couche précédemment mise en place ne permet pas (ou presque pas) la pénétration des granulats de la nouvelle couche dans le couche précédemment compactée.

La cure de la surface du BCR fraîchement compactée est une opération qui doit permettre de la protéger contre la dessiccation ou le gel. Pour maintenir la surface continuellement humide, il faut disposer à cet effet de camions-citernes qui répartissent un film humide, les endroits inaccessibles aux camions étant traités manuellement par arrosage. Si une main-d'œuvre suffisante est disponible, il est aussi possible d'utiliser des systèmes d'aspersion et des tuyaux maniés à la main. Des couvertures en plastique isolantes déployées sur la surface permettent de la préserver contre le gel jusqu'à maturité suffisante. Par opposition, il y a lieu aussi de la prémunir contre les températures extrêmes. Une protection thermique peut être obtenue en recouvrant la surface d'une couche de sable humide, si l'humidité ambiante est relativement [1].

2.10 Perspectives de développement de cette technique en Afrique

L'utilisation de la technique de béton compacté au rouleau (B.C.R.) a réussi à inverser la tendance à la baisse de la construction de barrages en béton dans le monde, en permettant la construction rapide d'ouvrages de grand volume à des coûts compétitifs. Cependant, cette technique n'a été utilisée jusqu'à présent que pour des barrages de grande taille. Le B.C.R. pourrait être compétitif sur des projets de barrages plus modestes, comme les retenues collinaires de grande longueur, qui sont courantes en Afrique. La mise en œuvre de la technique nécessite toutefois des conditions favorables, telles que la présence d'une fondation rocheuse et la disponibilité de granulats en quantité suffisante à proximité du site. En outre, malgré la faible teneur en eau du béton, des volumes importants d'eau sont nécessaires pour la mise en œuvre de la technique. Dans les bonnes conditions, la technique de B.C.R. pourrait offrir une alternative économiquement intéressante pour la construction de barrages en Afrique [23].

2.11 Combinaison du B.C.R et des matériaux locaux dans l'optimisation des couts

Dans l'optique d'une plus grande économie dans la fabrication des matériaux BCR, on cherche à réduire plus la teneur en liant et à utiliser des alluvions naturelles, si possible sans traitement préalable. Ceci évoque une adaptation du profil du remblai afin de répondre aux contraintes admissibles pour un tel matériau, en prévoyant des profils entre (0,5 H/1V et 0,9 H/1V).

La combinaison des matériaux enrochements, remblai et de la technique du (BCR) type 1 (R.C.C), s'avère très avantageuse et prometteuse. Cette nouvelle variante connue sous l'appellation anglo-saxonne (RCCR).

Dans ce type de variante le remblai de béton (BCR) est intégré au remblai (tout-venant, enrochement), disponible sur le site. Ce type de solution est utilisé dans la construction de batardeau de grand barrage. Un matériau d'étanchéité doit être prévu à l'amont (figure 1-23 et 1-24) [18].

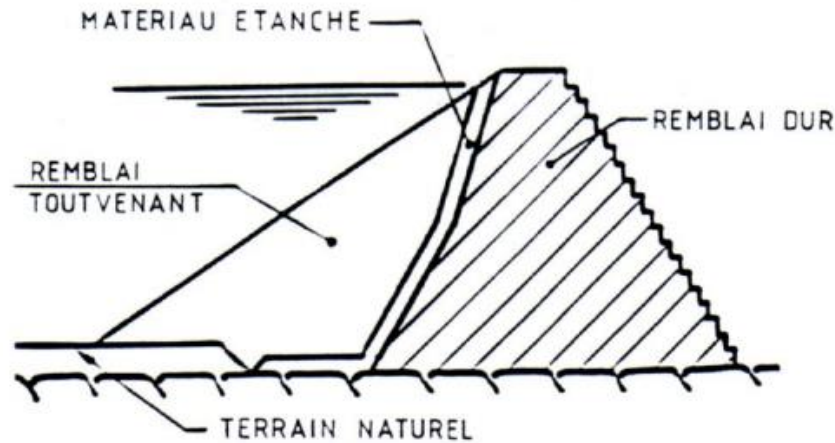


Figure 1.18 : Exemple d'une variante RCCR (BCR- Enrochement) [18].

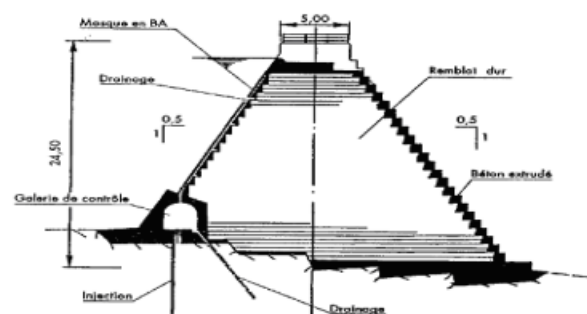


Figure 1.19 : Coupe type d'un barrage à profil symétrique [18].

La variante RCCR est adaptée essentiellement pour des barrages à fondation ou la qualité présente des caractéristiques géotechniques médiocre à faible et des zones de faible sismicité.

Le fruit d'expériences menées aux Etats Unis d'Amérique et en Europe (M.MAUBOUSSIN 1990), sur des évacuateurs fondés sur remblais ont permis de proposer d'autres solutions intéressantes pour des hauteurs de barrage modérées. Grâce à une protection avec du béton BCR du parement aval, cas du barrage de Towaliga Dam en GEORGIA (Figure 1-25) et Tongue River dam au Montana.

Cette approche consiste à prévoir quelques mètres de BCR en marche d'escalier en parement aval, de limiter le débit spécifique à $10 \text{ m}^3/\text{s.ml}$ et de vérifier sur un modèle réduit que l'essentiel de l'énergie est dissipé par les marches [24].

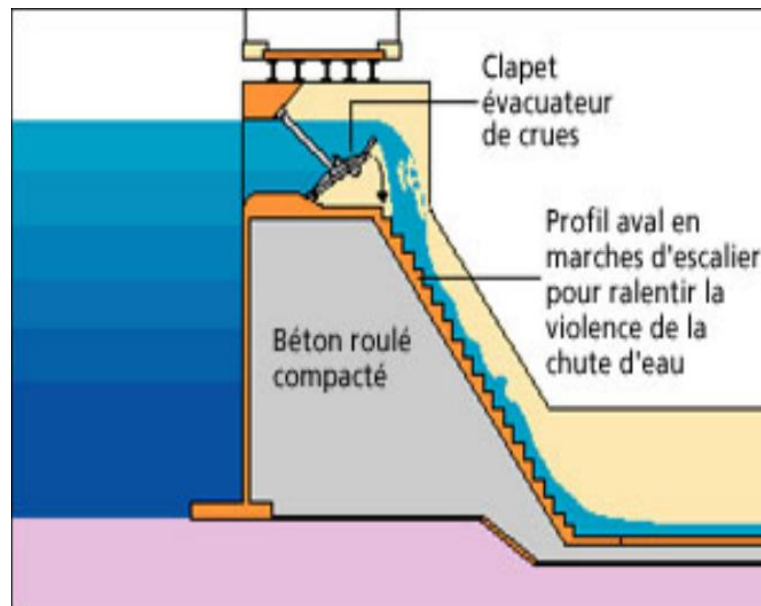


Figure 1.20 : Barrage de Lower Towaliga Dam, Géorgie (Etat-Unis) [24] .

2.12 Avantages et inconvénients du BCR dans les barrages

2.12.1 Intérêt économique

On considère en général que le coût du m³ de B.C.R. mis en œuvre dans un barrage poids est en moyenne deux fois inférieur à celui d'un béton classique (non compris des traitements particuliers entre couches). Cette proportion tend à augmenter avec les quantités mises en œuvre. Mais ce rapport est évidemment moins élevé si l'on considère l'ensemble de l'ouvrage incluant le traitement de la fondation, le déversoir et les mirages annexes.

La comparaison entre le barrage poids classique et le barrage poids en B.C.R. est facilitée par un certain nombre de constantes entre ces deux solutions : provenance souvent identique des matériaux ; travaux de fondation semblables ; déversoir identique ; profils voisins. Par contre la comparaison avec d'autres solutions telles que barrages en terre ou en enrochements, à zones ou à masques, nécessite une étude approfondie de la qualité, de la quantité et de la provenance des matériaux, ainsi que des conditions de fondation. Les ouvrages récents réalisés en B.C.R. ont souvent fait apparaître que l'adoption de ce procédé permet d'espérer une économie globale de 10 à 20 % par rapport à des solutions terre ou enrochements, pour autant que les fondations soient favorables à la réalisation d'un barrage poids [23] .

2.12.2 Du point de vue des matériaux utilisés

On gagne environ 30% de ciment et 40% d'eau, on considère généralement que le coût du mètre cube de BCR, mis en œuvre dans un barrage type-poids, est en moyenne deux fois inférieur à celui d'un béton classique (Figures 26 et 27) [12] .

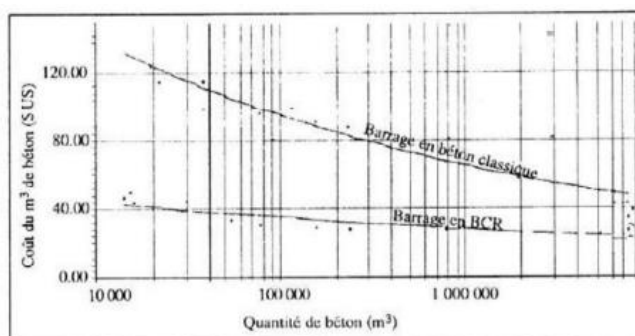


Figure 1.21 : Evolution du coût du m^3 de béton [12] .

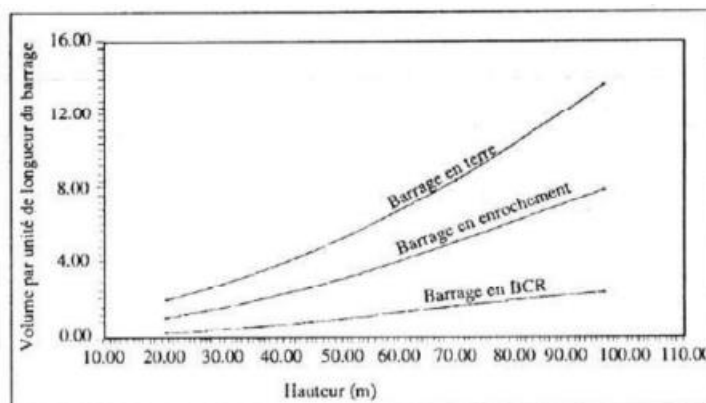


Figure 1.22 : Evolution des besoins en matériau [12] .

2.12.3 Au point de vue du matériel utilisé

La mise en œuvre du BCR, permet d'utiliser des engins et matériels classiques (bulldozers, rouleaux, dumpers, pelles hydrauliques, etc.). Ceci permet, d'une part, une diminution assez sensible du nombre d'ouvriers qualifiés (ferrailleurs, coffreurs) et, d'autre part, l'augmentation de la cadence de transport et de mise en place [12] .

2.12.4 Au point de vue de délais de réalisation

Les fortes cadences de mise en place permettent de réduire considérablement les délais. Ces chantiers rapides, permettant de réaliser des économies mais, obligera le maître de l'œuvre d'étudier une organisation très précise du chantier et à préparer des stocks suffisant de matériaux à l'avance pour répondre aux besoins qu'elles engendrent. (Tableau 6). A partir de ce constat on peut dire que la technique du BCR est une solution économique et sûre pour des volumes de béton dépassant les 35.000,00 m^3 [24] .

Tableau 1.6 : Caractéristiques de quelques Barrages en BCR [24] .

Barrage	Hauteur (m)	Volume (m^3)	Cadences (m^3/j)
Tamagawa (Japon)	103	1.150.000,00	2500 – 5000
Upper Stillwater (Etats Unis)	87	1.070.000,00	8000
Galles Ville (Etats Unis)	50	178.000,00	5200
Shimajigawa (Japon)	89	317.000,00	1000

Par rapport aux barrages en remblai, le volume plus petit des barrages poids en BCR fait que la source des matériaux de construction est moins un facteur déterminant dans la sélection du site, et les barrages en BCR offrent également l'alternative rentable de construire le déversoir dans la structure principale du barrage (les barrages en remblai exigent normalement que les déversoirs soient construits dans une culée). Le barrage-poids en béton armé est donc plus

résistant à l'érosion interne et capable de supporter des inondations pendant la période de construction sans subir de dommages importants. Bien que les barrages en béton armé bien conçus soient souvent la solution la moins coûteuse, certaines conditions peuvent rendre les barrages en béton armé plus onéreux. Les situations dans lesquelles le béton armé n'est pas approprié sont notamment celles où les agrégats ne sont pas raisonnablement disponibles localement, où le substratum rocheux pour les fondations est de mauvaise qualité ou trop profond par rapport à la surface, ou encore lorsque la vallée fluviale est très étroite, ce qui laisse peu d'espace pour manœuvrer les équipements lourds [11] .

3. Conclusion

La conception des barrages en béton, 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 le béton

La définition du profil type d'un barrage en béton est étroitement liée aux critères sécuritaires et économiques. Le choix de la géométrie reste tributaire des sollicitations exercées sur l'ouvrages qu'elles soient statiques ou dynamiques, des caractéristiques des matériaux mis en place et enfin de la qualité de l'interface rocher-barrage. La recherche du compromis conjuguant les critères sécuritaires et économiques reste une tâche qui stimule et passionne, de nos jours, les développements et progrès technologiques.

Pour sa part, le rocher de la fondation a subi une histoire géologique. Il présente donc ses propres défauts, ses hétérogénéités et ses fissures et failles qu'il faut déceler. L'idéal pour l'ingénieur serait de comprendre parfaitement les qualités et défauts du béton et du rocher et de décider par la suite de la forme et du profil du barrage qui sollicite au mieux ces matériaux.

Le barrage en béton compacté au rouleau est une technique de construction de barrages en béton qui présente de nombreux avantages par rapport aux méthodes de construction traditionnelles. La compaction du béton avec des rouleaux vibrants permet d'obtenir une densité élevée du béton, ce qui améliore la résistance et la durabilité de la structure. Cette technique est également plus rapide et plus économique que les méthodes traditionnelles, car elle permet de réduire les temps de construction et les coûts liés à la main-d'œuvre, aux coffrages et à la logistique. Cependant, la construction de barrages en béton compacté au rouleau nécessite une expertise technique et une planification minutieuse pour garantir la qualité et la sécurité de la structure. Il est important de sélectionner les matériaux appropriés, de suivre les procédures de construction spécifiques et de prendre en compte les exigences environnementales et géologiques du site de construction.

Les grands avantages du BCR dans les barrages ne doivent pas exclure la vulnérabilité des fondations puisqu'il s'agit d'une structure massive induisant des sollicitations importantes. La définition, la caractérisation des sols ainsi que la conception adéquate des procédés de traitement des fondations doivent être placés au cœur des préoccupations des concepteurs tant sur le plan technique que sur le plan économique.

*Chapitre 2 : Actions des eaux
d'infiltration sur le comportement des
barrages*

1. Introduction :

L'eau est l'un des principaux ennemis des barrages. Les infiltrations d'eau dans les barrages peuvent avoir des conséquences graves sur leur stabilité et leur intégrité structurelle. Les barrages poids, qui sont construits en utilisant des matériaux tels que la terre, le gravier et le béton, sont particulièrement vulnérables aux infiltrations d'eau.

Les infiltrations d'eau peuvent avoir plusieurs conséquences néfastes sur la stabilité des barrages. En effet, elles peuvent provoquer une érosion interne du matériau, ce qui peut affaiblir sa structure. L'eau infiltrée peut également augmenter la pression sur la face amont du barrage, ce qui peut entraîner une instabilité et une rupture.

Il est donc essentiel de prendre des mesures pour prévenir les infiltrations dans les barrages. Cela peut inclure la mise en place de systèmes de drainage et l'utilisation de matériaux imperméables pour la construction des barrages.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les généralités sur les infiltrations dans les barrages poids, en mettant l'accent sur les impacts de ces infiltrations sur la stabilité des barrages et les risques de rupture de barrage. Nous aborderons également les différentes mesures de prévention et de réparation des dommages causés par les infiltrations.

2. Généralités

2.1 Définition des infiltrations :

L'infiltration qualifie le transfert de l'eau à travers les couches superficielles du sol, lorsque celui-ci reçoit une averse ou s'il est exposé à une submersion. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les interstices du sol en surface et pénètre par la suite dans le sol sous l'action de la gravité et des forces de succion [25].

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides. On distingue [26] :

- l'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées ;
- l'eau liée ou absorbée, à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions ;
- l'eau libre, qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;
- l'eau capillaire, qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

2.2 Mouvement de l'eau dans le sol

Afin de pouvoir étudier les écoulements de l'eau dans le sol, les hypothèses suivantes s'imposent [26] :

- Le sol est saturé.
- L'eau et les grains sont incompressibles.
- La phase liquide est continue.

2.2.1 Charge hydraulique

Considérons un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent. Soit U la pression de l'eau en ce point, Z sa cote par rapport à un repère quelconque et V la vitesse réelle. La charge hydraulique en ce point est par définition [27] :

$$H_p = \frac{v^2}{2g} + \frac{U}{\gamma_w} + Z \quad \{2.1\}$$

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.
- g : accélération de la pesanteur.

La charge représente, à une constante le long d'un filet liquide près une quantité proportionnelle à l'énergie totale de la particule de masse m , en effet, on a l'égalité [27] :

$$\text{Energie total} = \text{Energie cinétique} + \text{Energie potentielle}$$

D'où le premier terme Energie cinétique correspond au premier terme de l'équation $v^2/2g$, le second et le troisième caractérise une Energie potentielle.

En mécanique des fluides, on utilise fréquemment le théorème de Bernoulli qui indique que lors de l'écoulement d'un fluide non visqueux incompressible en mouvement permanent, la charge d'une particule reste constante. L'eau qui n'est pas un fluide parfait, et lors de son infiltration dans le sol, on ne peut réduire à la seule pesanteur toutes les forces agissantes, puisqu'il se développe des forces de frottement engendrées par la viscosité, ainsi que les actions de paroi. Aussi il y a dissipation d'énergie le long du filet liquide qui est la perte de charge. [27]

2.2.2 Hauteur piézométrique

La hauteur piézométrique est la distance $H_p = \frac{U}{\gamma_w} + Z$, en d'autre terme H_p est la cote à laquelle remonterait l'eau dans un tube placé au point M. [27]

Remarque

La vitesse de l'eau dans un sol atteint exceptionnellement 1m/s. Le terme $v^2/2g$, reste donc faible (inférieur à 5cm) devant celui dû aux forces extérieures $(U/\gamma_w) + Z$; aussi est-il négligé des sols. L'expression de la charge hydraulique sera assimilée à la hauteur piézométrique.

2.2.3 Loi de darcy

a) Définition de la loi de darcy

La loi de Darcy est une loi physique qui exprime le débit d'un fluide incompressible filtrant au travers d'un milieu poreux supposé isotrope à l'échelle de travail. La circulation de ce fluide entre deux points est déterminée par la conductivité hydraulique ou le coefficient de perméabilité du substrat et par le gradient de pression du fluide. Dans le cas d'un cours d'eau ou d'un réservoir alimentant une nappe, ce gradient est lié à la hauteur de l'eau [25] .

b) Le principe de la loi de Darcy

La loi de Darcy telle qu'elle a été formulée par Henry Darcy, exprime le débit Q d'un fluide incompressible qui s'écoule en régime stationnaire travers d'un milieu poreux de section A et de longueur L sous l'effet d'une différence de charge ΔH [25] .

$$Q = K \times S \times \frac{\Delta H}{L} \quad \{2.2\}$$

Avec :

- Q : le débit volumique (m^3/s) filtrant.
- K : la conductivité hydraulique ou « coefficient de perméabilité » du milieu poreux (m/s), qui dépend à la fois des propriétés du milieu poreux et de la viscosité du fluide.
- S : la surface de la section étudiée (m^2)
- i : Le gradient hydraulique ($i = \Delta H/L$), où ΔH est la différence des hauteurs piézométriques en amont et en aval de l'échantillon, L est la longueur de l'échantillon.

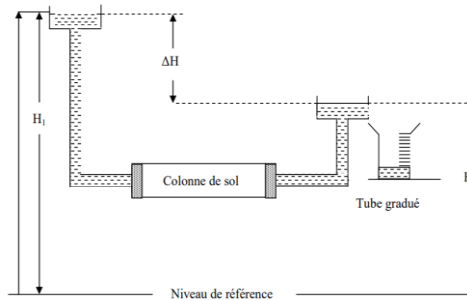


Figure 2.1 : Expérience de Darcy [27] .

c) Limite de validité de la loi de darcy

En général, la loi de Darcy considère que l'eau se propage dans un milieu homogène et continu, et que la structure des particules solides est microscopique par rapport au champ d'observation. La loi de Darcy ne s'applique donc pas à l'écoulement en milieu fissuré. Pour les gradients élevés, on constate que la loi de Darcy n'est plus applicable, les pertes de charge augmentent beaucoup plus vite que le débit. De nombreuses expériences ont été faites [28] .

Par analogie avec l'hydraulique on a défini un nombre Reynolds :

$$Re = \frac{v \times d_1 \times \rho_e}{\mu} \quad \{2.3\}$$

La loi de Darcy est applicable pour $Re < 10$. Dans la nature on trouve rarement des valeurs supérieures ; elles peuvent exister dans le milieu très perméable au voisinage des ouvrages de captage.

En sens inverse pour les milieux peu perméables et des gradients faibles, il est possible qu'il existe des écarts pour la loi de Darcy dus aux forces moléculaires qui ne sont plus négligeables [28] .

2.2.4 La vitesse d'écoulement

Soit q le volume d'eau qui s'écoule par unité de temps à travers une surface S du milieu poreux ($q = m^3/h_{(temps)}$), Ce milieu poreux a une surface $S1$ de vide à travers laquelle l'écoulement est possible et une surface $S2$ imperméable, S est la surface totale.

Par définition la vitesse de décharge de l'eau dans le sol notée v , est égale au rapport :

$$v = \frac{q}{S} \quad \{2.4\}$$

En pratique la vitesse de décharge v appelée aussi vitesse de percolation qui est utilisée dans les calculs de débits, c'est une vitesse fictive apparente [26] .

En considérant que l'eau ne circule que dans les vides (surface $S2$), on peut définir la vitesse moyenne réelle, notée v' , par le rapport suivant :

$$v' = \frac{q}{s_2} \quad \{2.5\}$$

2.2.5 Gradient hydraulique

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient i est par définition le rapport de la différence de charge H à la longueur L du trajet de l'eau dans le sol (Figure 2-2).

$$i = \frac{H}{L} \quad \{2.6\}$$

Dans un écoulement quelconque, le gradient hydraulique en M est le vecteur \vec{i} de composante $-\frac{\partial H}{\partial x}, -\frac{\partial H}{\partial y}, -\frac{\partial H}{\partial z}$ (où H est la charge en M) [27].

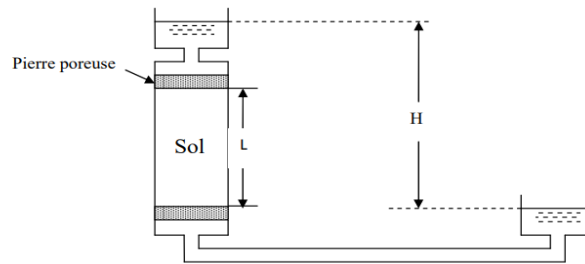


Figure 2.2 :Echantillon de sol soumis à un gradient hydraulique [27].

2.2.6 Coefficient de perméabilité

La perméabilité d'un milieu est sa capacité à permettre le passage de l'eau sous l'effet d'une différence de pression hydraulique. Elle indique la résistance du milieu à l'écoulement de l'eau qui le traverse. Le coefficient de perméabilité, tel que défini par la loi de Darcy, correspond au volume d'eau gravitaire (en m^3) qui traverse une unité de section (en m^2) perpendiculaire à la direction de l'écoulement, en une unité de temps et sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique. Ce coefficient est exprimé en termes de vitesse.

2.2.7 Lignes et tubes de courant

On appelle ligne de courant une courbe tangente en chaque point au vecteur vitesse d'écoulement. Il s'agit donc de la trajectoire (moyenne) dans le sol de l'eau qui passe par un point. Si cette courbe est rectiligne, l'écoulement est dit linéaire. Par chaque point d'un massif de sol homogène ne passe qu'une seule ligne de courant.

Les lignes de courant qui partent des points d'une courbe fermée de l'espace délimitent un volume appelé « tube de courant », qui constitue une sorte de tuyau virtuel : l'eau qui entre dans un tube de courant ne peut sortir latéralement de ce volume en coupant les lignes de courant [26].

2.2.8 Lignes et surface équipotentielle (Iso-pièzes)

Les surfaces sur lesquelles la charge hydraulique est constante sont appelées « surfaces équipotentielles ». Les surfaces sur lesquelles la pression de l'eau est constante sont appelées « surfaces iso pièzes ».

Compte tenu de sa définition, le vecteur de gradient hydraulique en un point P est normal à la surface équipotentielle qui passe par ce point [26].

2.3 Ligne de saturation

2.3.1 But :

Avant de commencer le calcul de la stabilité d'une digue, il est nécessaire de localiser la ligne de saturation qui sépare la partie de la digue qui est sèche de celle qui est saturée en eau, en excluant la zone capillaire [27] .

2.3.2 Définition :

La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche. 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 [29] .

2.3.3 Débit de fuite :

Une fois la ligne de saturation localisée, il est toujours intéressant de connaître le débit d'infiltration. Plusieurs méthodes et formules peuvent être employées en supposant connaître la position de la ligne de saturation [27] .

On a le débit de fuite par unité de largeur à travers toute section verticale égale à :

$$q = k \times y \times \frac{dy}{dx} \quad \{2.7\}$$

En intégrant et introduisant les conditions aux limites :

$$X=0 \gg Y=H_1$$

$$X=L \gg Y=H_2$$

On obtient la formule de « Dupuit » :

$$q = -\frac{k(H_1^2 - H_2^2)}{2L} \quad \{2.8\}$$

Avec :

- q : débit de fuite à travers la digue ;
- H_1 : Profondeur de l'écoulement d'infiltration à l'entrée de la surface libre (m)
- H_2 : Profondeur de l'écoulement d'infiltration à la sortie de la surface libre (m)
- L : distance entre les deux sections (m)
- K : la perméabilité (m/s)

2.3.4 Equation de la surface libre (ligne de saturation)

En se basant sur la formule :

$$q = k \times y \times \frac{dy}{dx} \quad \{2.9\}$$

En adoptant on aura l'équation suivant :

$$q = -\frac{k(y_2^2 - y_1^2)}{2(X_2 - X_1)} \quad \{2.10\}$$

En introduisant les conditions aux limites :

$$X_1=0 \gg Y_1=H_1$$

$$X_2=X \gg Y_2=Y$$

On aura :

$$q = -\frac{k(y^2 - H_1^2)}{2(X)} \quad \{2.11\}$$

Si on pose {2.11} = {2.8} on aura l'équation de la surface libre.

C'est l'équation d'une parabole :

$$y = \sqrt{H_1^2 + (H_1^2 - H_2) \frac{X}{L}} \quad \{2.12\}$$

2.3.5 Méthodes de détermination de la ligne de saturation

L'estimation des infiltrations peut se faire par calcul numérique, par analogie électrique, ou graphiquement basée sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. La ligne de saturation peut être déterminée par les méthodes suivantes [30] :

a) Le calcul numérique

Le calcul numérique est réalisé sur l'ordinateur, il peut résoudre le problème des infiltrations par le biais des programmes mis au point, afin de déterminer la position de la ligne de saturation, le potentiel hydraulique et, le débit de fuite, l'outil mathématique peut s'adapter avec les cas complexes .

b) Le modèle électrique

L'analogie électrique est basée sur le fait que le potentiel électrique est régi par la même loi que le potentiel hydraulique, utilisés pour des cas simples.

Le tableau 2.1 résume les phénomènes analogues :

Tableau 2.1 : Les phénomènes analogues [30] .

Écoulement souterrain	Conduction électrique	Conduction thermique
Le vecteur de vitesse $\vec{r}_v = k \cdot \overrightarrow{grad} H$	$\vec{i} = -\gamma \cdot \overrightarrow{grad} U$	$\vec{q} = -\lambda \cdot \overrightarrow{grad} T$
Lois de darcy	Loi d'ohm	Loi de fourier
H : la charge hydraulique	U : volage (tension électrique)	T : Température
k : la perméabilité	γ : conductivité spécifique	$\partial H / \partial n =$ limite thermique
H = C ^{te} : Surface équipotentielle	$\gamma = C^{te}$: surface équipotentielle	T = C ^{te} : surface isotherme
$\partial H / \partial n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial n = 0$ limite isolant	$\partial T / \partial n = 0$ limite isolant

c) Le modèle graphique

La méthode graphique utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement, elle est simplifiée par Kozeny, qui est plus souvent utilisée. Elle donne des résultats approches, mais en général suffisants. L'écoulement des eaux d'infiltrations dans le

barrage est régi par la loi de DARCY, $V = K \times i$ (K : coefficient de perméabilité en (m/s) et i : le gradient hydraulique) [30] .

2.3.6 Pressions interstitielles

Elles peuvent être déterminées à partir du tracé d'un réseau de lignes équipotentiellles (les lignes équipotentiellles sont des lignes fictives d'égale pression) [9] .

a) Détermination des pressions interstitielles

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent et sans variation de volume du sol (l'arrangement du squelette du solide ne se modifie pas), les deux équations qui régissent l'écoulement sont [30] :

- La condition de continuité de la phase liquide :

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0 \quad \{2.13\}$$

- La loi de Darcy :

$$V = -k \operatorname{grad} h \quad \{2.14\}$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \\ v_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right]$$

La condition de continuité s'écrit alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0 \quad \{2.15\}$$

En général l'écoulement a lieu entre des limites où sont imposées des conditions d'écoulement ou de charge hydraulique. Habituellement on a à définir une fonction qui satisfait à l'équation de Laplace avec ses conditions aux limites.

3. Analyse des ruptures des barrages en relation avec les infiltrations

3.1 Introduction

La destruction complète ou partielle de barrages est dite rupture de barrage. Cette rupture peut rendre le barrage inopérable.

Il est évident que les barrages en terre sont moins résistants que les barrages en béton, mais n'empêche qu'ils peuvent être inopérables. Car d'une part on ne peut pas prévoir les dégâts (endommagements) causés par les phénomènes naturels tels que les séismes et les crues et d'autre part l'erreur humaine (une mauvaise conception, une mauvaise étude des matériaux utilisés, une mauvaise étude géotechnique et géologique ... etc.).

Dès les premières constructions des barrages, le nombre de rupture des barrages augmentent et devient plus fatale pour la vie de l'être humain et une perte économique considérable et des destructions remarquables malgré les progrès technologiques rapide.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : rupture d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera un lâcheur d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval [31] .

3.2 Relations proportionnelles infiltrations - pathologies dans les barrages

L'écoulement de l'eau que ce soit superficielle ou souterraine à une grande influence sur l'équilibre des matériaux de recharge.

Toutes les incidents qui 'est produisis à travers le temps sont du majoritairement aux infiltrations à travers la digue et fondation et au ruissèlement des eaux sur la surface du barrage.

Nous allons d'abord présenter les différentes types de mode rupture notamment la relation directe et indirect avec les infiltrations, ces investigations seront prise en compte ultérieurement lors de dimensionnement et vérification les moyens de prévenir les dangers de ces infiltrations et leurs réductions à des valeurs admissibles [30] .

3.3 Pathologies et Causes de rupture

La pathologie des barrages définit comme les problèmes graves engendrant des ruptures des barrages en les déstabilisants, que ce soit l'instabilité hydraulique ou mécanique.

Ces différentes causes de rupture des barrages peuvent être techniques, naturelles ou humaines.

Toute fois la proportion majeure des accidents de destruction des barrages est dû à la rupture par érosion que ce soit interne (infiltrations) ou externe (submersion) [30] .

30% des ruptures de barrage poids sont imputables à des fondations de très mauvaise qualité, 15% à une maçonnerie de faible résistance, 20% à des niveaux exceptionnels de la retenue, les autres à diverses causes, incluant un profil trop mince [32] .

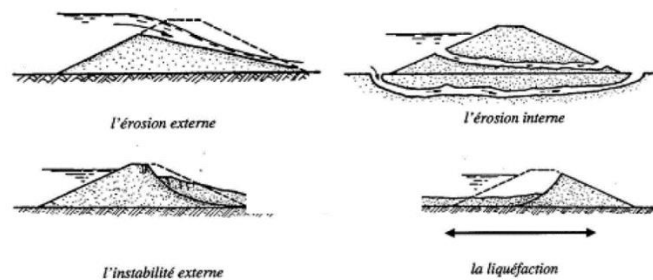


Figure 2.3 : Mécanismes de rupture des ouvrages [30] .

3.3.1 Problèmes techniques

Actuellement avec l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sécurisés.

Mais la prise en considération de ces problèmes techniques qui peuvent entrainer la rupture d'un barrage est obligatoire que ce soit [30] :

- Des défauts de conception de l'ouvrage telle que le sous dimensionnement des évacuateurs des crues - Insuffisance de drainage ;
- Mauvaise choix des matériaux ;
- Défaut fonctionnement des vannes ;
- La nature des fondations ou encore l'âge de l'ouvrage.

Tous ces pathologies seront prise suintement en considération lors des conceptions et dimensionnement.

3.3.2 Pathologies naturelles

Des causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue.

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares [31] .

3.3.3 Causes humaines

Les accidents dont l'origine est humaine peuvent se résumer [30] :

- Etudes préalables non approfondies ;
- Contrôle d'exécution insuffisant non rigoureux ;
- Erreurs d'exploitation (surcharge sur la crête, le non ouverture des vannes au moment opportune) ;
- Défaut de surveillance et d'entretien ;
- Les actes de sabotage.

3.4 Statistiques des ruptures

Foster et al. (1998, 2000) Ont publié les statistiques de rupture des grands barrages jusqu'au 1986 (tableau 2.2). Plus de 50% des ruptures sont dues au phénomène de renard, 42% sont produites au moment de la première mise en eau, et 66% après les cinq premières années après la première mise en eau [31] .

Tableau 2.2 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages [31] .

Mode de rupture	% de ruine
Phénomène de renard dans le corps du barrage	31
Phénomène de renard dans la fondation	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	2
Stabilité des pentes	4
Submersion	46
Séismes	2

Tableau 2.3 : Conséquences des ruptures des barrages [31] .

Barrage	pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume retenue (m ³)	Nombre de Victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	loxlonésie	1964	60	56	200
Barrage remblai, rupture lors de première mise					
Dale dyke	Grande Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage remblai, rupture service					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	Etats-Unis	1874	13	Inconnu	140
South fork	Etats-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée de sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	Etats-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture service					
Fergoug 1	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de terra	Espagne	1959	33	7.3	140

Il ressort des conclusions du bulletin 99 de la CIBG que le pourcentage de ruptures a décru, ce qui tend à prouver que les progrès dans la technique de construction rendent les barrages modernes plus fiables. Il a aussi été constaté que les ruptures surviennent dans les 10 premières années d'exploitation et en majorité pendant la première année. Une rupture sur deux se produit au moment du premier remplissage, le risque étant moins élevé pour les ouvrages en béton que pour les ouvrages en remblai. En outre les ruptures concernent en priorité les petits ouvrages qui représentent la majorité des barrages construits. Le risque d'une rupture brusque et inopinée d'un barrage est faible. Une rupture possible est liée à une

évolution d'une dégradation de l'ouvrage que l'on devrait être en mesure de détecter rapidement par l'exercice d'une surveillance permanente et vigilante [31] .

3.5 Statistique des accidents des barrages poids

Sur les quelques 4000 barrage-poids (Chine non comprise), 23 ruptures sont mentionnées par la littérature, dont deux d'entre elles sont survenues après 1950 ; sur ces 23 barrages, 18 étaient en maçonnerie (80%).

A partir des informations existantes, il est possible de classer 21 ruptures suivant la cause de rupture suivant trois mécanismes principaux.

Tableau 2.4 : Renard dans la fondation meuble (argile ou gravier) sans rupture dans le corps du barrage [32] .

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériaux
Puentes	Espagne	1802	1791	69	291	Maçonnerie
Elwha River	USA	1912	1912	33	135	Béton
Eiguiau	U.K.	1925	1908	12	1,000	Béton

Dans le cas de fondations meubles (inhabituelles pour un barrage poids) ou constituées de roches tendres ou érodables, il convient de considérer les risques liés aux écoulements dans la fondation en tenant compte de l'état de contrainte : une zone de faible compression ou de traction étant bien-sûr un facteur aggravant [32] .

Tableau 2.5 : Fondation (en général, glissement) : 6 barrages en maçonnerie, 3 barrages en béton [32] .

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériaux
Fergoug 1	Algerie	1885	1884	42		Maçonnerie
Austin	USA	1893	1893	18	330	Maçonnerie
Angels	USA	1895	1895	15	120	Maçonnerie
Bayles	USA	1911	1909	16	160	Béton
Tigra	Indes	1917	1917	25	1,340	Maçonnerie
St Francis	USA	1928	1926	62	213	Béton
Granadillar	Espagne	1934	1930	22	170	Maçonnerie
Zerbino	Italie	1935	1924	16	70	Béton

Dans la plupart des cas, la mauvaise qualité de la fondation a été la cause principale de la rupture, mais de fortes crues peuvent avoir été la cause principale pour les barrages de Fergoug et de Zerbino.

Tableau 2.6 : Rupture dans le corps du barrage [32] .

Nom	Pays	Année de rupture	Année d'achèvement	Hauteur (m)	Longueur (m)	Matériaux
Cheurfas	Algerie	188	18	33		Maçonnerie
Bouzey	France	1895	1890	22	520	Maçonnerie
Kundli	Inde	1925	1925	45	160	Maçonnerie
Fergoug 11	Algerie	1927	1885	43	300	Maçonnerie
Pagara	Inde	1943	1927	27	1,440	Maçonnerie
M oehne	Allemagne	1943	1913	40	650	Maçonnerie
Eder	Allemagne	1943	1914	48	400	Maçonnerie
Khadakswala	Inde	1961	1879	33	1,400	Maçonnerie
Chikkahole	Inde	1972	1966	30	670	Maçonnerie

La rupture est due à la mauvaise qualité de la maçonnerie dans environ la moitié des cas, mais les crues, un profil insuffisant, ou à des fissures dues à des injections ou un bombardement [32] .

3.6 Modes de rupture des barrages en béton

De l'analyse des ruptures des barrages en béton, il ressort que les problèmes liés à la fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente. La ruine de l'ouvrage est principalement provoquée par l'érosion interne et résistance insuffisante au cisaillement de la fondation. Elle peut aussi être due à des déformations excessives de cette même fondation.

Une érosion externe importante au pied aval, tel un affouillement provoqué par un écoulement peut être la cause d'instabilité [31] .

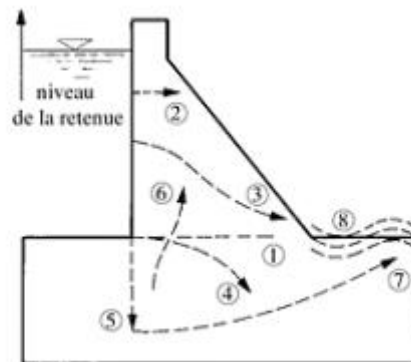


Figure 2.4 : Mécanisme de rupture d'un barrage poids [31] .

Légende :

- 1, 2 : fissures horizontales,
- 3, 4 : fissures curvilignes,
- 5 : fissures verticales dans la fondation,
- 6 : extensions dans le barrage de discontinuité de la fondation,
- 7 : surfaces de glissement en fondation,
- 8 : instabilités par flambage de couches minces.

4. Impact des infiltrations sur la stabilité des barrages

4.1 Introduction

Les infiltrations d'eau sont inévitables quel que soit l'emplacement ou la nature de l'ouvrage. Ses phénomènes menacent les quantités d'eau accumulées dans les barrages lorsque les pertes sont considérables, L'ANBT suit depuis 1992 les fuites dans 22 barrages, mais, jusqu'à ce jour, aucune analyse détaillée n'a été réalisée. Dans certains cas, les fuites sont tellement importantes qu'un réseau de collecte récupère à l'aval les eaux perdues et les réorientent vers les terres agricoles. Selon les années, le volume total perdu par infiltration a varié de 20 à 75mm³. Le problème est beaucoup plus grave qu'on imagine, il ne s'agit plus de perte de la capacité de l'eau, mais plutôt la déstabilisation de l'ouvrage [33].

4.2 Causes des infiltrations dans les barrages

Le phénomène lié aux pertes d'eau dans un barrage est qualifié de non stable, non linéaire et non homogène. La compréhension de ce mécanisme requiert la connaissance de l'hydraulique, de l'hydrodynamique, de l'érosion des sédiments et des aspects géotechniques qui pourraient se produire au niveau du barrage. Les infiltrations découlent de la méthode de construction et de l'état des remblais qui se définiraient par le type et la mise en place des matériaux, par leur état de compaction, par la variation de saison au cours de la construction. En plus, l'augmentation des déformations sont provoquées par la variation des contraintes entre les différentes zones du barrage, les effets de fluage et les déformations de la fondation et les déformations causées par les poussées hydrostatiques d'eau du réservoir pendant le remplissage. Les infiltrations proviennent aussi des problèmes de stabilité dans le barrage résultant d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques, de trop fortes pressions interstitielles dans la structure, des actions exceptionnelles telles que des débordements d'eau au-dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crue [33].

4.3 Description de l'infiltration

4.3.1 Description de l'infiltration à l'amont

Les points d'infiltration amont, aussi appelés points d'entonnement, ne sont pas évidents à repérer. Lorsqu'un ouvrage en remblai présente des infiltrations qui exigent des réparations, souvent les travaux ne visent pas directement la cause mais ont pour but de barrer les chemins d'écoulement : injection de béton, rideau de palplanche. Parfois, certains signes extérieurs témoignent de la présence d'une infiltration : un tourbillon peut être visible lorsqu'une quantité d'eau importante s'infiltré localement dans l'ouvrage [34].

4.3.2 Description de l'infiltration dans la digue

Pour un ouvrage hydraulique homogène sans étanchéité amont, la forme des écoulements dans le corps de l'ouvrage est bien connue. Une estimation du débit d'infiltration peut être facilement obtenue [34]. En effet une infiltration dans le corps du barrage peut affaiblir la résistance mécanique de la structure ou dégrade son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité locale ou globale de l'ouvrage. Une faible résistance mécanique peut être due à un mauvais compactage, l'absence ou l'inadéquation du filtre et l'utilisation de matériaux dispersifs comme l'argile, le limon et le sable.

L'augmentation de la perméabilité locale de la structure est due aux problèmes de l'étanchéité inadéquate liée au mauvais choix des matériaux, l'étanchéité endommagée causée par le

tassement différentiel et la fracturation hydraulique. En plus de l'existence d'un chemin privilégié pour l'écoulement qui est favorisé suite à des fissures préexistantes ou défauts géologiques [33] .

4.3.3 Description de l'infiltration à l'aval

Dans le cas d'infiltration importante, la présence d'une infiltration se manifeste à l'aval de l'ouvrage par des zones humides, des suintements, des résurgences sur le parement aval ou le pied de digue aval signalés parfois par la présence d'une végétation hydrophile 8. La mesure de débit caractérise l'intensité de l'infiltration. Si l'infiltration peut être collectée, deux techniques peuvent être utilisées, les mesures à la capacité, les mesures à l'aide d'un seuil. Les mesures de débit à la capacité consistent à remplir un volume d'eau dans un temps donné pour obtenir une évaluation du débit.

Le débit peut être mesuré à partir d'un seuil, la donnée mesurée est la hauteur d'eau au-dessus du seuil pour les infiltrations localisées. Cette grandeur est directement en lien avec le débit. Pour des infiltrations diffuses, on intègre dans les ouvrages un dispositif de drainage chargé de collecter les eaux d'infiltration. Les eaux des drains sont ensuite collectées et peuvent être jaugées. Concernant les digues, un canal de drainage, aussi appelé contre-canal ou canal d'infiltration, est souvent construit en pied aval. Il permet de récolter les eaux d'infiltration du corps de digue et celles transitant par les fondations [34] .

4.4 Erosion interne

4.4.1 Introduction

L'érosion interne est un mécanisme majeur des instabilités constatées sur les ouvrages en terre de retenue d'eau. Ce mécanisme comporte deux processus principaux : l'arrachement des particules et leur déplacement. Son développement progressif dans le temps et dans l'espace, sa non-homogénéité due à l'hétérogénéité des sols naturels rend ce phénomène complexe et difficile mettre en Evidence et interpréter. Le processus d'arrachement des particules se manifeste au niveau de la structure sous la forme d'érosion régressive, de débouillage ou de bouillonnement. Le phénomène de transport agit lui par développement du phénomène de renard ou de suffusion. Le renard représente la formation d'un cheminement préférentiel découlement, le long duquel sont groupés un certain nombre de points faibles, des courants de filtration commencent se concentrer. Des particules sont expulsées du milieu, et le volume solide total du milieu décroît. Ce phénomène évolue très rapidement jusqu' à la formation d'un conduit continu. L'action de suffusion commence par le déplacement de particules fines l'intérieur de la matrice granulaire. Dans cette situation, certaines particules en mouvement peuvent être piégées après une certaine distance dans les vides formés par un squelette de particules plus grossières ; ce qui se conduit une diminution de la porosité et implicitement de la perméabilité du milieu dans la zone de blocage et une augmentation de ces mêmes paramètres dans la zone d'entraînement. Des Etudes ont montré que la suffusion peut être un mécanisme d'effondrement des sols à condition qu'ils possèdent une structure apte cet effet L'érosion interne englobe ces différents types d'actions qui peuvent avoir lieu au même endroit et en même temps, ce qui rend leur distinction difficile [35] .

4.4.2 Définition

L'érosion interne représente une des causes majeures de rupture d'ouvrage. Elle est définie par deux critères : l'arrachement et le transport d'une particule ou d'un amas de particules.

Deux phénomènes de transport sont à distinguer : le transport concentré dans un conduit, le renard et le transport diffus dans l'espace poreux interarticulaire : la suffusion. Le premier type

de transport est caractérisé par des vitesses rapides et une évolution rapide. Lorsque le renard est amorcé, un conduit traversant l'ouvrage peut se développer d'aval en amont en quelques heures. On parle ici d'érosion régressive jusqu'à la rupture du barrage. Le second type de transport a une cinétique plus lente. Le sol se vide peu à peu des particules fines qui le composent. Seules les plus grosses, appelées particules structurales subsistent [33].

Ce qui risque aussi l'altération de la stabilité de l'ouvrage. En conséquence, la nature du sol détermine sa vulnérabilité à l'érosion.

Ces deux notions fondamentales dans le processus d'érosion interne sont le gradient hydraulique et la vitesse critique de percolation. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transports.

Lorsqu'il y a un arrachement de particules dans le sol, la vitesse de percolation est nécessairement une « une vitesse critique » pour le milieu traversé par l'écoulement. Elle peut être atteinte par une augmentation de k ou une augmentation de i [31].

Ces gradients élevés peuvent avoir trois origines :

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

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long de filets liquides autrement que d'une manière globale entre l'amont du barrage et un exutoire connu (drain, recharge, pies aval, puits, etc...).

Le gradient hydraulique global est, finalement, le seul paramètre aisément quantifiable. C'est aussi un paramètre modulable. Si on admet que H est une valeur définie au projet (hauteur d'eau), la valeur de i dépend de L c'est-à-dire de la longueur de percolation sur laquelle on peut agir. C'est ce que l'on fait en s'appuyant sur la règle empirique de Lane pour se préserver d'un phénomène d'érosion interne de fondation [31].

Lane a démontré, par l'étude du comportement de 280 barrages en béton sur des alluvions diverses, qu'il existait une longueur critique de percolation en fonction de la nature des sols, donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{(\sum L_v + 1/3 L_h)}{H} \quad \{2.16\}$$

Avec :

- $\sum L_v$: somme des distances verticales le long du para fouille.
- L_h : Distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieur à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires).
- H : charge hydrostatique totale.
- C : coefficient dépendant de la nature de sol.

Tableau 2.7 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol [31] .

Nature de sol	C (valeur max)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et gravier	2,5
Argiles	2
Argiles raides	1,8

L'application de cette relation, bien qu'elle ne soit pas exactement extractible à la fondation d'un barrage en terre déformable (la règle de Lane est par contre directement applicable aux percolations sous un évacuateur de crues de surface ou le long d'une canalisation), donne un ordre de grandeur de la longueur de percolation susceptible de protéger la fondation d'un barrage du phénomène d'érosion interne et on applique couramment. [31]

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

Selon l'équation $i = \frac{H}{L}$, le quotient de la charge H par la longueur d'échantillon L correspond au gradient hydraulique i. la valeur de i pour des conditions de bouillonnement s'appelle le gradient hydraulique critique i_{cr} .

$$i_{cr} = \frac{\rho_e - \rho_w}{(1 + e)\rho_w} = \frac{1}{1 + e} \left(\frac{\rho_e}{\rho_w} - 1 \right) \quad \{2.17\}$$

Tableau 2.8 : Valeurs du gradient hydraulique critique i_{cr} .

Indice des vides	Compacité approximative	Gradient hydraulique critique i_{cr}
0.5	Dense	1.12
0.75	Moyenne	0.96
1.1	Lâche	0.84

Dans la pratique, chaque fois que le gradient calculé entre l'origine d'un écoulement et un exutoire connu, ou possible, ne sera pas inférieur au gradient critique (on notera que le gradient hydraulique critique peut être très inférieur à 1) correspondant aux matériaux concernés par l'écoulement. on modifiera la structure du barrage en allongeant les percolations autant que faire se peut, ou bien on bloquera par les 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'écrans pour protéger l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, de l'érosion interne.

Les mêmes précautions devront être prises pour un grand ou un petit barrage. Il ne faut pas croire, en effet, qu'un petit barrage soumis à une faible charge est moins vulnérable qu'un grand sur ce point. Les gradients hydrauliques sont du même ordre de grandeur dans les deux cas et les précautions techniques doivent être les mêmes [31] .

4.4.3 Classification de l'érosion interne

On peut illustrer ce phénomène en quatre (04) phases :

- Initiation ;
- Filtration ;
- Développement des désordres ;
- Brèche.

a) L'initiation

D'après la classification IREX, il existe huit événements susceptibles de déclencher l'érosion interne, qui peut se propager à travers deux modes de transport distincts : l'arrachement et le transport de particules.

i) La boullance

La boullance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent dans une phase liquide continue sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective de sol. Ce phénomène se produit de temps en temps à l'aval de l'ouvrage ou juste au pied du talus.

En général, ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique issu d'un écoulement d'eau est vertical ascendant et produit une force supérieure au poids déjaugé des particules [36].

$$i \geq i_{ceitique} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad \{2.18\}$$

Avec :

- γ_{sat} : poids volumique saturé de sol.
- γ_w : poids volumique d'eau.
- i : gradient hydraulique.
- $i_{ceitique}$: gradient hydraulique critique.

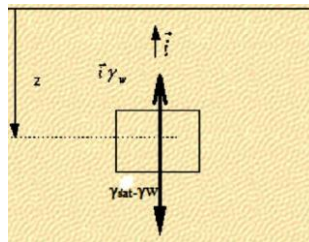


Figure 2.5 : Manifestation de la boullance.[36]

ii) La 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. Ce phénomène se produit lorsque la vitesse locale ou le gradient local dépasse une certaine limite. Il en résulte qu'il apparaît une redistribution des fines dans le sol.

- La suffusion interne, appelée suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'auto filtration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques [31].
- La 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 [31] .

- La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou à l'air libre par un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface.

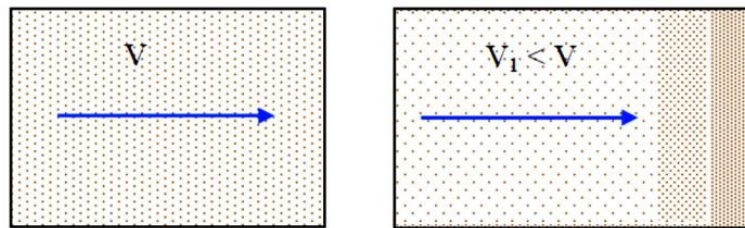


Figure 2.6 : Phénomène de suffusion [36] .

iii) L'érosion régressive

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une par la pression de l'eau. Ce phénomène se produit en un point à l'aval et se propage ensuite vers l'amont. Lorsque ce processus apparaît, il se forme un renard hydraulique à l'intérieur de l'ouvrage [36] .

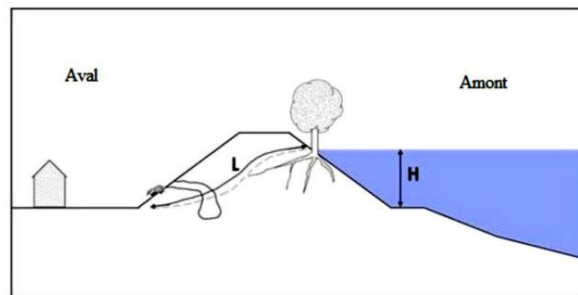


Figure 2.7 : Erosion régressive [36] .

Il convient de distinguer deux types d'érosion régressive [35] :

- Le déchaussement : Ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation des 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.
- L'érosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.

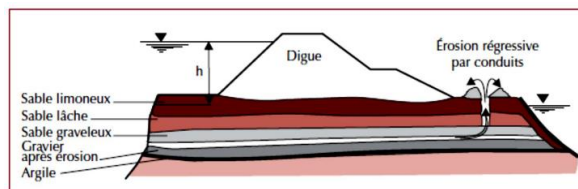


Figure 2.8 : Mécanisme d'érosion par conduits [31] .

iv) Le déboufrage

Les débouffrages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. 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 [36].

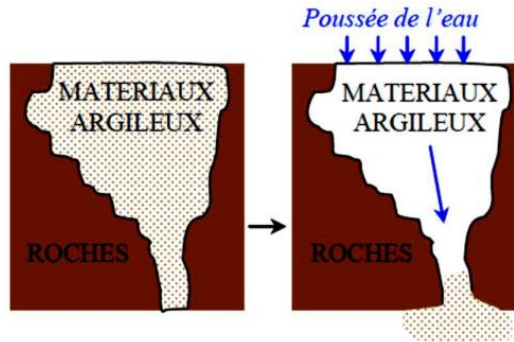


Figure 2.9 : Phénomène de débouillage [36].

v) Dissolution

Ce phénomène correspond à la transformation d'un état solide en un état liquide d'une partie des constituants du sol sous une action thermique ou chimique. Par exemple, dans les barrages situés en altitude, il existe souvent des dépôts de glace dont la fonte provoque l'augmentation des vides et le déclenchement du phénomène de renard [35].

vi) La dispersion

La dispersion (défloculation) est un phénomène physicochimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats des particules argileuses, disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité. Les argiles dispersives sont les plus dangereuses car les plus sensibles au contenu ionique de l'eau retenue [31].

vii) Entraînement

Est le détachement des particules des parois d'une conduite ; d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur du cisaillement engendré par l'écoulement.

L'entraînement est un phénomène qui commande la vitesse de développement des renards (le débit solide évacué étant fonction du rapport entre la contrainte de cisaillement réelle et la contrainte de cisaillement critique). Le considérer comme un critère d'initiation de l'érosion interne revient à admettre l'existence avant érosion d'un chemin de fuite préférentiel dans le sol [35].

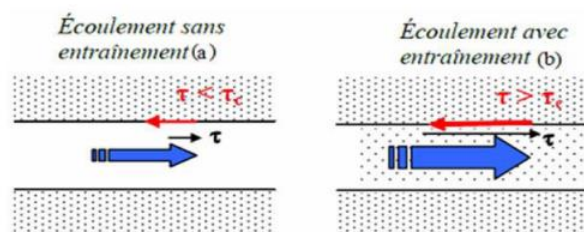


Figure 2.10 : Phénomène d'entraînement de sol [35].

viii) L'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 [36].

b) La 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 filtres, 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 plus grosses particules empêchent l'érosion interne des particules de taille moyenne qui vont à leur tour empêcher l'érosion des particules de petite taille. Bien souvent, les sols qui ne sont pas potentiellement auto-filtrants, sont sensibles à la suffusion. Notons cependant qu'il se produit dans cette zone un tassement dû au départ des particules, qui peut, selon Fry et al, engendrer des désordres et déclencher ainsi le phénomène de surverse. C'est donc la granulométrie du noyau et celle du filtre qui vont déterminer si l'érosion est amenée à se poursuivre ou non. On distingue généralement quatre domaines distincts, allant de l'érosion continue à aucune érosion [37] :

- 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.

c) Le développement des désordres

Il est généré par le transport des particules et dépend du gradient hydraulique. La nature de ce transport va nous amener à distinguer deux types fondamentaux de transport pour l'érosion interne : le renard et la suffusion. Ces deux modes de transport diffèrent par leurs conditions géométriques et hydrauliques [31] .

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

i) La suffusion

La suffusion groupe tous les processus d'érosion souterraine qui se traduisent par un enlèvement de matière sans intervention de la dissolution. L'écoulement entraîne les particules les plus petites à travers la matrice solide formée par les particules les plus grosses. La teneur en fines évolue dans le temps. Les zones qui ont perdu leurs fractions fines ont une perméabilité plus élevée, donc des vitesses d'écoulement plus élevées, ce qui peut initier un renard. Elles ont également une densité plus faible, ce qui peut provoquer un effondrement. Les zones colmatées par l'arrivée de ces fines ont une perméabilité qui diminue, induisant des pressions interstitielles plus élevées, ce qui peut conduire à des glissements.

Un sol hétérogène, instable, dispersif ou à granulométrie étalée n'assurant pas l'auto filtration, est souvent à l'origine d'une suffusion. Elle peut être initiée dans le volume (suffusion interne) ou à l'interface de deux matériaux (suffusion externe). La cinétique de la suffusion est lente. Elle est de l'ordre de la dizaine d'années [31] .

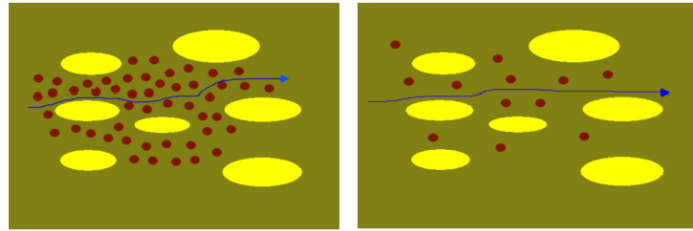


Figure 2.11 : Influence de la perméabilité sur l'écoulement [31] .

ii) Le renard :

Le renard hydraulique se produit dans les écoulements en milieux perméables comme les barrages et les digues en terre. Si les vitesses d'écoulement sont supérieures au seuil d'entraînement des particules, ces dernières seront transportées et l'érosion progresse d'une manière régressive le long d'une ligne de courant.

Un conduit va se former de l'aval vers l'amont. Le sol devient localement plus perméable, les vitesses d'écoulement augmentent et le phénomène s'amplifie avec l'élargissement de la conduite créée. Les conséquences de ce phénomène sont la rupture de l'ouvrage par l'ouverture d'une brèche [29] .



Figure 2.12 : Ouverture d'une brèche dans un barrage par renard hydraulique [29] .

Le phénomène du renard est difficile à détecter et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir. Pour cela, le risque du développement d'un renard hydraulique doit être maîtrisé lors de la conception et de la réalisation des ouvrages [29] .

En fait, il n'est pas nécessaire d'avoir un vide continu de l'amont à l'aval de barrage pour que se développe un renard et c'est là qu'est le piège. Ce qui est nécessaire, c'est d'avoir un gradient hydraulique élevé ($i > i_{cr}$) entre deux points du remblai ou entre l'amont du barrage et le point d'émergence des écoulements [31] .

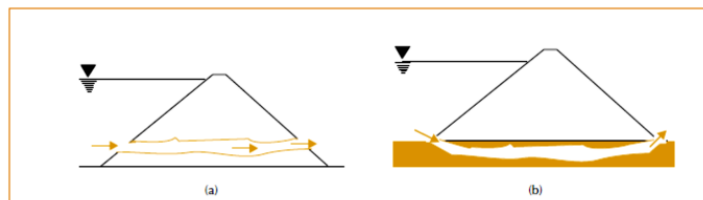


Figure 2.13 : Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b) [31] .

4.4.4 Modes de rupture des barrages

a) Rupture par renard

La rupture du barrage par renard passe par trois phases distinctes [37] :

- Elargissement du renard.

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

b) Rupture par suffusion

Elle se produit par [37] :

- 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.

4.4.5 Processus de l'érosion interne :

Les processus de l'érosion interne conduisant à la rupture des ouvrages en terre tels que les barrages et les digues peuvent être divisés en quatre phases [29] : l'initiation de l'érosion, la continuation, la progression et la rupture.

a) L'initiation de l'érosion

L'érosion interne se déclenche si l'énergie développée par les forces hydrodynamiques dues à l'écoulement de l'eau, à travers un ouvrage en terre ou de sa fondation, est capable à détacher les particules du sol. Elle peut être provoquée soit par une concentration de fuite produite par une fracturation hydraulique, par suffusion dans les sols instables, par érosion régressive si l'infiltration est suffisamment élevée pour initier le mouvement des particules du sol au point de sortie, ou encore par érosion de contact qui se produit à l'interface de deux matériaux poreux de granulométries très différentes.

b) La continuation

Dans cette phase, l'évolution de l'érosion continue si la structure du sol ne permet pas la filtration des particules détachées. Par contre, si une auto-filtration se produit, sans favoritisation d'une accumulation d'un excès de pression dans les pores, les processus de l'érosion seront stoppés à ce stade.

c) La progression

Dans cette phase, au droit des zones faibles affectées par un des mécanismes de l'érosion interne, la concentration de l'écoulement dans cette partie provoque la création d'un vide à travers l'ouvrage ou sa fondation. Si les sols entourant ces chemins d'infiltration ne peuvent pas arrêter l'expansion de ce vide, il y aura la formation d'un trou de l'aval vers l'amont. Les vitesses d'écoulement à travers l'ouvrage augmentent et accélère ainsi le processus de rupture en cours.

La progression de l'érosion dépendra du facteur d'initiation du processus. Dans le cas de l'initiation par une concentration de fuite, la progression dépend de la géométrie de la fuite et de l'érodabilité du sol. Si le processus est initiée par l'érosion régressive, elle sera régit principalement par la fonctionnalité du filtre. Si l'érosion est initiée par la suffusion, la progression de l'érosion se fait généralement de l'aval vers l'amant de l'ouvrage, ce qui conduit à la formation d'un canal continu.

d) La rupture

Si l'érosion n'est pas détectée durant les phases précédentes, ou les interventions entreprises pour stopper l'évolution de ce processus a échoué, un effondrement total ou partiel de l'ouvrage en question peut se produire.

4.4.6 Conclusion

L'érosion interne est un danger pour les barrages qui peuvent s'effondrer à cause d'infiltrations d'eau, Mais leurs ruptures sont principalement causées par ces infiltrations et l'érosion interne qui en découle.

4.5 Les infiltrations dans les barrages en BCR

Les infiltrations peuvent également avoir un impact important sur les barrages en béton compacté au rouleau (BCR). Les barrages en BCR sont conçus pour être étanches, mais des infiltrations peuvent se produire à travers les fissures et les joints du béton.

L'eau qui s'infiltré peut entraîner une réduction de la résistance du béton, provoquant ainsi une érosion interne et augmentant les risques de rupture du barrage. De plus, l'eau peut provoquer des réactions chimiques avec le béton, ce qui peut également affaiblir la structure du barrage.

Pour prévenir les infiltrations dans les barrages en BCR, des mesures d'étanchéité sont mises en place dès la phase de construction. Ces mesures peuvent inclure l'utilisation d'additifs pour améliorer l'étanchéité du béton, la mise en place de joints d'étanchéité et la construction de drains pour évacuer les eaux infiltrées.

Il est également important de surveiller régulièrement l'état du barrage pour détecter toute infiltration et prendre des mesures correctives en temps opportun pour prévenir les risques de rupture de barrage.

En conclusion, les infiltrations peuvent également affecter la stabilité des barrages en béton compacté au rouleau et leur prise en compte est essentielle pour garantir la sécurité de ces structures.

4.6 Méthodes de détection des infiltrations dans les barrages

La détection et la caractérisation des écoulements potentiellement néfastes pour les ouvrages tels que les barrages sont essentielles pour garantir leur pérennité. Les méthodes conventionnelles de surveillance des infiltrations se basent sur le suivi de la charge piézométrique, du niveau de pression interstitielle et du débit d'infiltration dans les organes de drainage.

Cependant, il existe également des méthodes issues de la géophysique, de la géotechnique et de la géochimie isotopique qui ont montré leur efficacité pour la détection des infiltrations dans les barrages.

4.6.1 Etudes de reconnaissance et de surveillance traditionnelle

Selon Fauchard et Mériaux (2004) et Royet (2006), la première phase du processus est extrêmement importante et consiste à collecter le maximum d'informations possibles concernant l'historique des écoulements, ainsi que les caractéristiques extérieures de la digue, telles que la topographie et le système dans lequel elle est située, notamment la géologie locale et la dynamique du cours d'eau [33].

a) Pression interstitielle

La mesure de la pression à un nombre de points fournit des informations sur la distribution des pressions dans le barrage. Faite en continue, cette mesure pourrait indiquer des changements de pressions liés à une détérioration ou au vieillissement du barrage.

b) Mesures piézométriques

Elle se fait avec le relevé de la hauteur de la nappe d'eau dans les piézomètres, ou de la pression interstitielle, permet de qualifier l'étanchéité et le comportement hydromécanique d'un ouvrage, couplé à un traceur chimique ou radioactif. Ces méthodes permettent de déterminer la cinétique des infiltrations en place. Le phénomène d'érosion interne ne se produit que lorsque l'énergie d'écoulement permet un arrachement des particules et leur transport. En conséquence, ces études sont primordiales mais nécessitent la mise à disposition d'un réseau de piézomètres.

4.6.2 Méthodes géophysiques**a) Potentiel Spontané (PS)**

La méthode de mesure du potentiel spontané (PS) consiste en la mesure de la distribution de potentiel électrique naturel à la surface du sol en mesurant la différence de potentiel entre deux électrodes plantées dans le sol. Cette méthode permet de quantifier le débit d'un écoulement dans un ouvrage hydraulique. Cependant, l'exploitation des mesures est complexe car de nombreux mécanismes peuvent générer un potentiel spontané, tels que les mécanismes thermoélectriques, électrochimiques et électrocinétiques.

b) Méthodes électromagnétiques de basse et haute fréquence

Cette méthode permet de détecter des anomalies pouvant correspondre à des conséquences de l'érosion interne. Ces méthodes consistent à émettre, à une fréquence donnée, un champ électromagnétique primaire qui induira un champ secondaire dont l'amplitude et le déphasage dépend de la conductivité du sol. Dépendant de la fréquence d'utilisation et de la nature des matériaux du sol, le champ atteint une certaine profondeur de pénétration. Elles sont sensibles à l'hétérogénéité du sol, permettant ainsi de distinguer les corps conducteurs des corps résistants à des profondeurs approximative [38].

c) Méthode de résistivité électrique

Son principe se résume à l'injection d'un courant électrique dans le sol pour en mesurer la résistivité apparente. Selon la teneur en eau, la quantité d'ions dissous (TDS), et la température de l'eau contenue dans les pores, cette résistivité varie entre différentes formations géologiques du sol ou du barrage [33].

4.6.3 Méthodes thermométriques**a) Principe**

La méthode de détection d'écoulement repose sur l'observation de la distribution des températures au sein de l'ouvrage, car la présence d'un écoulement perturbe cette distribution. L'anomalie thermique correspond à la variation de température engendrée par l'écoulement et permet de localiser la zone d'écoulement et son voisinage. En l'absence d'infiltration, la température de l'ouvrage est déterminée principalement par la température de l'air et de l'eau, mais en présence d'infiltrations, la convection due à l'écoulement joue un rôle important dans le transfert d'énergie thermique. Ainsi, une anomalie thermique de température proche de celle de la retenue indique la présence d'un écoulement relativement conséquent.

b) Mesures de température dans les piézomètres

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet, celle-ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique et la détermination du pH. Pour la connaissance de l'origine de l'eau, les piézomètres peuvent être utilisés pour obtenir des mesures de température du corps de l'ouvrage. A partir du niveau d'eau dans le piézomètre (niveau piézométrique) et jusqu'au fond de celui-ci, des mesures de température peuvent être faites à différentes hauteurs, ainsi une sonde de température est progressivement descendue dans le piézomètre. La sonde doit être descendue lentement pour éviter tout phénomène de mélange, altérant la distribution de température. De plus, pour éviter les mélanges, il est préférable de faire les mesures de haut en bas [33] .

4.6.4 Méthodes géochimiques

Ces études utilisent la géochimie de l'eau souterraine et de surface pour comprendre les relations entre la circulation de l'eau dans les aquifères et les cours d'eau, ainsi que l'impact des sources d'eau souterraine sur l'eau de surface. Les analyses chimiques des éléments majeurs sont recommandées pour les variations importantes du régime d'infiltration, avec une sélection des points d'eau à échantillonner basée sur la conductivité électrique pour réduire le nombre d'échantillons nécessaires. La composition chimique de l'eau fournit des informations sur l'origine et l'évolution géochimique, ainsi que sur la nature des matériaux rocheux à travers lesquels l'écoulement s'effectue. Les sources d'eau et les forages peuvent être utilisés pour identifier les voies préférentielles d'écoulement.

4.6.5 Méthodes isotopiques

En hydrologie, les applications des isotopes reposent sur le concept général de traçage, qui consiste à utiliser des isotopes naturels ou introduits intentionnellement. Les isotopes naturels présentent par rapport aux traceurs artificiels (injectés), l'avantage de faciliter l'étude de processus hydrologiques sur une échelle temporelle et spatiale bien plus grande grâce à leur distribution naturelle dans un système hydrologique. Les isotopes naturels le plus souvent utilisés sont ceux de la molécule d'eau : oxygène 18, deutérium et tritium, ainsi que le carbone 13 et le carbone 14, présents dans l'eau en tant qu'éléments de composés carboniques inorganiques et organiques dissous. Le deutérium, le carbone 13 et l'oxygène 18 sont des isotopes stables des éléments respectifs, tandis que le tritium et le carbone 14 sont des isotopes radioactifs [33] .

4.6.6 La sédimentation dans les retenues des barrages (Transport des sédiments)

Dans nombreux pays, le transport des sédiments dans le réseau hydraulique des bassins et leur dépôt dans les retenues pose aux exploitants des barrages des problèmes dont la résolution ne peut qu'être onéreuse. Non seulement la capacité utile de ces barrages est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue, mais encore, leur curage est une opération délicate et difficile, qui exige bien souvent que la retenue soit hors service. Ceci est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides à raison de l'importance économique de ces ouvrages. Il en résulte des dommages considérables à l'ouvrage et une mise en péril de l'économie du projet. La sédimentation dans les retenues des barrages est régie par plusieurs facteurs tels que le régime du cours d'eau, le débit entrant dans la retenue, les caractéristiques du matériel détritique et les conditions de circulation des eaux dans le lac [33] .

4.7 Les méthodes de résolution des problèmes d'écoulement

4.7.1 La méthode analytique

Les méthodes analytiques permettent la résolution mathématiquement rigoureuse d'équations différentielles partielles traduisant des phénomènes physiques, ces méthodes fournissent des solutions précises et exactes, leurs principes sont généralement basés sur des hypothèses simplificatrices d'uniformité, d'homogénéité, des propriétés et des structures, présentant l'avantage par leurs simplicités d'hypothèse et d'exécution. Elles sont utilisées en hydrogéologie dans les études de gestion et d'exploitation des nappes souterraines ainsi dans les problèmes liés aux eaux souterraines. D'autre part on peut appliquer les méthodes analytiques pour l'analyse de la stabilité des barrages en remblai (barrages en remblai zonés), la plupart de ces méthodes sont basées sur le même principe, elles cherchent à déterminer des endroits dans le massif ou les forces qui provoquent le glissement risquent de dépasser les forces stabilisatrices qui résistent, c'est à-dire on cherche la surface de rupture qui donne la plus petite sécurité. Les méthodes analytiques suivantes sont le plus souvent utilisées [39]:

- Surface de glissement circulaire :
 - Fellenius (1948) ;
 - Bishop (1955).
- Surface de glissement quelconque :
 - Janbu (1954) ;
 - Morgenstern-Price (1965).

4.7.2 Méthode graphique

On l'appelle aussi méthode des petits carreaux. On trace le réseau orthogonal des lignes de courant et des lignes équipotentiels compatibles avec les conditions aux limites de l'écoulement. La méthode graphique nécessite une expérience de la part de l'utilisateur et des approximations successives du tracé de réseau.

Les résultats obtenus par cette méthode donnent un ordre de grandeur des valeurs recherchées, et permettent ainsi de contrôler les résultats d'autres méthodes [35] .

Le procédé est simple et constitué des étapes suivantes :

- Définir les conditions aux limites concernant l'écoulement, c'est-à-dire les lignes de courant et les équipotentiels.
- Tracer quelques lignes de courant en essayant de satisfaire les conditions aux limites. Le tracé est à refaire jusqu'à la satisfaction de ces conditions. Il est commode que les lignes tracées soient équidistantes.
- Tracer des lignes équipotentiels de telle façon qu'elles soient perpendiculaires aux lignes de courant et qu'elles vérifient les conditions aux limites. Les lignes sont choisies équidistantes et ayant un pas identique à celui des lignes de courant.

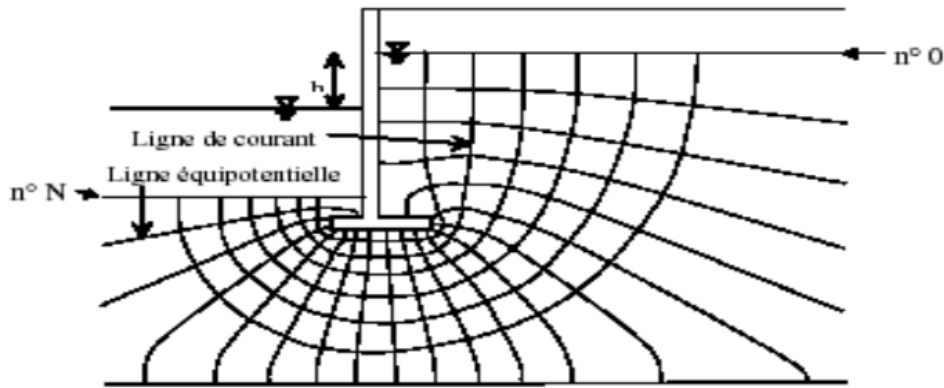


Figure 2.14 : Exemple de réseau d'écoulement [35].

4.7.3 La méthode analogique

Cette méthode physique a pour but de simuler les circulations d'eau souterraine. Elle se base sur l'analogie physique et mathématique entre l'écoulement des eaux souterraines et le courant électrique, les équations et les comportements sont très similaires, cette analogie constitue la base de deux types de modèles analogues, le premier consiste à utiliser un papier conducteur, et l'autre dépend de l'utilisation des réseaux de résistances électriques [39].

- Papier conducteurs analogue : Cette méthode est la plus utilisée pour l'étude des problèmes d'infiltrations, elle consiste à découper une feuille de papier conducteur selon la même forme géométrique que le domaine d'écoulement souterrain et à créer une différence de potentiel entre les limites à l'aide d'une source de courant. La distribution du potentiel est mesurée avec un voltmètre. Les limites à charge constante sont créées avec une peinture argentée très conductrice, et les limites imperméables sont simulées par des bords non reliés au sein du modèle en papier conducteur.

4.7.4 Méthode numérique

Il s'agit des méthodes classiques des différences finies et surtout des éléments finis. Les éléments finis fournissent un outil pour résoudre des problèmes d'écoulement avec ou sans surface libre mettant en jeu des perméabilités isotropes ou anisotropes. Elles sont particulièrement utiles pour évaluer l'effet de drains et analyser des murs avec une géométrie compliquée de la fondation et du remblai.

Ces méthodes très puissantes nécessitent comme toujours des précautions d'emploi : la modélisation du problème, le choix des paramètres d'entrée, la validation nécessaire du programme informatique, l'examen critique des résultats obtenus [35].

4.8 Dispositifs de protection contre les effets de l'eau

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que [9] :

- La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation ;

- La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception telle l'allongement du chemin d'écoulement ;
- Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage.

4.8.1 Drain

Un drain est un organe peu épais de forte perméabilité, apte à collecter les fuites et donc à réduire les pressions interstitielles [9] .

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 [37] .

4.8.2 Filtres

Un filtre est un organe placé à l'aval du noyau pour se prémunir contre l'érosion interne, c.-à-d. il doit bloquer la migration des particules fines entraînées par le courant d'eau dans un massif [9] .

Le filtre est un matériau granulaire pulvérulent (sable) intermédiaire entre la recharge et le noyau dont la fonction est la filtration des particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par l'écoulement (érosion interne). Le filtre est un matériau le plus souvent granulaire, dont la granulométrie est étudiée avec précision pour bloquer les particules plus fines. Dans les petits barrages, il peut être envisagé de poser un géotextile [26] .

5. Conclusion

En conclusion, les infiltrations sont un phénomène important à prendre en compte dans la conception et la construction des barrages poids. Les infiltrations peuvent affaiblir la stabilité du barrage en provoquant une érosion interne et une réduction de la résistance de la structure.

Les impacts des infiltrations sur la stabilité des barrages dépendent de plusieurs facteurs tels que la quantité d'eau infiltrée, la perméabilité des matériaux utilisés pour la construction du barrage et la pression de l'eau exercée sur la structure.

Pour prévenir les risques de rupture de barrage, il est essentiel de prendre en compte ces facteurs dès la phase de conception et de mettre en place des mesures préventives telles que l'étanchéité des fondations, la construction de drains pour évacuer les eaux infiltrées et la surveillance régulière de l'état du barrage.

En somme, les infiltrations peuvent avoir des impacts importants sur la stabilité des barrages poids et leur prise en compte est essentielle pour garantir la sécurité de ces structures.

*Chapitre 3 : Critères conceptuels des
barrages poids*

1. Introduction

La conception et la construction de barrages sont des défis techniques complexes qui nécessitent une compréhension approfondie du comportement du sol et des forces qui agissent sur ces structures. La stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement est un aspect essentiel de la conception des barrages, car ces phénomènes peuvent compromettre la sécurité et la durabilité de la structure. En outre, le tassement et la consolidation de sol sous les fondations des barrages poids sont des processus naturels qui peuvent affecter la stabilité de la structure au fil du temps. Dans ce chapitre, nous explorerons en détail les mécanismes de la stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement des barrages, ainsi que les actions qui peuvent influencer ces phénomènes, telles que les forces hydrostatiques et sismiques. Nous examinerons également le processus de tassement et de consolidation du sol sous les fondations des barrages poids, en abordant les stratégies d'ingénierie pour minimiser les risques associés à ces processus. En fin de compte, ce chapitre mettra en évidence l'importance de comprendre les interactions complexes entre les forces qui agissent sur les barrages et le comportement du sol pour garantir des structures sûres et durables.

2. Actions agissants sur les barrages poids :

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La figure 3.1 illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids [40]:

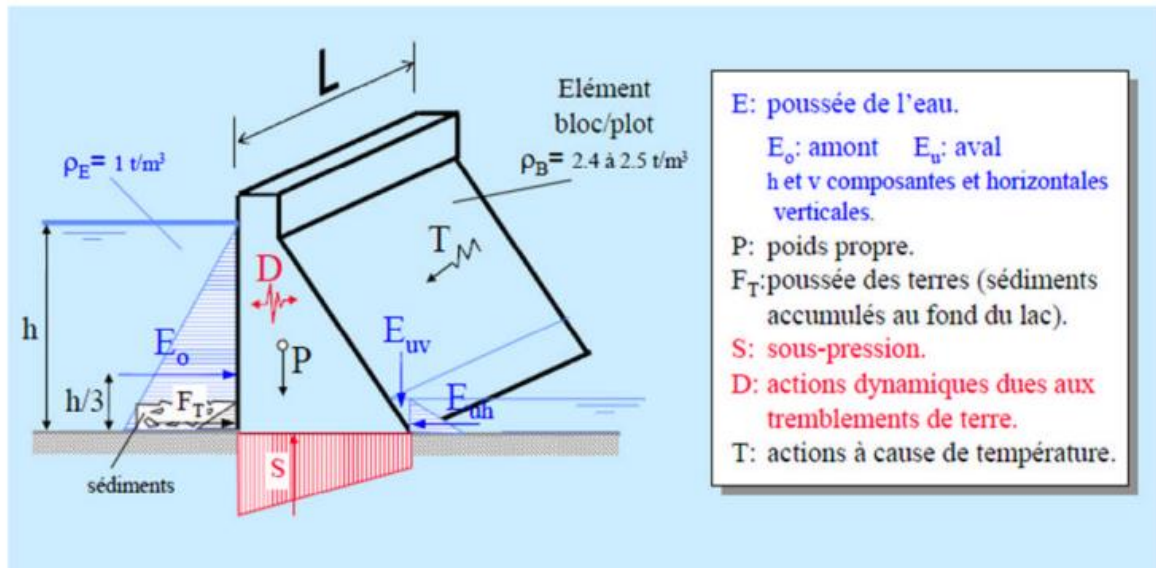


Figure 3.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids [40] .

Tableau 3.1 : Types des forces interagissant avec un barrage poids [40] .

Type de force	Répartition	Effet sur la stabilité globale
Poussée de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> – Poussée du réservoir – Poussée des sous-pressions – Poussée de à l'aval 	Déstabilisant Déstabilisant Stabilisant
Poussée du couvert de glace		Déstabilisant
Poussée des sédiments		Déstabilisant
Poids propre	<ul style="list-style-type: none"> – Béton – Eau (paroi amont inclinée) 	Stabilisant Stabilisant
Autres	<ul style="list-style-type: none"> – Équipement de poids, considérable – Particularité de conception (ajout retrait de masse, par exemple une cavité structurale ou un route en porte à faux) 	Dépend de la situation

2.1 Actions permanentes

2.1.1 Poids propre

a) Barrage

Le poids du béton dépend de compacité, généralement la masse volumique du béton considéré dans les calculs est de l'ordre de (2,4 à 2,5) t/m³. Le volume des vides dans le corps du barrage (puits, galeries etc....) est estimé à (1 à 2)% du volume global du béton et il peut être négligé sauf si ces vides sont importants, il faut les déduire, particulièrement pour les barrages poids [41] .

Il consiste à un effort normal dont la résultante passe par le centre de gravité de l'ouvrage. Il est évalué pour chaque mètre de largeur par la relation suivante [6]:

$$W_b = \gamma_b \times S \quad \{3.1\}$$

Avec :

- γ_b : Poids volumique du béton (KN/m³).
- S : la section en m²

(Pour le BCR : $\gamma_b = 24$ KN/m³).

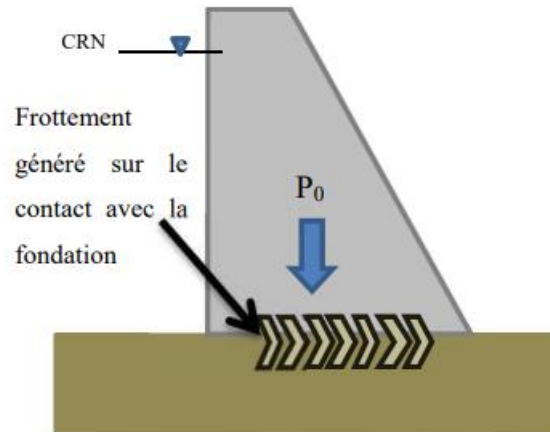


Figure 3.2 : Action du poids propre du barrage [6] .

b) Eau

Lorsque le parement amont d'un barrage est tel qu'il affiche une légère pente, la poussée de l'eau appliquée sur cette surface est elle aussi inclinée et doit être décomposée en une force horizontale et verticale. Il en résulte donné la formation d'une force stabilisante, puisque le poids de l'eau selon la force verticale tend à s'opposer au mouvement de renversement de l'ouvrage occasionne par la force hydrostatique horizontale [42].

2.2 Actions variables

2.2.1 Poussée de l'eau

Selon la pratique habituelle et les normes s'y rattachant, il est de coutume de considérer le niveau maximal d'exploitation d'un réservoir dans les modélisations et calculs réguliers de la stabilité. La force résultant de la poussée de l'eau a un effet déstabilisant et tend à faire renverser l'ouvrage vers l'aval. La distribution de la pression hydrostatique s'effectue de manière triangulaire sur la paroi amont du barrage en admettant une pression minimum au point le plus haut du barrage et maximum à sa base.

$$F_t = \frac{1}{2} \times \rho_e \times h^2 \times g \times L \quad \{3.2\}$$

Avec :

- ρ_e ; La masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3) ;
- g : l'accélération gravitationnelle ;
- h : la hauteur d'eau dans le réservoir.

Il arrive que certains ouvrages connaissent des conditions de submersion à leur pied aval. C'est notamment le cas pour les ouvrages en rivière et lorsqu'un ruisseau ou un lac est présent à l'aval d'un barrage. Cette quantité d'eau à l'aval agit dans le sens opposé à celle de la poussée de l'eau dans le réservoir. La présence d'eau à l'aval a donc un effet stabilisateur et tend à maintenir le barrage en place. Cependant, cet effet n'est que minime comparativement à la force stabilisatrice engendrée par le frottement du barrage sur sa fondation. C'est la raison pour laquelle, cette force se voit souvent négligée dans les calculs, rendant ceux-ci encore plus conservatifs. Le calcul de la résultante de la force hydrostatique aval, s'effectue de la même manière que celle employée pour le calcul de la force hydrostatique amont [42] .

2.2.2 Sous pressions

Le système barrages -fondation est un système poreux. Ils sont soumis à des écoulements, sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et aval. L'origine de ces pressions est due la discontinuité géométrique du barrage-fondation, les joints du béton à l'intérieur du barrage, les fissures et les pores. De fortes pressions de soulèvement peuvent compromettre l'intégrité structurelle des barrages-poids en béton et constituer la principale cause de rupture par l'effet du soulèvement. Le principe de calcul est basé sur la détermination du diagramme des sous-pressions. Ce diagramme dépend plusieurs facteurs (efficacité d'injection et de drainage, condition de perméabilité, présence des fissures). À ce propos, divers profils de sous-pression sont proposés dans la littérature.

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence.

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression du plan d'eau en pied amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en pied aval. En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval. En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage. De même, si un voile d'injection a été réalisé près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont).

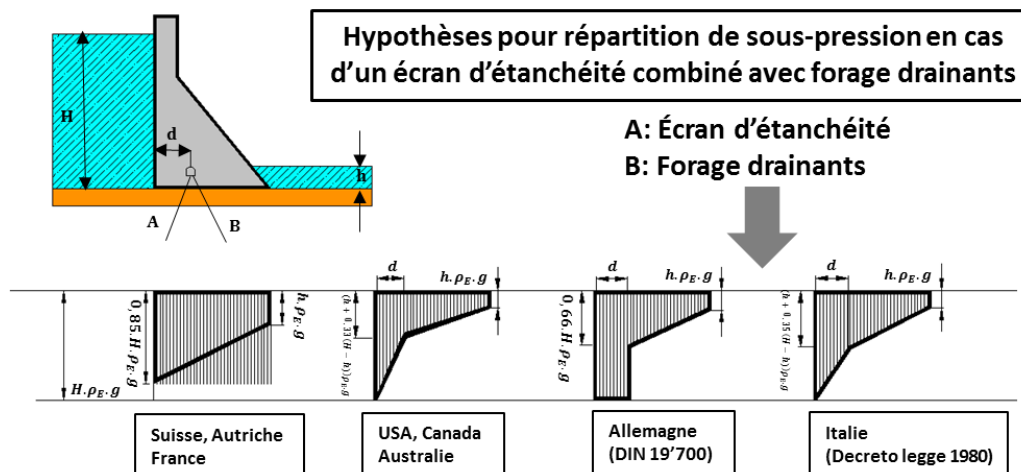


Figure 3.3 : Diagramme des sous-pressions agissantes sur la base du barrage-poids avec la présence des moyens d'injection et de drainage [43].

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval [14].

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la (figure 3.3) si les fissures du rocher ont tendance à se

refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50%, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage [14] :

$$U_A - U_B = (U_A - U_C)/2 \tag{3.3}$$

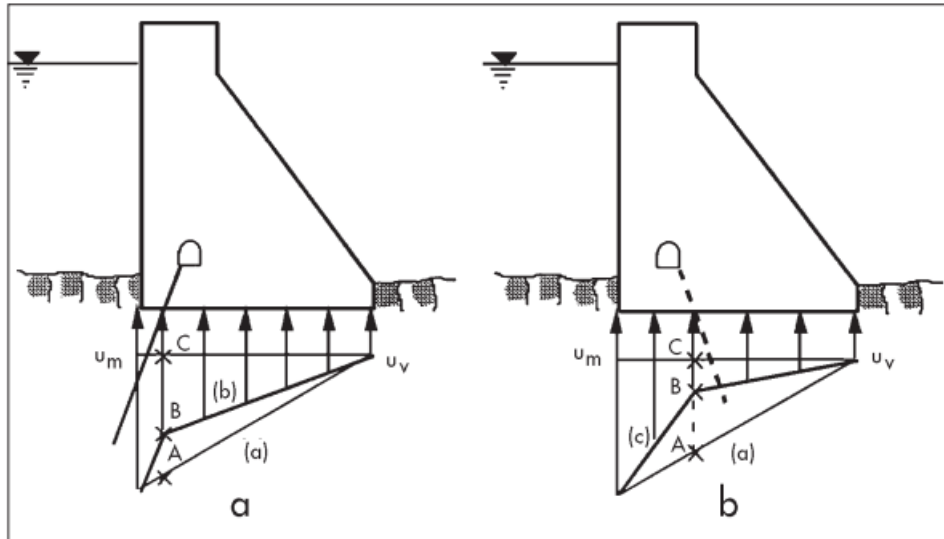


Figure 3.4 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage.

Avec :

- (a) - sans injection ni drainage.
- (b) – avec voile d'injection.
- (c) – avec drainage.

2.2.3 Poussée des sédiments :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau frottant possédant donc un angle de frottement interne. En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments, qui est obtenue sans (trop de) difficulté pour les barrages existants et par des études spécifiques pour les projets. La poussée des sédiments étant défavorable aux états limites justifiés, on envisage la hauteur des sédiments maximale obtenue à moyen et long terme.

Ensuite, le calcul est mené en considérant que la poussée de lieu agit sur toute la hauteur du massif des sédiments et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé sédiment. Dans le cas général, on néglige les frottements entre le massif des sédiments et le parement amont, ce qui revient à considérer que la résultante est perpendiculaire au parement amont. Cette hypothèse est d'autant plus réaliste que les sédiments ont une granulométrie fine, ce qui est le cas dans la plupart des ouvrages. En outre, elle va dans le sens de la sécurité [44] .

$$F_t = \frac{1}{2} \times \gamma_t \times h_t^2 \times K \tag{3.4}$$

Avec :

- γ_t : Poids volumique des sédiments (1,2 à 1,6) t/m³.
- h_t : Épaisseur des sédiments.
- Φ : Angle de frottement interne (15° à 30°).
- K = coefficient de poussée des terres :
 - Fluide $K = 1$
 - Poussée au repos $K = 1 - \sin\Phi$
 - Poussée active $K = (1 - \sin\Phi)/(1 + \sin\Phi)$
 - Poussée passive $K = (1 + \sin\Phi)/(1 - \sin\Phi)$

2.2.4 Neige

La neige, considérée comme une action fixe variable, peut jouer un rôle comme charge dans le cas des barrages en remblai de petite hauteur de retenue. Cette charge est influencée par la situation de l'ouvrage et les conditions locales. Sa valeur doit être tirée de normes en vigueur [1].

A titre d'exemple, la charge due à la neige peut atteindre les valeurs suivantes :

- altitude H_{alt} au-dessous de 400m $p_s = 90 \text{ kg/cm}^2$.
- de 400 à 800m $p_s = 40 + (H_{alt}/55)^2 \text{ kg/cm}^2$;
- à partir de 800m $p_s = 40 + (H_{alt}/100)^2 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.5 Pousse des glaces

Cette action n'est à considérer que si l'environnement climatique du barrage le justifie. Elle n'est en général pas déterminante pour la stabilité, car elle est simultanée avec la crue du projet [40].

2.3 Actions accidentelles

2.3.1 Crue

Les conditions d'évacuation doivent être vérifiées pour une crue de projet et une crue de sécurité.

Pour fixer la sécurité en cas de crue, le niveau du plan d'eau pris en compte est celui qui résulte de l'hydro gramme des crues de projet et de sécurité conduisant à la surélévation maximale du plan d'eau [1].

2.3.2 Séisme

L'analyse pseudo-statique est utilisée dans ce cours pour évaluer l'effet du séisme sur un barrage. Cette méthode remplace le chargement dynamique par des forces statiques équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Cette approche ne prend pas en compte la réponse vibratoire de l'ouvrage, mais nécessite la connaissance de son accélération. Pour cela, une étude spécifique est réalisée par un expert ou un spécialiste afin de déterminer les valeurs des composantes horizontale et verticale de l'effort du séisme. Aux États-Unis, l'intensité de l'accélération horizontale du séisme de dimensionnement est fonction de la magnitude et de la distance horizontale entre le site et l'épicentre du séisme [40].

Dans le cas des ouvrages de dimensions importantes et/ou situés dans des zones fortement sismique, on fait appel à deux autres approches :

- Méthode pseudo-dynamique : Au lieu de considérer un coefficient sismique uniforme, on calcule la distribution des forces d'inertie en fonction de la hauteur de l'ouvrage (Chopra).
- Méthode transitoire (Méthode aux éléments finis) : L'état des contraintes dans la structure est évalué aux pas de temps de l'accélérogramme fourni.

a) Effort d'inertie sur le béton

La force causée par le tremblement sur le massif du barrage P_b est égale à :

$$P_b = \alpha_h \cdot \gamma_b \quad \{3.5\}$$

Avec :

- α : intensité de l'accélération horizontale en g.
- γ_b : poids du massif du barrage.

b) Effort d'inertie de l'eau de la retenue

Le séisme génère aussi une poussée hydrodynamique de l'eau sur le parement amont du barrage. Elle est estimée pour chaque point de profondeur y à partir de la surface libre du réservoir par la formule de Zanger (1952) suivante :

$$P_e = \alpha_h \cdot C \cdot W \cdot h \quad \{3.6\}$$

Avec :

- P_e : la poussée hydrodynamique en KN/m^2 .
- C : coefficient adimensionnel donnant la distribution de la magnitude et des pressions. Il est donné par la relation suivante et par le graphique de la figure ci-après selon le rapport y/h et l'angle du parement amont avec la verticale.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \left(\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad \{3.7\}$$

- h : profondeur totale du réservoir en m.
- y : profondeur du point en question en m.
- C_m : valeur maximale de C .
- W : masse volumique de l'eau en kg/m^3 .

Cette pression hydrostatique doit être appliquée au centre de gravité de la masse du barrage. Quant à la résultante de cette inertie, elle évaluée pour chaque mètre de largeur par la formule suivante [40] :

$$P = 0.726 \cdot P_e \cdot y \quad \{3.8\}$$

La méthode de Zanger est utilisée surtout pour les barrages en béton à parement amont incliné. Sinon, la poussée hydrodynamique maximale est calculée avec la relation de Westergaad suivante [40] :

$$P = \frac{7}{8} \alpha_h \cdot W \cdot h \quad \{3.9\}$$

Signalons que le séisme applique aussi une poussée sur la vase. Elle est estimée par :

$$P = \frac{7}{8} \alpha_h \cdot \gamma_b \cdot H_s \quad \{3.10\}$$

3. Critères de stabilité

3.1 Contraintes normales

- Il faut vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.
- Règle di tiers central : Excentricité e du point d'application de la résultante des actions doit être inférieur à $B/6$ (B : largeur de la base du barrage).
- On peut admettre des tractions modérées au pied amont pour des actions rares (accidentelles) [13] .

$$\sigma < 0.2 \text{ MPa pour un BCV}$$

$$\sigma < 0.05 \text{ MPa pour un BCR}$$

3.2 Stabilité interne

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage le long d'un horizontal situé à une profondeur Z sous le niveau de la retenue. La proposition de MAURICE LEVY est un critère pour lequel la contrainte normale σ_v à l'amont, calculé hors sous-pression, reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau.

$$\sigma_v > \gamma_w \cdot Z \quad \{3.11\}$$

Ce critère est sévère, la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence, habituellement il est recommandé :

$$\sigma_v > 75 \cdot \gamma_w \cdot Z \quad \{3.12\}$$

Ce critère à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet) ; on doit aussi la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas d'un BCR) [14] .

3.3 Stabilité au glissement

3.3.1 Principe

La stabilité au glissement d'un barrage (plot en entierement est assurée si [45] :

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{c \times b + \tan\phi \times \sum F_v}{\sum F_h} > 1.5 \rightarrow (\text{ex: étude normal}) \quad \{3.13\}$$

Avec :

- Φ : L'angle interne de frottement le plus faible entre béton sur béton ou béton sur rochet (fondation) ;
- $\sum F_h$: Forces horizontales ;
- $\sum F_v$: Forces verticales ;
- B : la surface de contact entre le barrage et sa fondation ;
- C : le coefficient de la cohésion ;
- $\sum F_h = F_{wh1} + F_{sed} - F_{wh2} F_{wh1}$: force hydrostatique amont ;
- $\sum F_v = P_0 + F_{wv} - F_{wh2} F_{sp}$: force hydrostatique avale.

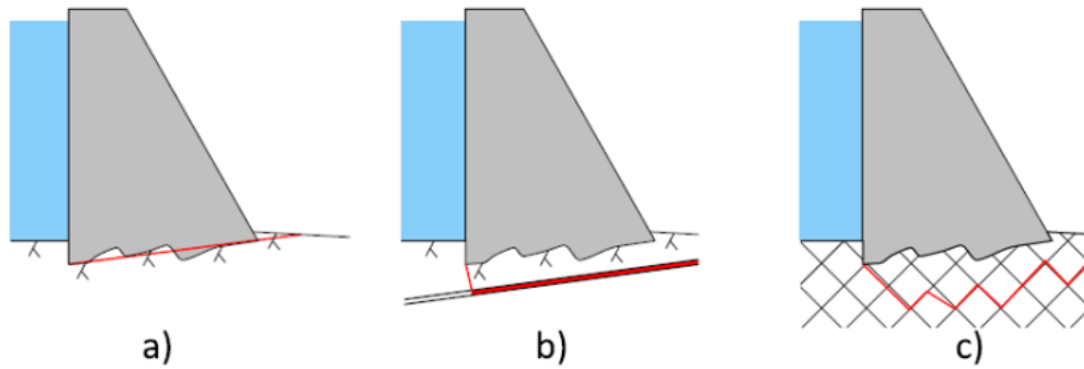
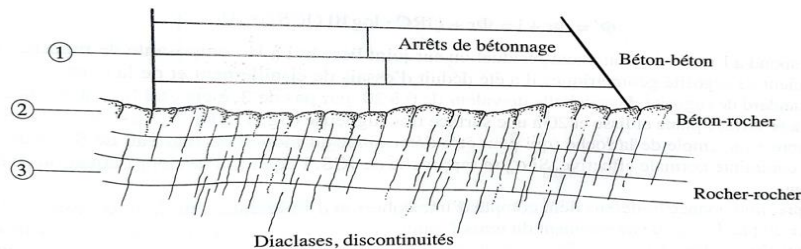


Figure 3.5 : Défèrents plans de glissement possible [45] .

3.3.2 Les surfaces de glissement et leur résistance

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il importe en premier lieu de déterminer quelles sont les surfaces de glissement potentielles (figure 3.6). La détermination des angles de frottement moyens dans le rocher et au contact entre le béton et le rocher n'est pas aisée. Le rocher est soumis à tout un réseau de diaclases et autres discontinuités rendant les essais en laboratoire peu représentatifs du comportement global du massif. La qualité du contact béton-rocher dépend pour une large part de la qualité des injections de contact. Dans le béton, les reprises de bétonnage et les éventuelles fissures de retrait constituent des plans de glissement préférentiels qu'il conviendra de traiter avec un maximum d'attention.

On peut tout de même donner les fourchettes suivantes de valeurs du coefficient d'angle de frottement interne [1] .



		Φ'	$\tan(\Phi')$
(1) béton-béton	- cassure en pleine masse, fissure	63°-72°	2.0-3.0
	- reprise de bétonnage soignée	56°-65°	1.5-2.1
(2) béton-rocher	- rocher de bonne qualité (faiblement diaclasé)	56°-62°	1.5-1.9
	- rocher de moyenne qualité	27°-56°	0.5-1.5
(3) rocher-rocher	- rocher de bonne qualité (faiblement diaclasé)	45°-62°	1.0-1.9
	- rocher de moyenne qualité (faiblement diaclasé)	27°-45°	0.5-1.0

Figure 3.6 : Surfaces de glissement potentielles avec leur caractéristique [1] .

Tableau 3.2 : Valeurs indicatives de l'angle de frottement [1] .

Type de contact	Type de rocher	$\tan \Phi'$
Béton-Rocher	Calcaire	0.8-1.3
	Gneiss sain (décomposé)	1.7 (0.5)
	Granite sain (décomposé)	1.5 (1.0)
	Gres	1.0-1.3
	Schiste	1.0-1.6
Rocher-Rocher	Calcaire	0.4-0.8
	Gneiss fissuré	1.0
	Granite	0.8-1.9
	Gres	1.7

3.3.3 Augmentation des forces verticales

Une modification du profil type vise à augmenter le poids propre en augmentant le volume de béton (Figure 3.7 a). Cette mesure est certes efficace, mais peu économique.

En inclinant le parement amont de l'ouvrage, la pression hydrostatique s'applique sur un plan incliné qui se décompose en une force horizontale et une force verticale correspondant au poids de l'eau contenue dans la section grisée (Figure 3.7 b). Cette mesure est souvent mise en œuvre car elle ne nécessite qu'un faible volume supplémentaire de béton.

Comme déjà mentionné, la force de sous-pression peut être réduite par des injections et des forages de drainage sous la fondation (Figure 3.7 c). La création d'évidements dans les joints du barrage (barrage-poids évidé) permet de garantir un parfait drainage de la fondation et de réduire considérablement et de manière fiable la sous-pression. Par contre, les évidements impliquent une diminution du poids propre [1] .

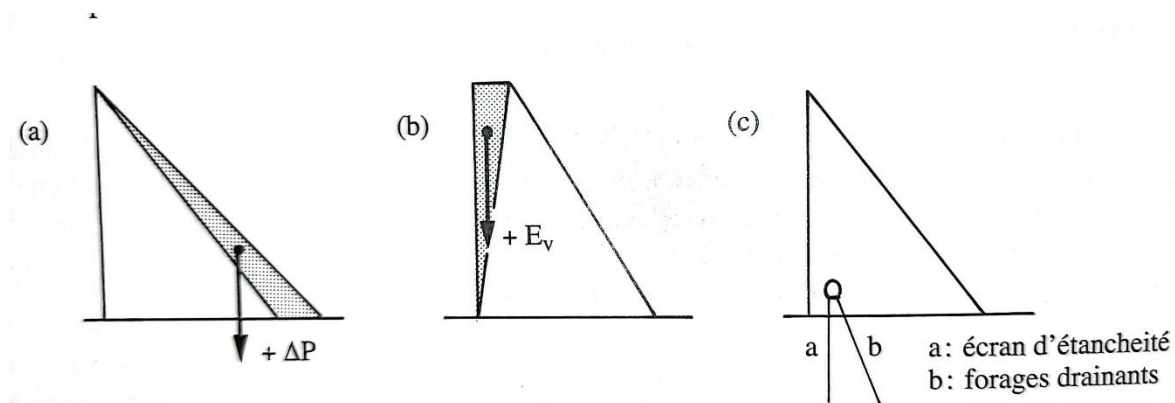


Figure 3.7 : Mesures pour modifier l'intensité des forces verticales : (a) augmentation de fruit du parement aval ;(b) inclinaison du parement amont du barrage ; (c) réduction des sous-pressions [1] .

3.4 Stabilité au poinçonnement

Dans le cas des ouvrages sur sol meuble, la semelle et les fondations doivent être dimensionnées pour que l'ouvrage ne s'enfonce pas sous son poids propre.

La stabilité au poinçonnement est souvent vérifiée en comparant la résultante des charges appliquées au barrage par rapport à la portance du sol de support des fondations [40] .

3.5 Stabilité au renversement

Sous l'effet de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'avant (mouvement de rotation autour du pied aval). C'est le poids de l'ouvrage qui s'oppose à cet effet de renversement [40].

3.6 Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{\sum P}{F} + \frac{\sum M}{W} \quad \{3.14\}$$

Avec :

- $\sum P$: Forces verticales
- $\sum M$: Somme des moments appliqués sur l'ouvrage
- F : Surface de la section centrale

$$W = \frac{I}{Y} \quad \{3.15\}$$

Avec :

- I : Moment d'inertie
- Y : Abscisse de la position du poids par rapport au pied amont du barrage y en général égal à $b/2$

Pour un profil simplifié (triangulaire), dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont :

a) Condition de non fissuration (M.Lévy) :

$$F \geq (Y - 1) - 1/2 \quad \{3.16\}$$

b) Condition pour une fissuration stable :

$$F \geq (2Y - 3) - 1/2 \quad \{3.17\}$$

- Avec Y densité du corps du barrage

Pour une densité moyenne de 2.35, les valeurs correspondantes sont 0.86 et 0.77 [13].

Remarque

Les principes appliqués à la vérification de la stabilité des barrages-poids restent valables pour les barrages BCR- Il faut toutefois noter quelques différences notamment relatives aux hypothèses et aux conditions spécifiques pour assurer la stabilité au glissement au niveau des interfaces des couches successives de BCR. Les calculs sont en règle générale conduits en prenant en compte une structure bidimensionnelle.

La stabilité doit être vérifiée au niveau des joints horizontaux de construction, au contact avec la fondation, le long de zones de discontinuités dans le soubassement. Les facteurs de sécurité conventionnels des barrages-poids servent de référence et doivent être respectés [1].

La résistance au cisaillement, notamment aux interfaces des couches, est une donnée importante pour la vérification de la stabilité des barrages BCR. Elle est représentée par la relation de Coulomb :

$$R = c + \sigma \cdot \tan\Phi = c \cdot A + \left\{ \left(\sum V - \sum u \right) / A \right\} \cdot \tan\Phi \quad \{3.18\}$$

Avec

- R = résistance au cisaillement [MPa]
- c = cohésion [MPa]
- σ = contrainte normale [MPa]
- $\tan \Phi$ = angle de frottement [°]
- A = surface [m²]
- u = sous-pression [Mpa]

D'où l'on peut tirer le facteur de sécurité $FS = R / \sum H$.

Il ressort qu'en première approximation, la cohésion peut être admise à 5 % de la résistance à la compression pour autant qu'une couche de mortier soit appliquée entre les couches de BCR. Dans le cas contraire, une valeur nulle de la cohésion ne doit être introduite, L'angle de frottement interne peut varier entre 40 et 60° ; 45° est généralement admis en première approximation. Une légère inclinaison vers l'amont des couches permet d'améliorer les conditions de résistance au cisaillement.

En ce qui concerne la sous-pression dans le corps du barrage BCR, on admet une variation linéaire comparable à celle des barrages-poids conventionnels. Le pourcentage de la pression hydrostatique à prendre en compte va dépendre de la perméabilité du BCR, du traitement des joints horizontaux (mise en place ou non d'une couche de mortier), des moyens utilisés pour la mise en place du BCR et du mode d'exécution des parements (présence ou non d'une étanchéité). Si aucune couche de mortier n'est mise en place entre les couches de BCR, on doit admettre une sous-pression égale à 100 % de la pression hydrostatique régnant à l'amont et éventuellement à l'aval. Dans le cas où le parement amont comporte un revêtement étanche complété éventuellement par un système de drainage, une réduction de la sous-pression peut être envisagée. Il faut encore prendre garde au type de revêtement aval qui, s'il est étanche, peut avoir une incidence sur la valeur de la sous-pression à son voisinage. Enfin, au niveau des fondations, on tient compte des conditions de drainage pour fixer la répartition de la sous-pression. Pour les barrages BCR de Plus de 30 m de hauteur, il est recommandé de prévoir, comme il l'a été mentionné par ailleurs, une galerie de base et d'exécuter des drains forcés dans le corps du barrage pour réduire les sous-pressions et contrôler les percolations [1].

4. Tassements dans les barrages poids

Les tassements dans les barrages poids peuvent être des tassements de la fondation, ils sont provoqués par les changements de contraintes totales ou effectives durant le cycle de vie de l'ouvrage. Les tassements différentiels dans les barrages sont très dangereux puisqu'ils affectent la stabilité de l'ouvrage. Ils peuvent créer des fissures plus ou moins ouvertes ou prêtes à s'ouvrir sous l'effet de l'eau de la retenue, qui finissent par produire des infiltrations dans le corps de barrages. Ces tassements sont généralement dus à la fondation irrégulière et la compressibilité des sols, ou aux compactages insuffisants à cause d'une construction très rapide.

Le tassement des sols sous un barrage poids est l'une des principales préoccupations lors de la conception et de la construction de barrages. La consolidation du sol est un processus clé qui affecte le tassement des sols sous les barrages poids.

La consolidation est un processus géotechnique par lequel le sol se tasse au fil du temps en raison du poids des couches de sol situées au-dessus. Sous un barrage poids, le poids du barrage exerce une pression sur les couches de sol situées en dessous, ce qui peut entraîner une consolidation du sol. La consolidation se produit lorsque l'eau présente dans les pores du

sol est expulsée sous l'effet de la pression exercée par le poids du barrage, ce qui entraîne une réduction de la porosité du sol et une augmentation de la densité.

Le tassement des sols sous un barrage poids est directement lié à la consolidation du sol. Plus la consolidation n'est importante, plus le tassement des sols seront important. Si le tassement est excessif, cela peut entraîner des fissures dans le barrage, une déformation permanente ou un affaissement du barrage, ce qui peut mettre en danger sa stabilité.

Ainsi, pour garantir la sécurité et la stabilité d'un barrage poids, il est important de prendre en compte la consolidation du sol lors de la conception et de la construction. Les ingénieurs en génie civil doivent prendre en compte les caractéristiques du sol, notamment sa porosité et sa perméabilité, afin de déterminer les mesures de consolidation nécessaires pour minimiser le tassement des sols sous le barrage poids. Des techniques de consolidation telles que le drainage, le compactage et l'injection de coulis peuvent être utilisées pour réduire la consolidation et minimiser le tassement des sols sous le barrage poids.

4.1 Étude des tassements

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements.

Si les tassements uniformes peuvent être gênants lorsqu'ils sont trop importants (accès aux constructions, sectionnement des réseaux, ...), les tassements différentiels sont redoutables car ils peuvent créer des désordres graves : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatiques, fissuration des ouvrages en béton, ... [46] .

Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume. La compressibilité du sol résulte de :

- la compression de l'air qui remplit des vides (l'eau est supposée incompressible). L'air, très compressible, provoquera un tassement quasiment instantané,
- l'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé saturé),
- la compression du squelette solide. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement de l'assemblage granulaire, les grains s'arrangeant entre eux conduisant à un volume occupé par cet assemblage plus réduit.

4.2 Décomposition du tassement

Il est classique de distinguer trois étapes dans les déformations du sol de fondation d'un ouvrage [47] :

- L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates, c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle.
- L'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire).
- Après dissipation des excès de pression interstitielle, nous constatons en général la poursuite des déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire (ou

compression secondaire ou fluage), pendant laquelle le sol se déforme sous des contraintes constantes.

En général, le tassement se décompose en trois termes selon la formule de Bourges (1976) :

$$S = S_i + S_c + S_f \quad \{3.19\}$$

Avec les notations suivantes :

- S_i : Tassement immédiat ;
- S_c : Tassement de consolidation ;
- S_f : Tassement de fluage.

4.3 Théorie de la consolidation des sols

La consolidation est, selon K. von Terzaghi, « tout processus par lequel la teneur en eau sol saturé diminue, sans remplacement de l'eau par l'air. » Le plus souvent c'est par tassement, sous l'action à long terme des charges statiques, que s'effectue cette compaction avec expulsion de l'eau interstitielle.

L'étude du phénomène de consolidation est essentielle dans la compréhension des phénomènes de tassement en construction. Elle est une composante de la mécanique des fondations.

Il existe différentes méthodes pour prédire l'amplitude du tassement par consolidation. Dans la méthode classique, due à Terzaghi, on recourt à des essais dits « œdométriques » effectués en laboratoire sur un échantillon du sol à étudier : cet essai aboutit à la mesure d'un module de compressibilité qui permet de calculer le tassement de consolidation [26] .

4.3.1 Phénomène de consolidation primaire

a) Chargement en conditions œdométriques

L'œdomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide) [46] .

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement.

- La cellule : elle est présentée sur Figure 3.8. L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section S , hauteur initiale h_0), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.
- Le bâti de chargement : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une charge Q et de la maintenir constante pendant un temps donné.

On impose ainsi à l'échantillon :

- une contrainte totale verticale constante : $\sigma = Q/S$,
- des déformations radiales (horizontales) nulles,
- le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé.

Des comparateurs permettent de mesurer le tassement Δh au cours du temps pour une charge Q appliquée.

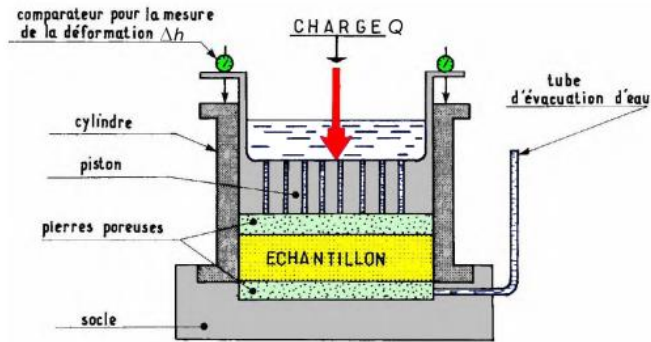


Figure 3.8 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique [46] .

b) Modèle analogique – phénomène de consolidation

Pour comprendre le comportement de l'échantillon de sol dans la cellule œdométrique, nous nous aidons du modèle analogique présenté sur Figure 3.9 [46] .

Dans ce modèle :

- le ressort représente le squelette granulaire,
- l'eau représente l'eau des pores du sol,
- le petit trou réalisé à travers le piston représente la perméabilité du sol (ce trou étant très petit l'eau ne pourra s'écouler que très lentement par celui-ci).

Analysons pour ce modèle l'évolution au cours du temps de la contrainte totale σ , de la pression d'eau u , et de la contrainte effective σ' . Le temps initial $t = 0$ est pris à l'instant d'application de la charge Q [46] .

- A $t = 0$: la contrainte totale appliquée au modèle (au sol) est $\sigma = Q/S$, et l'eau n'a pas le temps de s'évacuer instantanément (d'être drainée) à travers le trou réalisé dans le piston (Figure 3.9 à gauche). La totalité de la contrainte appliquée $\sigma = Q/S$ est alors transférée à l'eau qui se met sous pression, d'où $u = \sigma = Q/S$. En résumé :

$$\sigma = Q/S; \quad u = Q/S; \quad \sigma' = 0.$$

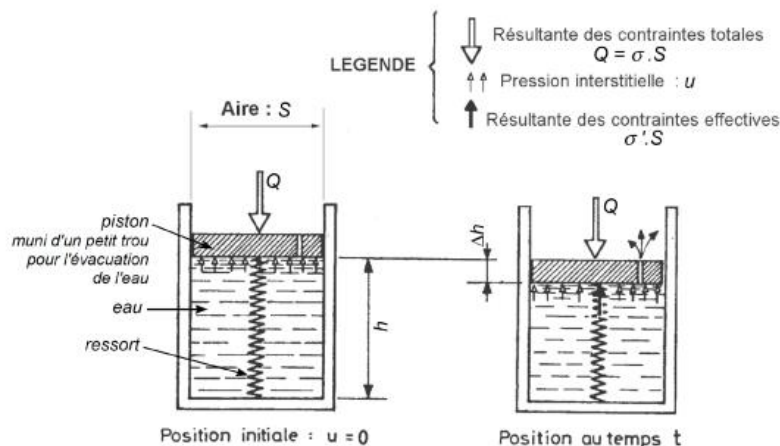


Figure 3.9 : Modèle analogique [46] .

- A $t > 0$ (au fil du temps) : un écoulement lent de l'eau à travers le trou du piston entraîne une diminution de la pression d'eau interstitielle (Figure 3.9 à droite), le piston peut alors

descendre (tassement) et le ressort se comprime (accroissement de la contrainte effective). On a donc :

$$\sigma = Q/S; \quad \mu < Q/S; \quad \sigma' > 0.$$

- Lorsque $t \rightarrow \infty$ (pour un temps suffisamment long) : la pression d'eau tend à s'annuler, la totalité de la contrainte appliquée $\sigma = Q/S$ est alors uniquement reprise par le ressort (le squelette granulaire) :

$$\sigma = Q/S; \quad \mu = 0; \quad \sigma' = Q/S.$$

Puisque la réponse en déformation du squelette granulaire dépend de la contrainte effective, σ' , la déformation et donc le tassement sont nuls à $t = 0$, s'accroissent pour $t > 0$ et tendent vers une valeur constante pour $t \rightarrow \infty$.

Les évolutions de σ , u , σ' et du tassement Δh telles que l'on peut les mesurer au cours d'un essai œdométrique sont détaillées sur la Figure 3.10. On remarque en particulier que l'accroissement du tassement n'est pas proportionnel au temps.

Le phénomène décrit ci-dessus est celui de la consolidation primaire, correspondant à une dissipation de la pression interstitielle conduisant à un transfert de charge progressif de l'eau sur le squelette granulaire. Ce dernier se déforme alors progressivement dans la direction verticale, on parle de tassements [46].

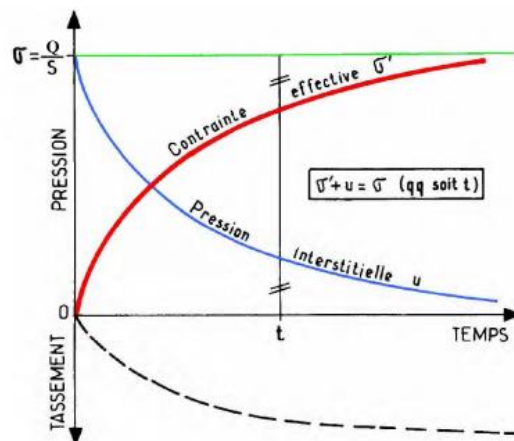


Figure 3.10 : Evolutions de σ , u , σ' et du tassement Δh au cours du phénomène de consolidation primaire [46].

4.3.2 Compressibilité des sols

Un essai œdométrique complet comprend plusieurs paliers de chargement. Dans la pratique courante, on double la charge Q appliquée en tête de piston chaque 24 heures. Compte tenu de la faible épaisseur des échantillons (≈ 20 mm), les surpressions interstitielles sont généralement dissipées après 24h. L'essai fournit alors deux types de courbes [46] :

a) les courbes de consolidation

Qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante. On distingue trois parties dans cette courbe [48] :

- la compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge (a) ;
- la consolidation primaire, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle (b) ;

- la compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle (c).

En général, la consolidation primaire est le phénomène prépondérant et, pour les épaisseurs habituelles des éprouvettes, elle se termine en moins de 24 heures (temps t_{100} sur la Figure 3.11).

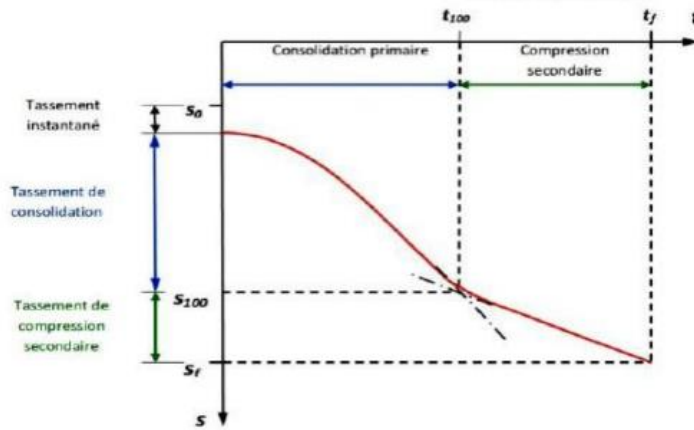


Figure 3.11 : Courbe de consolidation d'un sol fin [48] .

b) La courbe de compressibilité

Qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

- Comment établir la courbe de compressibilité ?

Des contraintes normales sont appliquées à l'échantillon par paliers successifs en présence d'eau. Le tassement est mesuré sur chaque palier de chargement jusqu'à ce qu'une stabilisation soit pratiquement atteinte. La durée d'application de chaque charge est généralement de 24 heures [48] .

Les résultats sont présentés sous forme de variation de l'indice des vides du sol e en fonction du $\log \sigma'$.

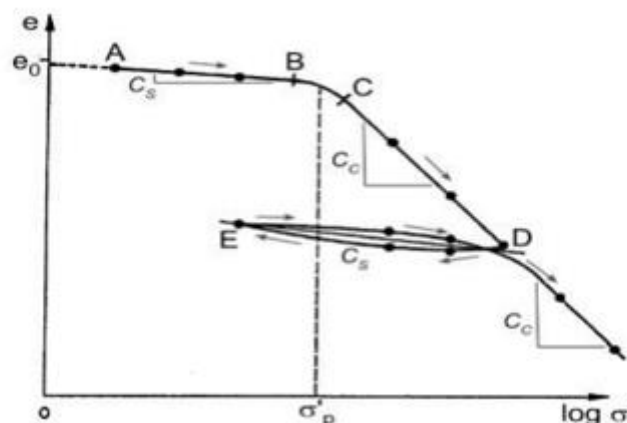


Figure 3.12 : Courbe de compressibilité œdométrique [48] .

Un cycle de déchargement (DE) et rechargement (ED) a été réalisé, résultant en un gonflement (accroissement de e) puis à nouveau un tassement (diminution de e). Enfin, au-delà du point D l'accroissement de la charge a été poursuivi créant un tassement supplémentaire [48] .

On observe que :

- les portions AB et ED de la courbe sont à peu près linéaires et sensiblement parallèles,
- les portions CD et au-delà de D sont également à peu près linéaires et présentent une même pente.

La courbe de compressibilité permet de déterminer trois caractéristiques du sol étudié [46] :

- la pression de pré consolidation,
- l'indice de compression,
- l'indice de gonflement,

i) La pression de pré consolidation σ'_p

L'abscisse du point d'intersection P des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique (figure 3.13) est appelée la pression de pré consolidation. Il existe différentes méthodes pour évaluer la pression de pré consolidation en pratique (méthode de Casagrande). La contrainte de pré consolidation peut être estimée d'une façon approximative en reliant la pente à l'origine de la première partie de la courbe à la droite représentant la deuxième partie [49] .

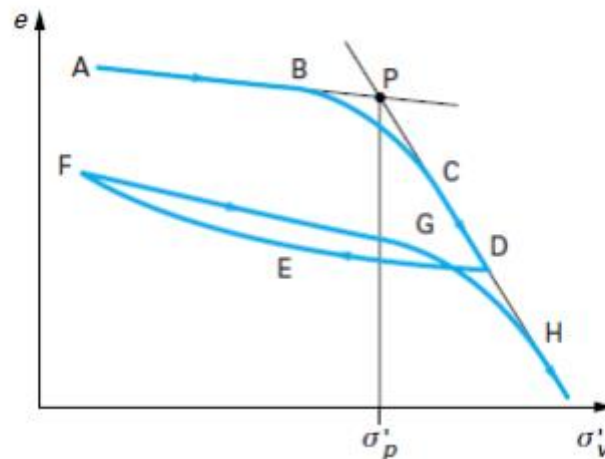


Figure 3.13 : Détermination de σ'_p [49] .

Pour un échantillon de sol prélevé intact à une profondeur Z, on peut d'une part, calculer la contrainte naturelle initiale σ'_v qui s'exerce à cette profondeur, et d'autre part déterminer la pression de pré consolidation par un essai œdométrique. Par comparaison de ces deux valeurs, on peut distinguer trois cas du sol :

a. Sol normalement consolidé

Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$, le sol est dit normalement consolidé. Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures actuellement présentes.

b. Sol sur consolidé

Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$, le sol est dit sur consolidé. Le sol a été soumis dans le passé à une pression de pré consolidation plus importante que le poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain. L'état de sur consolidation peut être dû à la surcharge exercée par des terrains qui ont été enlevés par la suite, à une surcharge temporaire telle que le poids d'un glacier aujourd'hui disparu.

Le rapport de sur consolidation OCR qui caractérise l'état initial du sol est égal à :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad \{3.20\}$$

Ce rapport de la pression de pré consolidation sur la contrainte verticale naturelle sera égal à 1 dans les sols normalement consolidés, et supérieur à 1 dans le cas d'un sol sur consolidé.

c. Sol en cours de consolidation

Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$, le sol est en cours de consolidation sous l'effet de son poids propre (remblais récents, mal ou non compactés,). Ce sont des sols généralement inconstructibles.

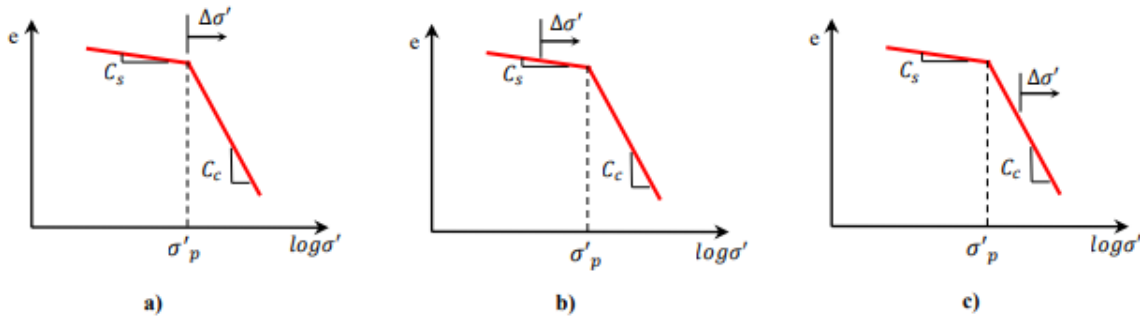


Figure 3.14 : a) Sol normalement consolidé, b) Sol sur consolidé, c) Sol sous consolidé [49].

ii) Indice de compression Cc

On appelle indice de compression Cc la pente de la partie CD de la courbe de compressibilité œdométrique, soit [48] :

$$Cc = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad \{3.21\}$$

Pour $\sigma'_{v0} \geq \sigma'_p$

On peut considérer qu'un sol est :

- peu compressible lorsque $Cc < 0,2$;
- compressible lorsque $0,2 < Cc < 0,7$;
- très compressible lorsque $0,7 < Cc$.

Lorsqu'il n'y a pas d'essai œdométrique réalisé, Skempton a proposé une relation empirique, valable dans le cas des argiles normalement consolidées :

$$Cc = 0,009 (w_L - 10) \quad \{3.22\}$$

Où w_L est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pour-cent.

iii) Indice de gonflement Cs

C'est la pente moyenne d'un cycle de déchargement/rechargement, qui correspond aussi à la pente de la courbe de consolidation pour une valeur de contrainte inférieure à la contrainte de pré consolidation [48] :

$$Cc = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| \quad \{3.23\}$$

Pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$

4.4 Calcul du tassement de consolidation final par la méthode œdométrique

4.4.1 Calcul à partir des indices de compression C_c et de gonflement C_s

a) Cas du sol normalement consolidé

Pour un sol normalement consolidé le tassement s'effectue suivant la courbe de consolidation vierge que l'on peut approximer par une droite de pente C_c (voir la Figure 3.15 a), on a donc la relation suivante (au signe près de la variation de l'indice des vides) [46] :

$$\Delta e = C_c \times \Delta(\log \sigma') \quad \{3.24\}$$

Or $\Delta e = (1 + e_0) \frac{\Delta h}{h_0}$ où h_0 est l'épaisseur initiale de la couche de sol considérée et e_0 l'indice des vides initial ;

Et $\Delta(\log \sigma') = \Delta(\log \sigma'_{final}) - \Delta(\log \sigma'_{initial})$ où $\sigma'_{initial}$ est la contrainte subie par le sol avant application de la surcharge, et σ'_{final} la contrainte après application de la surcharge.

Donc :

$$(1 + e_0) \frac{\Delta h}{h_0} = C_c \times \Delta(\log \sigma'_{final}) - \Delta(\log \sigma'_{initial}) \quad \{3.25\}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\sigma'_{final}}{\sigma'_{initial}} \right) \quad \{3.26\}$$

Puisque le sol est normalement consolidé $\sigma'_{initial} = \sigma'_p = \sigma'_v$, et après consolidation $\sigma'_{final} = \sigma'_v + \Delta\sigma'$. Le tassement de la couche de sol est donc finalement déduit de la relation :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'}{\sigma'_v} \right) \quad \{3.27\}$$

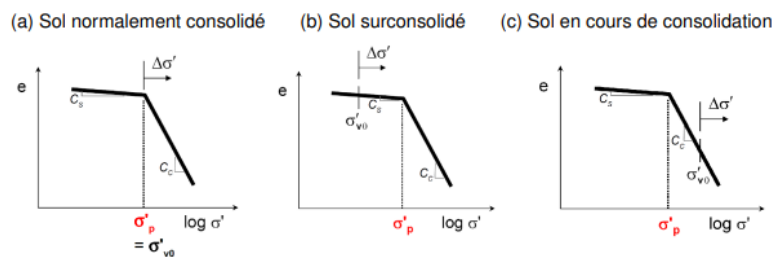


Figure 3.15 : Classification des sols en fonction de σ'_p [46] .

b) Cas du sol sur consolidé :

Puisque le sol est sur consolidé $\sigma'_v < \sigma'_p$ et après consolidation $\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_v + \Delta\sigma'_v$. Le tassement de la couche du sol est donc défini par la relation [48]:

$$s = \Delta h = \frac{C_c}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) h_0 + \frac{C_s}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right) h_0 \quad \{3.28\}$$

Lorsque $\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_v + \Delta\sigma'_v < \sigma'_p$ le tassement est donné par la relation :

$$s = \Delta h = \frac{C_s}{(1 + e_0)} \log \left(\frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'}{\sigma'_v} \right) h_0 \quad \{3.29\}$$

4.4.2 Calcul à partir du module œdométrique E_{oed}

Par analogie avec le module de Young, le module œdométrique E_{oed} est défini à partir de la courbe de compressibilité tracée dans le plan $(\epsilon - \sigma_0)$ (voir Figure 3.16) par [46] :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma_0}{\Delta\epsilon} \tag{3.30}$$

Remarque

La courbe de compressibilité n'est pas linéaire dans le plan $(\epsilon - \sigma_0)$, par conséquent pour un sol donné E_{oed} n'est pas une constante mais dépend de la contrainte initiale et de l'accroissement de contrainte ! Autrement dit E_{oed} n'est pas un paramètre intrinsèque au sol à la différence de C_c et C_s .

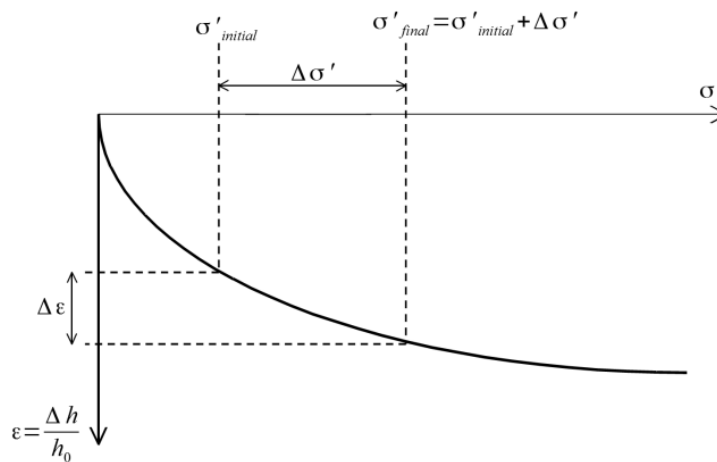


Figure 3.16 : Interprétation de la courbe de compressibilité pour le calcul du module œdométrique [46] .

Tableau 3.3 : Ordre de grandeur du module œdométrique en fonction du type de sols [46] .

	E_{oed} (MPa)
argile molle	0,1 à 1
argile moyenne	0,5 à 4
argile raide	1 à 10
limon uniforme	3 à 35
Sable	15 à 50
Gravier	30 à 120

Comme E_{oed} et $\Delta\sigma'$ varient avec la profondeur, le sol est découpé en n tranches horizontales successives d'épaisseur H_i suffisamment fines pour qu'on puisse considérer chaque tranche homogène : même module œdométrique et même $\Delta\sigma'$. En pratique une épaisseur de l'ordre de $B/2$ peut être adoptée. E_{oed} et $\Delta\sigma'$ sont estimés au milieu de chaque tranche.

Le tassement est alors donné par :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n (\Delta\epsilon)_i H_i \tag{3.31}$$

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma)_i}{(E_{oed})_i} H_i \tag{3.32}$$

Si le sol est normalement consolidé, le module œdométrique est relié à l'indice de compression C_c par :

$$E_{oed} = \frac{(1 + e_0)}{C_c} \frac{\sigma'_{final} - \sigma'_{initial}}{\log(\sigma'_{final}/\sigma'_{initial})} \quad \{3.33\}$$

4.5 Calcul du tassement de fluage

Plusieurs méthodes de calcul permettent la détermination du tassement secondaire du sol. La méthode la plus couramment utilisée est celle de Buisman et Koppejan (1948). Il est admis que le tassement supplémentaire S_f dû à la compression secondaire s'applique au-delà de t_{100} , fin de la consolidation primaire. Pour $t \leq t_{100}$, le tassement suit une loi où intervient en particulier, la théorie de la consolidation [47].

La méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale que le tassement relatif d'une couche de sol dû à la compression secondaire, suit une fonction du logarithme du temps, une loi linéaire, indépendante de l'épaisseur de la couche considérée (Figure 3.17).

Pour $t > t_{100}$, la loi de tassement s'écrit :

$$S_f = \Delta\sigma \cdot h \cdot \alpha \cdot \log \frac{t}{t_{100}} \quad \{3.34\}$$

Avec les notations :

- $\Delta\sigma$: charge due au barrage ;
- h : épaisseur initiale de la couche compressible ;
- α : coefficient de proportionnalité déterminé à l'œdomètre (essai de longue durée) ;
- t_{100} : Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire.

Cette relation a l'inconvénient de ne pas présenter de limite finie : on admet généralement que le maximum du tassement du fluage est atteint au bout de dix ans. D'autres théories, basées sur des descriptions plus complexes, donnent des tassements secondaires d'amplitude finie. Le plus connu de ces modèles est celui de Gibson et Lo (1961), qui donne pour tassement de fluage [47]:

$$S_f = \Delta\sigma'_z \cdot h_0 \cdot b \quad \{3.35\}$$

Où b , qui représente la compression secondaire, est déterminé par un essai œdométrique de longue durée.

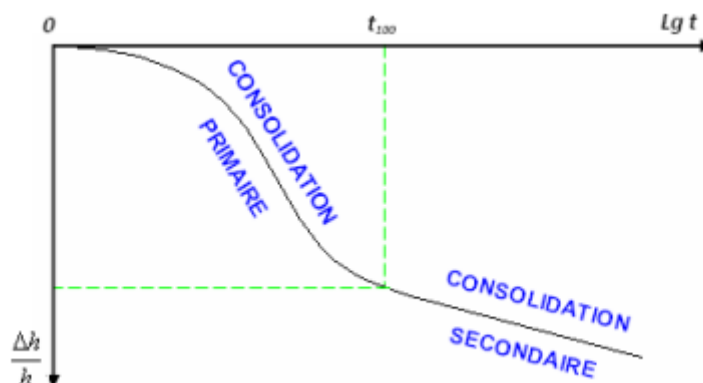


Figure 3.17 : Tassement secondaire. Méthode de Buisman-Koppejan [47].

5. Déformation de la fondation

Ce mécanisme de déformation de la fondation concerne essentiellement les fondations meubles, mais peut également affecter le rocher de mauvaise qualité. Les fondations composées de matériaux fins, tels que des argiles, ou des fondations formées de couches alternées de matériaux fins et de matériaux grenus (alternance de couches de sable et d'argile) y sont particulièrement sensibles. Il débute dès la phase de construction de l'ouvrage. Le mécanisme physique en jeu est la consolidation et le tassement de la fondation sous l'effet du poids du remblai. Les fondations composées de sols grossiers (alluvions) sont peu sensibles à ce mécanisme. En effet, la compressibilité du sol n'est due qu'à la compression du squelette solide et le tassement du sol est rapide avec l'application de la charge et est indépendant de la teneur en eau car les matériaux sont facilement auto-drainants. En revanche, pour les fondations composées de sols fins, l'application de la charge sur la fondation est, dans un premier temps, reportée totalement sur l'eau interstitielle car la compressibilité de l'eau est largement inférieure à celle de l'assemblage des grains. La première phase du mécanisme correspond à la dissipation de la surpression interstitielle et à l'augmentation en parallèle de la contrainte effective : c'est la consolidation. Une fois la surpression interstitielle dissipée, le squelette solide du sol continue à se resserrer : c'est la consolidation secondaire. Ces phases sont d'autant plus lentes que le sol est imperméable [50].

La première conséquence de la déformation générale de la fondation est l'affaissement de la crête du barrage, et donc la diminution de la revanche. En outre, les structures rigides au contact du remblai, tels que la galerie de visite, la conduite de vidange ou l'évacuateur de crues, peuvent connaître des désordres importants. Par ailleurs, les déformations consécutives à la consolidation et au tassement de la fondation se produisent de façon hétérogène, entraînant des tassements différentiels du remblai. Ce type de mécanisme est dangereux car il peut provoquer la fracturation du remblai. Les fissures consécutives peuvent entraîner des glissements de talus mais constituent surtout des lignes d'écoulement préférentiel à partir de la fondation ou de la retenue. Les fuites qu'en résultent sont alors susceptibles de produire des mécanismes d'érosion régressive le long des lignes de fracturation.

Aussi, les couches reconnues comme très compressibles à l'étude préalable (terre végétale, tourbe, alluvions non stabilisées) sont à décaper lors des travaux préparatoires afin de minimiser la valeur des tassements potentiels. Si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

Les tassements du sol support sont d'autant plus nuisibles qu'ils se produisent tardivement (après la réalisation), et de manière différentielle (les tassements sont plus importants au centre). Ces tassements peuvent provoquer des fissurations importantes de l'ouvrage. Elles peuvent être traitées par les méthodes usuelles de consolidation, ou en adaptant la vitesse de construction au temps de dissipation des tassements [50].

6. Conclusion

En conclusion, la stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement des barrages, ainsi que le tassement et la consolidation de sol sous les fondations des barrages poids, sont des aspects clés de la conception et de la construction de ces structures. Les barrages sont soumis à des forces hydrostatiques et sismiques importantes, qui peuvent affecter leur stabilité et leur résistance à long terme. Pour garantir la sécurité et la durabilité des barrages, il est essentiel de comprendre les mécanismes de stabilité et les processus de tassement et de

consolidation du sol sous les fondations. Des stratégies d'ingénierie efficaces doivent être mises en place pour minimiser les risques potentiels et assurer la fiabilité à long terme des barrages. En fin de compte, une approche rigoureuse et basée sur la science est nécessaire pour concevoir et construire des barrages qui répondent aux normes de sécurité les plus élevées et qui peuvent résister aux forces de la nature.

*Chapitre 4 : Analyse des
déformations des fondations des
barrages poids en BCR
« Cas du barrage BENI-HAROUN »*

1. Contexte de l'étude

1.1 Introduction

Pour les barrages poids, les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance et étanchéité. Si le sol est trop déformable, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses. En matière d'étanchéité, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. Dans les fondations rocheuses, la résistance mécanique est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs [51].

Les barrages en béton apparaissent, en moyenne, deux fois plus sûrs que les barrages en remblai, avec une probabilité annuelle de ruine de $1,4 \cdot 10^{-5}$ par barrage. Les 3/4 des ruptures sont dus à une défaillance de la fondation. En effet, la sécurité des barrages en béton dépend essentiellement des conditions qui prévalent dans leurs fondations. Depuis lors, les études de fondations sont menées de manière beaucoup plus rigoureuse et scientifique, notamment en ce qui concerne les charges excessives transmises aux fondations et la réaction de ces dernières face au risque de tassements menaçant la sécurité globale de l'ouvrage [52].

Tenant compte des multiples avantages des barrages poids en BCR, l'analyse de la résistance des fondations adjacentes constitue une préoccupation majeure pour les concepteurs. Si cette exigence peut être atteinte à travers la sélection des sites en relation avec la qualité du rocher des fondations et/ou l'amélioration de leurs caractéristiques par un traitement approprié, la généralisation du profil poids BCR pour des sites précis constituera, à l'avenir, la solution la plus plausible comparativement au profil poids BCV.

1.2 Objectifs

Les mécanismes liés à la résistance des fondations et leur stabilité identifiées jusqu'à présent sont les suivants :

- instabilité de volumes rocheux,
- glissement le long d'un appui,
- non reprise des efforts en pied des plots centraux,
- érosion interne dans le rocher sous l'action de forts gradients hydrauliques.

L'instabilité des fondations peut être causée, en outre, par l'existence de discontinuités dans le rocher de fondation (diaclasses importantes, failles), la poussée d'un gradient hydraulique important : en particulier si la piézométrie est élevée en fondation ainsi que la poussée transmise par le barrage.

L'ingénieur géotechnicien, en collaboration avec le géologue ont la charge et la tâche de la conception des fondations devront déterminer les propriétés d'ingénierie des matériaux. Les trois principales propriétés d'ingénierie sont la perméabilité (infiltration et drainage), la compressibilité (indices de déformation, tassement total et différentiel), et la résistance

(paramètres de capacité portante, poinçonnement, module de cisaillement, cohésion et angle de frottement interne) [53].

La modélisation reste un outil pour l'analyse du comportement des barrages. Elle constitue le référentiel par rapport auquel le comportement des barrages en exploitation est comparé [54]. Aussi, elle permet de vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence des choix techniques, souvent conflictuels pour les barrages [55].

La modélisation constitue une étape essentielle dans l'étude des barrages, indépendamment de la complexité du modèle choisi. Son objectif principal consiste à élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approximative, le fonctionnement de l'ouvrage dans différentes conditions. En d'autres termes, la modélisation permet de représenter les interactions entre le barrage et son environnement en simulant les charges, les contraintes et les déformations induites par les différents facteurs externes.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'analyse du comportement mécanique des barrages BCR et de leurs fondations. L'étude est focalisée sur l'état des contraintes ainsi que les déformations verticales. Un cas de barrage en BCR est implémenté dans le cadre de l'analyse. Il s'agit du barrage Béni Haroun, dans la wilaya de Mila d'une hauteur de 107 m.

L'analyse est menée à travers la modélisation par le code de calcul ANSYS et est orientée vers deux aspects :

a) Aspect géologique

Deux cas en matière de formations géologiques des fondations ont été traités. Le premier cas est relatif à des fondations constituées de marnes et calcaires et reflétant approximativement la géologie réelle du site. Le second concerne des fondations constituées de constitue d'une seule couche homogène. Ce deuxième cas a été considéré en vue d'étudier l'adaptabilité de ce type de barrage sur des fondations précises.

b) Aspect rigidité des fondations

Cette section de la modélisation est relative à l'influence du module de déformation E sur l'état des contraintes et des déformations, notamment au niveau des fondations du barrage. La plage de E considérée s'étale de 100 à 500 Mpa.

2. Présentation du code de calcul servant à la modélisation

2.1 Fonction du code de calcul

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponibles pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplage de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non linéaires tel que la non-linéarité structural peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire des grandes déformations ou l'état de contact des frontières. Une classification générale des problèmes dynamique qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution [31] .

Un diapositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Paramétrique Design Language (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramètre complément le modèle.

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâche tel que [31] :

- Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,
- Appliquer les charges dynamique ou autre états de condition de conception,
- Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température,etc.
- Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- Etudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- Problèmes géotechniques,
- Dynamique des structures,
- Comportements des différents matériaux.

2.2 Consistance du code de calcul

2.2.1 Interface graphique du logiciel :

En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes (Figure 4.1) [31] :

- **Ictoolbar Menu** : contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS,
- **Utility Menu** : contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS,
- **Input Line** : sert a exécuté des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL,
- **Raise/Hidden Icon**,
- **Abbreviation toolbar Menu**,
- **Main Menu** : contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (préprocesseur, solution, générale postprocesseur, design opprimer, ...ect).
- **Graphics Area**
- **User Prompt Info**
- **Current Setting**
- **Output Windows** : reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

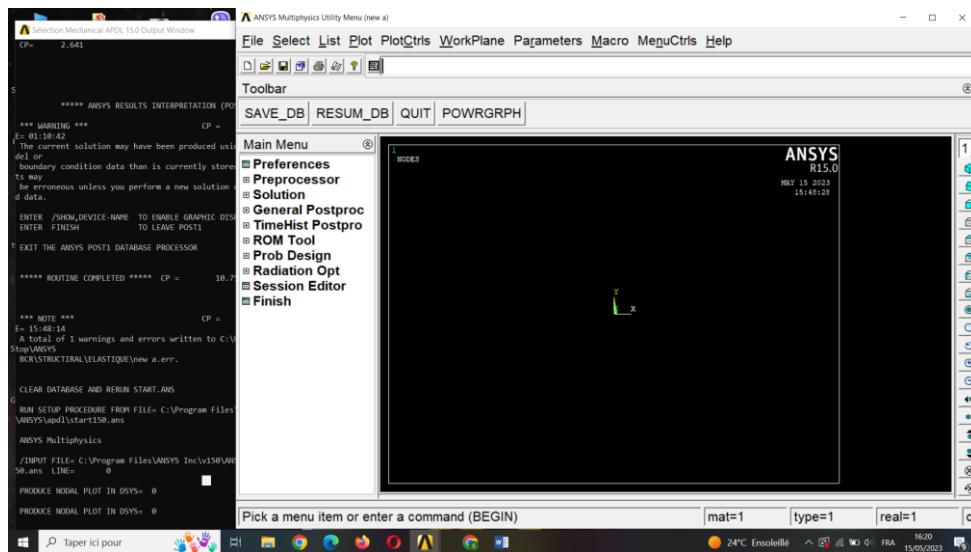


Figure 4.1 : Interface graphique du code de calcul ANSYS.

ANSYS possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante-deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaire, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$,
- La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

2.3 Définition des éléments

La figure 4.2 illustre les actions à mener au niveau du logiciel pour la définition des éléments.

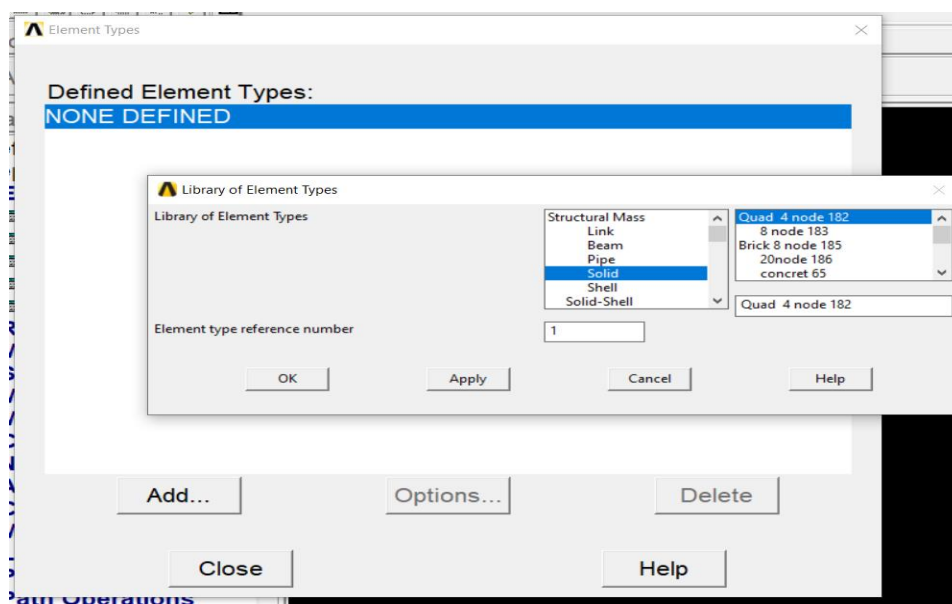


Figure 4.2 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.

2.4 Les méthodes de maillage

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

2.4.1 Le maillage libre

- Le maillage n'épouse aucune forme,
- Préférable pour les formes de surface et volume complexes.
- Le volume maillé possède un grand nombre de D.O.F (4nœuds).

2.4.2 Le maillage tracé

- Forme des éléments est limitée, pour les quadri- latérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- Typiquement ont aura un modèle régulier.
- Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.

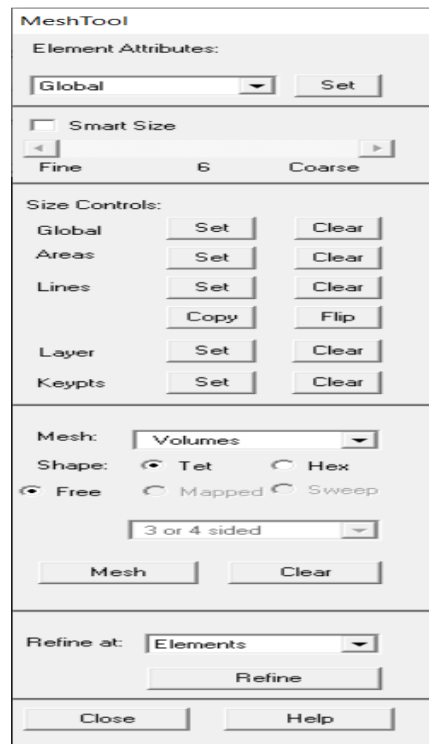


Figure 4.3 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS.

2.5 Propriétés des éléments

Chaque analyse a besoin de définir la propriété des matériaux, tel que : module d'élasticité, coefficient de poisson ... etc.

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définie selon le problème.

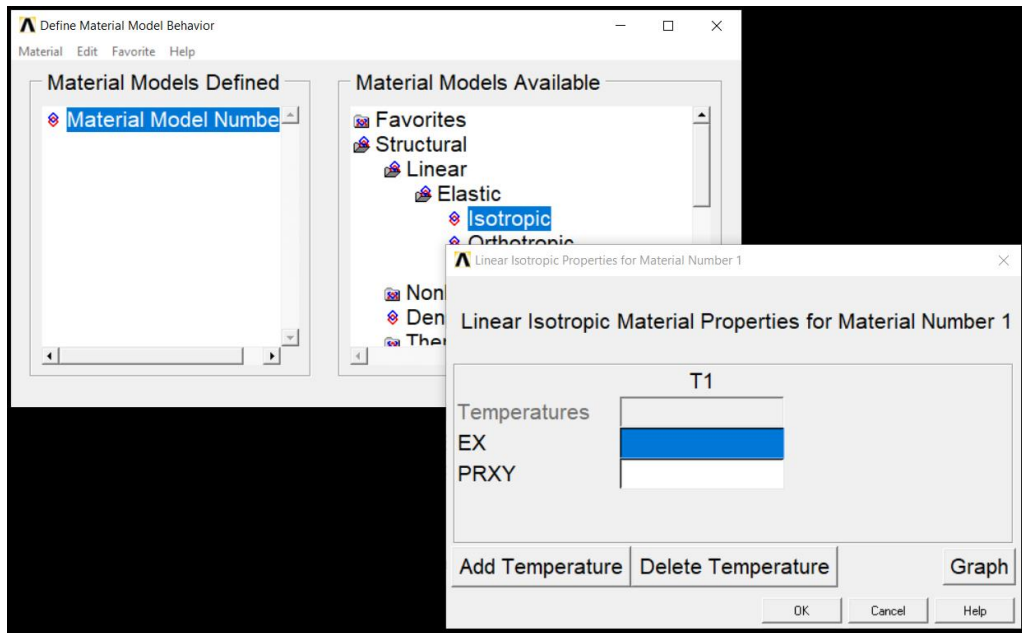


Figure 4.4 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.

2.6 Système d'unité

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour Les analyses (sauf pour l'analyse magnétique). On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse .Il est préférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter tout équivoque [31].

Tableau 4.1 : Système d'unités-code de calcul ANSYS

Grandeur	Unité
Temps	S
Langueur	M
Masse	Kg
Force	N
Température	°K
Energie	J
Densité	Kg/m^3
Conductivité	$J/(s.m.K)$
Chaleur spécifique	$J/(kg.K)$
Flux	$J/(s. m^2)$
Contrainte	N/m^2
Convection	$J/(s. m^2.K)$

2.7 Analyse d'un modèle avec ANSYS

Le calcul avec ANSYS peut se faire aussi bien en statique qu'en dynamique, dans le cas de ce dernier en peut faire le calcul soit en [40] : analyse modale, analyse spectrale, analyse pas à pas ou en analyse transitoire dynamique.

2.7.1 Prétraitement (pre-processing)

Cette étape consiste principalement à la construction du modèle c'est-à-dire établir la géométrie du modèle grâce à la multitude de fonction qu'offre le logiciel ANSYS que ça soit en uni dimension, en plan ou en trois dimensions. Pour cela on doit créer des « Key points » sur lesquels on ajoutera des lignes, des surfaces ou des volumes, soit par des fonctions qui permettent de créer directement la géométrie en fonction de leur compatibilité. Ces géométries on peut aussi les diviser, ou fusionner ou les déplacer en fonction des besoins. La discrétisation du model et son maillage de structure par les fonctions manuelles ou automatique et semi-automatiques, on attribuant à chaque structure des éléments finis pour le maillage fourni par la bibliothèque ANSYS, donc chaque élément correspond au type de calcul [40] .

2.7.2 Solution

Cette étape définit les conditions aux limites en chargement ou déformation appliquées aux modèles. Elle permet de choisir les options de solution entre statique et dynamique ainsi que les pas de temps à envisager. Elle donne une multitude d'autre choix comme les nombres d'itérations, le degré d'exactitude des résultats ou les algorithmes de calcul. Ces choix peuvent être faits automatiquement par le programme [40] .

2.7.3 Post-traitement (poste-precrocessing)

Dans cette dernière étape, il s'agit de récupérer les résultats afin de les analyser. Ces dernières peuvent être visualisées sur écran soit en contraintes, soit en déformations ou en déplacement grâce à un jeu de couleurs reflétant la répartition des contraintes ou déformations dans la structure après chargement. Soit récupérer sur un fichier de résultat donnant pour chaque nœud et chaque élément les résultats d'analyses [40] .

3. Présentation du barrage, objet de l'étude

3.1 Localisation

Le site du barrage de Beni Haroun est situé dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued Kebir à une quarantaine de km de son embouchure dans la mer Méditerranée. La retenue créée par le barrage se trouve au sud de ce dernier. Elle est située à environ 40 km au NNW de la ville de Constantine et à 350 km à l'est d'Alger.

Le barrage est situé à l'extrémité amont de la gorge calcaro-mameuse de Beni Haroun et à environ 4 km du confluent de l'Oued Rhumel et de l'Oued Endja.

Le bassin total de l'Oued Kebir au site du barrage couvre une superficie voisine de 7.725 km². Tenant compte qu'une partie du bassin du Rhumel est mobilisée par le barrage de Hammam Grouz. La superficie intéressant le barrage de Beni Haroun est de 6.595 km².

L'apport annuel régularisé est estimé à 435 millions de m³.

Le volume total de la retenue est de 963 millions de m³. Le volume de la tranche utile entre les niveaux 172 et 200 est de 723 millions de m³ [56] .

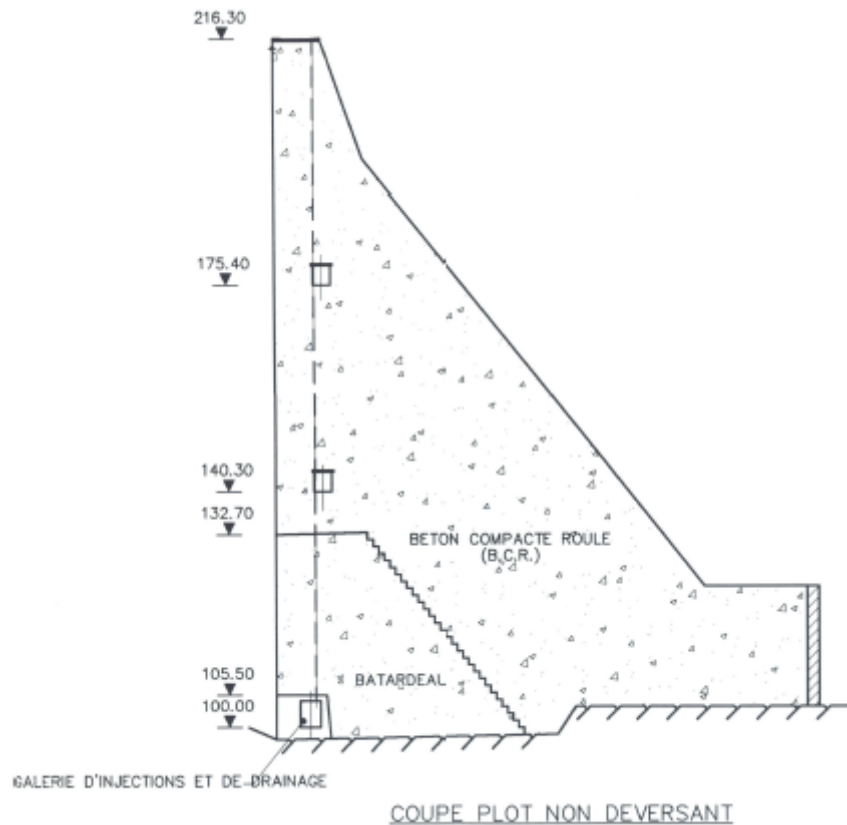


Figure 4.5 : Coupe transversal du barrage « BENI HAROUN » [56].

3.2 Caractéristiques principales de l'aménagement

a) retenue

Niveau normal (RN)	: 200,00
Niveau des plus hautes eaux (PHE)	: 214,80
Niveau minimum d'exploitation	: 172,00
Volume de la tranche morte (110-172)	: $240 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
Volume utile (172 - 200)	: $723 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
Volume total (110-200)	: $963 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

b) barrage

Type	: Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR)
Hauteur maximale :	
– au-dessus du terrain naturel	: 107 m
– au-dessus des fondations	: 118 m
Longueur en crête	: 710 m

Largeur en crête	: 8 m
Largeur maximale au niveau :	
des fondations	: 93 m
Fruit du parement amont	: Vertical
Fruit du parement aval	: 08H/1V
Cote de la crête	: 216,30

3.3 Profil du barrage

- Poids BCR
- H = 120 m
- Evacuateur incorporé
- CMP : 16 000 m³s

3.4 Matériaux de construction

- BCR riche en liant
- Ciment : 66 Kg/m³
- Cendre : 154 Kg/m³
- 35% de ciment
- Dosage : 170 – 220 Kg/m³
- Densité théorique : 2.41 T/m³
- Agrégats : 0-3, 0-5, 5-15, 15-30 et 30-63
- Volume couches : 500 – 3500 m³

3.5 Caractéristiques du barrage

- 1.4 millions m³ BCR
- 300 000 m³ BCV
- Dosage au-dessous de 175 NGA : 170 Kg/m³ , e= 0.3 m
- Dosage au-dessous de 175 NGA : 220 Kg/m³ , e=0.4 m
- 03 types de joints :
 - chauds : 12 à 16h
 - froids : 72 h
 - tièdes : (12-16h) et 72 h

3.6 Description de l'ouvrage

Le barrage est de type poids rectiligne en béton compacté au rouleau, s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire. Le profil type du barrage est triangulaire avec un parement amont vertical et un parement aval incliné(V/H=1.25/1).

La crête du barrage est calée à la cote 216,30 m, soit au-dessus des plus hautes eaux. La hauteur de l'ouvrage est de 118 m sur fondation et sa longueur en crête est de 710 m.

L'ouvrage est équipé de deux (2) vidanges de demi-fond intégrées dans le corps du barrage en rive droite (calées à la cote 140 de débit totale de $700 \text{ m}^3/\text{s}$). L'ouvrage de dérivation est constitué de deux galeries bétonnées de 8 m de diamètre et autorise un débit maximal de $3500 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'évacuateur de crue est constitué d'un seuil libre de 124 m de largeur, aménagé dans la partie centrale du barrage. Sa capacité est de $13\,230 \text{ m}^3/\text{s}$ au niveau des plus hautes eaux.

Trois galeries ont été aménagées en pied du barrage à 100 m NGA (utilisée comme galerie d'injection), à 140 m NGA et à 175 m NGA comme des galeries intermédiaires pour recueillir les débits de drainage [57].



Figure 4.6 : Vue aval du barrage Béni Haroun avec fonctionnement de la vidange de fond.



Figure 4.7 : Vue aval du barrage Béni Haroun.



Figure 4.8 : Transport sur site par convoyeur du BCR.



Figure 4.9 : Nettoyage des couches de BCR

La figure 4.10 donne la géométrie du barrage implémentée sur le code de calcul Ansys.

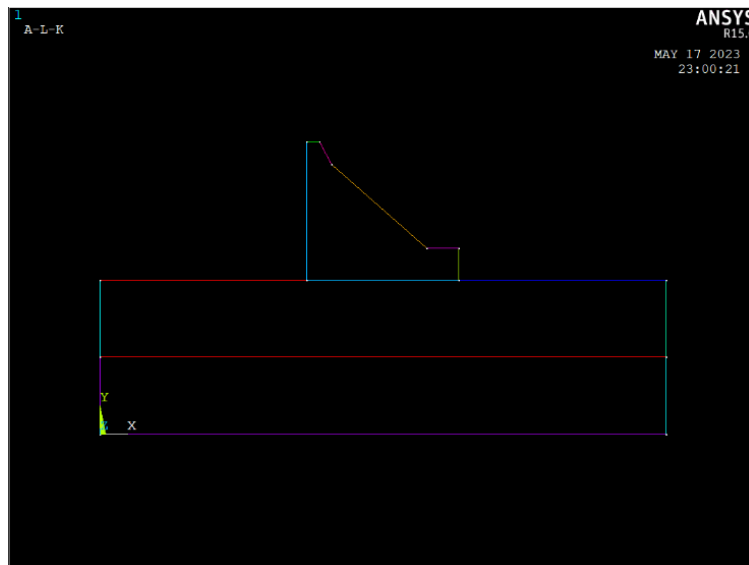


Figure 4.10 : Géométrie du barrage.

4. Consistance de la modélisation

L'objectif de cette analyse est l'étude du comportement mécanique d'un barrage et ses fondations.

Les résultats des différentes analyses permettent d'évaluer l'influence de module de déformation sur le comportement mécanique du barrage, en fonction des évolutions des déplacements et des contraintes.

Le logiciel Ansys a été utilisé pour étudier les différents cas, tels que :

- Phase 1 : Des fondations constituées de deux couches "une première couche de calcaire et une deuxième couche de marne".
- phase 2 : Des fondations constituées d'une seule couche homogène.

Pour des raisons liées à la connaissance de l'état des contraintes et des déplacements au niveau des fondations, un certain nombre de points a été défini à différents niveaux des fondations du barrage notés de A à L :

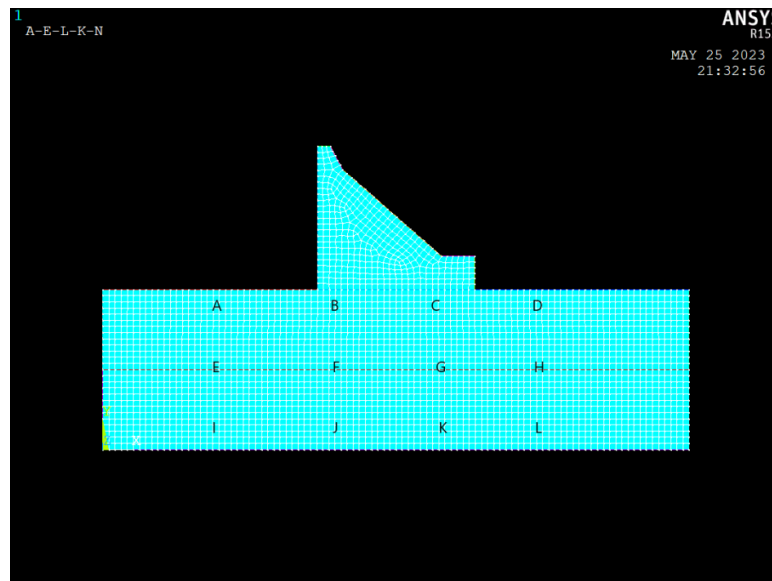


Figure 4.11 : Définition des zones de l'analyse.

5. Influence de module de déformation sur les déformations des fondations du barrage

Dans cette partie de la modélisation, l'analyse porte sur l'influence du module de déformation au niveau des fondations du barrage, en se concentrant sur les déplacements et les contraintes. La première phase concerne le comportement mécanique de la fondation composée de deux couches, une première couche de calcaire « module de déformation de 500 MPa » et une deuxième couche de marne « module de déformation de 250 MPa ».

Dans la deuxième phase, l'attention est portée sur le comportement mécanique de la fondation constituée d'une seule couche homogène. Cinq valeurs de module de déformation sont imposées :

- Cas 1 : Module de déformation de 500 Mpa ;
- Cas 2 : Module de déformation de 400 Mpa ;
- Cas 3 : Module de déformation de 300 Mpa ;
- Cas 4 : Module de déformation de 200 Mpa ;
- Cas 5 : Module de déformation de 100 Mpa.

L'objectif de cette série de modélisations est donc d'effectuer une analyse comparative de l'influence des différentes valeurs de module de déformation sur le comportement mécanique, en mettant notamment l'accent sur l'évolution des contraintes et des déplacements des fondations.

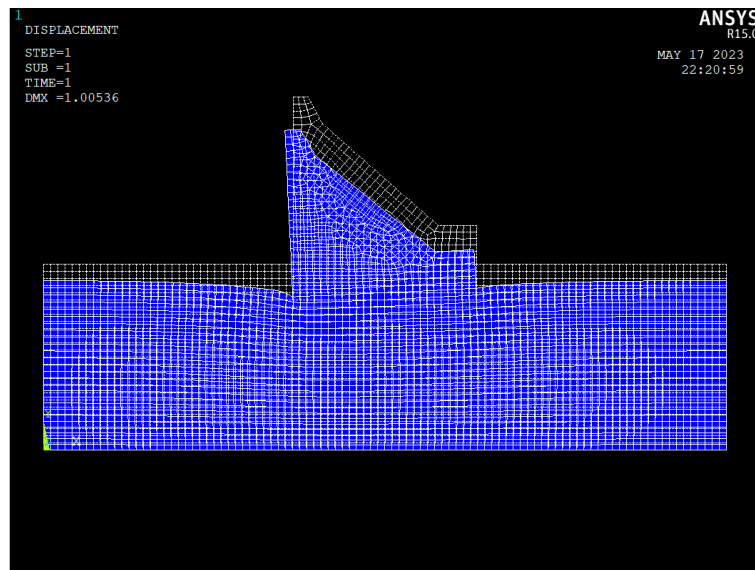


Figure 4.12 : Déformation du modèle.

5.1 Résultats graphiques et analytiques de la modélisation

Les résultats de l'analyse seront orientés en fonction de l'évolution des déplacements et des contraintes se manifestant dans les fondations du barrage. Les résultats de la modélisation sont présentés sous forme de champs des paramètres suscités.

5.1.1 Phase 1 : Fondations constituées de deux couches " calcaire et marnes "

a) Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation

Le tableau 4.2 récapitule l'ensemble des caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage et ses fondations dans ce cas.

Tableau 4.2 : Caractéristiques des matériaux [56].

Matériaux	Coefficient de poisson	Module de déformation(MPa)
BCR	0.2	30000
Calcaire	0.3	500
Marne	0.3	250

b) Analyse des contraintes

Les figures 4.13 et 4.14 donnent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

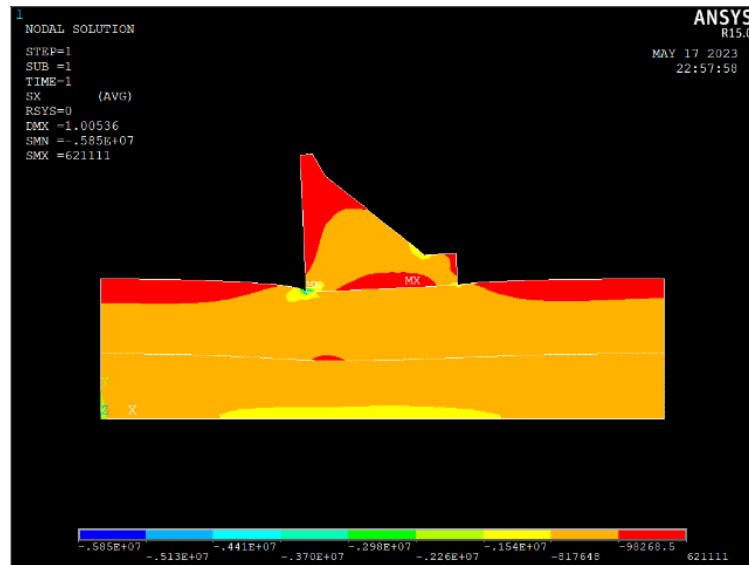


Figure 4.13 : Variation des contraintes totales horizontales.

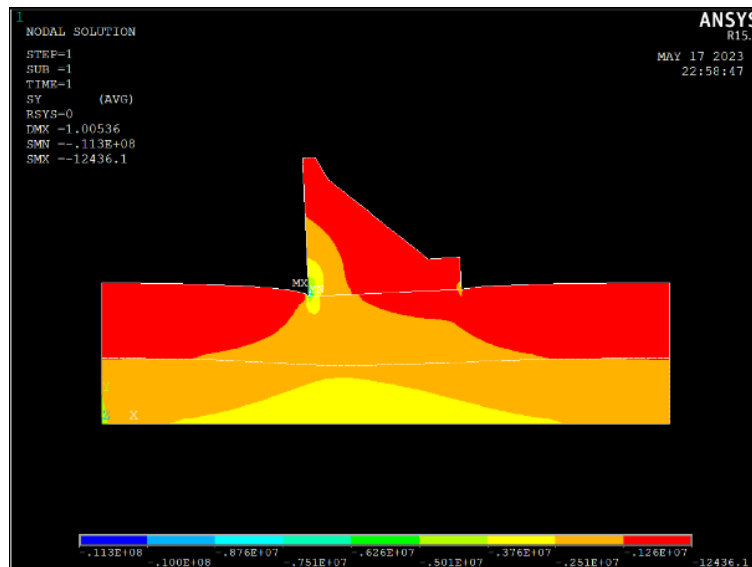


Figure 4.14 : Variation des contraintes totales verticales.

Le tableau 4.3 synthétise les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau 4.3 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-2.31 10 ²	-5.09 10 ²
	B	173	90	-3.24 10 ²	-2.31 10 ³
	C	248	91	-3.31 10 ²	-1.28 10 ³
	D	337	91	-2.94 10 ²	-5.66 10 ³
Niveau 2	E	98	58	-6.44 10 ²	-1.3 10 ³
	F	172	58	-1.76 10 ²	-2.12 10 ³
	G	249	58	-3.19 10 ²	-1.94 10 ³
	H	338	57	-5.65 10 ²	-1.38 10 ³
Niveau 3	I	98	23	-7.19 10 ²	-2.15 10 ³
	J	173	22	-6.62 10 ²	-2.73 10 ³
	K	248	22	-6.85 10 ²	-2.72 10 ³
	L	338	23	-7 10 ²	-2.18 10 ³

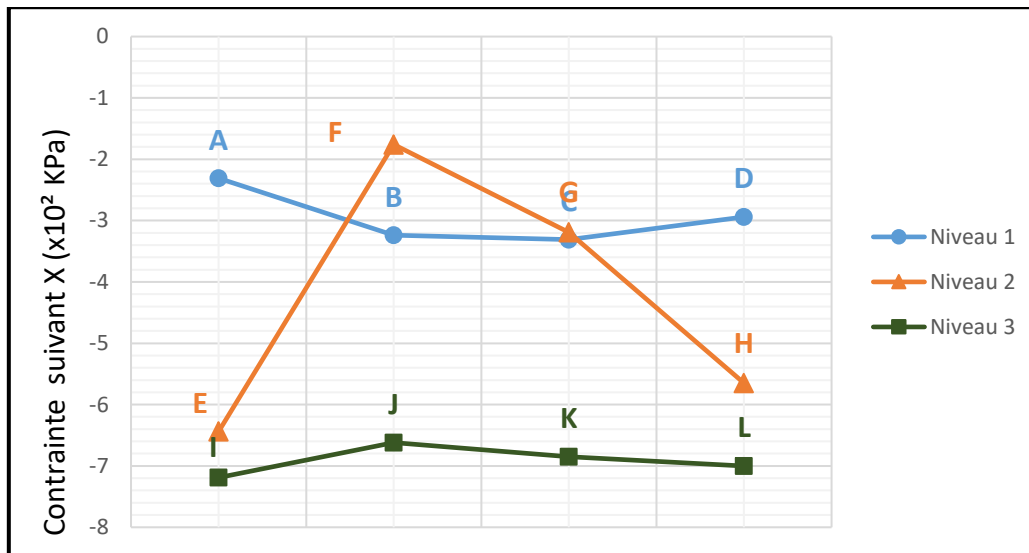


Figure 4.15 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales.

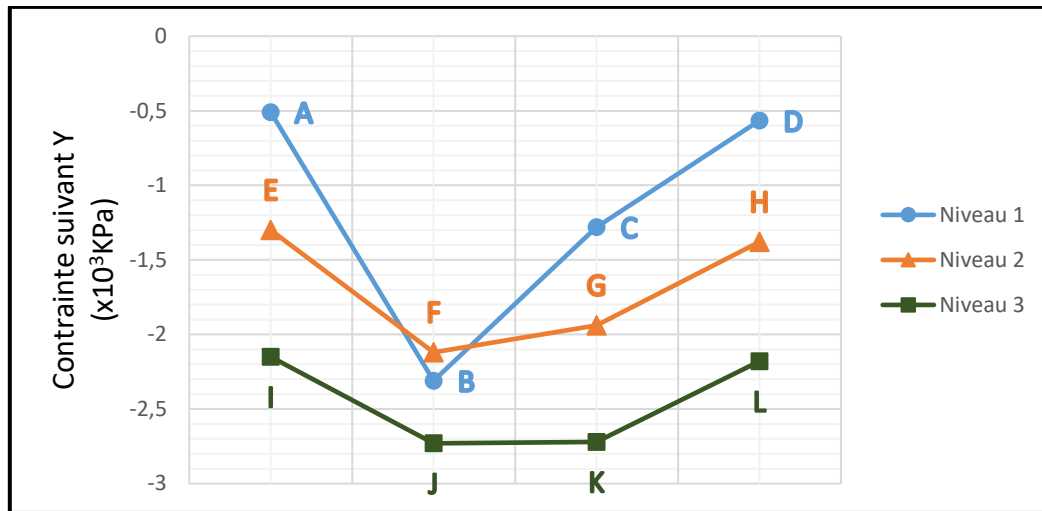


Figure 4.16 : Courbes de variation des contraintes totales verticales.

c) Analyse des déplacements

Les figures 4.17 et 4.18 donnent le champ des déplacements suivant x et suivant y.

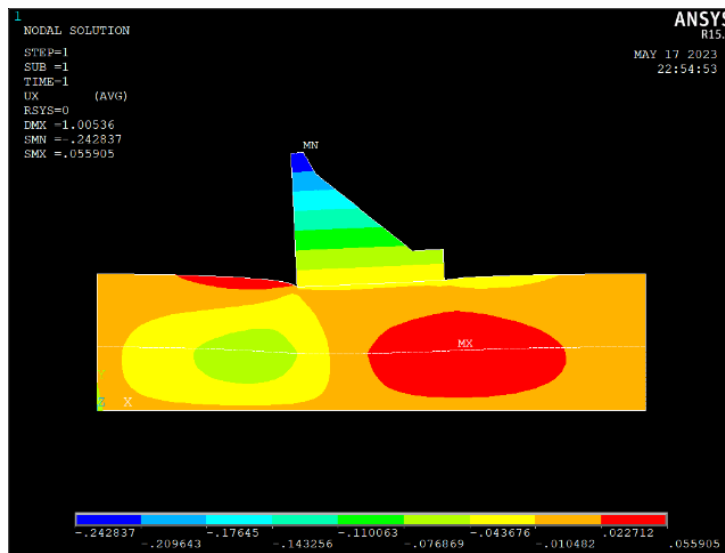


Figure 4.17 : Variation des déplacements horizontaux.

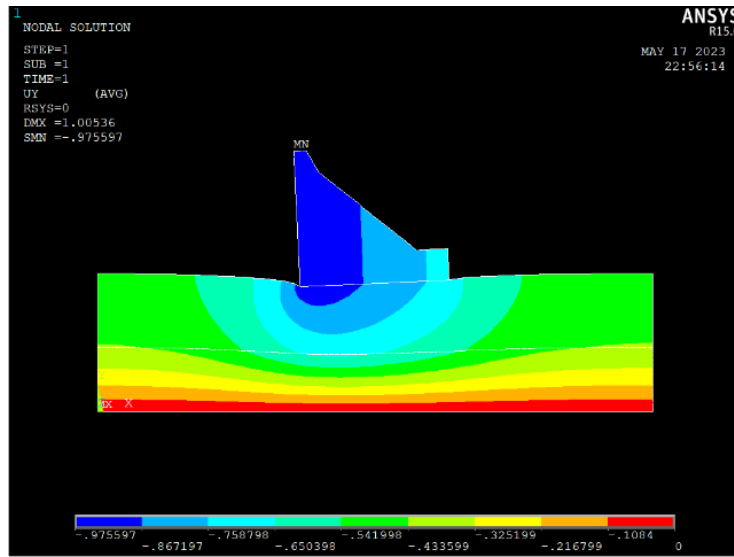


Figure 4.18 : Variation des déplacements verticaux.

Le tableau 4.4 récapitule les valeurs des différents déplacements verticaux et horizontaux au niveau des points de référence.

Tableau 4.4 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence.

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-0.004	-0.556
	B	173	90	-0.019	-0.836
	C	248	91	0.005	-0.789
	D	337	91	0.012	-0.576
Niveau 2	E	98	58	-0.046	-0.501
	F	172	58	-0.039	-0.692
	G	249	58	0.027	-0.682
	H	338	57	0.047	-0.514
Niveau 3	I	98	23	-0.038	-0.266
	J	173	22	-0.029	-0.327
	K	248	22	0.022	-0.327
	L	338	23	0.037	-0.269

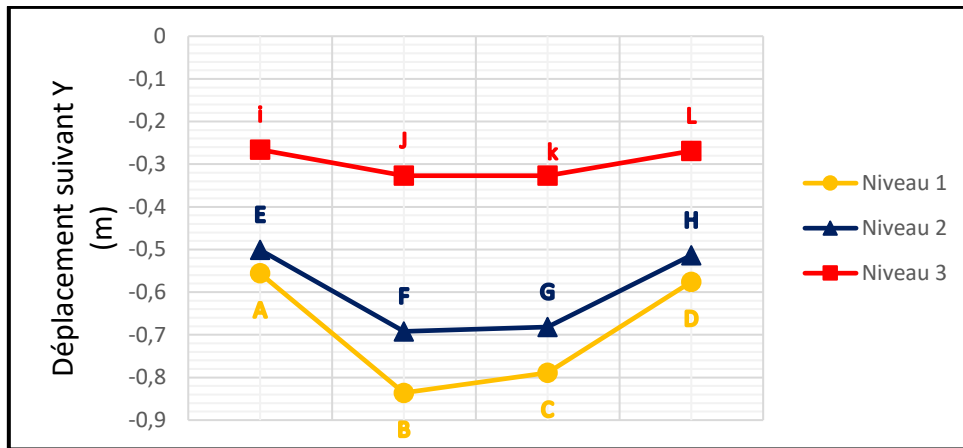


Figure 4.19 : Courbes de variation des déplacements verticaux.

5.1.2 Phase 2 : Fondations constituées d'une seule couche homogène

1) Cas 1 : Module de déformation de 500 MPa

a) Analyse des contraintes

Les figures 4.20 et 4.21 donnent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

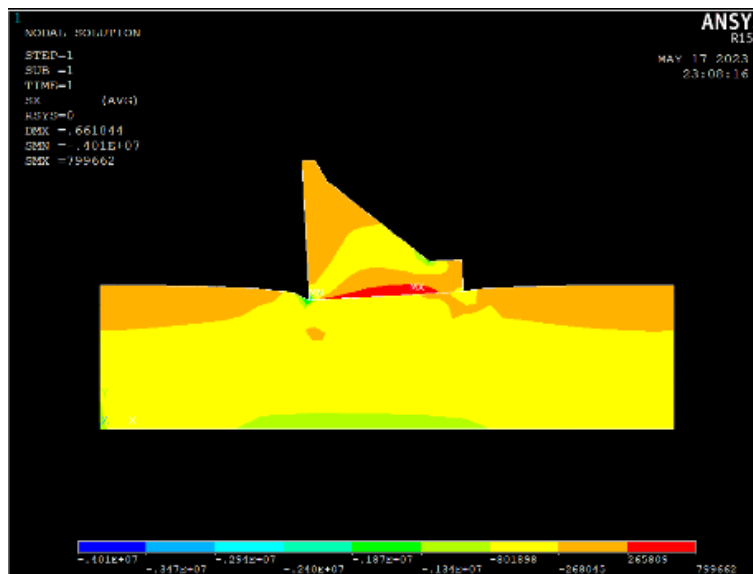


Figure 4.20 : Variation des contraintes totales horizontales –cas 1.

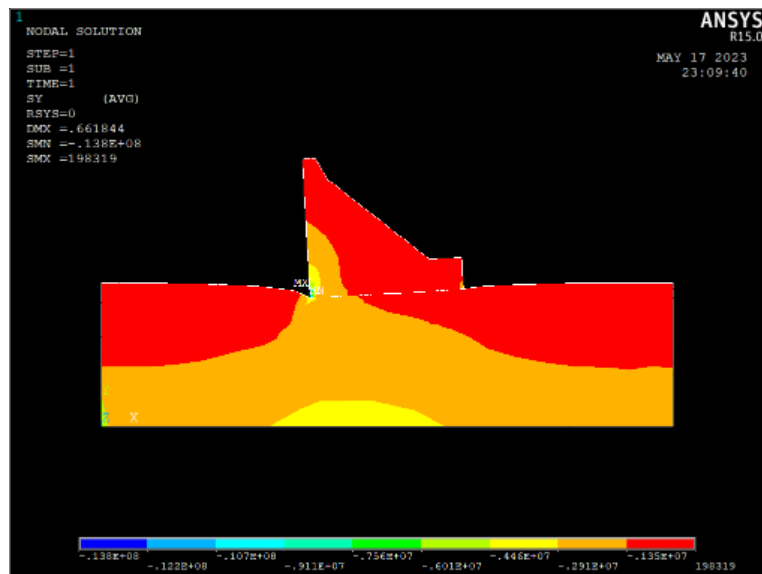


Figure 4.21 : Variation des contraintes totales verticales –cas 1.

Le tableau 4.5 synthétise les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau 4.5 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas1

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	$-1.17 \cdot 10^2$	$-3.64 \cdot 10^2$
	B	173	90	$-6.29 \cdot 10^2$	$-2.63 \cdot 10^3$
	C	248	91	$-3.2 \cdot 10^2$	$-1.19 \cdot 10^3$
	D	337	91	$-2.14 \cdot 10^2$	$-4.38 \cdot 10^2$
Niveau 2	E	98	58	$-5.56 \cdot 10^2$	$-1.38 \cdot 10^3$
	F	172	58	$-4.2 \cdot 10^2$	$-1.98 \cdot 10^3$
	G	249	58	$-4.06 \cdot 10^2$	$-2.17 \cdot 10^3$
	H	338	57	$-4.85 \cdot 10^2$	$-1.28 \cdot 10^3$
Niveau 3	I	98	23	$-7.42 \cdot 10^2$	$-2.27 \cdot 10^3$
	J	173	22	$-7.94 \cdot 10^2$	$-3 \cdot 10^3$
	K	248	22	$-7.87 \cdot 10^2$	$-2.88 \cdot 10^3$
	L	338	23	$-7.47 \cdot 10^2$	$-2.37 \cdot 10^3$

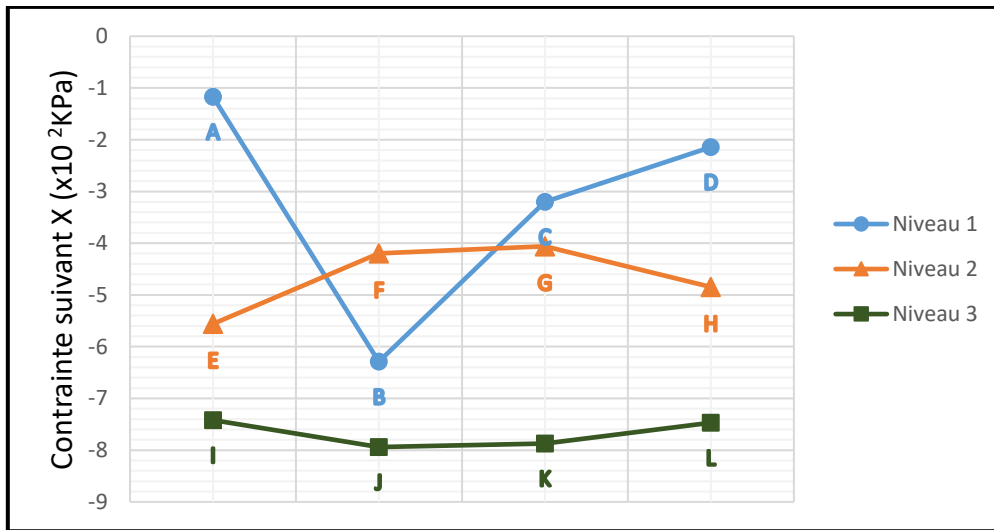


Figure 4.22 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales -cas1.

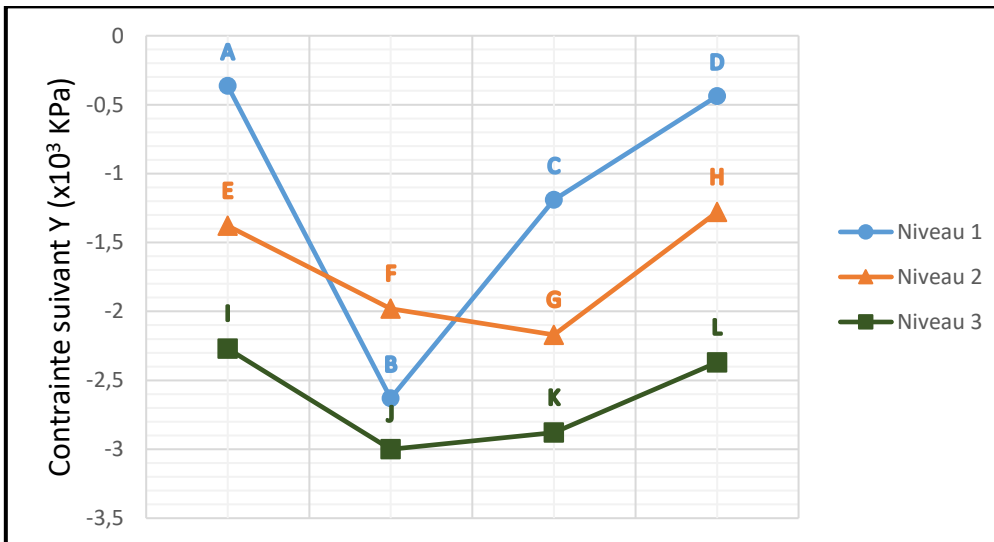


Figure 4.23 : Courbes de variation des contraintes totales verticales -cas1.

b) Analyse des déplacements

Les figures 4.24 et 4.25 donnent le champ des déplacements suivant les deux directions x et y.

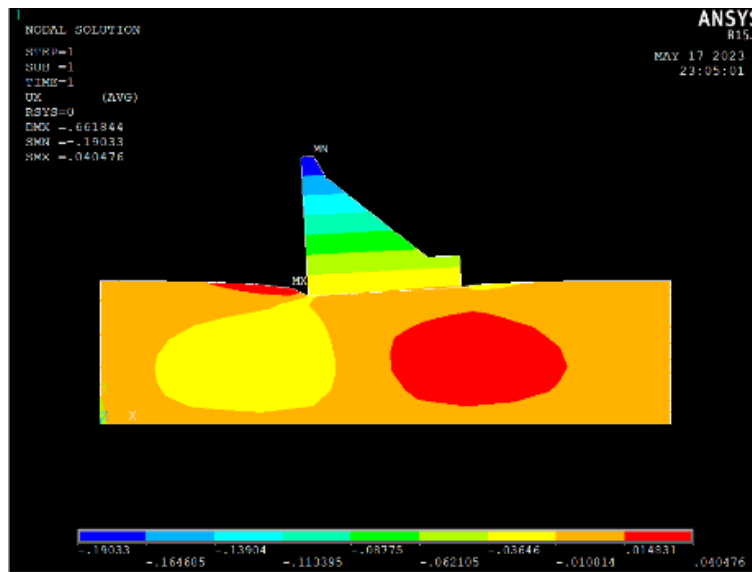


Figure 4.24 : Variation des déplacements horizontaux –cas 1.

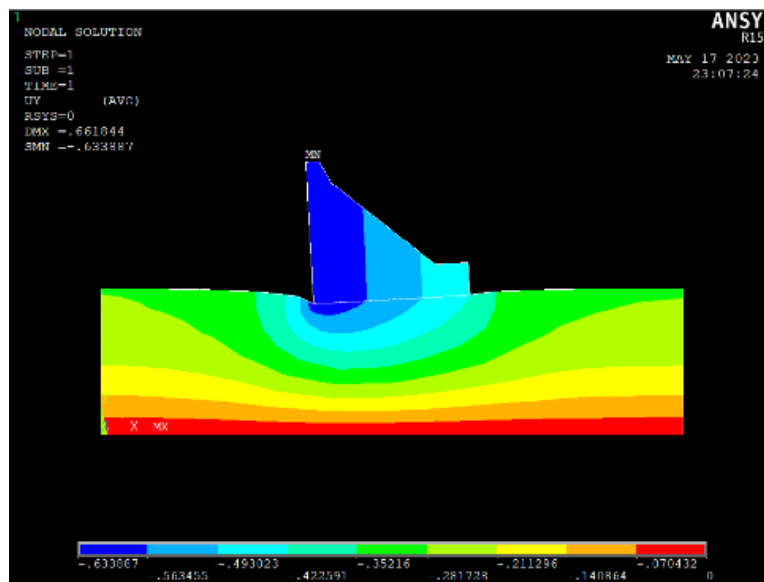


Figure 4.25 : Variation des déplacements verticaux –cas 1.

Le tableau 4.6 récapitule les valeurs des différents déplacements au niveau des points de référence.

Tableau 4.6 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas1

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	0	-0.297
	B	173	90	-0.015	-0.525
	C	248	91	0.003	-0.481
	D	337	91	0.008	-0.324
Niveau 2	E	98	58	-0.02	-0.219
	F	172	58	-0.031	-0.332
	G	249	58	0.011	-0.362
	H	338	57	0.024	-0.255
Niveau 3	I	98	23	-0.014	-0.089
	J	173	22	-0.01	-0.104
	K	248	22	0.011	-0.1
	L	338	23	0.012	-0.076

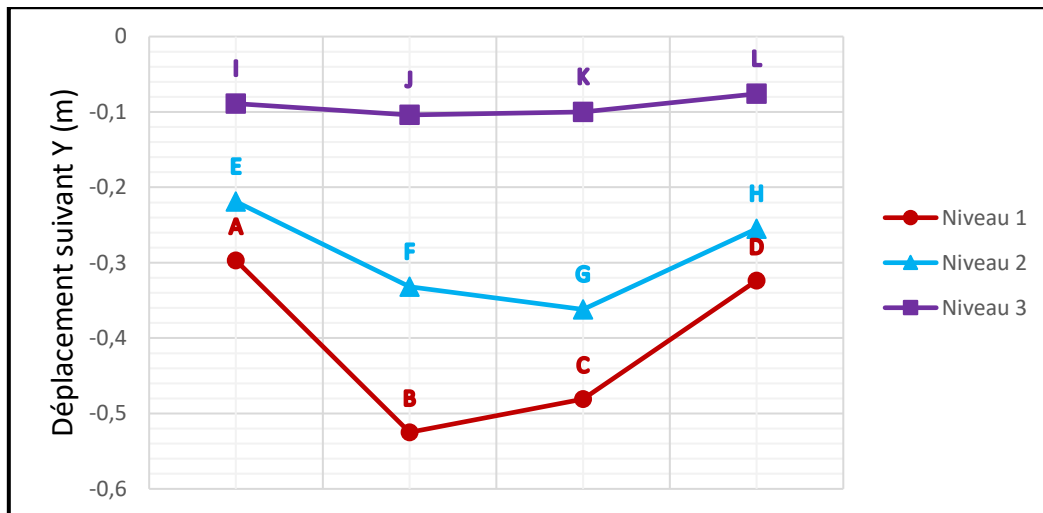


Figure 4.26 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas1

2) Cas 2 : Module de déformation de 400 MPa

a) Analyse des contraintes

Les figures 4.27 et 4.28 illustrent les variations des champs de contraintes totales dans les directions X et Y respectivement.

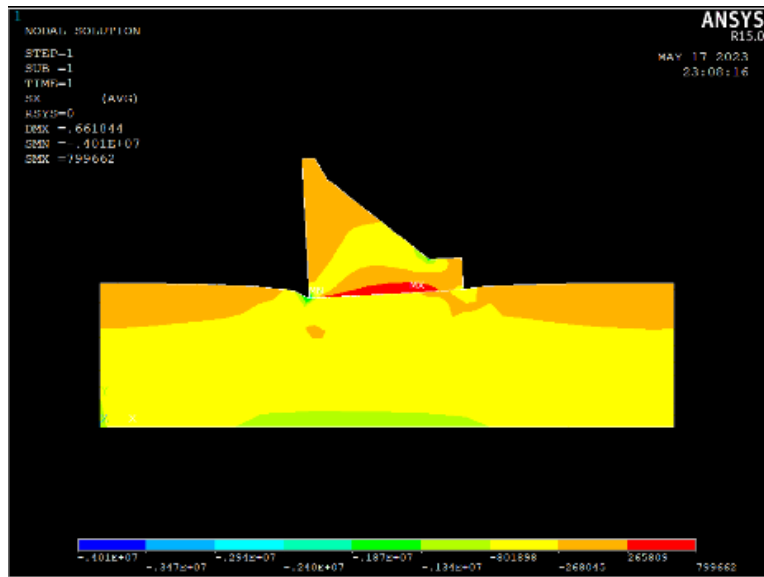


Figure 4.27 : Variation des contraintes totales horizontales –cas2.

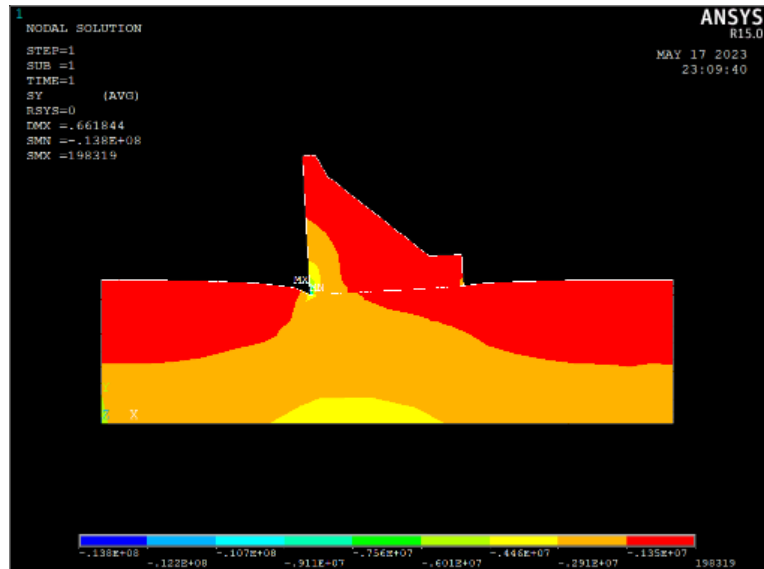


Figure 4.28 : Variation des contraintes totales verticales –cas2.

Le tableau 4.7 résume les valeurs des contraintes totales aux points de référence dans les deux directions.

Tableau 4.7 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas2

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-1.17 10 ²	-3.64 10 ²
	B	173	90	-6.28 10 ²	-2.65 10 ³
	C	248	91	-3.21 10 ²	-1.19 10 ³
	D	337	91	-2.14 10 ²	-4.38 10 ²
Niveau 2	E	98	58	-5.56 10 ²	-1.38 10 ³
	F	172	58	-4.21 10 ²	-1.98 10 ³
	G	249	58	-4.07 10 ²	-2.17 10 ³
	H	338	57	-4.86 10 ²	-1.29 10 ³
Niveau 3	I	98	23	-7.43 10 ²	-2.27 10 ³
	J	173	22	-7.95 10 ²	-3 10 ³
	K	248	22	-7.87 10 ²	-2.89 10 ³
	L	338	23	-7.47 10 ²	-2.37 10 ³

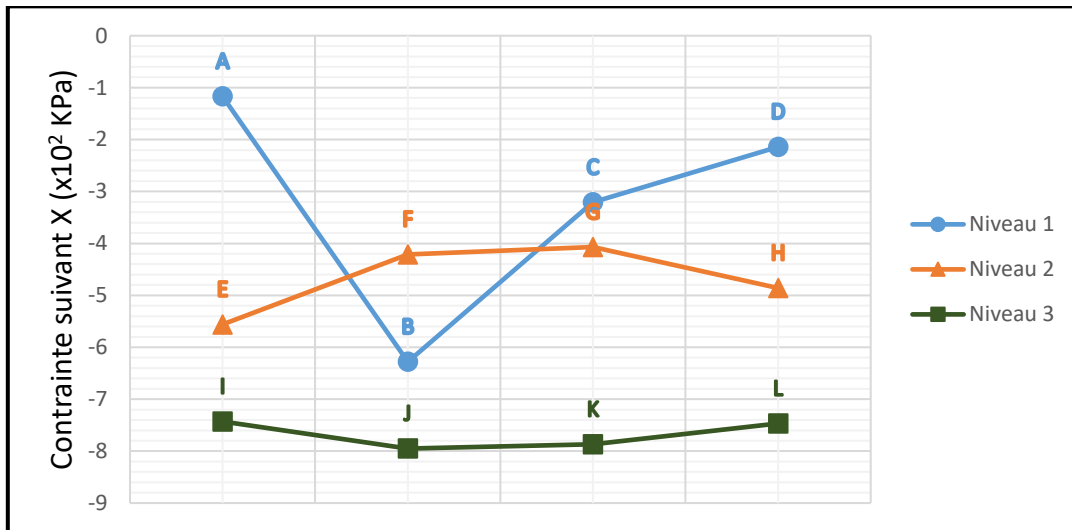


Figure 4.29 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas2.

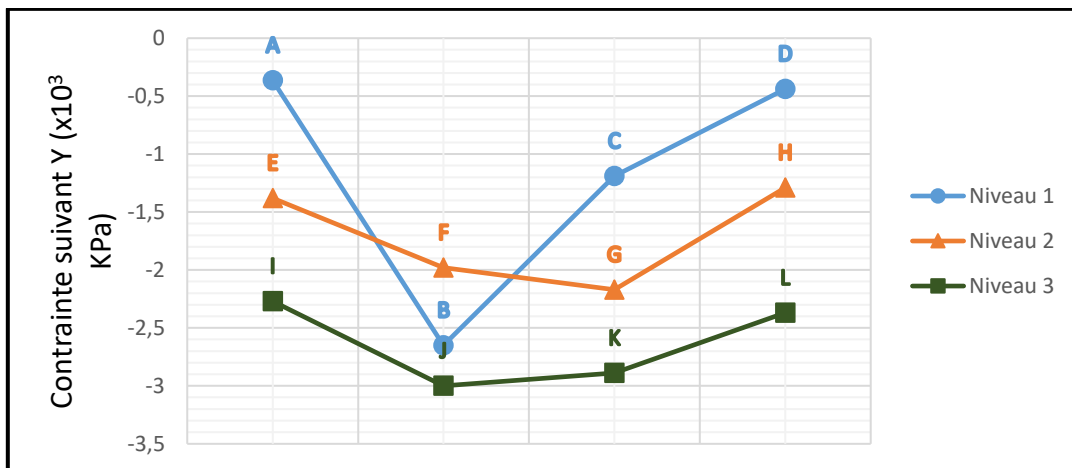


Figure 4.30 : Courbes de variation des contraintes totales verticales -cas2.

b) Analyse des déplacements

Les figures 4.31 et 4.32 donnent le champ des déplacements dans le cas 2.

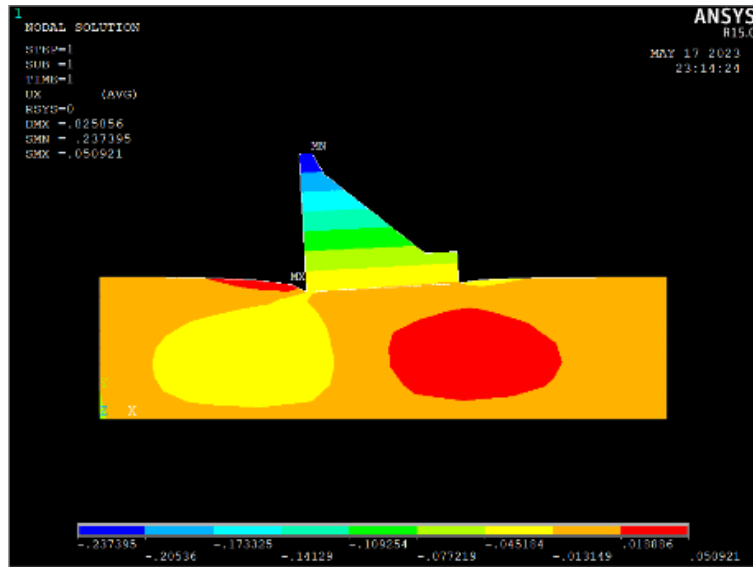


Figure 4.31 : Variation des déplacements horizontaux –cas2.

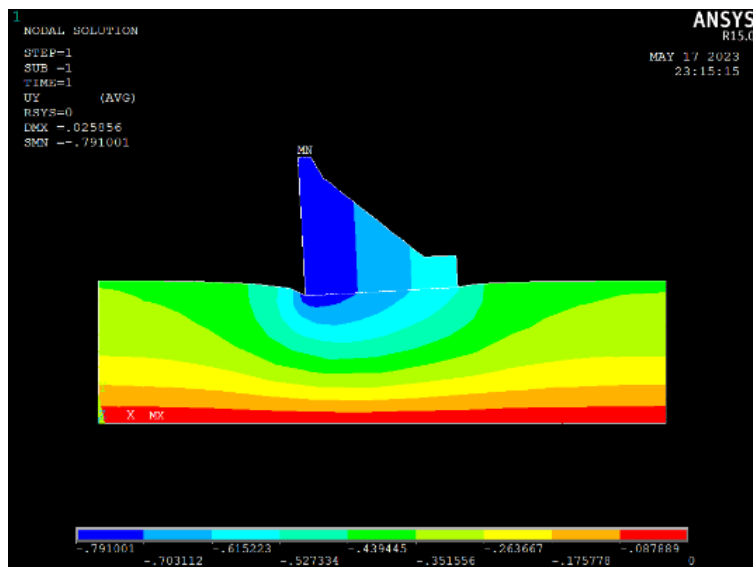


Figure 4.32 : Variation des déplacements verticaux –cas2.

Le tableau 4.8 résume les valeurs des différents déplacements au niveau des points de référence.

Tableau 4.8 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas2

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	0	-0.372
	B	173	90	-0.019	-0.657
	C	248	91	0.003	-0.601
	D	337	91	0.009	-0.406
Niveau 2	E	98	58	-0.026	-0.274
	F	172	58	-0.039	-0.416
	G	249	58	0.014	-0.453
	H	338	57	0.031	-0.319
Niveau 3	I	98	23	-0.017	-0.111
	J	173	22	-0.012	-0.13
	K	248	22	0.014	-0.123
	L	338	23	0.015	-0.096

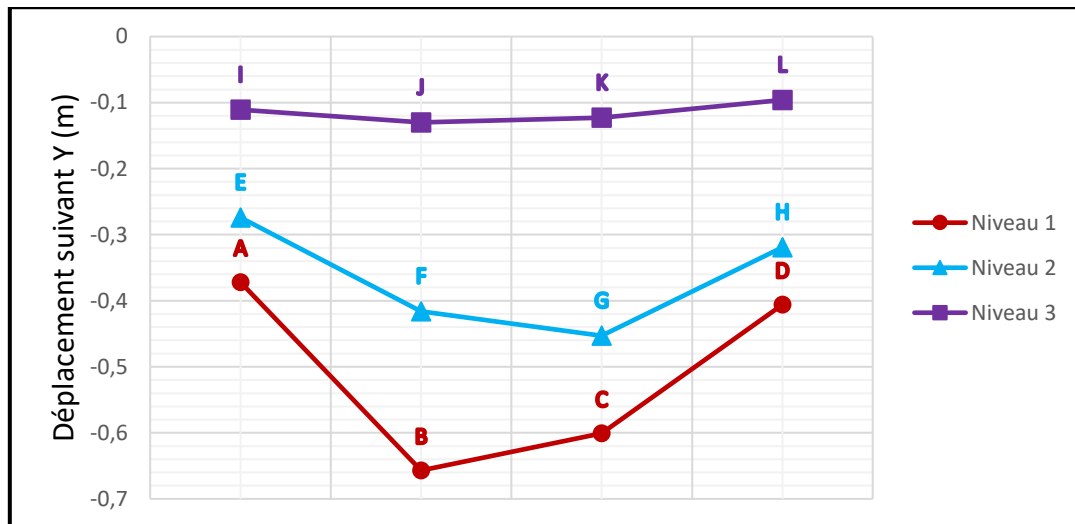


Figure 4.33 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas2

3) Cas 3 : Module de déformation de 300 MPa

a) Analyse des contraintes

Les figures 4.34 et 4.35 présentent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

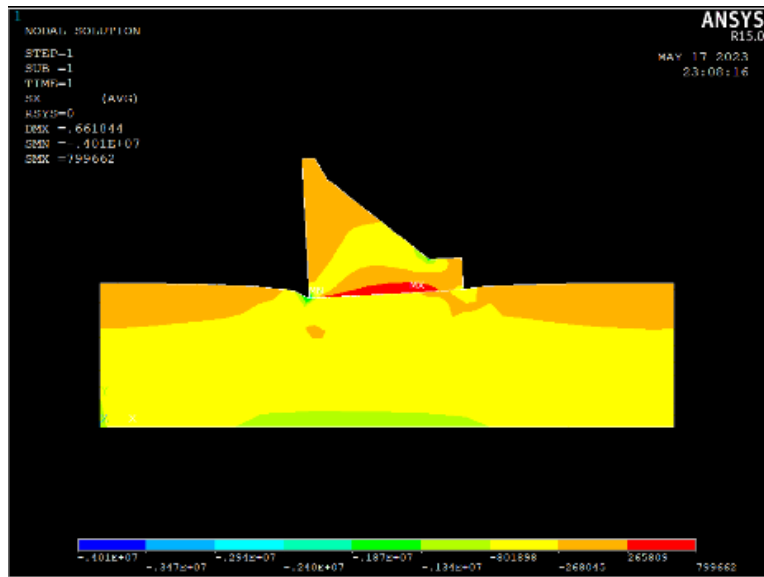


Figure 4.34 : Variation des contraintes totales horizontales –cas3.

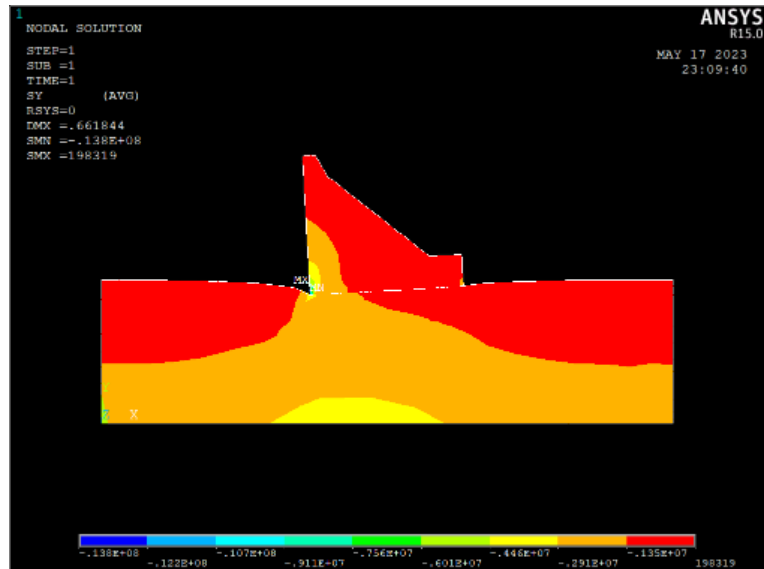


Figure 4.35 : Variation des contraintes totales verticales –cas3.

Le tableau 4.9 récapitule les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau 4.9 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas3.

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-1.16 10 ²	-3.64 10 ²
	B	173	90	-6.28 10 ²	-2.66 10 ³
	C	248	91	-3.22 10 ²	-1.19 10 ³
	D	337	91	-2.14 10 ²	-4.38 10 ²
Niveau 2	E	98	58	-5.56 10 ²	-1.38 10 ³
	F	172	58	-4.22 10 ²	-1.98 10 ³
	G	249	58	-4.07 10 ²	-2.17 10 ³
	H	338	57	-4.86 10 ²	-1.29 10 ³
Niveau 3	I	98	23	-7.44 10 ²	-2.26 10 ³
	J	173	22	-7.95 10 ²	-3 10 ³
	K	248	22	-7.87 10 ²	-2.89 10 ³
	L	338	23	-7.47 10 ²	-2.37 10 ³

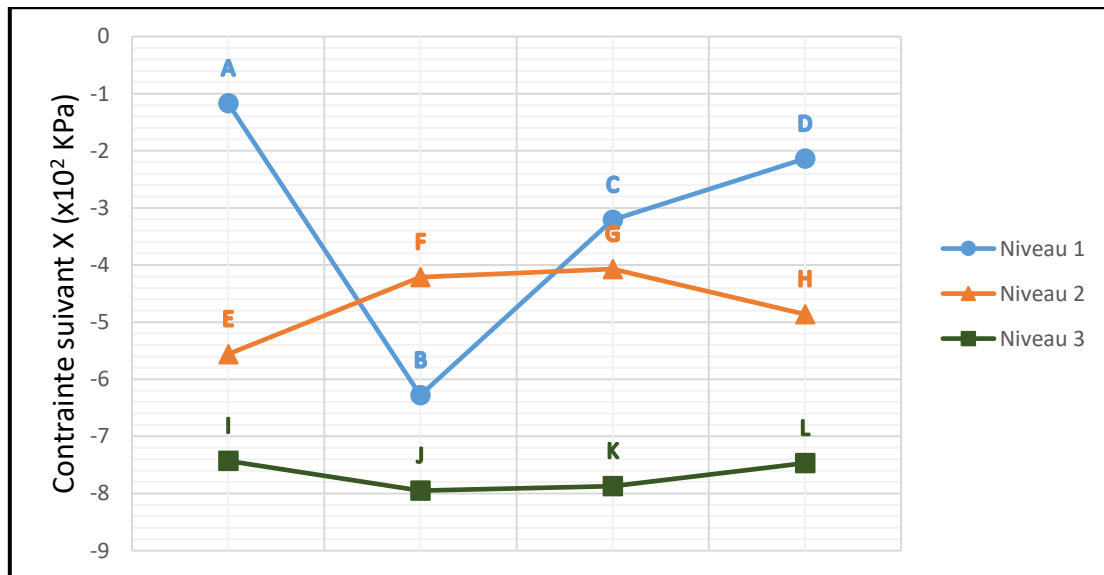


Figure 4.36 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas3.

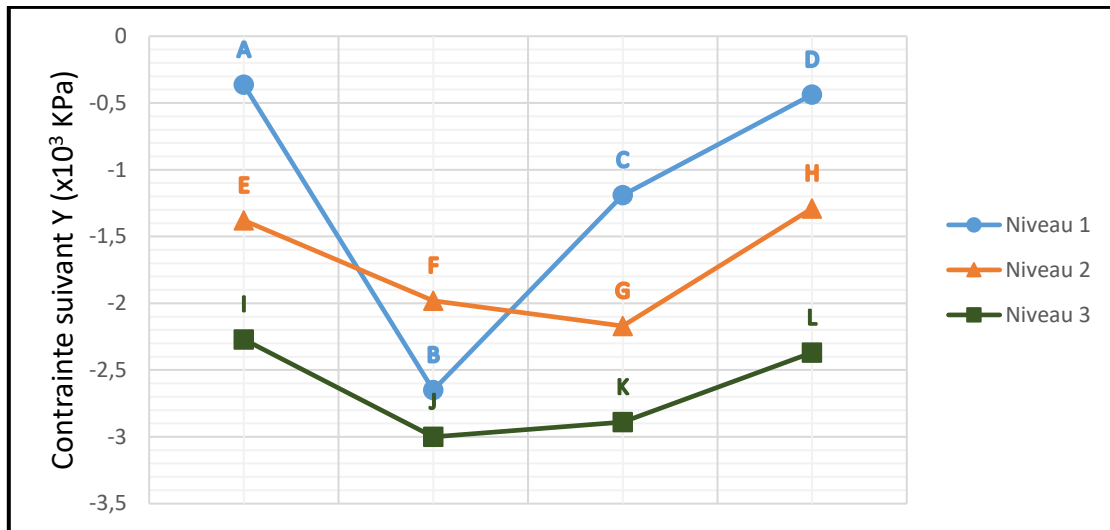


Figure 4.37 : Courbes de variation des contraintes totales verticales-cas3.

b) Analyse des déplacements

Les figures 4.38 et 4.39 présentent les variations des champs des déplacements.

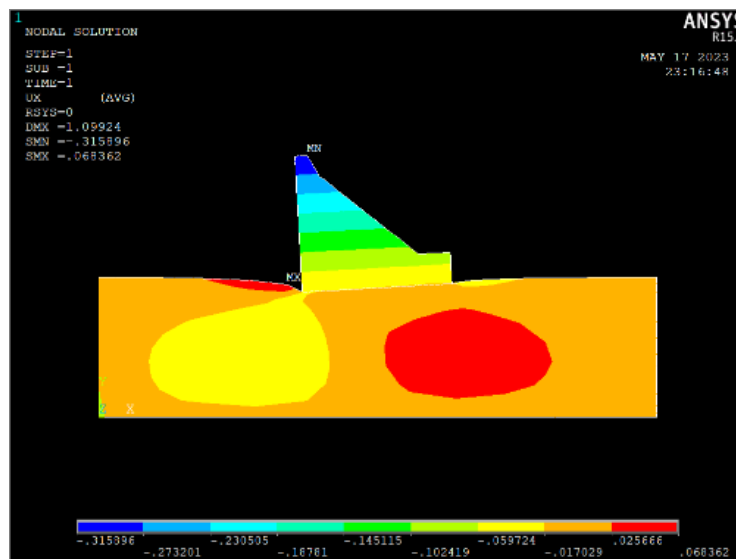


Figure 4.38 : Variation des déplacements horizontaux –cas3.

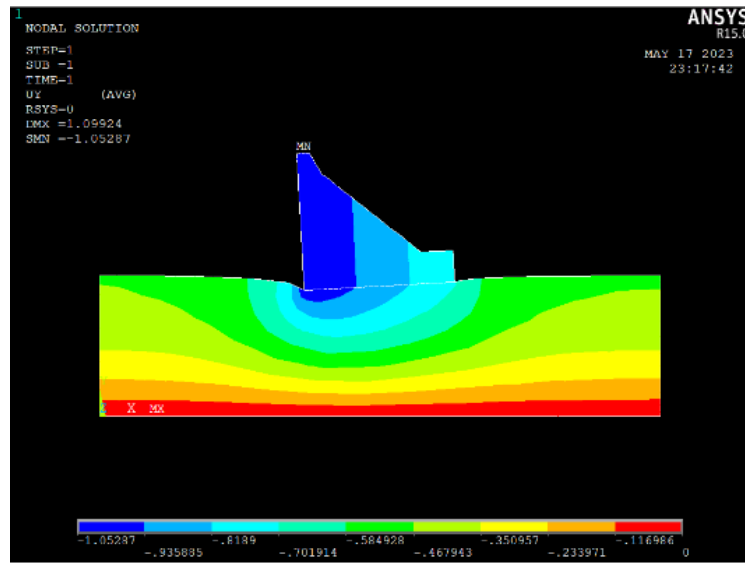


Figure 4.39 : Variation des déplacements verticaux –cas3.

Le tableau 4.10 résume les valeurs des différents déplacements au niveau des points de référence.

Tableau 4.10 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas3

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	0	-0.496
	B	173	90	-0.025	-0.876
	C	248	91	0.004	-0.801
	D	337	91	0.011	-0.541
Niveau 2	E	98	58	-0.032	-0.365
	F	172	58	-0.05	-0.554
	G	249	58	0.017	-0.604
	H	338	57	0.039	-0.425
Niveau 3	I	98	23	-0.021	-0.148
	J	173	22	-0.014	-0.174
	K	248	22	0.017	-0.165
	L	338	23	0.018	-0.128

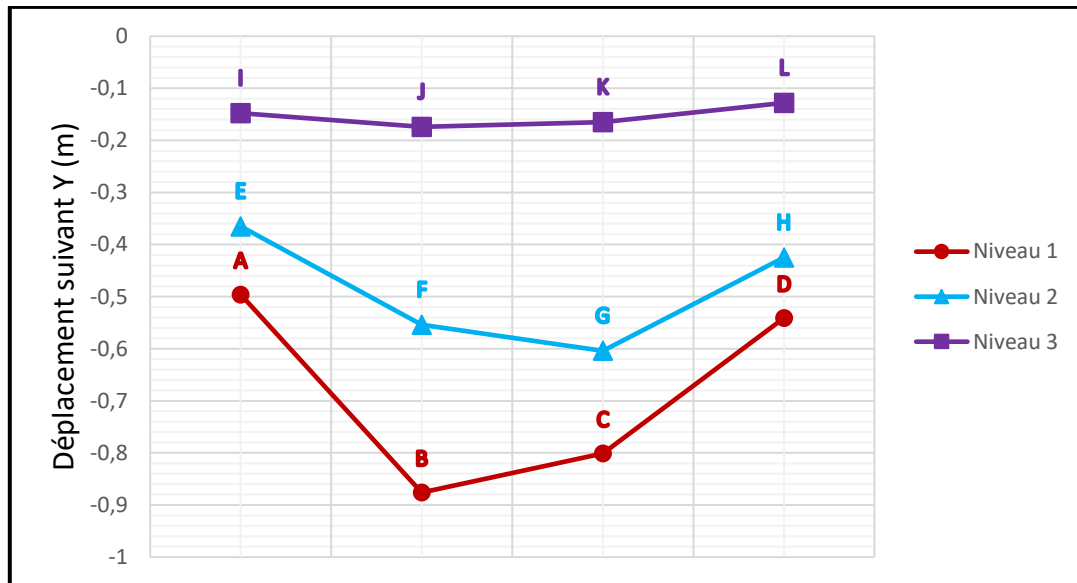


Figure 4.40 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas3

4) Cas 4 : Module de déformation de 200 MPa

a) Analyse des contraintes

Les figures 4.41 et 4.42 illustrent les variations des champs de contraintes totales dans les directions X et Y respectivement.

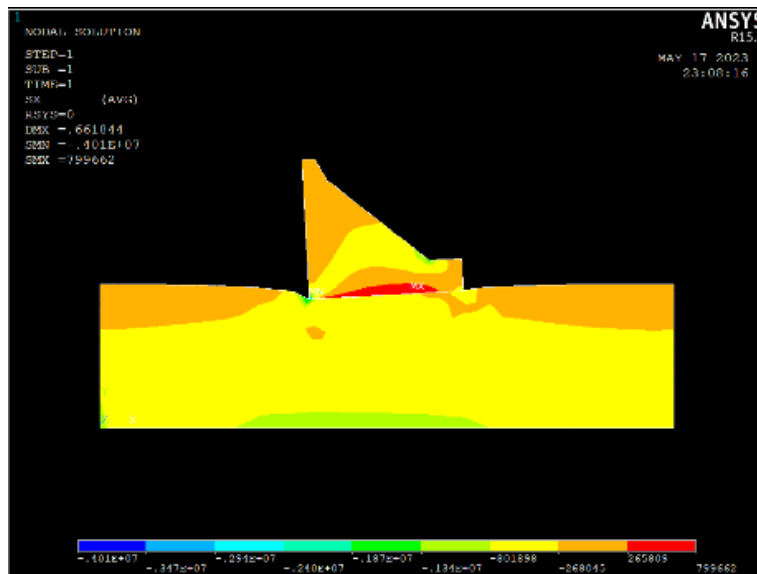


Figure 4.41 : Variation des contraintes totales horizontales –cas4.

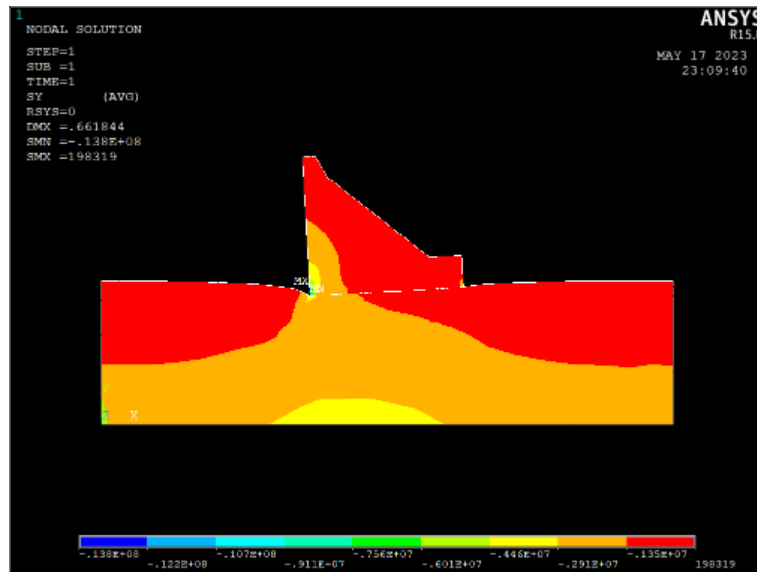


Figure 4.42 : Variation des contraintes totales verticales –cas4.

Le tableau 4.11 résume les valeurs des contraintes totales aux points de référence dans les deux directions.

Tableau 4.11 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas4

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-1.16 10 ²	-3.64 10 ²
	B	173	90	-6.28 10 ²	-2.63 10 ³
	C	248	91	-3.22 10 ²	-1.19 10 ³
	D	337	91	-2.14 10 ²	-4.38 10 ²
Niveau 2	E	98	58	-5.56 10 ²	-1.38 10 ³
	F	172	58	-4.22 10 ²	-1.98 10 ³
	G	249	58	-4.07 10 ²	-2.17 10 ³
	H	338	57	-4.86 10 ²	-1.28 10 ³
Niveau 3	I	98	23	-7.44 10 ²	-2.27 10 ³
	J	173	22	-7.95 10 ²	-3 10 ³
	K	248	22	-7.87 10 ²	-2.88 10 ³
	L	338	23	-7.47 10 ²	-2.37 10 ³

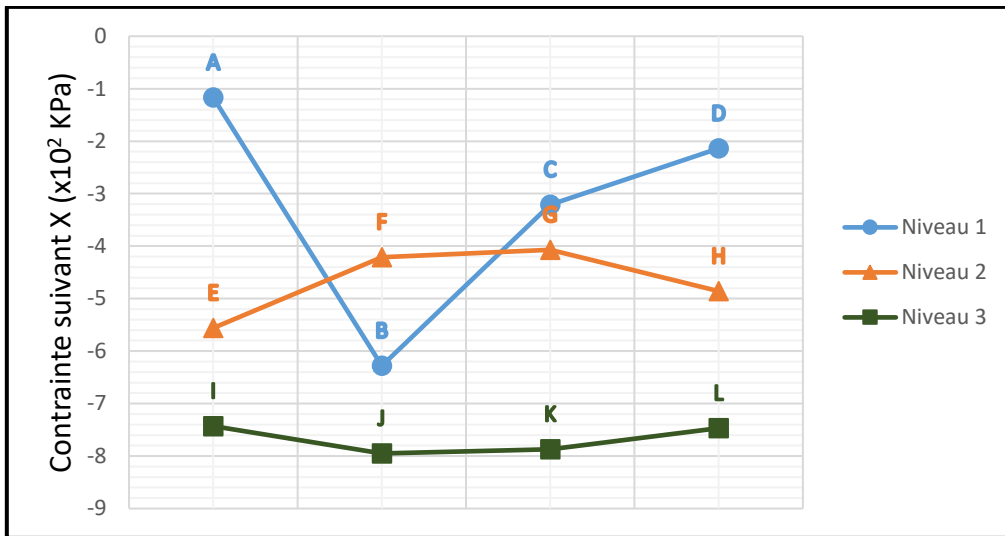


Figure 4.43 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales -cas4.

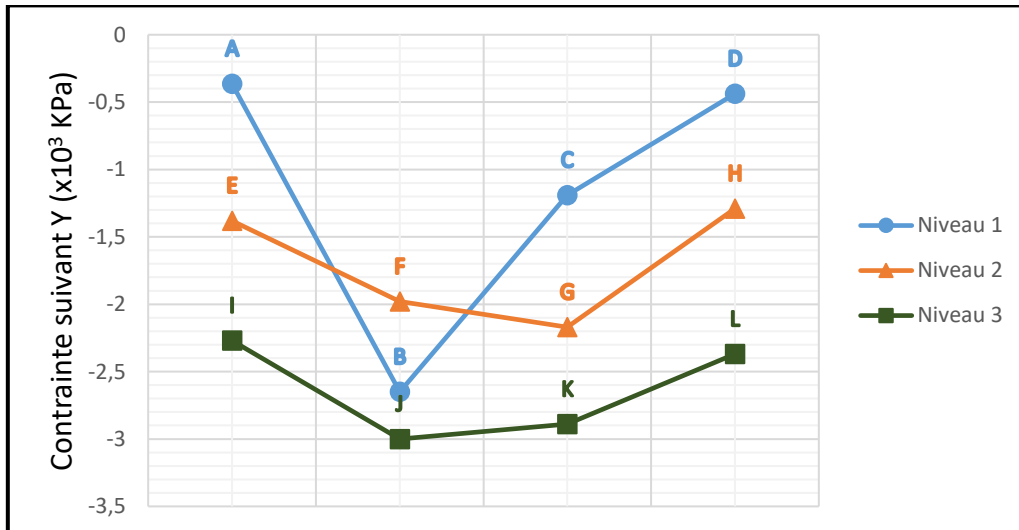


Figure 4.44 : Courbes de variation des contraintes totales verticales-cas4.

b) Analyse des déplacements

Les figures 4.45 et 4.46 donnent le champ des déplacements dans le cas4.

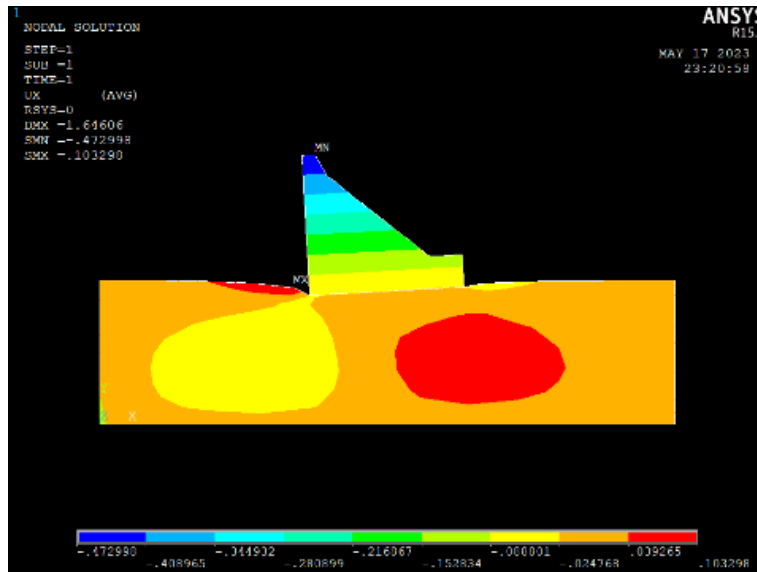


Figure 4.45 : Variation des déplacements horizontaux –cas4.

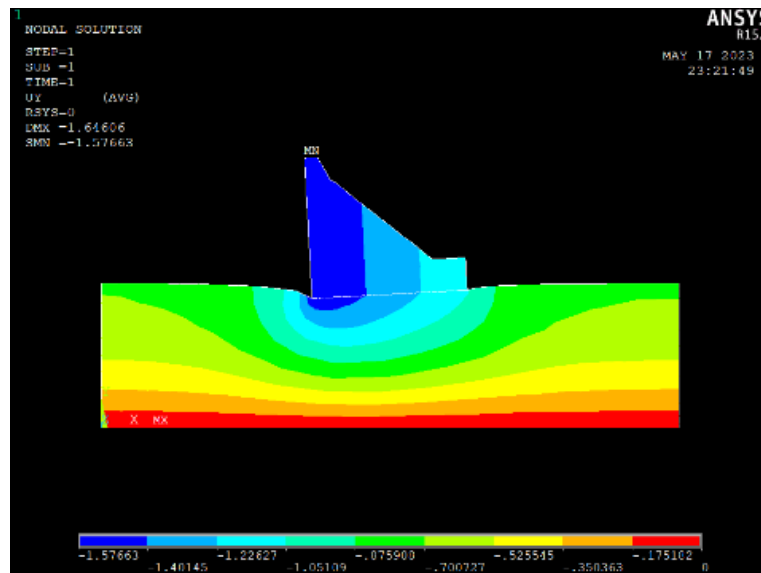


Figure 4.46 : Variation des déplacements verticaux –cas4.

Le tableau 4.12 résume les valeurs des différents déplacements au niveau des points de référence.

Tableau 4.12 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas4.

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	0	-0.744
	B	173	90	-0.037	-1.315
	C	248	91	0.006	-1.2
	D	337	91	0.018	-0.765
Niveau 2	E	98	58	-0.052	-0.548
	F	172	58	-0.079	-0.832
	G	249	58	0.028	-0.905
	H	338	57	0.062	-0.638
Niveau 3	I	98	23	-0.035	-0.222
	J	173	22	-0.025	-0.261
	K	248	22	0.027	-0.247
	L	338	23	0.03	-0.192

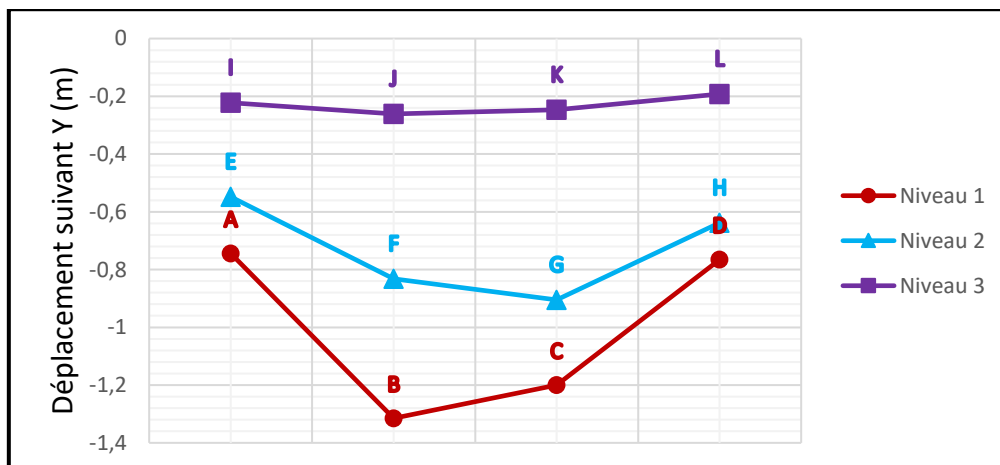


Figure 4.47 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas4

5) Cas 5 : Module de déformation de 100 MPa

a) Analyse des contraintes

Les figures 4.48 et 4.49 présentent les variations des champs de contraintes totales dans les deux directions X et Y.

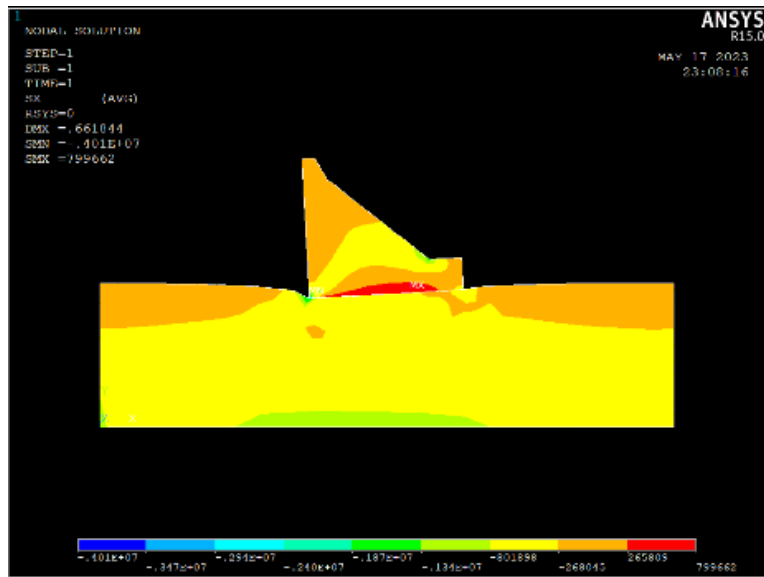


Figure 4.48 : Variation des contraintes totales horizontales –cas5.

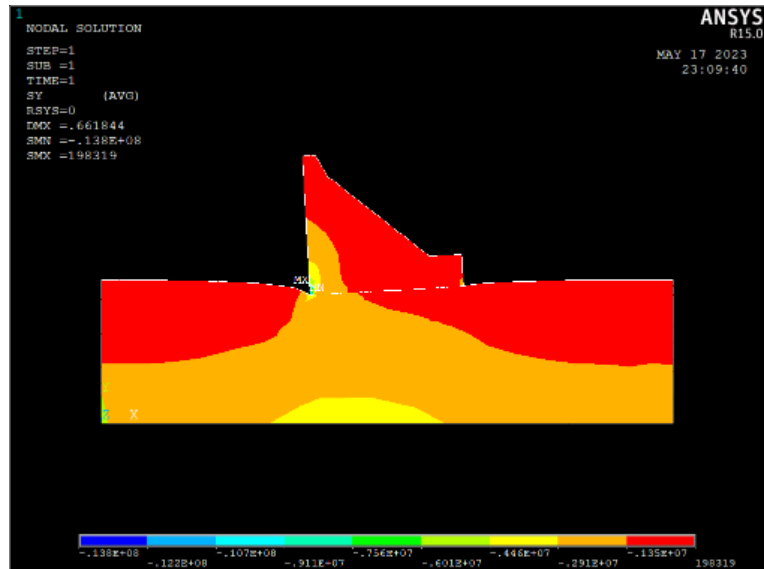


Figure 4.49 : Variation des contraintes totales verticales –cas5.

Le tableau 4.13 récapitule les valeurs des contraintes totales selon les deux directions au niveau des points de référence.

Tableau 4.13 : Valeurs des contraintes (KPa) totales suivant x et y au niveau des points de référence –cas5.

	Points de références	Coordonnées(m)		Contrainte(Kpa)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	-1.16 10 ²	-3.64 10 ²
	B	173	90	-6.28 10 ²	-2.63 10 ³
	C	248	91	-3.22 10 ²	-1.19 10 ³
	D	337	91	-2.14 10 ²	-4.38 10 ²
Niveau 2	E	98	58	-5.56 10 ²	-1.38 10 ³
	F	172	58	-4.22 10 ²	-1.98 10 ³
	G	249	58	-4.07 10 ²	-2.17 10 ³
	H	338	57	-4.86 10 ²	-1.28 10 ³
Niveau 3	I	98	23	-7.44 10 ²	-2.27 10 ³
	J	173	22	-7.95 10 ²	-3 10 ³
	K	248	22	-7.87 10 ²	-2.88 10 ³
	L	338	23	-7.47 10 ²	-2.37 10 ³

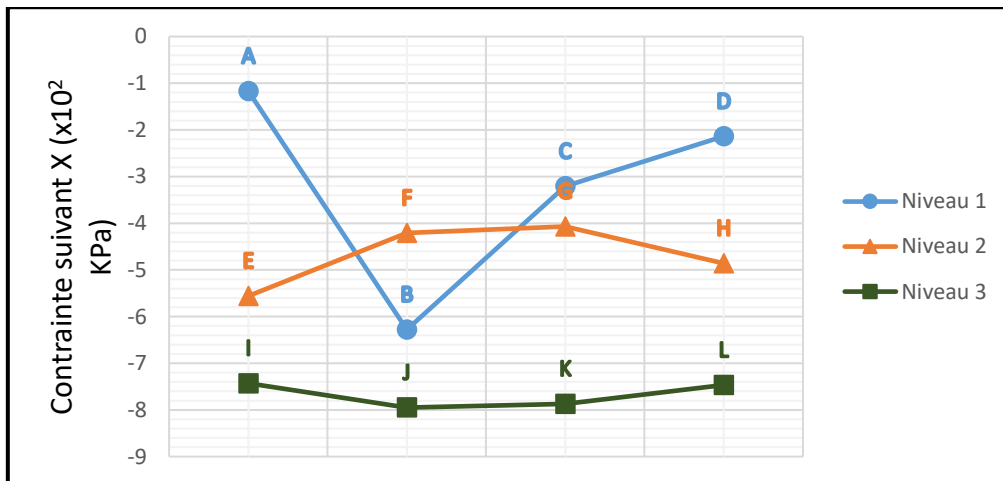


Figure 4.50 : Courbes de variation des contraintes totales horizontales –cas5.

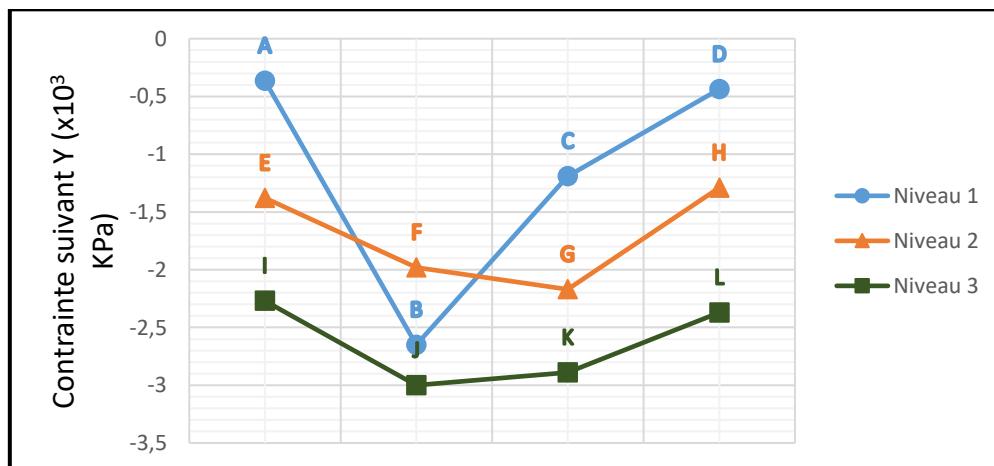


Figure 4.51 : Courbes de variation des contraintes totales verticales -cas5.

b) Analyse des déplacements

Les figures 4.52 et 4.53 présentent le champ des déplacements horizontaux et verticaux respectivement.

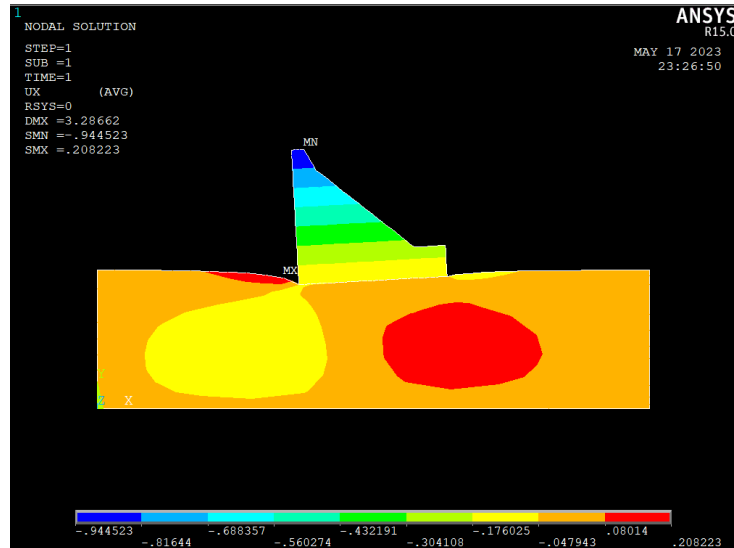


Figure 4.52 : Variation des déplacements horizontaux –cas5.

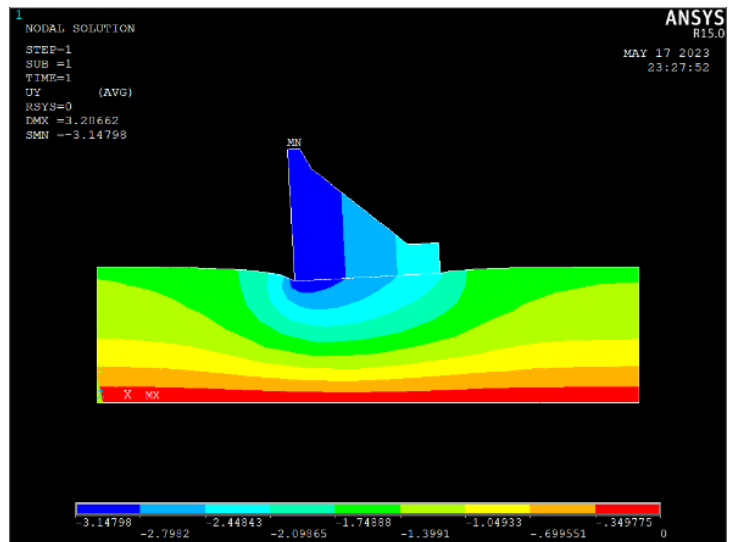


Figure 4.53 : Variation des déplacements verticaux –cas5.

Le tableau 4.14 résume les valeurs des différents déplacements au niveau des points de référence.

Tableau 4.14 : Valeurs des déplacements (m) au niveau des points de référence –cas5.

	Points de références	Coordonnées(m)		Déplacements(m)	
		x	y	Suivant X	Suivant Y
Niveau 1	A	99	91	0	-1.489
	B	173	90	-0.073	-2.633
	C	248	91	-0.011	-2.401
	D	337	91	-0.036	-1.625
Niveau 2	E	98	58	-0.104	-1.096
	F	172	58	-0.157	-1.665
	G	249	58	-0.056	-1.811
	H	338	57	-0.123	-1.277
Niveau 3	I	98	23	-0.07	-0.445
	J	173	22	-0.05	-0.522
	K	248	22	-0.055	-0.495
	L	338	23	-0.06	-0.384

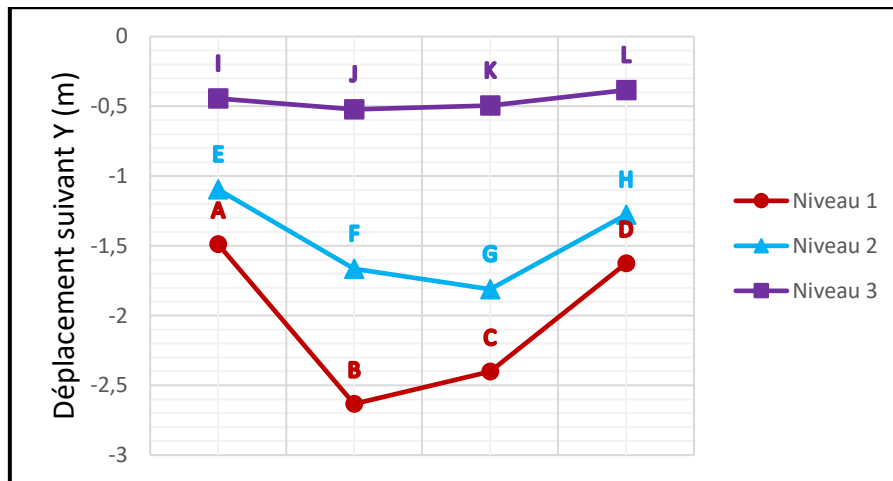


Figure 4.54 : Courbes de variation des déplacements verticaux –cas5.

5.2 Analyse comparative des résultats

Les figures 4.55 à 4.57 illustrent les variations des déplacements verticaux aux différents niveaux des fondations pour tous les cas considérés.

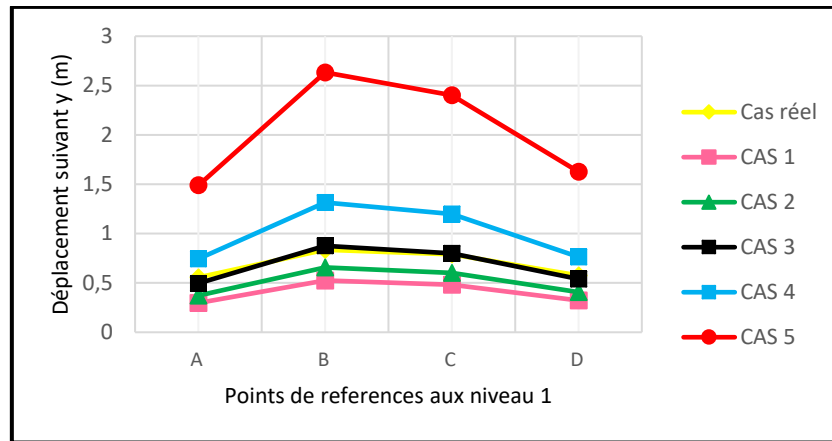


Figure 4.55 : Variation des déplacements verticaux au niveau 1.

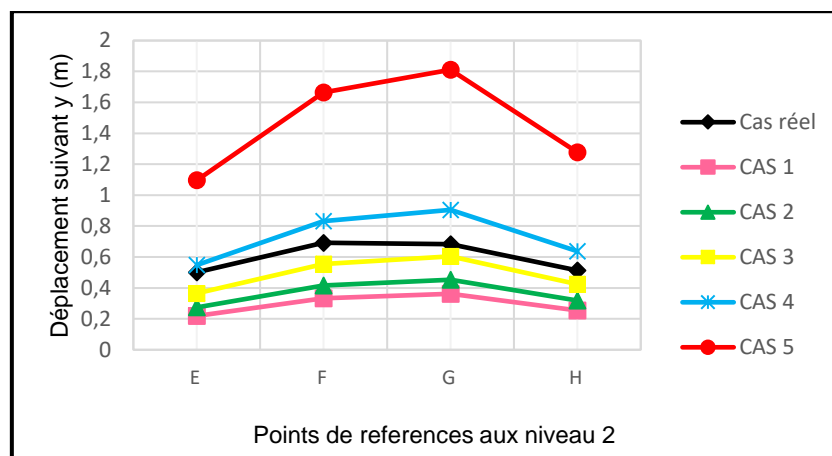


Figure 4.56 : Variation des déplacements verticaux au niveau 2.

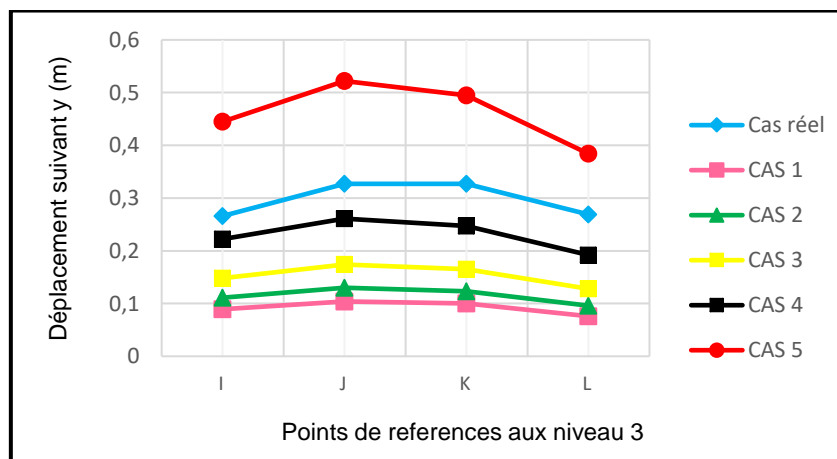


Figure 4.57 : Variation des déplacements verticaux au niveau 3.

Les figures 4.58 à 4.63 présentent les variations des contraintes horizontales et verticales au niveau des fondations pour tous les cas examinés.

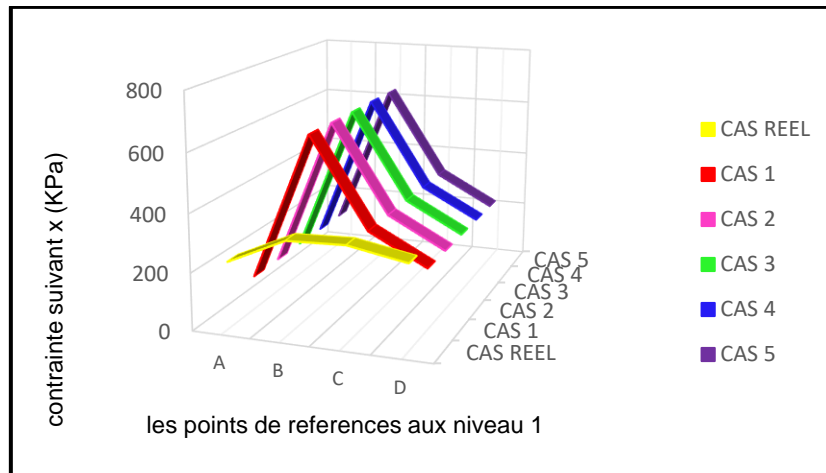


Figure 4.58 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 1.

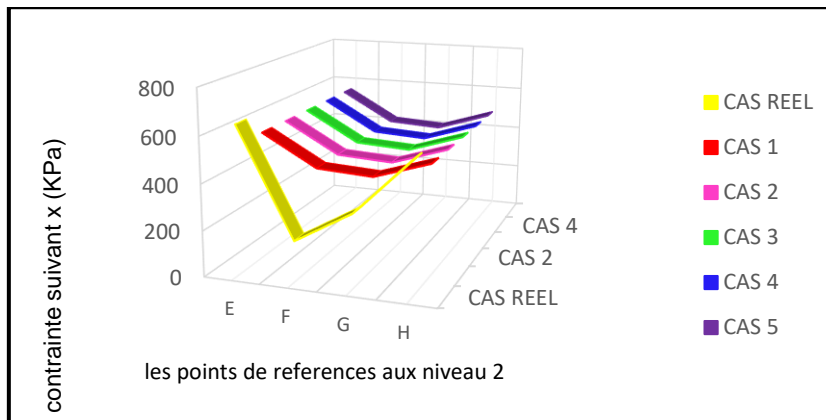


Figure 4.59 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 2.

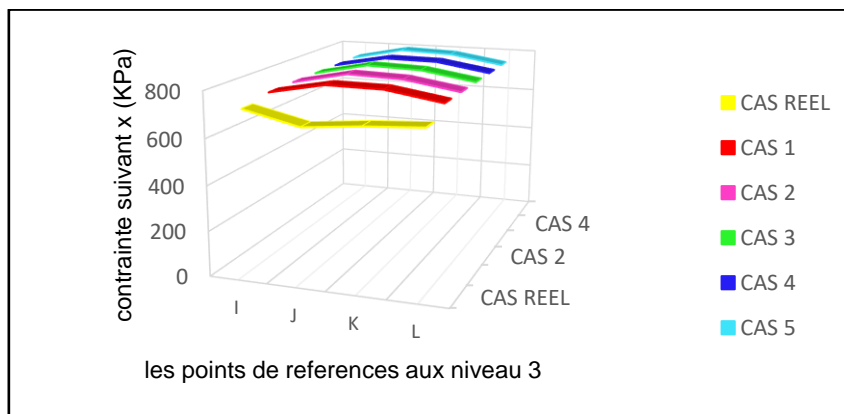


Figure 4.60 : Variation des contraintes totales horizontales au niveau 3.

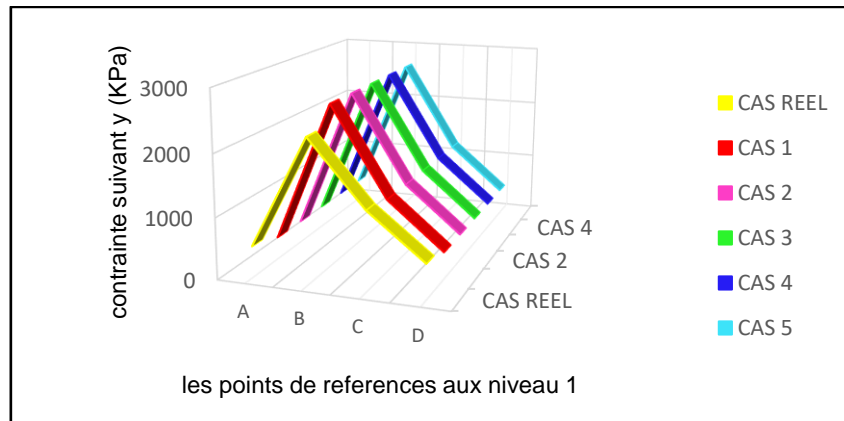


Figure 4.61 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 1.

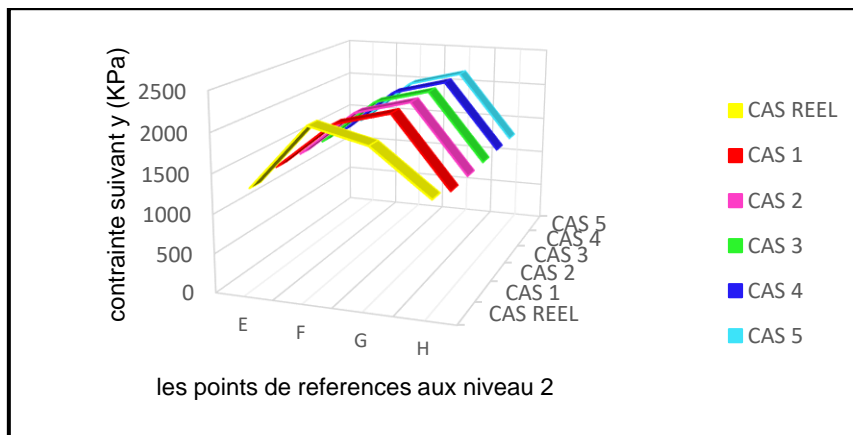


Figure 4.62 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 2.

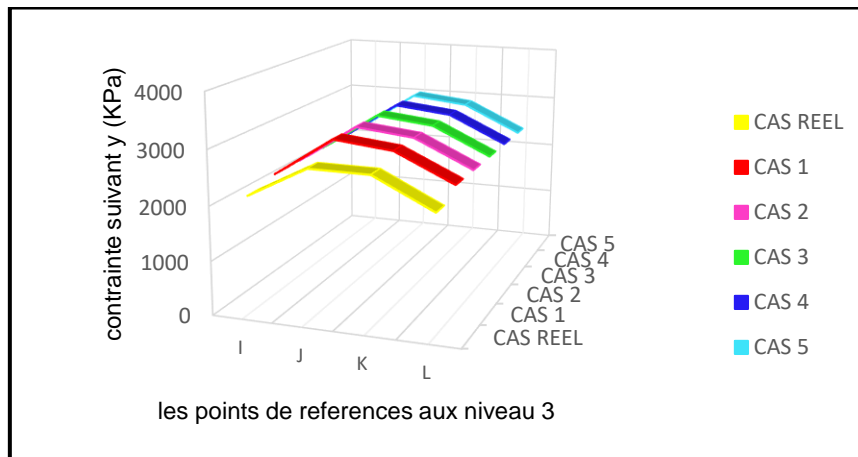


Figure 4.63 : Variation des contraintes totales verticales au niveau 3.

À partir des analyses effectuées, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les déplacements dans la direction X sont relativement faibles.
- Les déplacements dans la direction Y diminuent progressivement à mesure de la profondeur, avec des valeurs plus élevées dans la partie centrale du barrage par rapport aux extrémités.
- Les déplacements augmentent avec la diminution de la valeur du module de déformation.
- Les contraintes augmentent progressivement à mesure de la profondeur.

- Aucune variation des contraintes n'est observée entre les différents cas de la phase 2 (selon les deux directions x et y) (figures 4.58 à 4.63).
- Les contraintes dans la phase 2 augmentent en profondeur pour atteindre un maximum au niveau de la base de la fondation, avec une valeur de 3000Kpa.
- Le tassement global dans le cas réel du barrage est de 0.97 m.

Donc il existe une relation entre les déplacements et la valeur du module de déformation. Plus précisément, on peut observer que les déplacements tendent à augmenter à mesure que la valeur du module de déformation diminue.

Cette relation s'explique par le fait que le module de déformation influence la rigidité du matériau, notamment du sol dans le cas des fondations. Lorsque le module de déformation est plus élevé, le sol présente une plus grande résistance aux déformations, ce qui se traduit par des déplacements plus faibles. En revanche, lorsque le module de déformation est plus faible, le sol devient moins rigide, ce qui favorise des déformations plus importantes.

- La zone qui mérite une analyse particulière est celle située à l'interface barrage-fondations. En effet, le tableau 4.15 récapitule les valeurs des contraintes en Y ainsi que les déplacements pour les points :
 - B et C localisés sur les zones amont et aval du barrage à son interface avec ses fondations
 - F et G localisés sur les mêmes zones en profondeur.

Tableau 4.15 : Valeurs des contraintes et des déplacements en Y.

Cas d'analyse		B	C	F	G
Fondations du barrage	Contrainte Y (Kpa)	2,31.10 ³	1,28.10 ³	2,12.10 ³	1,94.10 ³
	Déplacement (m)	0.836	0.789	0.692	0.682
E = 500 Mpa	Contrainte Y (Kpa)	2,63.10 ³	1,19.10 ³	1,98.10 ³	2,17.10 ³
	Déplacement (m)	0.525	0.481	0.332	0.362
E = 400 Mpa	Contrainte Y (Kpa)	2,65.10 ³	1,19.10 ³	1,98.10 ³	2,17.10 ³
	Déplacement (m)	0.657	0.601	0.416	0.453
E = 300 Mpa	Contrainte Y (Kpa)	2,66.10 ³	1,19.10 ³	1,98.10 ³	2,17.10 ³
	Déplacement (m)	0.876	0.801	0.554	0.604
E = 200 Mpa	Contrainte Y (Kpa)	2,63.10 ³	1,19.10 ³	1,98.10 ³	2,17.10 ³
	Déplacement (m)	1.315	1.2	0.832	0.905
E = 100 Mpa	Contrainte Y (Kpa)	2,63.10 ³	1,19.10 ³	1,98.10 ³	2,17.10 ³
	Déplacement (m)	2.633	2.401	1.665	1.811

- Les contraintes au point B sont inférieures à ceux au point C, indépendamment des valeurs du module de déformations des fondations. Cette situation est provoquée par l'aspect massif du barrage au point B par rapport au point C. Dans les travaux à venir, il serait intéressant d'analyser l'influence du remplissage du lac sur le développement des contraintes en fondations.
- Les déplacements sont proportionnels aux profondeurs
- Les déplacements restent tolérables pour des modules de déformations supérieurs ou égaux à 300 Kpa.
- Pour des modules entre 100 et 200 Mpa, les déplacements sont situés sur les plages 1.2 m – 2.633 m. Ces déplacements dépassent les pourcentages tolérés usuellement pour les barrages et qui sont de l'ordre de 1% de la hauteur du barrage.

*Chapitre 5 : Analyse numériques du
comportement hydraulique des
barrages*

« Cas du barrage BENI-HAROUN »

1. Mise en contexte du chapitre

Les barrages poids sont des structures en béton ou en maçonnerie qui servent à retenir l'eau d'un cours d'eau ou d'un réservoir pour former un lac artificiel. Ils sont construits sur des fondations rocheuses ou sur des sols argileux ou sableux qui peuvent se déformer avec le temps sous le poids du barrage et de l'eau qu'il retient. Ces déformations peuvent entraîner des infiltrations d'eau, des mouvements de terrain et, dans les cas les plus graves, la rupture du barrage.

Pour prévenir ces risques, il est souvent nécessaire de consolider les fondations du barrage. L'une des techniques de consolidation les plus courantes est l'injection de coulis dans le sol. Le coulis est un mélange de ciment, d'eau et d'additifs qui sont injecté sous pression dans les fissures et les cavités du sol pour le consolider.

Le rideau d'injection est une méthode particulière d'injection de coulis qui consiste à injecter le coulis dans une série de trous forés dans le sol le long d'une ligne de traitement. Les trous sont souvent forés à la verticale ou à un angle incliné par rapport à la surface du sol, et le coulis est injecté sous pression pour remplir les fissures et les cavités dans le sol. L'objectif est de créer une barrière étanche et solide qui empêche l'eau de s'infiltrer dans le sol sous le barrage.

Ce chapitre explore l'utilisation de rideaux d'injection pour la consolidation des fondations de barrages poids, en analysant les avantages et les limites de cette technique, les facteurs qui influencent son efficacité et les considérations pratiques pour sa mise en œuvre.

Le chapitre présente une démarche d'analyse paramétrique comparative pour étudier le comportement hydraulique d'un barrage avec rideau d'injection. L'objectif est d'optimiser la profondeur, l'angle et la position du rideau d'injection afin d'identifier la configuration la plus efficace pour consolider les fondations du barrage.

Ce chapitre se concentre ensuite sur l'analyse de la performance du système de drainage. Cette analyse a été menée en utilisant des simulations numériques pour évaluer l'influence de différents paramètres sur la consolidation des sols et la stabilité du barrage. Les paramètres étudiés comprennent la profondeur du drain, le type de sol et les conditions hydrogéologiques.

Les résultats de l'analyse montrent que l'utilisation combinée de techniques de drainage et de rideau d'injection peut considérablement améliorer la consolidation des fondations des barrages poids. En particulier, l'emplacement et la profondeur optimale du rideau d'injection et du drain sont des paramètres critiques qui affectent l'efficacité du système.

Tous ces cas ont été étudiés avec le logiciel **Géostudio** pour comprendre comment le rideau d'injection et le drain peut contribuer à la consolidation des fondations du barrage. En résumé, ce chapitre présente une analyse détaillée de l'impact de la profondeur, de l'angle et de la position du rideau d'injection et la profondeur de drain sur le comportement hydraulique du barrage, avec pour objectif ultime de déterminer la configuration optimale pour consolider les fondations du barrage.

2. Objectifs recherchés

En considérant le cas du barrage de **BENI-HAROUN**, relevant de la wilaya de **Mila**, le présent chapitre, en s'articulant sur le contexte cité plus haut se fixe comme objectif d'analyser les aspects conceptuels de la variante d'un barrage avec rideau d'injection et drain.

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 cinq variantes de conception en l'occurrence :

- Conception d'un barrage sans rideau d'injection ;
- Conception d'un barrage avec rideau d'injection vertical ;
- Conception d'un barrage avec rideau d'injection incliné ;
- Conception d'un barrage avec rideau d'injection "vertical et incliné" en amont, au milieu et en aval ;
- Conception d'un barrage avec rideau d'injection et drain.

L'étude est menée selon d'analyse comparative du comportement des variantes de conception sur le plan hydraulique articulée sur l'évolution des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des charges hydraulique.

3. Présentation du code de calcul servant à la modélisation

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel [58] .

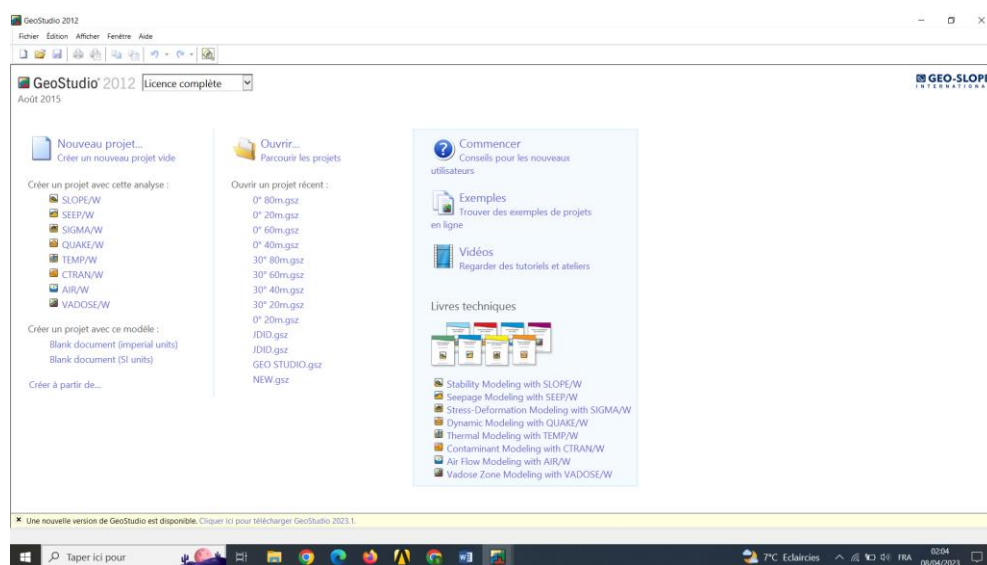


Figure 5.1 : Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2012

3.1 Principaux modules

a) SIGMA/W

Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis).

b) QUAKE/W

Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

c) TEMP/W

Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

d) SLOPE/W

Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

e) SEEP/W

Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis). Peut être utilisé pour analyser l'écoulement des eaux souterraines à travers des milieux poreux tels que le sol et la roche. Sa formulation rigoureuse saturée-insaturée, associée à un algorithme de sous-relaxation robuste, permet d'analyser les systèmes d'écoulement les plus difficiles de la nature [59].

SEEP / W peut être utilisé pour modéliser les processus transitoires tels que l'infiltration dans le sol sec, la propagation du front d'humidité due aux inondations, les perturbations de la pression interstitielle due au pompage, les fuites provenant des installations de confinement, et le comportement des systèmes soumis à des changements environnementaux. **SEEP / W** peut également être combiné avec **CTAN / W** et **TEMP / W** pour la modélisation de systèmes de flux dépendant de la densité [59].

4. Etapes de simulation par GEO-Seep

- Dessiner le modèle géométrique de la digue et introduire les propriétés de chaque matériau ;
- Introduire les propriétés géotechniques des différents sols ;
- Insérer les données hydrauliques (la nappe phréatique) ;
- Choisir la méthode de calcul et le type d'analyse (optimisation) ;
- Lancer la procédure du calcul et examiner les résultats.

5. Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par nous-même, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, un élément de structure peut être ajouté au modèle géométrique pour simuler l'écran. Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour. Après la définition de la géométrie, on a saisi les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques. Le barrage est en béton alors que la fondation est un sol homogène anisotrope et dans notre cas l'écran est étanche [35].

6. Discrétisation du barrage

Le profil géométrique du barrage, y compris ses fondations, a été discrétisé en utilisant des coordonnées X et Y pour chaque matériau constituant le corps du barrage et ses fondations. Les fondations sont constituées de deux couches : une première couche de calcaire et une deuxième couche de marne. Le barrage est quant à lui en béton compacté au rouleau BCR.

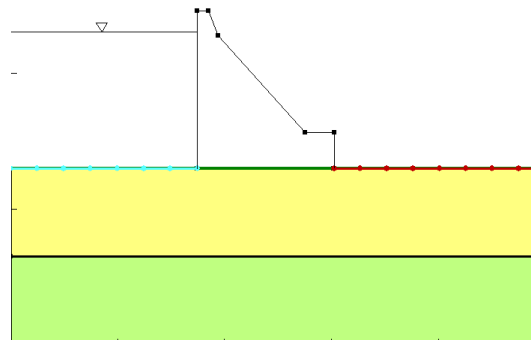


Figure 5.2 : Géométrie du barrage BENI-HAROUN.

7. Consistance de la modélisation

La démarche de l'analyse paramétrique comparative a pour objectif d'approfondir la compréhension du comportement hydraulique d'un barrage avec un rideau d'injection. Dans cette étude, plusieurs paramètres ont été pris en compte, tels que la profondeur et l'angle d'inclinaison du rideau, ainsi que sa position sous le barrage. Les résultats des différentes analyses ont permis d'optimiser la profondeur du rideau, de déterminer l'angle d'inclinaison idéal et d'évaluer l'influence de la position du rideau sur le comportement hydraulique du barrage, en fonction des évolutions des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des charges hydraulique.

Le logiciel Géostudio a été utilisé pour étudier les différents cas, tels que :

- Cas 1 : Barrage sans rideau d'injection ;
- Cas 2 : Barrage avec rideau d'injection vertical de profondeur variant de 20m à 120m ;
- Cas 3 : Barrage avec rideau d'injection incliné d'angle variant de "20°, 40° et 60°" vers l'amont après vers l'aval ;
- Cas 4 : Barrage avec des positions de rideau d'injection différents "en amont, central et en aval" ;
- Cas 5 : Barrage avec drain et rideau d'injection.

L'analyse paramétrique comparative permet de mieux comprendre les interactions complexes entre les différents paramètres et leur influence sur le comportement hydraulique du barrage. Les résultats obtenus peuvent être utilisés pour optimiser la conception et la construction de barrages avec un rideau d'injection, en assurant une meilleure sécurité et une meilleure durabilité de ces structures.

Au cours de cette analyse, un ensemble de points de référence ont été choisis, qui sont présentés dans la figure suivante :

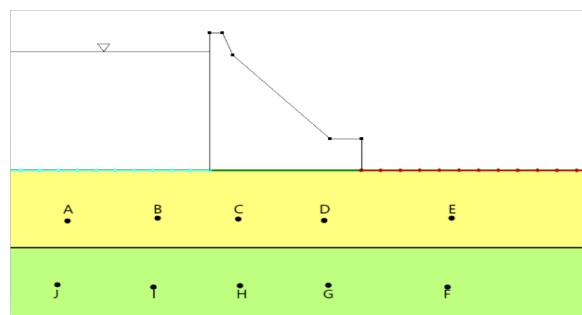


Figure 5.3 : Définition des zones de l'analyse.

8. Caractéristiques des matériaux

Le tableau suivant donne les différentes propriétés des matériaux utilisés dans la modélisation :

Tableau 5.1 : Propriétés des matériaux utilisés pour la modélisation

Eléments du barrage	Nature des matériaux	Ks à saturation (m/s)
Fondations	1 ^{er} couche : calcaire	10^{-3}
	2 ^{ème} couche : marne	10^{-4}
rideau d'injection	ciment	10^{-9}
drain	Gravier	10^{-2}

9. Résultats de la modélisation

Les résultats de l'analyse seront orientés en fonction de l'évolution des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques se manifestant dans les fondations du barrage. Les résultats de la modélisation sont présentés sous forme de champs des paramètres suscités.

9.1 Cas 1 : Barrage sans rideau d'injection

L'objectif de cette modélisation pour le barrage sans rideau d'injection est de mieux comprendre l'efficacité du rideau d'injection dans la prévention des infiltrations, en comparant les résultats avec ceux des autres cas. Pour cela, les différents gradients hydrauliques, pressions interstitielles et charges hydrauliques exercés sur le barrage sont examinés.

9.1.1 Évolution des gradients hydrauliques

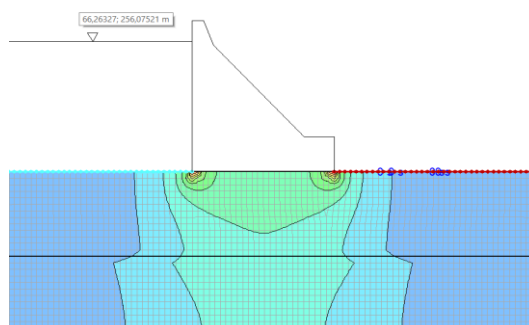


Figure 5.4 : Variation globales des gradients hydrauliques global –cas1

9.1.2 Évolution des pressions interstitielles

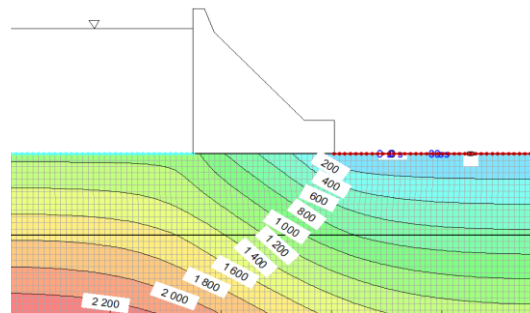


Figure 5.5 : Variation globale des pressions d'eau interstitielles –cas1

9.1.3 Évolution des charges hydrauliques.

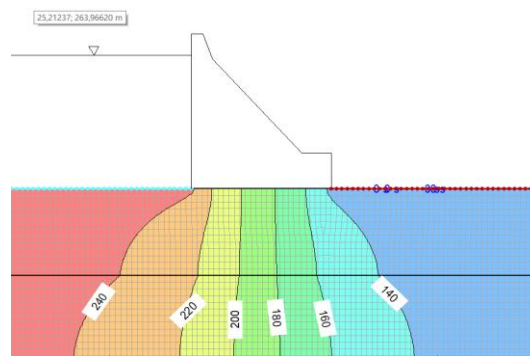


Figure 5.6 : Variation globale des charges hydrauliques globales –cas1

9.2 Cas 2 : Barrage avec rideau d'injection vertical « Optimisation de la profondeur de rideau d'injection »

Cette série de modélisation a considéré le profil géométrique du barrage avec rideau d'injection en ciment d'épaisseur 50cm prolongée en fondations du barrage selon les six profondeurs "20m, 40m, 60m, 80m, 100m et 120m". La perméabilité de ce rideau est de $10^{-9}m/s$. L'objectif de cette partie du travail est l'optimisation de la profondeur de rideau en fondations en fonction des évolutions des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles et des charges hydraulique.

9.2.1 Évolution des gradients hydrauliques

Les figures de 5.7 à 5.12 donnent pour chaque modélisation de profondeur de rideau d'injection les résultats en relation avec les variations globales des gradients hydrauliques.

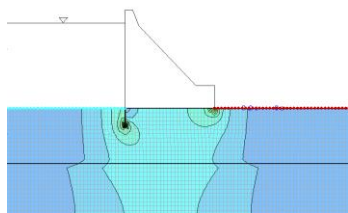


Figure 5.7 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 20(m)

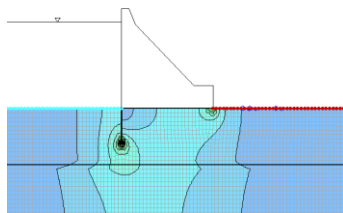


Figure 5.8 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 40(m)

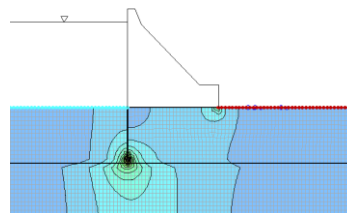


Figure 5.9 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 60(m)

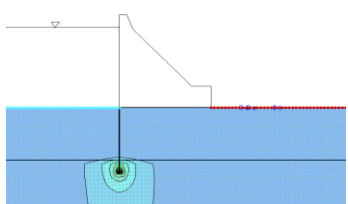


Figure 5.10 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 80(m)

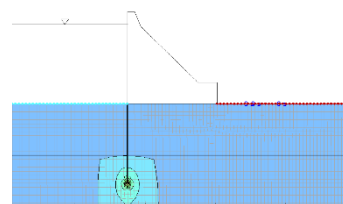


Figure 5.11 : Variation globales des gradients hydraulique - profondeur 100(m)

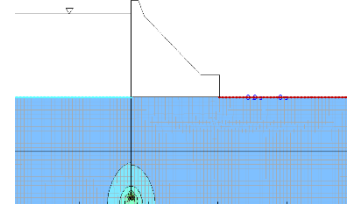


Figure 5.12 : Variation globales des gradients hydraulique -profondeur 120(m)

Le tableau 5.2 donne pour chaque modélisation de profondeur de rideau, les valeurs des gradients hydrauliques au niveau des 10 points (figure 5.3).

Tableau 5.2 : Variation du gradient hydraulique global -cas2

Points de référence	X(m)	Y(m)	Gradients hydrauliques						
			Cas 1	Cas 2 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	0.049	0.062	0.065	0.054	0.024	0.018	0.012
B	144.57	100.06	0.314	0.421	0.415	0.303	0.08	0.05	0.029
C	224.02	100.27	0.627	0.546	0.446	0.308	0.078	0.048	0.028
D	306.28	100.22	0.522	0.458	0.383	0.276	0.087	0.058	0.036
E	415.88	100.28	0.05	0.044	0.037	0.027	0.09	0.006	0.004
F	425	35	0.079	0.07	0.06	0.044	0.01	0.012	0.008
G	305	35	0.395	0.356	0.311	0.245	0.123	0.096	0.063
H	225	35	0.497	0.481	0.475	0.453	0.481	0.417	0.284
I	145	35	0.307	0.352	0.414	0.528	0.760	0.668	0.438
j	60	35	0.089	0.108	0.12	0.123	0.113	0.097	0.067

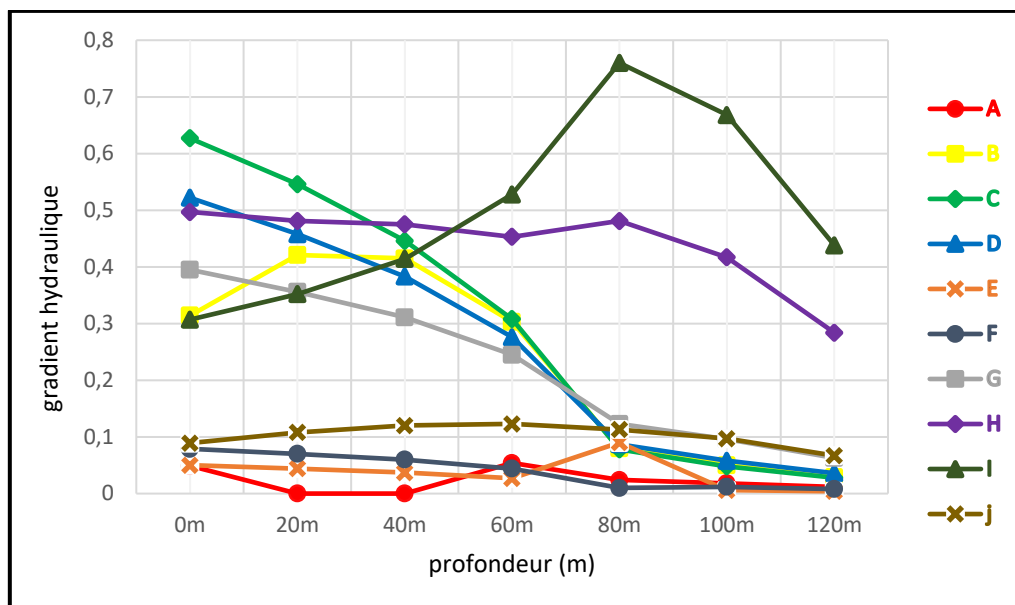


Figure 5.13 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas2

Le tableau 5.3 donne les pourcentages des variations relatives des gradients hydrauliques (taux de réduction), au niveau des fondations du barrage, soit entre le cas 1 et chaque profondeur en cas 2(ex : entre cas1 et le cas2 de profondeur 60m).

Tableau 5.3 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en %–cas2

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Cas1-cas2 (20m)	Cas1-cas2 (40m)	Cas1-cas2 (60m)	Cas1-cas2 (80m)	Cas1-cas2 (100m)	Cas1-cas2 (120m)
A	-26.5	-32.6	-10.2	51	63.2	75.5
B	-34	-32.1	03.5	74.5	84	9
C	12.9	28.8	50.8	87.5	92.3	95.5
D	12.2	26.6	47.1	83.3	88.8	93.1
E	12	26	46	-8	88	92
F	11.4	24	44.3	87	84.8	89.8
G	09.8	21.2	37.9	68.8	75.6	84
H	03.2	04.4	08.8	03.2	16.1	42.8
I	-14.6	-34.8	-71.9	-147.5	-117.5	-42.6
J	-21.3	-34.8	-38.2	-22.9	-08.9	24.7

9.2.2 Évolution des pressions interstitielles

D'une manière similaire, l'évolution des pressions interstitielles a été analysée pour la variation de la profondeur de rideau en fondations du barrage. Les figures de 5.14 à 5.19 donnent les champs de variation de la pression interstitielle dans les fondations du barrage.

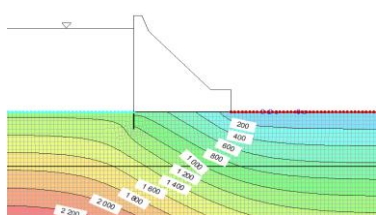


Figure 5.14 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (20m)

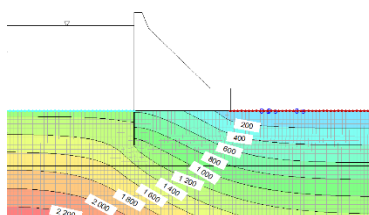


Figure 5.15 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (40m)

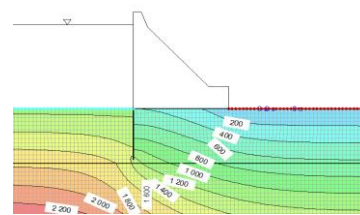


Figure 5.16 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (60m)

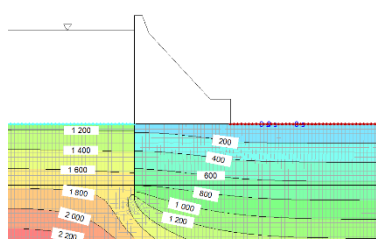


Figure 5.17 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (80m)

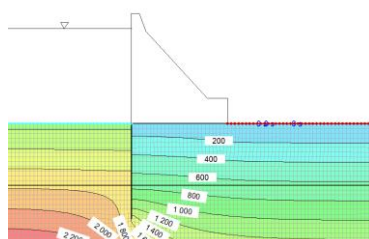


Figure 5.18 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (100m)

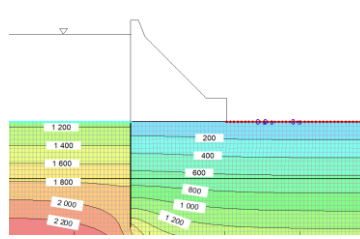


Figure 5.19 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas (120m)

Le tableau 5.4 récapitule les résultats analytiques de la pression d'eau interstitielle pour chaque cas de modélisations au niveau des 10 points en fondations.

Tableau 5.4 : Variations des pressions interstitielles -cas 2

Points de référence	X(m)	Y(m)	Pression interstitielle (Kpa)						
			Cas 1	Cas 2 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	1419.73	1415.74	1415.12	1418.15	1427.5	1429.37	1431.28
B	144.57	100.06	1344.67	1318.18	1325.37	1355.34	1412.85	1420.93	1426.46
C	224.02	100.27	950.38	866.99	769.39	631.86	392.2	356.78	331.05
D	306.28	100.22	465	445.47	419.4	384.64	322.52	312.77	305.19
E	415.88	100.28	305.37	303.2	302.23	299.19	293.95	293.14	292.47
F	425	35	969.96	965.59	960.42	952.96	939.69	937.4	935.3
G	305	35	1200.96	1171.61	1137.05	1086.78	995.55	978.6	961.91
H	225	35	1567.8	1510.65	1445.51	1347.42	1158.07	1107.4	1046.48
I	145	35	1890.84	1835.06	1825.52	1810.46	1817.93	1870.18	1942.95
j	60	35	2025.78	2014.88	2010.07	2013.21	2027.17	2034.81	2043.76

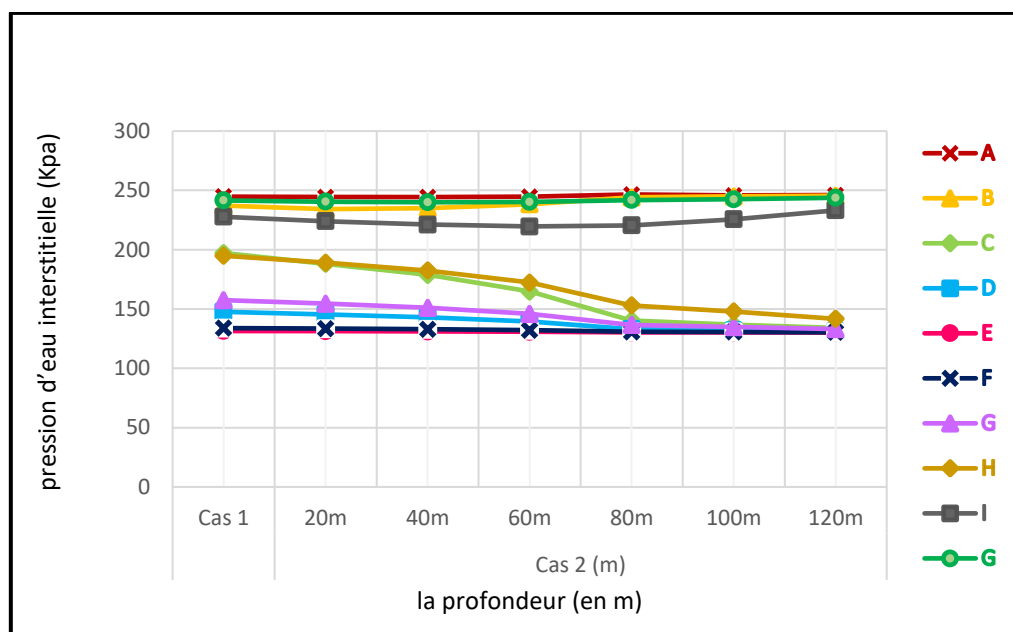


Figure 5.20 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 2

Le tableau 5.5 fournit les pourcentages de variation relative des pressions interstitielles (taux de réduction) au niveau des fondations du barrage, pour chaque profondeur de rideau en cas 2, par rapport au cas 1, qui correspond à l'absence de rideau d'injection.

Tableau 5.5 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas2

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Cas1-cas2 (20m)	Cas1-cas2 (40m)	Cas1-cas2 (60m)	Cas1-cas2 (80m)	Cas1-cas2 (100m)	Cas1-cas2 (120m)
A	0.3	0.3	0.1	-0.5	-0.6	0.8
B	1.9	1.4	-0.8	-5	-5.6	6
C	8.7	19	33.5	58.7	62.4	65.1
D	4.2	9.8	17.2	30.6	32.7	34.3
E	0.7	0.7	2	3.7	4	4.2
F	0.4	1	1.7	3.1	3.3	3.5
G	2.4	5.3	9.5	17.1	18.5	19.9
H	3.6	7.8	14	26.1	29.3	33.2
I	2.9	3.4	4.2	3.8	1.1	-2.7
J	0.5	0.8	0.6	0.1	-0.4	-0.9

9.2.3 Évolution des charges hydrauliques.

Les figures de 5.21 à 5.26 illustrent les variations des charges hydrauliques respectivement pour les six profondeurs de rideau.

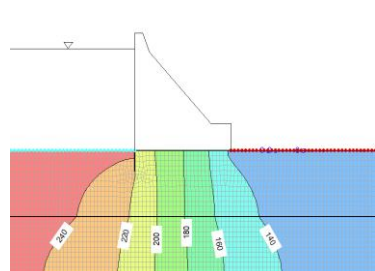


Figure 5.21 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 20(m)

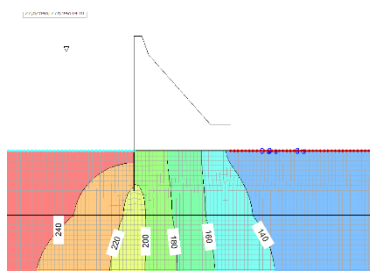


Figure 5.22 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 40(m)

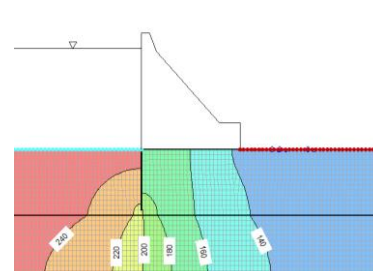


Figure 5.23 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 60(m)

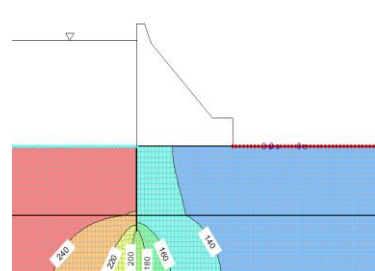


Figure 5.24 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 80(m)

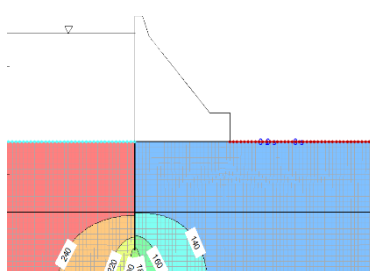


Figure 5.25 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 100(m)

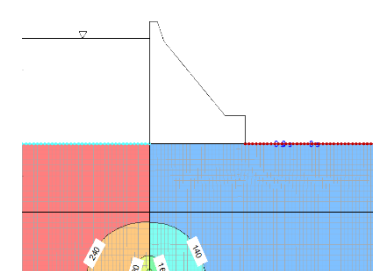


Figure 5.26 : Variation globales des charges hydrauliques totales-cas 120(m)

Le tableau 5.6 récapitule les variations des charges hydrauliques au niveau des points de référence pour chaque profondeur.

Tableau 5.6: Variations des charges hydrauliques globale –cas2

Points de référence	X(m)	Y(m)	Charge hydraulique (m)						
			Cas 1	Cas 2 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	244.83	244.44	244.36	244.69	246.56	245.75	245.94
B	144.57	100.06	237.2	234.2	235.12	238.24	244.06	244.89	245.45
C	224.02	100.27	197.19	188.1	178.75	164.76	140.29	136.68	134.06
D	306.28	100.22	147.63	145.52	142.93	139.36	133	132.01	131.24
E	415.88	100.28	131.41	131.24	131.05	130.77	130.26	130.18	130.11
F	425	35	133.9	133.46	132.93	132.17	130.8	130.57	130.36
G	305	35	157.46	154.47	150.94	145.82	136.5	134.77	133.08
H	225	35	194.87	189.04	182.4	172.39	153.07	147.91	141.69
I	145	35	227.78	223.95	221.14	219.61	220.53	225.61	233.16
j	60	35	241.56	240.45	239.96	240.23	241.79	242.54	243.75

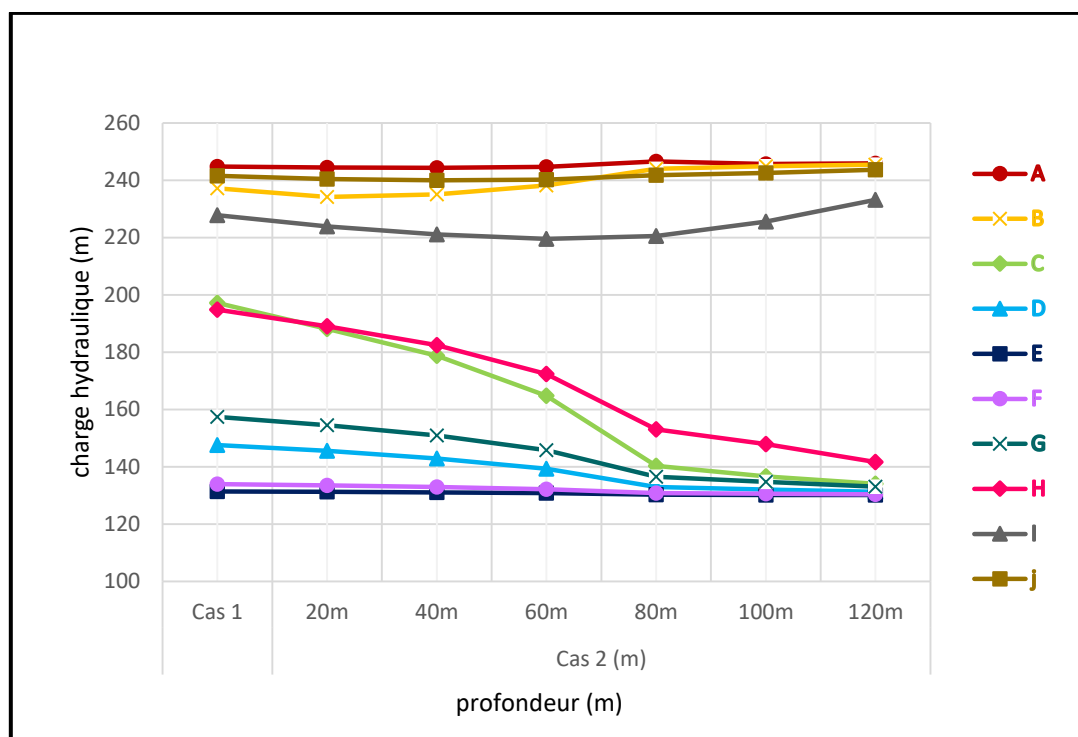


Figure 5.27 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas2

Le tableau 5.7 illustre la comparaison des valeurs des charges hydrauliques entre le cas1 et chaque profondeur du cas2.

Tableau 5.7 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en %-cas2

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Cas1-cas2 (20m)	Cas1-cas2 (40m)	Cas1-cas2 (60m)	Cas1-cas2 (80m)	Cas1-cas2 (100m)	Cas1-cas2 (120m)
A	0.2	0.2	0	-0.7	-0.4	-0.4
B	1.2	0.9	-0.4	-2.9	-3.2	-3.4
C	4.6	9.3	16.4	28.8	30.7	32
D	1.4	3.2	5.6	9.9	10.6	11.1
E	0.1	0.3	0.5	0.9	0.9	1
F	0.3	0.7	1.3	2.3	2.5	2.6
G	1.9	4.1	7.4	13.3	14.4	15.5
H	3	32	11.5	21.4	24.1	27.3
I	1.7	2.9	3.6	3.2	0.9	-2.3
j	0.4	0.7	0.4	0	-0.4	-0.9

9.2.4 Interprétation des résultats

Suite aux analyses précédentes, les remarques suivantes peuvent être tirées :

- Les pressions interstitielles et les charges hydrauliques dans les points A, B, I et J ne subissent pas de changements significatifs car ces points sont situés avant le rideau d'injection. En revanche, une réduction significative des pressions interstitielles et des

charges hydrauliques est observée dans les autres points, situés après le rideau, à mesure que la profondeur augmente.

- Faible variation significative a été constatée entre le cas 1 (absence d'injection) et les cas avec une profondeur de 20 m et 40 m, en ce qui concerne les évolutions des pressions interstitielles et des charges hydrauliques.
- La plus grande réduction des pressions interstitielles et des charges hydrauliques par rapport au cas 1 est observée dans le cas où la profondeur est de 120 m, avec un taux de réduction de 65 % pour les pressions interstitielles (tableau 5.5) et de 32 % pour les charges hydrauliques (tableau 5.7). Cette réduction maximale est constatée dans les points situés après le rideau d'injection, notamment les points C, D, G et H.

Les observations précédentes ont clairement démontré que la profondeur optimale du rideau d'injection est de 120m. Cette profondeur permet de limiter efficacement les infiltrations d'eau, tout en garantissant une stabilité accrue du barrage. En effet, à cette profondeur, les gradients hydrauliques et les pressions interstitielles sont significativement réduits. Ces résultats sont d'une grande importance pour optimiser la conception des barrages et assurer leur sécurité hydraulique.

9.3 Cas 3 : Barrage avec rideau d'injection incliné

Les résultats de 2ème cas de modélisation ont montré que la profondeur du rideau d'injection avait un effet significatif sur l'efficacité du traitement. En conséquence, une profondeur optimisée a été déterminée de 120 m et utilisée pour déterminer l'angle d'inclinaison idéal du rideau.

Trois angles d'inclinaison différents ont été programmés pour cette analyse, à savoir 20°, 40° et 60°, orientés respectivement vers l'amont après vers l'aval. L'objectif de cette analyse était d'examiner l'influence de l'inclinaison du rideau sur les gradients hydrauliques, les pressions interstitielles et les charges hydrauliques.

9.3.1 Évolution des gradients hydrauliques

Les résultats concernant les variations globales des gradients hydrauliques pour chaque angle d'inclinaison du rideau sont présentés dans les figures 5.28 à 5.33.

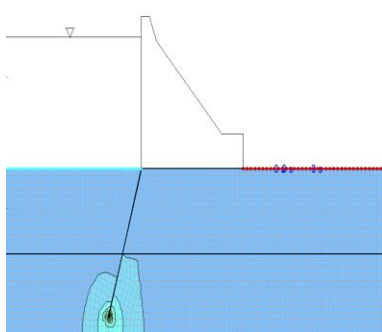


Figure 5.28 : Variation globales des gradients hydraulique –angle d'inclinaison 20° « vers l'amont »

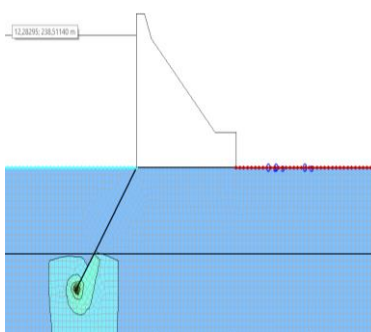


Figure 5.29 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 40° « vers l'amont »

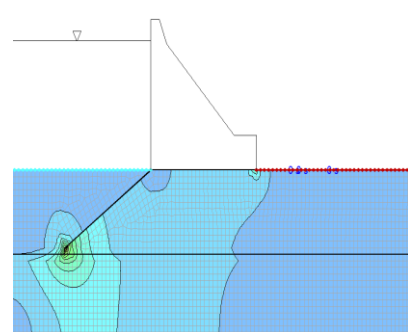


Figure 5.30 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 60° « vers l'amont »

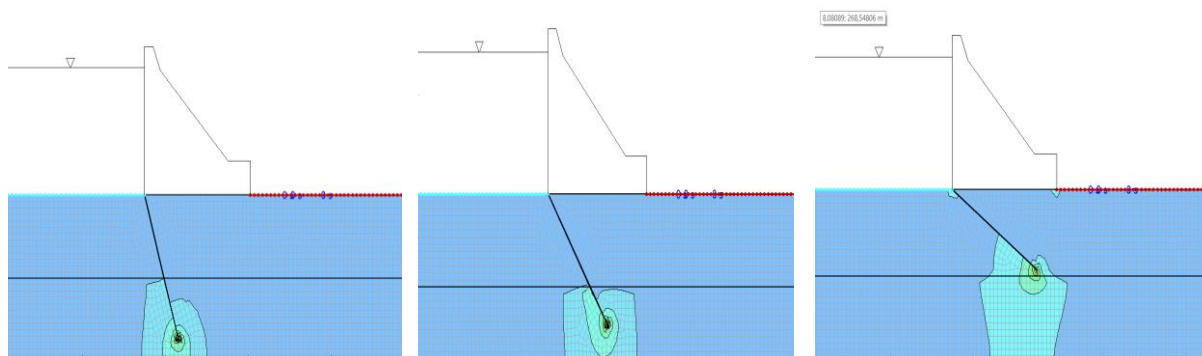


Figure 5.31 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 20° « vers l'aval »

Figure 5.32 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 40° « vers l'aval »

Figure 5.33 : Variation globales des gradients hydraulique - angle d'inclinaison 60° « vers l'aval »

Le tableau 5.8 présente les valeurs des gradients hydrauliques au niveau des 10 points de référence pour chaque modélisation des différents angles d'inclinaison du rideau.

Tableau 5.8 : Variation du gradient hydraulique global –cas3

Points de référence	X(m)	Y(m)	Gradients hydrauliques						
			Cas 1	Cas3					
				Vers l'amont			Vers l'aval		
				20°	40°	60°	20°	40°	60°
A	59.85	100.06	0.049	0.02	0.04	0.191	0.01	0.005	0.027
B	144.57	100.06	0.314	0.028	0.022	0.282	0.036	0.05	0.167
C	224.02	100.27	0.627	0.042	0.066	0.22	0.02	0.012	0.463
D	306.28	100.22	0.522	0.043	0.06	0.188	0.041	0.057	0.247
E	415.88	100.28	0.05	0.004	0.006	0.018	0.005	0.009	0.03
F	425	35	0.079	0.008	0.01	0.029	0.013	0.028	0.063
G	305	35	0.395	0.051	0.058	0.152	0.133	0.349	0.53
H	225	35	0.497	0.172	0.134	0.233	0.643	1	0.555
I	145	35	0.307	0.899	0.573	0.374	0.255	0.176	0.22
J	60	35	0.089	0.166	0.47	0.488	0.041	0.032	0.056

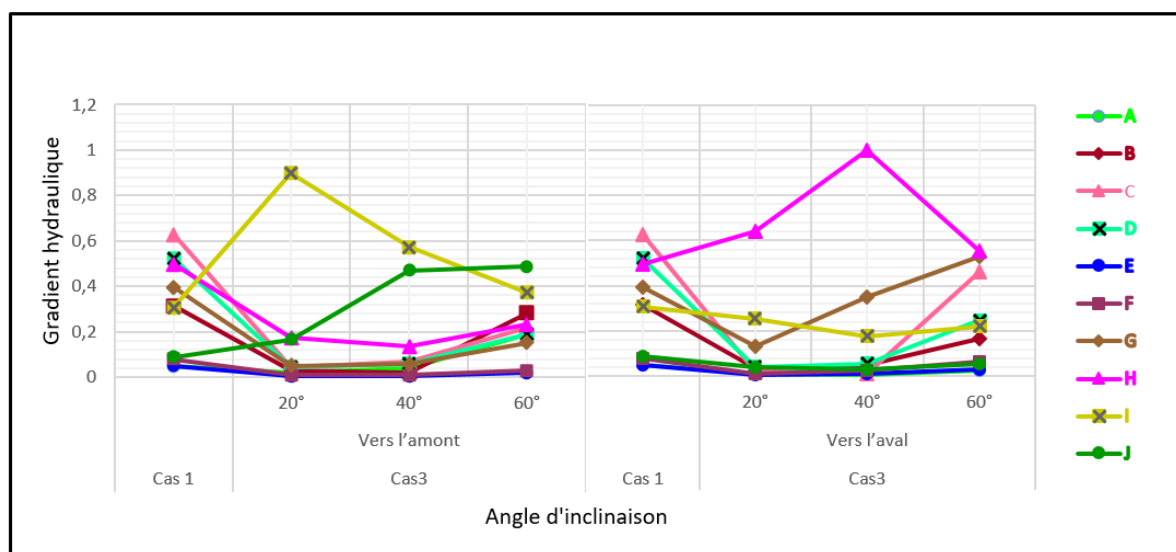


Figure 5.34 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas3

Le tableau 5.9 indique les pourcentages de variation des gradients hydrauliques (taux de réduction) au niveau des fondations du barrage pour chaque angle d'inclinaison, par rapport au cas 1, qui correspond à l'absence de rideau d'injection.

Tableau 5.9 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas3

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Vers l'amont			Vers l'aval		
	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)
A	59.18	18.3	-289.79	79.59	89.79	44.89
B	10.88	92.99	10.19	88.53	84.07	46.81
C	93.3	89.47	64.91	96.81	98.55	26.15
D	91.76	88.5	63.98	92.14	89	52.68
E	92	88	64	90	82	40
F	89.87	87.34	63.29	83.54	64.55	20.25
G	87.08	85.31	61.51	66.32	11.64	-34.17
H	65.39	73	53.11	-29.37	-100.8	-11.67
I	-192.39	-86.64	-21.82	16.93	42.67	28.33
j	-86.51	-428	-448.31	53.93	64	37.07

9.3.2 Évolution des pressions interstitielles

De façon similaire, l'évolution des pressions interstitielles a été examinée en fonction de la variation de l'angle d'inclinaison du rideau au niveau des fondations du barrage. Les figures 5.35 à 5.40 présentent les champs de variation de la pression interstitielle dans les fondations du barrage.

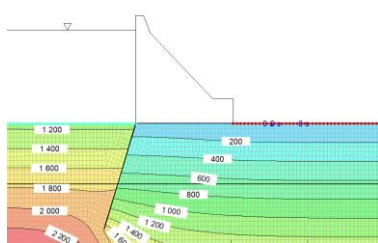


Figure 5.35 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 20° « vers l'amont »

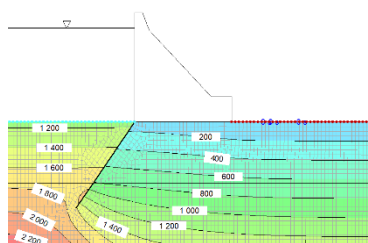


Figure 5.36 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 40° « vers l'amont »

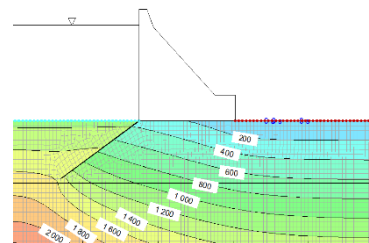


Figure 5.37 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 60° « vers l'amont »

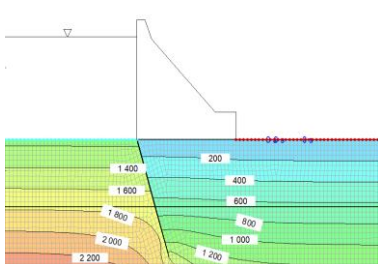


Figure 5.38 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 20° « vers l'aval »

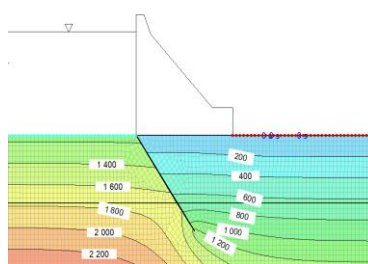


Figure 5.39 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 40° « vers l'aval »

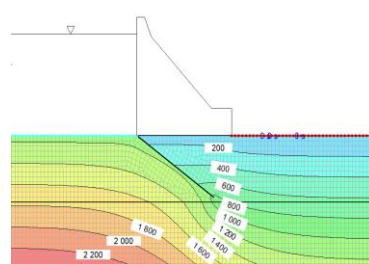


Figure 5.40 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles- angle d'inclinaison 60° « vers l'aval »

Le tableau 5.10 résume les résultats analytiques de la pression interstitielle d'eau au niveau des 10 points en fondations pour chaque cas de modélisation.

Tableau 5.10 : Variations des pressions interstitielles -cas 3

Points de référence	X(m)	Y(m)	Pression interstitielle (kpa)						
			Cas 1	Cas3					
				Vers l'amont			Vers l'aval		
				20°	40°	60°	20°	40°	60°
A	59.85	100.06	1419.73	1427.96	1422.57	1384.84	1432.81	1431.3	1425.93
B	144.57	100.06	1344.67	1431.76	1404.08	688	1423.67	1419.46	1386.73
C	224.02	100.27	950.38	342.25	365.33	525.5	328.41	322.6	1168.98
D	306.28	100.22	465	306.95	313.02	355.66	305.57	310.93	372.44
E	415.88	100.28	305.37	291.91	293.88	295.76	292.68	294.12	299.39
F	425	35	969.96	934.37	936.22	945.77	938.56	943.7	959.53
G	305	35	1200.96	959.14	966.78	1032.25	986.07	1053.56	1182.14
H	225	35	1567.8	1023.16	1030.9	1182.8	1102.96	1699.56	1686.35
I	145	35	1890.84	1257.2	1213.04	1405.61	1985.07	2003.78	1957.07
J	60	35	2025.78	2015.01	1917.39	1809	2053.26	2057.38	2044.37

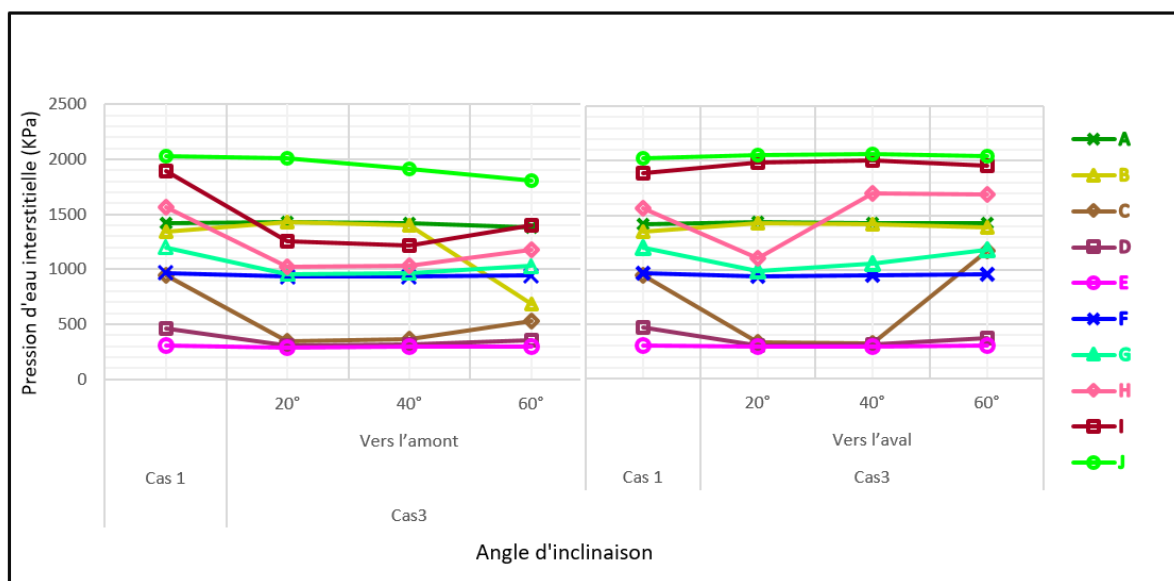


Figure 5.41 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 3

Le tableau 5.11 présente les pourcentages de taux de réduction des pressions interstitielles observés au niveau des fondations du barrage entre le cas 1 (sans rideau d'injection) et chaque angle d'inclinaison de rideau en cas 3.

Tableau 5.11 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas 3

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Vers l'amont			Vers l'aval		
	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)
A	-0.579	0.2	2.45	2.46	-0.91	-0.84
B	-6.47	4.41	48.83	48.8	-6.01	-5.58
C	63.98	64	44.7	44.73	65.47	66.1
D	34.19	32.62	23.51	23.6	34.4	33.33
E	4.4	3.76	3.27	3.27	4.26	3.6
F	3.66	3.47	2.47	2.47	3.19	2.68
G	20.13	19.49	14	14	17.83	12.25
H	34.73	34.24	24.56	24.56	29.67	-8.42
I	33.51	35.84	25.66	25.6	-5.02	-6.21
j	0.53	5.35	10.66	10.66	-1.38	-1.58

9.3.3 Évolution des charges hydrauliques.

Les figures 5.42 à 5.47 illustrent les variations des charges hydrauliques respectivement pour les 3 angles d'inclinaison de rideau vers l'amont après vers l'aval.

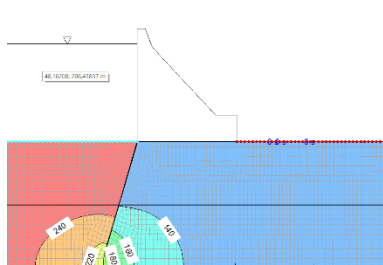


Figure 5.42 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 20° « vers l'amont »

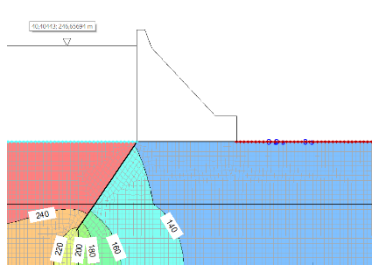


Figure 5.43 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 40° « vers l'amont »

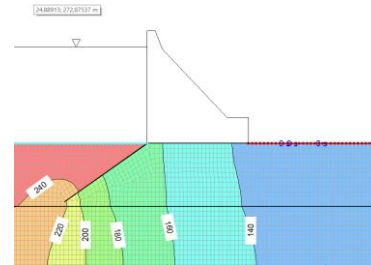


Figure 5.44 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 60° « vers l'amont »

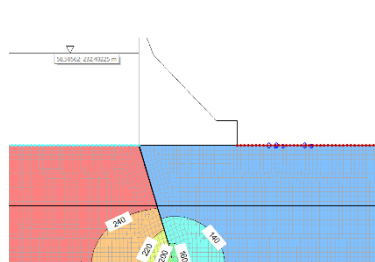


Figure 5.45 : Variation globales des charges hydrauliques -angle d'inclinaison 20° « vers l'aval »

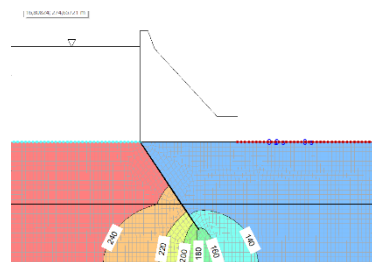


Figure 5.46 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 40° « vers l'aval »

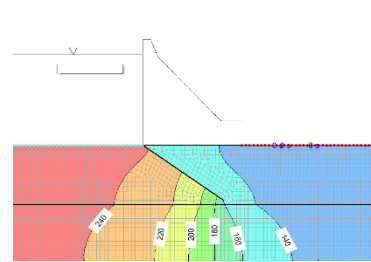


Figure 5.47 : Variation globales des charges hydrauliques - angle d'inclinaison 60° « vers l'aval »

Le tableau 5.12 récapitule les variations des charges hydrauliques au niveau des points de référence pour chaque angle.

Tableau 5.12: Variations des charges hydrauliques globale –cas3

Points de référence	X(m)	Y(m)	Charge hydraulique (m)						
			Cas 1	Cas3					
				Vers l'amont			Vers l'aval		
				20°	40°	60°	20°	40°	60°
A	59.85	100.06	244.83	245.96	245.14	241.42	246	245.98	245.48
B	144.57	100.06	237.2	245.52	245.8	171.73	245.23	244.83	241.48
C	224.02	100.27	197.19	135.2	137.59	154.02	134.04	134.19	219.2
D	306.28	100.22	147.63	131.46	132.06	136.37	131.4	131.97	138.12
E	415.88	100.28	131.41	130.12	130.17	130.51	130.15	130.27	130.85
F	425	35	133.9	130.37	130.49	131.43	130.56	131.17	132.84
G	305	35	157.46	132.9	133.6	140.26	135.41	142.37	155.54
H	225	35	194.87	139.4	140.14	155.61	149.09	210.22	206.95
I	145	35	227.78	162.74	158.74	178.33	237.61	239.41	234.56
J	60	35	241.56	240.35	230.37	219.46	244.62	244.87	243.46

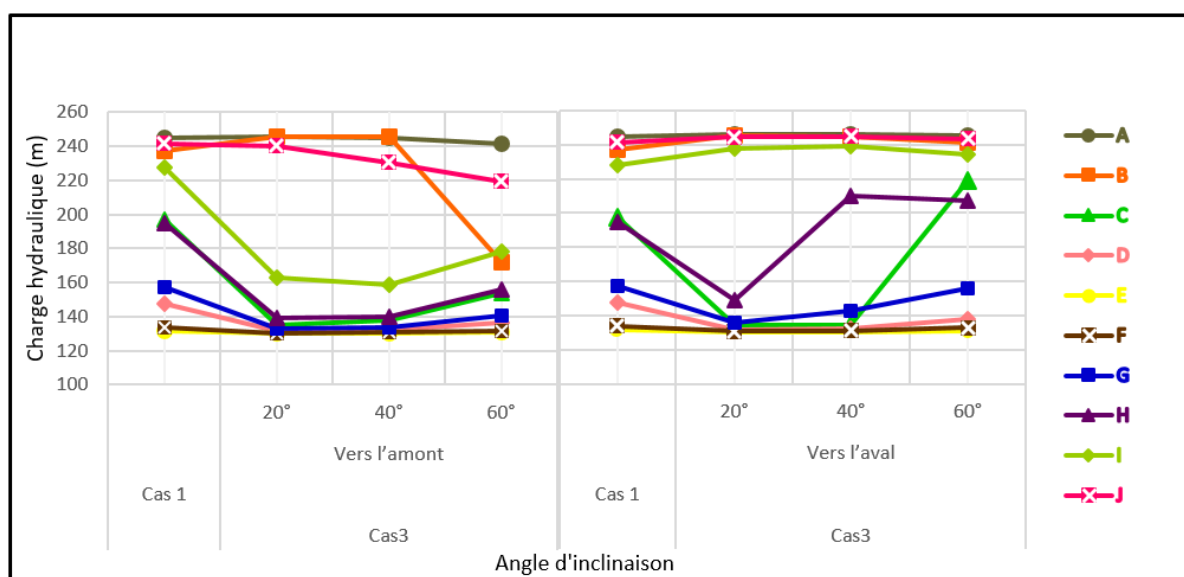


Figure 5.48 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas3

Le tableau IV.13 illustre la comparaison des valeurs des charges hydrauliques entre le cas1 et chaque modélisation du cas3.

Tableau 5.13 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % –cas3

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Vers l'amont			Vers l'aval		
	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)	Cas1-cas3 (20°)	Cas1-cas3 (40°)	Cas1-cas3 (60°)
A	-0.41	-0.4	1.22	-0.81	-0.4	-0.4
B	-3.75	-3.37	27.84	-3.37	-2.95	-1.68
C	31.47	30.45	21.82	31.97	31.94	-9.64
D	10.88	10.2	7.48	10.88	10.88	6.12
E	1	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
F	2.25	2.25	1.5	2.25	1.5	0.75
G	15.92	15.28	10.82	14.01	9.55	1.27
H	28.35	27.83	20.1	23.19	-7.6	-6.18
I	28.63	30.39	21.58	-4.4	-5.28	-3.08
j	0.41	4.56	9.12	-1.24	-1.24	-0.82

9.3.4 Interprétation des résultats

Les remarques importantes issues de cette modélisation sont les suivantes :

- Les points qui ont montré des changements significatifs en termes de pressions interstitielles et de charges hydrauliques en fonction de l'angle d'inclinaison sont les points « C, G, H et I ». Une augmentation des pressions interstitielles et des charges hydrauliques a été observée dans ces points, que ce soit vers l'amont ou vers l'aval.

- une augmentation important des pressions interstitielles et des charges hydrauliques lorsque l'angle d'inclinaison atteint 60° , dans les points situés en aval du barrage, notamment en dessous de celui-ci.
- les pressions interstitielles et les charges hydrauliques en dessous du barrage sont plus élevées lorsque le rideau est incliné vers l'aval que lorsqu'il est incliné vers l'amont.
- Par rapport au cas 1, le taux de réduction le plus élevé est observé dans le cas où l'angle d'inclinaison est de 20° .

Les résultats obtenus dans cette étude ont permis de mettre en évidence l'importance de l'angle d'inclinaison du rideau d'injection dans la conception et la sécurité des barrages. En effet, l'analyse des gradients hydraulique, des pressions interstitielles et des charges hydrauliques a clairement montré que l'angle d'inclinaison optimale est de 20° vers l'amont. Cette configuration permet de limiter efficacement les infiltrations d'eau à travers le rideau, tout en réduisant les gradients hydrauliques et les pressions interstitielles.

9.4 Cas 4 : Barrage avec des positions de rideau d'injection différentes « en amont, central et en aval »

Dans les cas précédents, des analyses préalables ont été effectuées pour étudier l'influence du rideau d'injection sous le barrage. Ces résultats ("rideau d'injection verticale de 120m de profondeur ", "rideau d'injection de angle d'inclinaison 20° ") ont dans ce cas (cas4) été utilisés pour analyser l'influence du changement de position du rideau d'injection sur le comportement hydraulique du barrage en fonction des évolutions des gradients hydraulique, des pressions interstitiel et des charges hydraulique. Pour cela, trois positions différentes ont été testées : « en amont, au milieu et en aval », la figure suivant présente ces positions :

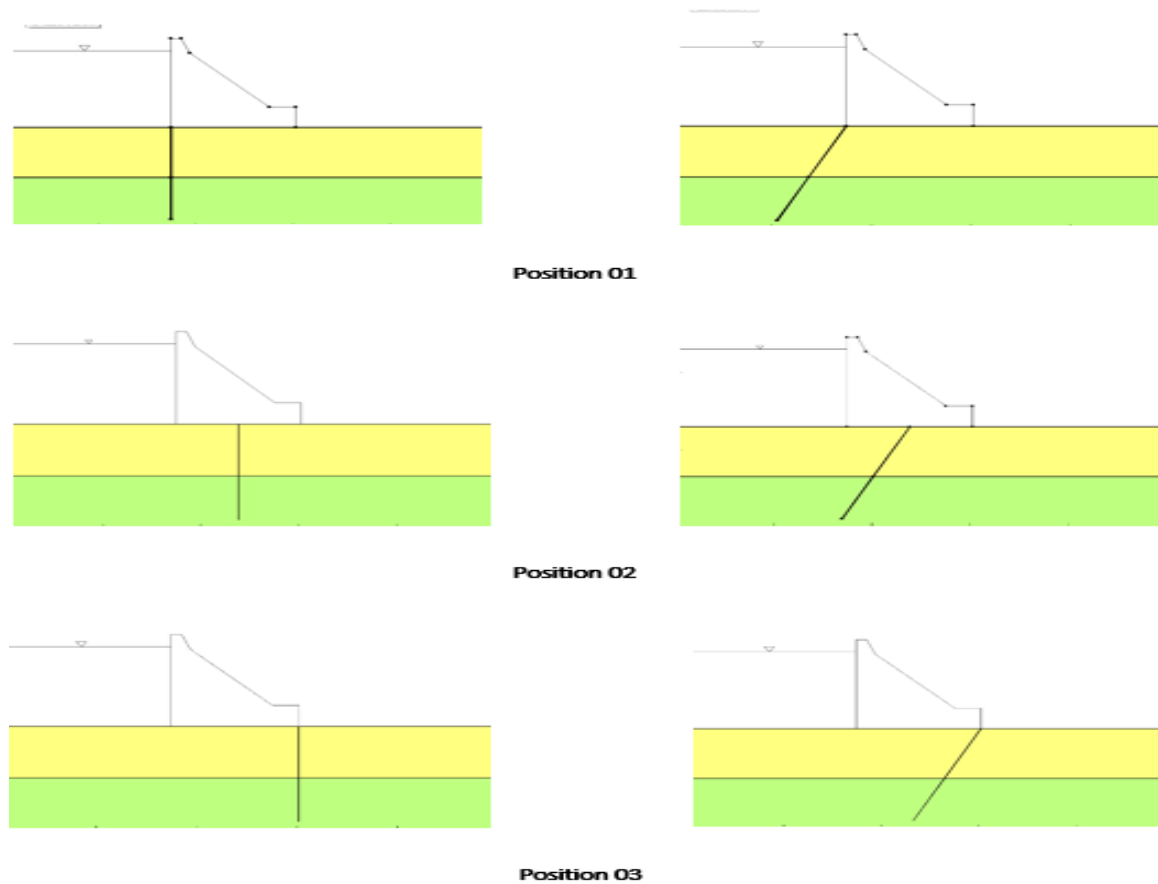


Figure 5.49 : Différentes positions du rideau d'injection.

9.4.1 Évolution des gradients hydrauliques

Les figures 5.50 à 5.55 présentent les résultats relatifs aux variations globales des gradients hydrauliques pour chaque position du rideau.

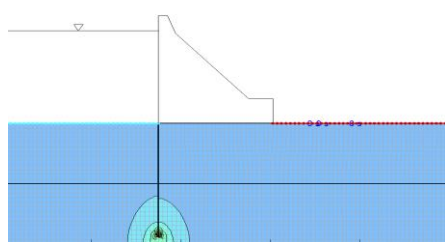


Figure 5.50 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection vertical –position1

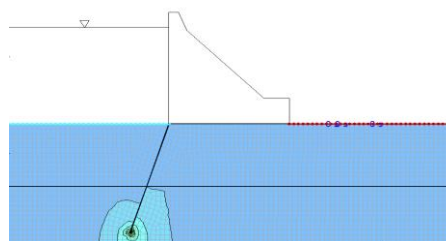


Figure 5.51 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position1

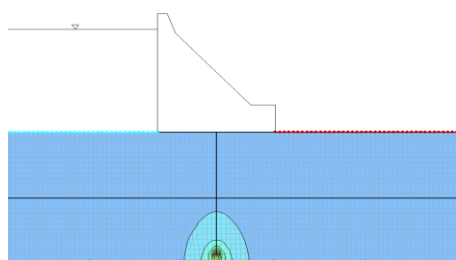


Figure 5.52 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection vertical –position2

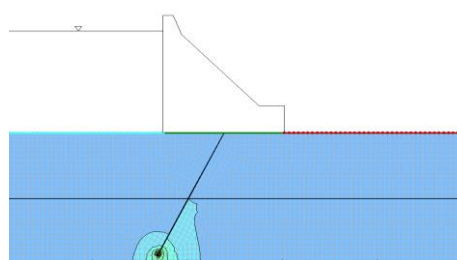


Figure 5.53 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position2

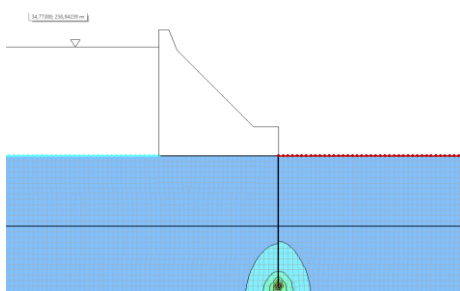


Figure 5.54 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideaux d'injection vertical –position3

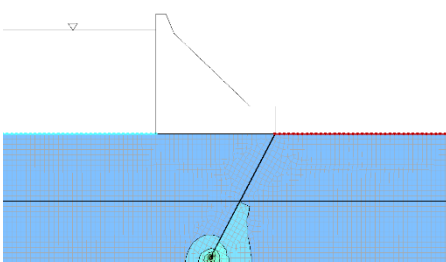


Figure 5.55 : Variation du gradient hydraulique global Avec rideau d'injection incliné –position3

Le tableau 5.14 présente les valeurs des gradients hydrauliques au niveau des 10 points de référence pour chaque modélisation des positions du rideau « incliné et vertical ».

Tableau 5.14 : Variation du gradient hydraulique global –cas4

Points de référence	Gradients hydrauliques						
	Cas1	Cas4					
		Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
		Position 01	Position 02	Position 03	Position 01	Position 02	Position 03
A	0.049	0.012	0.005	0.004	0.019	0.009	0.005
B	0.314	0.029	0.024	0.023	0.015	0.022	0.012
C	0.627	0.028	0.021	0.036	0.034	0.037	0.019
D	0.522	0.036	0.033	0.032	0.033	0.033	0.039
E	0.05	0.004	0.005	0.011	0.003	0.004	0.006
F	0.079	0.008	0.021	0.055	0.005	0.008	0.02
G	0.395	0.063	0.207	0.647	0.035	0.073	0.256
H	0.497	0.284	0.585	0.167	0.098	0.354	0.437
I	0.307	0.438	0.113	0.041	0.456	0.382	0.095
J	0.089	0.067	0.019	0.009	0.23	0.055	0.016

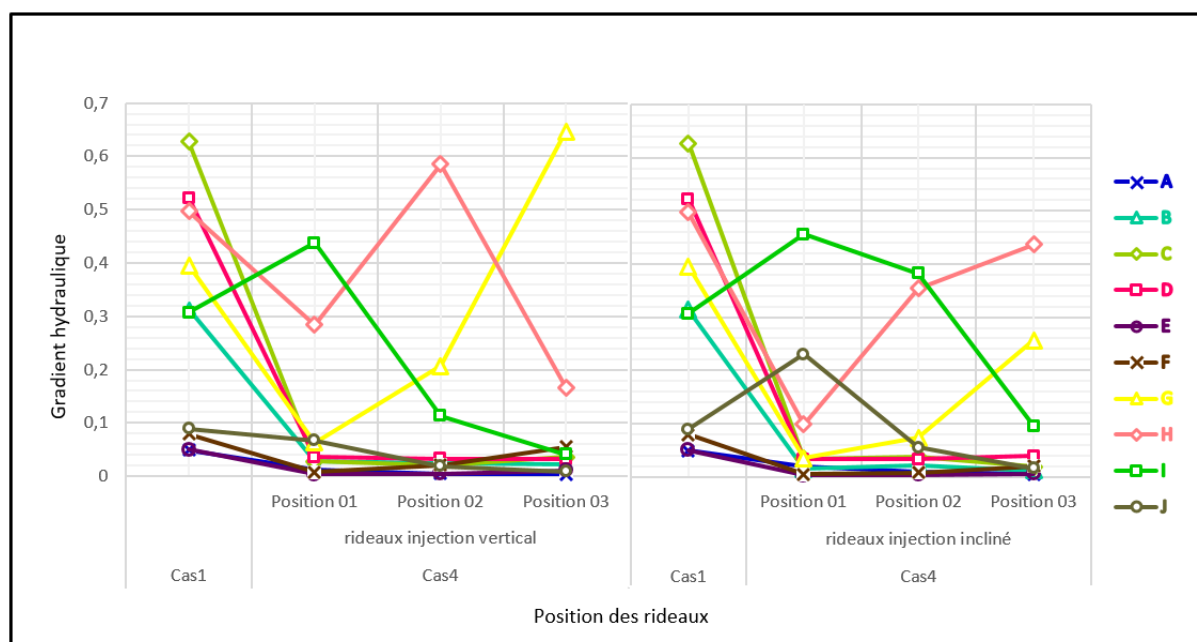


Figure 5.56 : Courbes variation du gradient hydraulique global –cas4

Le tableau 5.15 indique les pourcentages de variation de taux de réduction des gradients hydrauliques au niveau des fondations du barrage pour chaque position de rideau « incliné et vertical », par rapport au cas 1.

Tableau 5.15 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas4

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
	Cas1-Position 01	Cas1-Position 02	Cas1-Position 03	Cas1-Position 01	Cas1-Position 02	Cas1-Position 03
A	75.5	89.8	91.8	61.2	81.6	89.7
B	9	22.3	92.6	95.2	93	96.1
C	95.5	96.6	94.2	94.5	94	96.9
D	93.1	93.6	93.8	93.6	93.6	92.5
E	92	9	78	94	92	88
F	89.8	73.4	30.3	93.6	89.8	92.4
G	84	47.5	-63.7	91.1	81.5	35.1
H	42.8	-17.7	66.4	80.2	28.7	12
I	-42.6	63.1	86.6	-48.5	-24.4	69
J	24.7	78.6	98.9	-158.4	38.2	82

9.4.2 Évolution des pressions interstitielles

L'évolution des pressions interstitielles a été examinée en fonction de la variation de position du rideau au niveau des fondations du barrage. Les figures 5.57 à 5.62 présentent les champs de variation de la pression interstitielle dans les fondations du barrage.

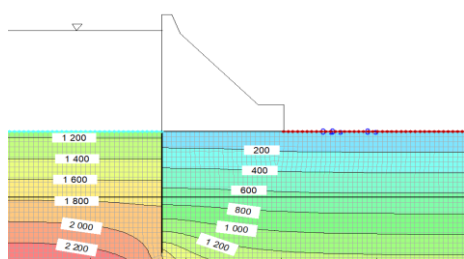


Figure 5.57 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection vertical – position1

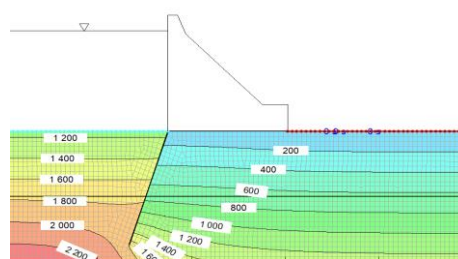


Figure 5.58 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné – position1

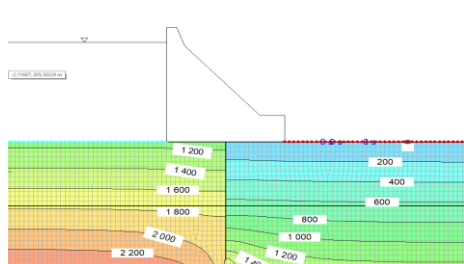


Figure 5.59 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection vertical – position2

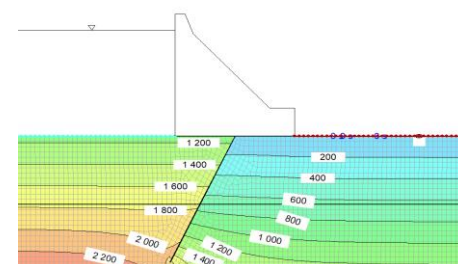


Figure 5.60 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné – position2

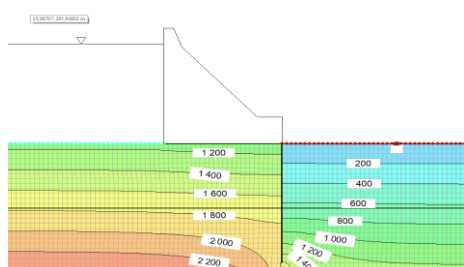


Figure 5.61 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideaux d'injection vertical – position3

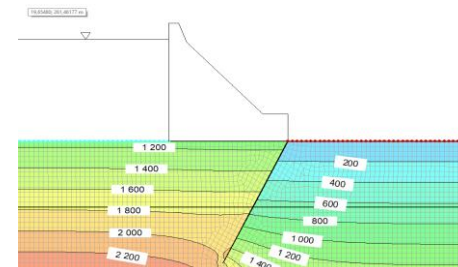


Figure 5.62 : Variation des pressions d'eau interstitielles globale Avec rideau d'injection incliné – position3

Le tableau 5.16 synthétise les résultats analytiques de la pression interstitielle d'eau au niveau de 10 points dans les fondations pour chaque position de modélisation.

Tableau 5.16 : Variations des pressions interstitielles -cas 4

Points de référence	Pressions interstitielles (Kpa)						
	Cas1	Cas4					
		Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
	Position 01	Position 02	Position 03	Position 01	Position 02	Position 03	
A	1419.73	1431.28	1433.11	1432.6	1427.14	1431.11	1432.4
B	1344.67	1426.46	1427.63	1427.18	1431.39	1427.34	1427.51
C	950.38	331.05	1412.34	1399.84	330.31	356.47	1408.12
D	465	305.19	303.22	303.16	304.61	303.78	323.01
E	305.37	292.47	292.83	297.49	291.8	293.38	292.56
F	969.96	935.3	940.96	948.76	933.29	934.29	939.92
G	1200.96	961.91	1004.42	1105.46	950.32	962.57	1019
H	1567.8	1046.48	1900.5	1998.91	991.57	1065.49	1933.78
I	1890.84	1942.95	2030.6	2054.73	1122.88	1976.06	2037.15
J	2025.78	2043.76	2062.47	2069.51	2000.26	2052.76	2064.73

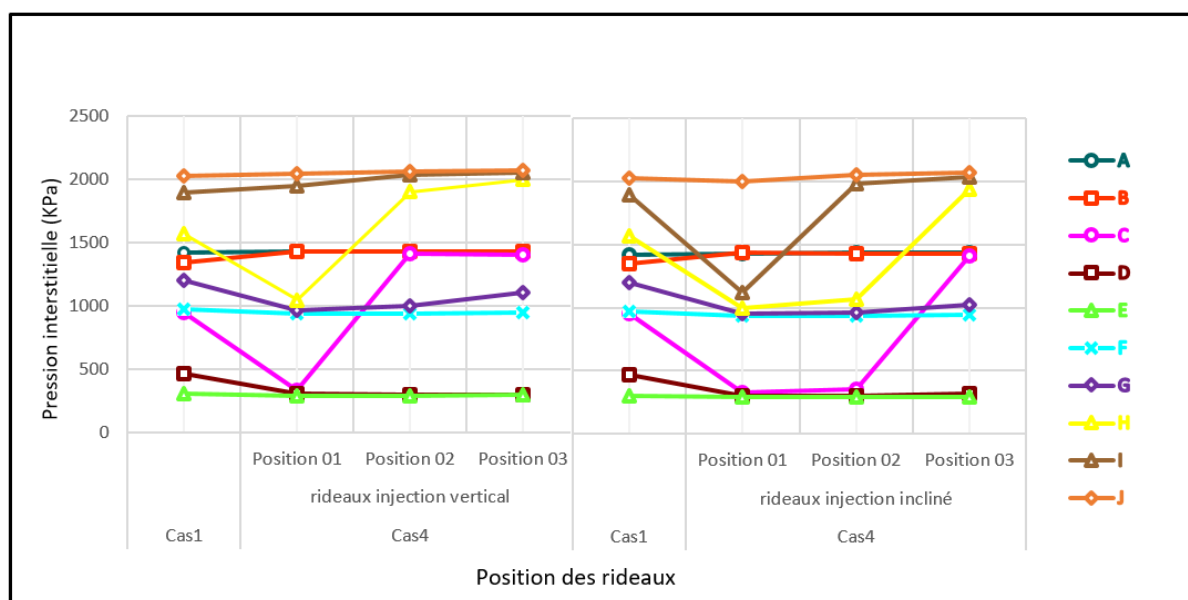


Figure 5.63 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 4

Le tableau 5.17 présente les pourcentages de taux de réduction des pressions interstitielles observés au niveau des fondations du barrage entre le cas 1 (sans rideau d'injection) et chaque position de rideau en cas 4.

Tableau 5.17 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % -cas 4

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
	Cas1- Position 01	Cas1- Position 02	Cas1- Position 03	Cas1- Position 01	Cas1- Position 02	Cas1- Position 03
A	0.8	-0.9	-0.9	-0.5	-0.8	-0.9
B	6	-6.1	-6.1	-6.4	-6.1	-6.1
C	65.1	-48.6	-47.2	65.2	62.5	-48.2
D	34.3	34.8	34.8	34.5	34.8	30.5
E	4.2	4.2	2.6	4.4	3.9	4.2
F	3.5	3	2.1	3.7	3.6	3.8
G	19.9	16.4	8	20.8	19.8	15
H	33.2	-21.2	-27.5	36.7	-25.3	-23.2
I	-2.7	-7.3	-8.6	40.6	-4.5	-7.7
J	-0.9	-1.8	-2.1	1.2	-1.3	-1.9

9.4.3 Évolution des charges hydrauliques.

Les figures de 5.64 à 5.69 illustrent les variations des charges hydrauliques respectivement pour les 3 positions de rideau « vertical et incliné

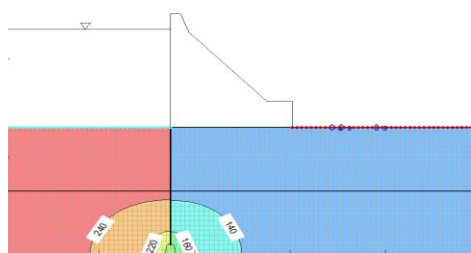


Figure 5.64 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection vertical – position1

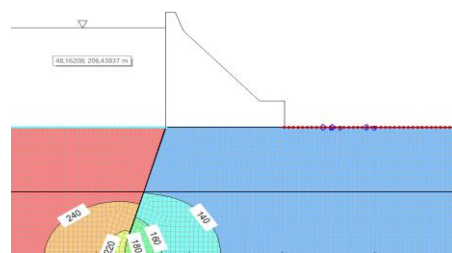


Figure 5.65 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position1

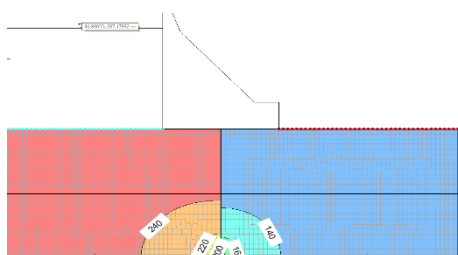


Figure 5.66 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection vertical – position2

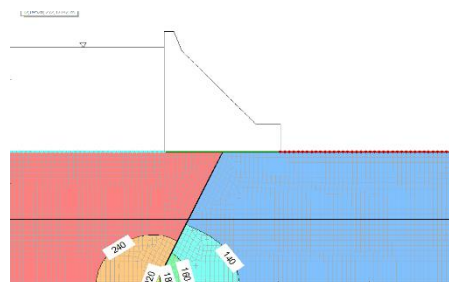


Figure 5.67 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position2

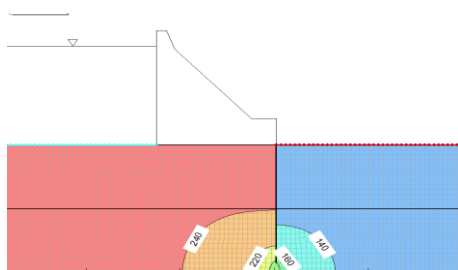


Figure 5.68 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideaux d'injection vertical – position3

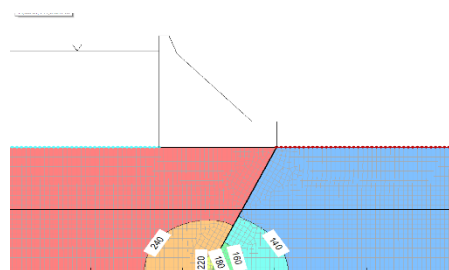


Figure 5.69 : Variation des charges hydrauliques globale Avec rideau d'injection incliné –position3

Le tableau 5.18 récapitule les variations des charges hydrauliques au niveau des points de référence pour chaque position.

Tableau 5.18 : Variations des charges hydrauliques globale –cas4

Points de référence	Charge hydraulique (m)						
	Cas1	Cas4					
		Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
		Position 01	Position 02	Position 03	Position 01	Position 02	Position 03
A	244.83	245.94	246.13	246.18	245.72	246.02	246.15
B	237.2	245.45	245.57	245.63	245.9	245.63	245.64
C	197.19	134.06	244.02	243.16	134.12	133.56	244.05
D	147.63	131.24	131.15	130.91	131.12	131.13	131.3
E	131.41	130.11	130.16	130.33	130.09	130.11	130.18
F	133.9	130.36	130.83	132.03	130.27	130.37	130.83
G	157.46	133.08	137.30	147.70	132.07	133.26	138.96
H	194.87	141.69	228.68	238.64	136.26	143.63	233.5
I	227.78	233.16	242.2	244.34	149.62	235.07	242.76
J	241.56	243.75	245.47	245.85	238.64	244.19	245.58

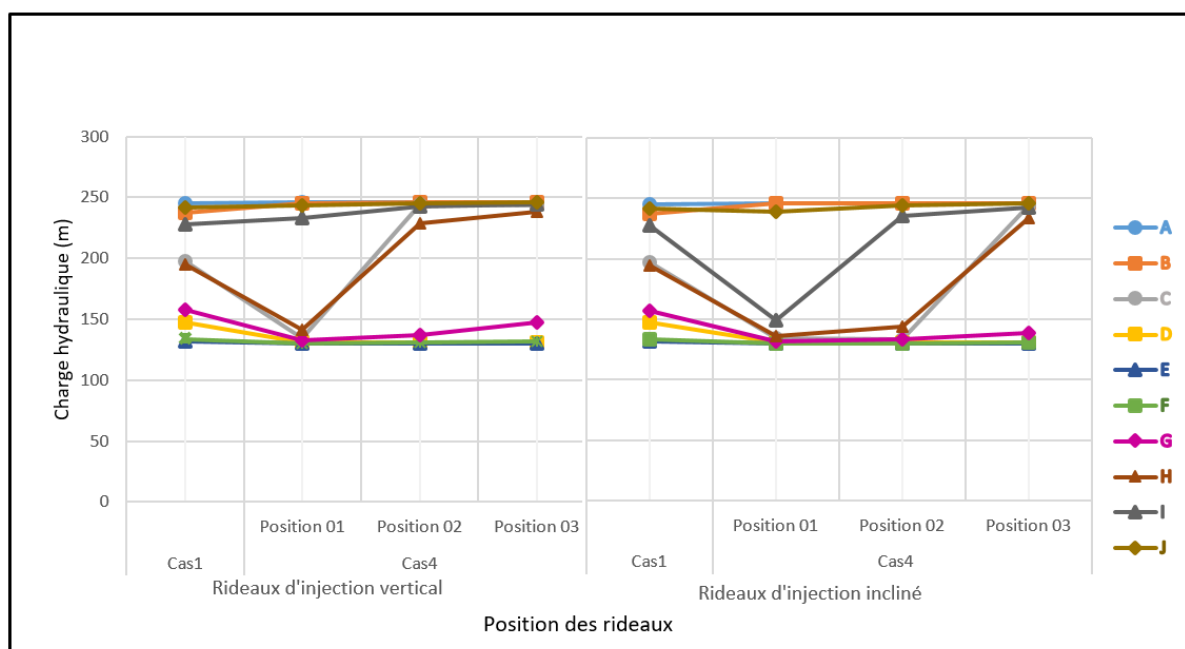


Figure 5.70 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas3

Le tableau 5.19 illustre la comparaison des valeurs des charges hydrauliques entre le cas1 et chaque modélisation du cas4.

Tableau 5.19 : Valeurs du taux de réduction au niveau des points de référence en % –cas4

Points de référence	Taux de réduction (%)					
	Rideaux injection vertical			Rideaux injection incliné		
	Cas1- Position 01	Cas1- Position 02	Cas1- Position 03	Cas1- Position 01	Cas1- Position 02	Cas1- Position 03
A	-0.4	-0.5	-0.5	-0.3	-0.8	-0.8
B	-3.4	-3.3	-3.3	-3.6	-3.3	-3.3
C	32	-23.8	-23.3	31.9	32.4	-23.8
D	11.1	10.8	10.8	11.2	10.8	10.8
E	1	0.7	0.7	0.9	0.7	0.7
F	2.6	2.3	1.5	2.7	2.2	2.2
G	15.5	12.7	6.3	16.1	15.3	12.1
H	27.3	-16.9	-22	30.1	26.6	-19.4
I	-2.3	-6.2	-7.1	3.43	-3	-6.5
J	-0.9	-1.6	-1.6	1	-1	-1.4

9.4.4 Interprétation des résultats

Les résultats de l'étude ont mis en évidence l'influence de la position du rideau sur les paramètres hydrauliques étudiés. En effet, la position 1 a permis une diminution des charges hydrauliques au-dessous de barrage, tandis que la position 3 a entraîné une augmentation significative des pressions interstitielles au-dessous de barrage. Toutefois, la position idéale du rideau varie en fonction des objectifs de traitement spécifiques. Par exemple, si l'objectif est de maîtriser les charges hydrauliques au-dessous de barrage, la position 3 serait plus appropriée. En revanche, si l'objectif est de contrôler les pressions interstitielles, la position 1 serait préférable.

Dans le cas considéré, l'objectif est de minimiser les paramètres hydrauliques au de sous de barrage, et la position optimale est la position 1. Toutefois, le rideau incliné est la solution la plus favorable en termes de sécurité. Malgré cela, son coût élevé et les contraintes de mise en œuvre rendent cette option peu plausible. Par conséquent, étant donné qu'il n'y a pas de grande différence entre les paramètres hydrauliques du rideau incliné et du rideau vertical, la solution la plus valable est d'opter pour un rideau vertical.

9.5 Cas 5 : Barrage avec rideau d'injection vertical de profondeur de 80m en amont et un drain « Optimisation de la profondeur de drain »

L'objectif de cette étude de modélisation est d'analyser l'influence de la projection d'un voile de drainage à l'aval du rideau d'injection. Ce dispositif conceptuel tient compte principalement des gradients de pressions interstitielles et par conséquent ceux des gradients hydrauliques en amont et en aval du voile d'injection.

Le cas de modélisation arrêté pour l'analyse de l'influence de la projection du drainage par rapport à l'injection est celui du cas 2 traité précédemment pour une profondeur du voile d'injection égale à 80 m, soit 2/3 de la hauteur du barrage. Ce choix est motivé, particulièrement, par les taux de réduction des paramètres d'écoulement (pressions interstitielle et gradient hydraulique) enregistrés aux points C et h, soit dans la zone immédiate à l'aval du voile d'injection.

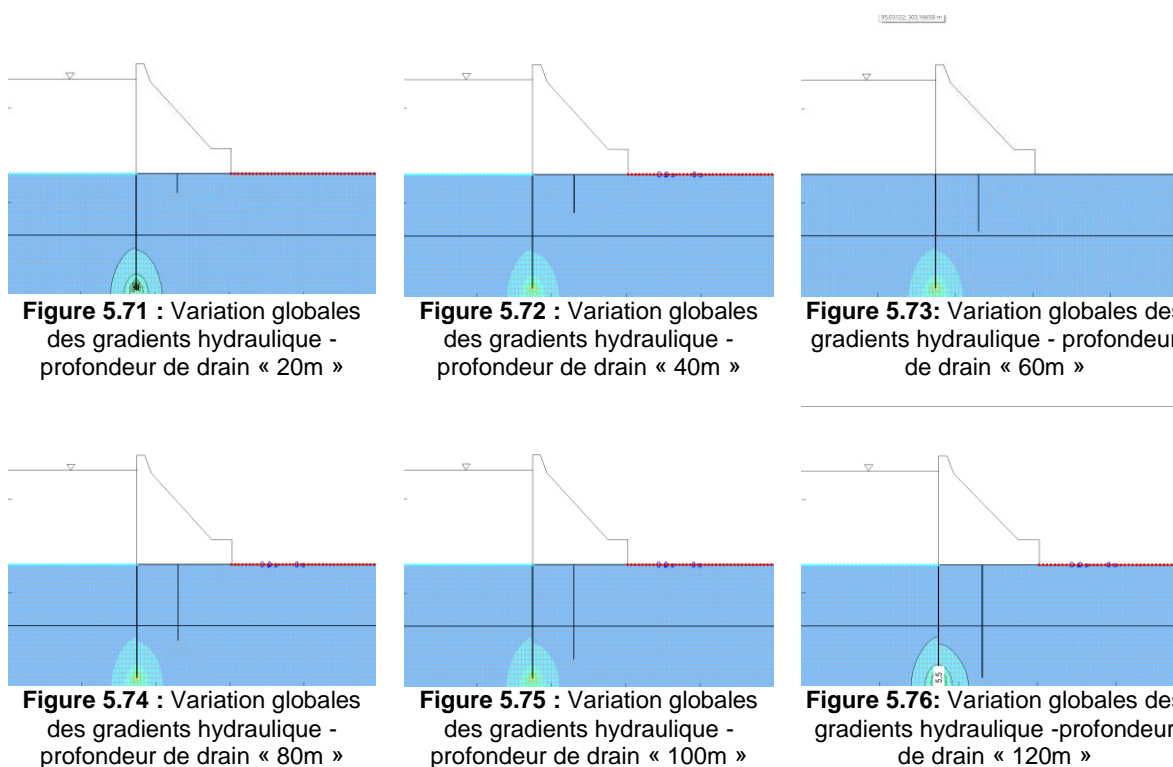
- Taux de réduction de la pression interstitielle entre les points B et C de 72,24%

- La profondeur du voile d'injection égale à 80 m, profondeur à partir de laquelle les seuils de gradients critiques aux points B et C sont respectés.

Pour le voile de drainage situé à l'aval du rideau d'injection, six profondeurs du drainage différentes ont été testées : 20m, 40m, 60m, 80m, 100m et 120m. L'objectif est de déterminer les profondeurs optimales pour le drain, en prenant en compte les gradients hydrauliques, les pressions interstitielles et les charges hydrauliques du barrage.

9.5.1 Évolution des gradients hydrauliques

Les figures de 5.71 à 5.76 présentent les résultats de chaque modélisation avec profondeur de drain différente, en ce qui concerne les variations globales des gradients hydrauliques.



Dans le tableau 5.20, les valeurs des gradients hydrauliques au niveau des points de référence sont données pour chaque profondeur de drain modélisée.

Tableau 5.20 : Variation du gradient hydraulique global –cas5

Points de référence	X(m)	Y(m)	Gradients hydrauliques						
			Cas 2 (80m)	Cas 5 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	0.024	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
B	144.57	100.06	0.08	0.029	0.029	0.03	0.03	0.03	0.03
C	224.02	100.27	0.078	0.029	0.025	0.028	0.028	0.028	0.028
D	306.28	100.22	0.087	0.037	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
E	415.88	100.28	0.09	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
F	425	35	0.01	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008
G	305	35	0.123	0.063	0.066	0.063	0.065	0.066	0.063
H	225	35	0.481	0.284	0.286	0.279	0.28	0.282	0.274
I	145	35	0.760	0.438	0.435	0.442	0.435	0.441	0.443
j	60	35	0.113	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066

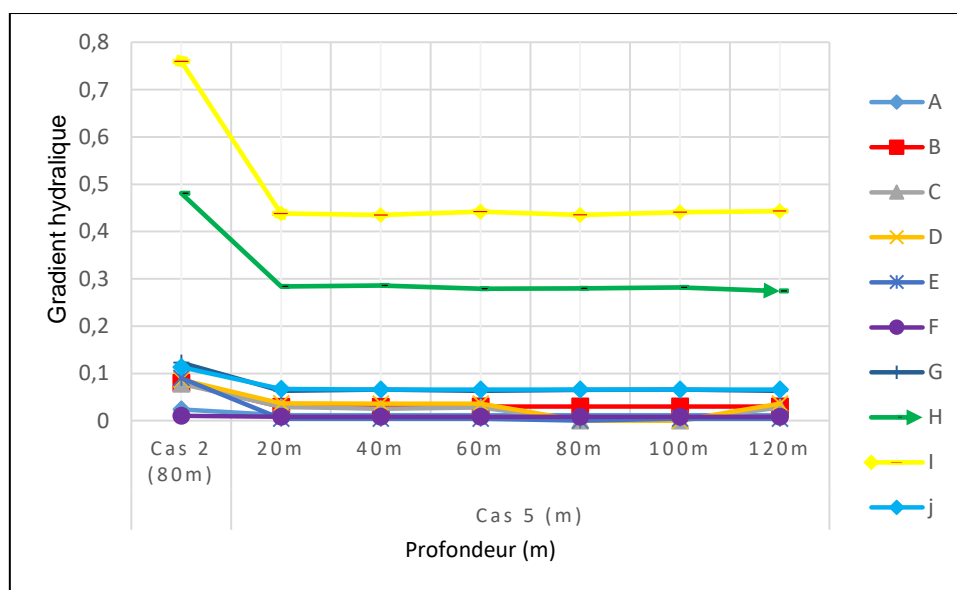


Figure 5.77 : Courbes de la variation du gradient hydraulique global –cas5

9.5.2 Évolution des pressions interstitielles

Cette analyse a également examiné l'évolution des pressions interstitielles dans les fondations du barrage en fonction de la profondeur du drain. Les figures 5.78 à 5.83 présentent les champs de variation de la pression interstitielle dans les fondations du barrage.

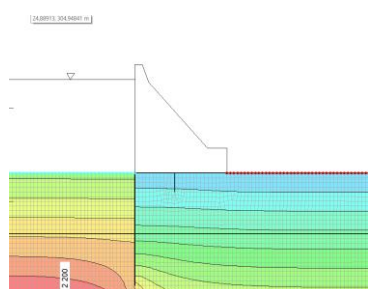


Figure 5.78 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (20m)

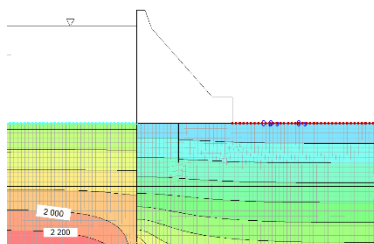


Figure 5.79 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (40m)

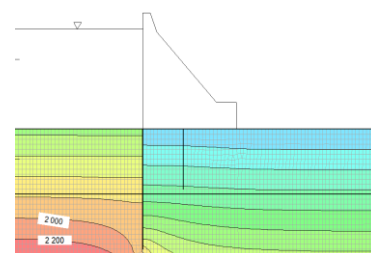


Figure 5.80 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (60m)

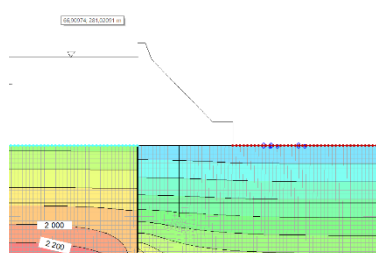


Figure 5.81 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (80m)

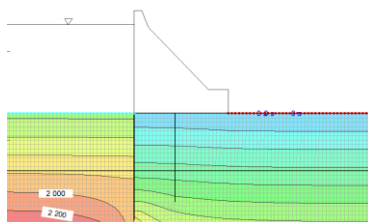


Figure 5.82 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (100m)

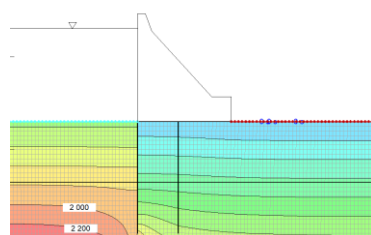


Figure 5.83 : Variation globales des pressions d'eau interstitielles-cas5 (120m)

Le tableau 5.22 regroupe les résultats analytiques de la pression interstitielle de l'eau obtenus pour chaque cas de modélisation au niveau de 10 points situés dans la fondation.

Tableau 5.21 : Variations des pressions interstitielles -cas 5

Points de référence	X(m)	Y(m)	Pression interstitielle (Kpa)						
			Cas 2 (80m)	Cas 5 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	1427.5	1431.28	1431.3	1431.28	1431.27	1431.28	1431.24
B	144.57	100.06	1412.85	1426.46	1426.51	1426.54	1426.65	1426.4	1426.36
C	224.02	100.27	392.2	351.19	346.42	333.86	334.3	334.9	335.34
D	306.28	100.22	322.52	301.75	307.61	304.18	306.39	306.4	306.54
E	415.88	100.28	293.95	292.02	292.42	293.22	295.32	295.4	295.31
F	425	35	939.69	935.3	935.37	935.29	935.29	935.34	935.3
G	305	35	995.55	961.95	962.92	961.92	960.5	959.56	958.35
H	225	35	1158.07	1046.45	1051.33	1046.32	1050.98	1042.56	1030.18
I	145	35	1817.93	1942.94	1943.71	1942.65	1942.51	1942.2	1941.26
J	60	35	2027.17	2043.76	2046.88	2046.63	2046.5	2046.08	2046.29

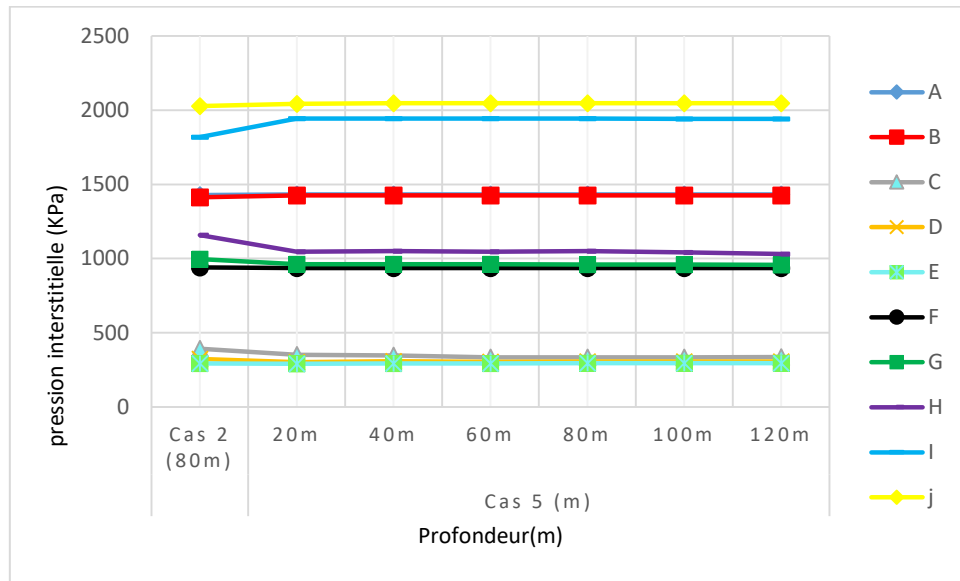


Figure 5.84 : Courbes de la variation des pressions d'eau interstitielles -cas 5

9.5.3 Évolution des charges hydrauliques.

Les figures de 5.85 à 5.90 illustrent les variations des charges hydrauliques respectivement pour les six profondeurs de drain.

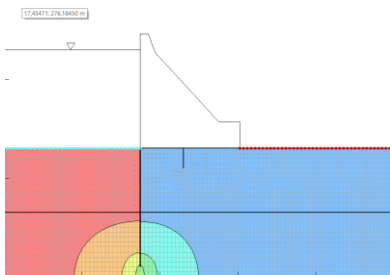


Figure 5.85 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 20(m)

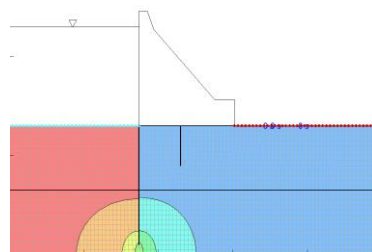


Figure 5.86 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 40(m)

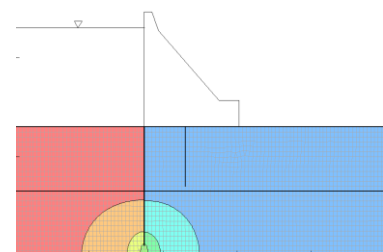


Figure 5.87 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 60(m)

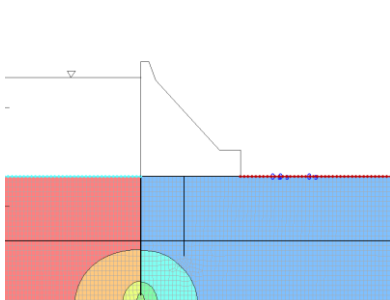


Figure 5.88 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 80(m)

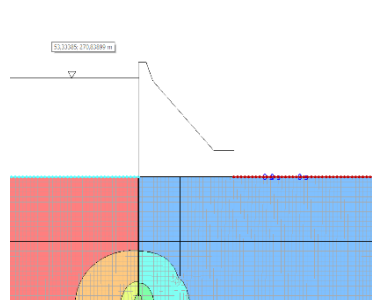


Figure 5.89 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 100(m)

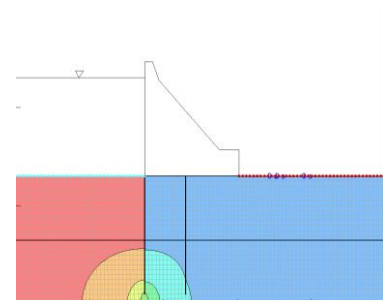


Figure 5.90 : Variation globales des charges hydrauliques -cas5 120(m)

Le tableau 5.24 récapitule les variations des charges hydrauliques au niveau des points de référence pour chaque profondeur.

Tableau 5.22 : Variations des charges hydrauliques globale –cas5

Points de référence	X(m)	Y(m)	Charge hydraulique (m)						
			Cas 2 (80m)	Cas 5 (m)					
				20	40	60	80	100	120
A	59.85	100.06	246.56	245.49	245.94	245.94	245.94	245.94	245.94
B	144.57	100.06	244.06	245.45	245.45	245.45	245.45	245.45	245.45
C	224.02	100.27	140.29	134.05	135.32	134.04	134.33	134.2	134.19
D	306.28	100.22	133	131.29	131.29	131.29	131.29	131.29	131.29
E	415.88	100.28	130.26	130.11	130.11	130.11	130.11	130.11	130.11
F	425	35	130.8	130.36	130.37	130.37	130.38	130.36	130.37
G	305	35	136.5	133.07	133.17	133.07	133.07	132.97	132.76
H	225	35	153.07	141.69	142.19	141.68	140.26	140.15	140.05
I	145	35	220.53	233.16	233.24	233.16	235.31	233.24	233
J	60	35	241.79	243.75	243.76	243.74	243.73	243.72	243.72

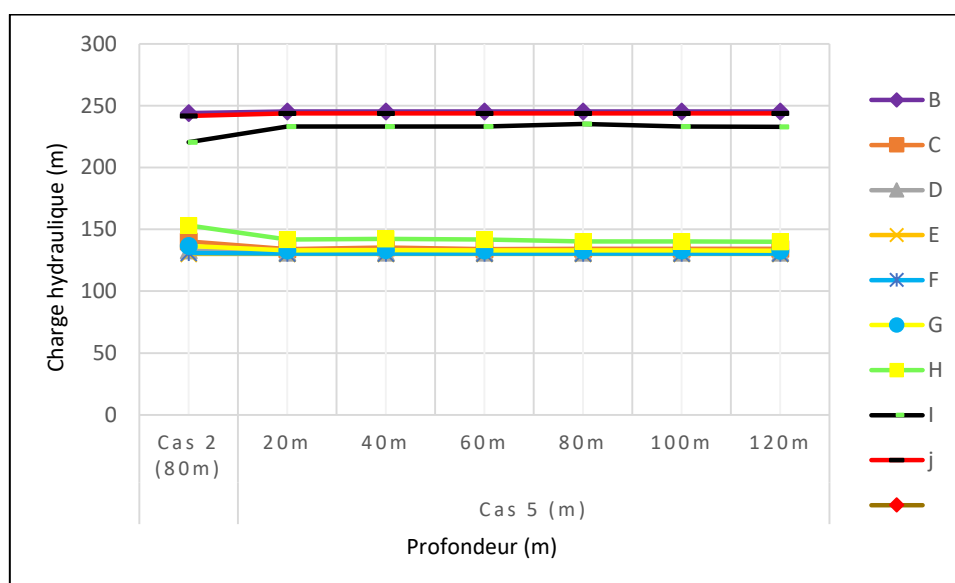


Figure 5.91 : Courbes de la variation des charges hydrauliques globales –cas5

9.5.4 Analyse de l'influence du voile de drainage

L'influence de la conjugaison du voile de drainage avec différentes profondeurs avec le voile d'injection vertical de 80 m de profondeur sera analysée dans la zone aval du drainage, soit au niveau des points D et G et la zone aval du barrage, soit au niveau des points E et F.

a) Zone aval du drainage

La situation des paramètres hydrauliques aux points D et G sans drainage et avec un voile d'injection de 80 m de profondeur est résumée sur le tableau 5.23 :

Tableau 5.23 : Valeurs des paramètres d'écoulement à l'aval du voile de drainage
Cas 2, $P_{\text{voile}}=80\text{m}$

Zone de référence	Pressions interstitielles (Kpa)	Gradients hydrauliques	Charges d'eau (m)
Point D	322.52	0.087	133
Point G	995,55	0.123	136.5

A travers la comparaison des paramètres hydrauliques au niveau de la zone aval du drainage, il ressort que la projection de ce dernier induit les modifications énumérées ci-dessous :

- Une influence peu significative de la profondeur du voile de drainage sur les paramètres d'écoulement
- Les charges d'eau et les pressions interstitielles sont peu influencées dans cette zone par le drainage
- L'influence concerne d'une manière relativement significative les gradients hydrauliques. En effet, la projection d'un voile de drainage induit des réductions aux points G et D respectivement de 28% et 58%.

b) Zone aval du barrage

La situation des paramètres hydrauliques aux points E et F sans drainage et avec un voile d'injection de 80 m de profondeur est résumée sur le tableau 5.24 :

Tableau 5.24 : Valeurs des paramètres d'écoulement à l'aval du barrage
Cas 2, $P_{\text{voile}}=80\text{m}$

Zone de référence	Pressions interstitielles (Kpa)	Gradients hydrauliques	Charges d'eau (m)
Point E	295.32	0.09	130.26
Point F	935.29	0.01	130.80

A travers la comparaison des paramètres hydrauliques au niveau de la zone aval du barrage, il ressort que la projection de ce dernier induit les modifications énumérées ci-dessous :

- Une influence peu significative de la profondeur du voile de drainage sur les paramètres d'écoulement
- Une réduction considérable des gradients hydrauliques est enregistrée (91-95%) dans la zone aval du barrage écartant tout risque d'érosion des sols de fondations.

10. Conclusion

La sécurité des barrages concerne plusieurs zones, le corps du barrage, ses fondations et son environnement immédiat. Le contrôle des infiltrations est l'une des plus importantes missions de la conception des fondations car il affecte la stabilité du barrage. Parmi les nombreux critères de choix du type des barrages, celui relatif à la géologie du site et du type de fondations occupe une part importante dans les décisions de sélection. Les sols de fondations des barrages ne possèdent pas souvent les caractéristiques mécaniques et hydrauliques requises pour la conception et la réalisation des ouvrages, notamment lorsqu'il s'agit de structures massives. Les fondations de ce type de barrage nécessitent, dans la plus des cas, des procédés de traitement afin d'améliorer leurs caractéristiques.

Tout l'intérêt est à accorder à l'analyse des différentes variantes de traitement des fondations en relation avec les infiltrations développées, les types de fondations et avec l'importance de l'ouvrage de mobilisation. L'utilisation de la modélisation numérique est indispensable pour optimiser tous ces paramètres au moyen d'une analyse paramétrée.

De multiples corrélations entre les paramètres d'influence ont été produites dans l'objectif d'une analyse comparative permettant d'évaluer, d'une part, le poids d'influence de chaque paramètre sur la performance des procédés de traitement des fondations, et d'optimiser, à travers une analyse multicritère, les paramètres conceptuels de ces procédés d'autre part.

Quatre axes ont été développés dans la présente étude à savoir :

- Mise en évidence de l'efficacité des différents modes de traitement
- Analyse d'optimisation des modes de traitement des fondations de barrages
- Analyse multicritère sur les paramètres d'influence relatifs à la performance des procédés de traitement
- Optimisation conceptuelle des rideaux d'injection et de drainage.

Tenant compte des multiples interactions de conjugaison des procédés d'injection et de drainage au niveau des fondations des barrages BCR, des aspects liés aux difficultés techniques et aux coûts onéreux et enfin des enjeux sécuritaires, la recherche de procédés efficace et rationnels est un exercice très difficile et qui, à nos jours, nécessite encore des avancés et développements scientifiques rigoureux.

Conclusion générale

Les conditions géologiques à l'endroit d'un site de barrage constituent un facteur important sans être nécessairement le seul pour décider du type de barrage à construire. Les conditions géologiques de la fondation peuvent empêcher le choix d'un certain type de barrages.

Si pour la structure des barrages poids, les aspects de résistance et de comportement sont relativement maîtrisés, la problématique est d'un tout autre ordre pour les fondations du barrage. Les incertitudes sur les matériaux sont importantes, incertitudes qui augmentent par la présence des gradients hydrauliques susceptibles de modifier les propriétés des matériaux. En outre, chaque fondation est unique, avec des propriétés mécaniques propres. Il est donc difficile de fixer des règles rigides applicables aux fondations des barrages et, de ce fait, le jugement de l'expert devra rester la base des justifications.

Le travail engagé dans le cadre du présent mémoire s'est focalisé sur de multiples objectifs liés essentiellement aux aspects ci-dessous :

- La consolidation de la généralisation des barrages de type poids en BCR en vue des énormes avantages qu'ils offrent,
- Une exploration des conditions géologiques en fondations de ce type de barrage en matière de leur adaptabilité, notamment en ce qui concerne leur résistance mécanique,
- Une analyse multicritère relative aux modes de traitement des fondations recevant des barrages poids en BCR débouchant sur une étude paramétrée en relation avec les paramètres d'influence sur la performance de ces modes à savoir l'injection et le drainage.

La modélisation numérique élaborée, très dense, par le biais de deux codes de calcul, ANSYS pour le volet mécanique et Géostudio pour le volet hydraulique a été d'une grande contribution aussi bien pour la compréhension des phénomènes liés au comportement des fondations du barrage Béni Haroun que pour les analyses d'optimisation des critères conceptuels et décisionnels.

En guise de synthèse, et à travers les résultats de ce modeste travail, nos conclusions se résument en ce qui suit :

Comportement mécanique des fondations

- Les déplacements calculés sont proportionnels à la profondeur avec des valeurs maximales enregistrées au dessous de la partie centrale du barrage,
- Les valeurs des modules de déformations influent considérablement les déplacements, ce qui témoigne de l'importance des conditions géologiques en fondations sur le choix du type de barrage,
- Les valeurs de contraintes calculées sont en adéquation avec celles des déplacements, Le tassement global du barrage est de 0.97 m.
- Les contraintes maximale au-dessous du corps du barrage sont maximales à l'amont, indépendamment des valeurs du module de déformations des fondations. Cette situation est provoquée par l'influence des charges communiquées aux fondations dans des zones de rigidités différentes du barrage. Dans le futur, l'influence du remplissage du lac devait être analysée
- Des déplacements relativement élevés ont été enregistrés (jusqu'à 2.6 m) pour des sols de fondations de qualité mécanique médiocre.

Comportement hydraulique des fondations

Les injections dans les barrages sont des processus à la fois complexes et coûteux. De multiples paramètres influencent l'efficacité et la performance des rideaux d'injection. Parmi ces paramètres, on distingue la profondeur, la position, le nombre, l'inclinaison et l'espacement des rideaux. L'utilisation de la modélisation numérique est indispensable pour optimiser ces

paramètres au moyen d'une analyse paramétrée. Cette analyse se devait de considérer l'évolution des pressions interstitielles, des charges d'eau et des gradients hydrauliques en fonction des variations des procédés d'injection.

- La profondeur du rideau d'injection influe énormément l'évolution des pressions interstitielles. La profondeur efficace est celle égale à la hauteur du barrage. En combinant le critère coût à celui de l'efficacité, la profondeur optimisée serait de l'ordre de deux tiers la hauteur du barrage.
- L'orientation du rideau d'injection vers l'amont avec un angle d'environ 20° a induit des performances appréciables pour la maîtrise des paramètres d'écoulement.
- En ce qui concerne la position du rideau, l'optimisation de la position amont ou aval est étroitement liée aux paramètres à maîtriser. Chaque position dépendra de la vulnérabilité respective des sols de fondations en matière de débit de fuite ou d'érosion mécanique et ainsi de la hiérarchisation des critères sécuritaires décisionnels.
- L'optimisation de ces paramètres d'influence a permis en seconde étape de conjuguer le rideau d'injection au drainage. Deux zones d'analyse ont été définies (aval du drain et aval du barrage). Pour la zone aval du rideau de drainage, une influence peu significative de la profondeur du voile de drainage sur les paramètres d'écoulement a été constatée. L'influence concerne d'une manière relativement significative les gradients hydrauliques. En effet, la projection d'un voile de drainage induit des réductions significatives de ce paramètre allant jusqu'à 58%. Pour la zone aval du barrage, une influence peu significative de la profondeur du voile de drainage sur les paramètres d'écoulement a été enregistrée par contre, une réduction considérable des gradients hydrauliques est enregistrée (91-95%) écartant tout risque d'érosion des sols de fondations.

Enfin, et à l'issue de l'achèvement de ce mémoire, il est nécessaire de souligner l'importance de l'investigation sur les fondations des barrages, notamment de type poids, la nécessité du retour d'expérience sur les cas rencontrés, les pathologies constatées et les incidents et ruptures enregistrés et qui sont en relation avec des contraintes d'ordre géologique et de caractérisation des fondations des barrages.

Soumis à des contraintes de besoins d'eau dans différents secteurs, l'homme continuera à concevoir et réaliser des barrages, continuera à rencontrer des sols et matériaux non explorés auparavant et par voie de conséquence, ce domaine continuera, sans cesse, à motiver des développements techniques et scientifiques.

Références bibliographiques

- [1] Schleiss, A.J. et Pougatsch, H. "Les barrages- Du projet à la mise en service", Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2011. P1-714. Vol. 17.
- [4] Université de Batna II. « Différents types de barrages et choix du profil type », Cours Ouvrages hydrauliques.P1-7.
- [5] Becue, J. et al. "Choix du site et du type de barrage".P18-21
- [6] Rhouzlane, Pr. et Aboulhassane. "Conception des barrages", Polycopié, Ecol Hassania des travaux publics, 2014.
- [7] Lino, M. (2016). "Nouvelles tendances de conception et construction des barrages en BCR",Comité français des barrages et réservoirs.
- [8] Frederic, V. (2015). "Divers types de barrages".
- [9] Dr Lehbab et Boukezzi, Z. Polycopié Les barrages en remblai de terre. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.
- [10] Baghzim, H. "Etude numirique de la conception des barrages en terre," ,Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider, Département de hydraulique, Biskra, 2015.
- [11] lavalloneet, F et al. "Concrete Sika RCC Dams Handbook", Sika Services AG Tüffenwies 16 CH-8048, 2019.
- [12] Mihoubi, M.K.(2001). "Integration la technique du beton compacte au rouleau dans la construction des barrages type poids", Séminaire international sur les petits barrages dans le monde méditerranéen ,Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.
- [13] Zenagui, S. "L'utilisation du BCR pour la conception des petits barrages", Mémoire de Master, Universite Abou Bekr Belkaid, Département d'hydraulique, Tlemcen, 2016.
- [14] G. DEGOUTTE. "Petits barrages recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi", Comagref, Comité des français des grands barrages, 2002.
- [16] Ndiaye, D. et Sall, A. "Conception, formulation et mise en œuvre d'un béton compacte au rouleau (BCR) comme revêtement déchaussées ", Mémoire de Master, Université cheikh anta diop de dakar, 2007.
- [17] Bendimerad, A.Z. " Comportement des barrages en BCv et en BCR « Etude comparative »", Mémoire de Master, Université Abou Bakr Belkaid, département de génie civil, Tlemcen, 2012.

- [18] Mihoubi, M. k. et al. "Intégration des techniques innovantes dans la construction de petits barrages", Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique BP 31 Blida, Laboratoire de Recherches des Sciences de l'Eau "LRS-EAU" (E.N. Polytechnique), p67–78.
- [19] Agal, T. "Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la ville de Montréal", Mémoire, Université du Québec, Ecole de technologie supérieure, 2005.
- [20] USDA NRCS. (2011). "Chapter 13: Roller compacted concrete," Part 645 Construction Inspection National Engineering Handbook.
- [21] URS Greiner Woodward Clyde, "Roller-compacted concrete quality control manual", Portland Cement Association, 2003.
- [22] "chapitre 7-Contrôle de la qualité", Conception et réalisation de revêtements en BCR au Québec, P113–120.
- [23] Durand, J.M. et al. (1998). " La technique du béton compacté au rouleau (BCR) possibilités-Possibilités d'application pour les barrages en Afrique".
- [24] Mihoubi, M. k. "Intégration de la technique du béton compacté aux rouleaux (BCR) dans la réalisation des petits barrages", ENSH-Blida.
- [25] Ouandjeli, A. "Étanchéisation d'un barrage (Barrage de Souk Tleta sur l'Oued de Boug Doura)", Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri, Département de génie civil, Tizi-Ouzou, 2018.
- [26] Mebarki, G. "Étude de l'influence des infiltrations sur la stabilité des barrages : cas du barrage de Taksebt", Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri, Département de génie civil, Tizi-Ouzou, 2016.
- [27] Adoum, K. et Bahi, F. "Contribution à l'étude numérique des drains dans les barrages en terre", Mémoire de Master, Université Larbi Ben M'Hidi, Département d'hydraulique, Oum El Bouaghi, 2013.
- [28] Mouali, L. et Harzouz, S. "Numérique des infiltrations à travers étude expérimentale et simulation les barrages en terre", Mémoire de Master, Université Abderrahmane MIRA, Département d'hydraulique, Bejaia, 2015.
- [29] M. Kamel, "Transport et rétention des particules fines dans les milieux poreux", Thèse de doctorat en science, Université Abdelhamid Ibn Badis, Département de génie civil, Mostaganem, 2020.
- [30] Habitouche, A. "Modélisation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre situé à Magra", Mémoire de Master, Université Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi, Département de génie civil, Bordj Bou-Arredj, 2020.
- [31] Sefrou, W. et Tabet Aouel, Z. "Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages en terre par conjugaison injection – Tapis amont", Mémoire de Master, Université Abou Bakr Belkaid, département de génie civil, Tlemcen, 2016.
- [32] Lino, M. "Techniques de réhabilitation, modélisation des barrages poids", p1-13.

- [33] Douis, M.T. et Bedjouti, M. "Etude des infiltrations des eaux par les berges et le fond des barrages réservoirs en régions arides : Cas du barrage fontaine des gazelles – Biskra -", Mémoire de Master, Université d'El-Oued, Département d'hydraulique, 2017.
- [34] Cunat, P. "Détection et évaluation des fuites à travers les ouvrages hydrauliques en remblai, par analyse de températures reparties, mesurées par fibre optique», Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2012.
- [35] Saidi, D. "La protection des barrages contre le gradient de sortie", Mémoire de Master, Université Mohamed Khider, Département d'hydraulique, Biskra, 2019.
- [36] V. N. Nguyen, "Caractérisation de l'érosion des sols par le jet érosion test", Thèse de doctorat, Ecole centrale des arts et manufactures « Ecole centrale Paris », 2014.
- [37] Amara, N. et Dib, G.C. "Contribution à la conception des barrages en zones sahariennes", Mémoire de Master, Université Abou Bakr Belkaid, département de génie civil, Tlemcen, 2020.
- [38] Nzumotcha Tchoumkam, L. A. « Détection de fuite dans les barrages en remblai par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique: cas de la jonction de deux barrages en remblai ", Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.2010.
- [39] Arslane, R. et Benhadji Serradj, K. "Analyse des paramètres des écoulements dans un barrage en terre", Mémoire de Master, Université Abou Bakr Belkaid, Département d'hydraulique, Tlemcen, 2021.
- [40] Moulay Elboudkhili, A. "Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids", Mémoire de Master, Université Abou Bakr Belkaid, département de génie civil, Tlemcen, 2014.
- [41] Nouaoui, A.E. "Dimensionnement et stabilité d'un petite barrage en béton sur Oued Sidi Ali a Saggana wilaya de Batna", Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf, Département d'hydraulique, Msila, 2016.
- [42] Cote, M."Revue critique sur la nouvelle loi sur la securite des barrages", Memoire de maitrise en sciences appliquees,Canada, 2008.
- [43] Ecole polytechnique federale de Lausanne,"Les barrages", document technique. 2006, laboratoire de construction hydraulique LHC, EPFL.
- [44] Albert, R. et al. (2002). "Justification des barrages poids", Comité Français des Grands Barrages.
- [45] AZOUZ, D. "Etude de stabilité interne d'un barrage rigide (en présences d' un séisme), cas barrage k'sob", Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf, Département d'hydraulique, Msila, 2016.
- [46] Sibille, L.(2018). "Bases de la Géotechnique", Université de Grenoble.
- [47] Berrabah, F. "Etude du comportement des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols marécageux", Mémoire de Master, Université Mohamed Khider, Département d'hydraulique, Biskra, 2010.

- [48] Daoud, A.(2020). "Mécanique des sols (MDS)", Département de Géographie et Aménagement du Territoire.
- [49] "chapitre3-Tassement et consolidation des sols fins". vol.5, p1-12.
- [50] Smail, N. et Rouissat, B.(2022). "Auscultation et surveillance des barrag", Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen.
- [51] A. Carrère, "Dam Engineering. Hydropower & Dams", Publications de la Commission Internationale des Grands Barrages, Revue Française de Géotechnique, La Houille Blanche, 1999.
- [52] M. poupart, "Ruptures de barrages – Analyse statistique", Comité de la sécurité des barrages de la CIGB, Mise à jour du bulletin 99, Symposium AG CFBR, 2000.
- [53] IsL., Barrage de PONT-ROLLAND, avis sur la stabilité du barrage et étude pour un dispositif d'auscultation complémentaire, rapport no 19F-118-RP-1. Janvier 2020, ISL Ingénierie SAS.
- [54] Di biagio E, (2000). "Monitoring of dams and their foundation". XXe congrès CIGB, Rapport général question 78, Beijing, Volume III, P1459 – 1545.
- [55] Royet, P, Hoonakker, M. et al, (2012). Dam monitoring : principles and tools, the monitoring report.
- [56] Tractebel Engineering. (2002). "Barrage de Beni Haroun sur l'oued Kebir". Monographie .Volume 1-Textes.
- [57] Gahlouz M. "Analyse et interprétation des données d'auscultation des barrages par le modèle HST Application au Barrage de Beni-Haroun", Université Mouloud Mammeri, Département de génie civil, Tizi-Ouzou, 2020.
- [58] Doumi, H."Etude comparative des methodes analytiques et numeriques en stabilite des pentes", Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf, Département de génie civil, Msila, 2016.
- [59] Benhamidouche, W. et Bedira, F. "Analyse de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre", Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf, Département de génie civil, Msila, 2018.

Webographie

- [2] <https://www.futura-sciences.com/planete/questions-reponses/energie-renouvelable-barrages-sont-leurs-avantages-leurs-inconvenients-910/>
- [3] <https://1758151.site123.me/ii-les-diff%C3%A9rents-types-de-barrages-et-leur-fonctionnement>
- [15] <https://slideplayer.fr/slide/13320047/>