

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE 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



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages hydrauliques

Par :

ALLEM OUM HANI WAFAA

&

MAROUF HOUDA RANDA

Sujet

**Analyse des paramètres d'influence sur la stabilité des barrages poids
Cas du barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila**

Soutenu publiquement, le / / , devant le jury composé de :

Mr DEBBAL Mohammed Zakaria
Mr BESSEDIK Madani
Mr ROUISSAT Bouchrit
Mme SMAIL Nadia

Président
Examineur
Encadrant
Co-Encadrante

Remerciements

Ce mémoire est l'aboutissement d'un parcours accompli en cinq ans que je n'aurais pas pu réaliser seule.

Je tiens à remercier chaleureusement toute personne ayant eu la bonté et la patience de satisfaire notre curiosité et de nous aider dans notre travail par leurs précieux conseils, réponses et recommandations.

Je remercie ma très chère mère, Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles, Je suis redevable d'une éducation dont je suis fière.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire monsieur BOUCHRIT ROUISSAT. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé ainsi que madame NADIA ROUISSAT.

Je remercie mon petit frère Aman allah qui n'a pas cessé de m'encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu le protège et leur offre la chance et le bonheur, ainsi que mon adorable petite sœur Rawane qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

Je remercie très spécialement ma cousine Kawther, Amina pour son soutien inconditionnel et son encouragement.

Je remercie mes grands-parents, mes cousines, mon oncle et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

Sans oublier mon binôme Wafaa pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, qu'elles voient en ces mots l'expression de ma gratitude pour leur présence, pour leur dévouement et pour l'aide inestimable qu'elles nous ont apportées tout au long de ce parcours. Un petit bout de chemin certes, mais un grand enrichissement.

Houda Randa Marouf

Remerciements

Mes remerciements les plus sincères vont à tous ceux qui d'une manière ou d'autre ont coopéré à l'élaboration de ce travail, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

Particulièrement Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, qui ont consacré leur existence à bâtir la mienne pour leur soutien, patience et soucis d'affection pour tout ce que ils ont fait pour que je puisse arriver à ce stade. Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

Je remercie également vivement mon encadreur monsieur BOUCHRIT ROUISSAT, pour sa disponibilité et ses nombreux encouragements et aussi madame NADIA ROUISSAT.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à nos questions durant nos recherches.

Je remercie mes sœurs, Halima, Asma, Fatima et Malek pour leur soutien durant toutes mes études et leur encouragement.

Je remercie mon petit frère, Mohammed qui a toujours été là pour moi.

Je remercie mes adorables nièces, Tesnim et Besma.

Je remercie mes adorables neveux Racim et Mohammed Yanis que dieux les garde pour nous.

Je remercie tous les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant pour leurs amours et leurs encouragements et pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.

Sans oublier mon binôme Randa qui a été toujours à mes côtés pour son aide et soutenir dans les moments difficiles.

Je remercie enfin l'ensemble des mes proches qui ont supporté (et auront encore certainement à supporter), qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Oum Hani Wafaa Allem

Sommaire

Résumé	I
Abstract	II
الملخص	III
Liste des Figures	IV
Liste des tableaux	VIII
Liste des symboles	XIV
Liste des Abréviations	XVIII
Introduction générale	XIX

Chapitre I: Les barrages et critères de choix

I.Introduction	1
II.Les différents types de barrages	2
II.1. Barrages en béton	2
II.2.Barrages en remblais	3
II.3. Les barrages mobiles	3
III.Matériaux de construction	4
IV.Choix du site du type de barrage	4
IV.1. Conditions topographiques	4
IV.2.Morphologie de la vallée considérée.....	4
IV.3.Données géologiques et géotechniques.....	6
IV.4.Matériaux utilisés	7
IV.5.Risque sismique	8
IV.6.Conditions climatiques.....	8
IV.7.Crues et ouvrages hydrauliques	9
IV.8.Critères économiques	9
IV.7.Conclusion sur le choix de type de barrages	9
V.Avantages et inconvénients des barrages en béton	9
VI.Conclusion	12

Chapitre II: Les barrages poids et critères fondamentaux de conception

I.Introduction	13
II.Avantages et inconvénients des barrages poids	13

III.Critères de conception d'un barrage poids	14
IV.Critères généraux de conception d'un profil poids	15
IV.1. Définition préliminaire du profil d'un barrage poids	15
IV.2. Historique.....	16
V.Choix du type de barrage poids selon le matériau	17
V.1. Le béton conventionnel vibré (BCV)	17
V.2.Le Béton Compacté au Rouleau (BCR)	17
VI.Actions et sollicitations agissant sur les barrages poids	17
VI.1.Les charges permanentes.....	18
VI.2.Les charges variables	18
VI.3. Les charges exceptionnelles.....	18
VI.1.Les charges permanentes.....	19
VI.2.Actions variables.....	21
VI.2.3.Action des sous pressions	23
VI.3. Les charges exceptionnelles.....	25
VII.Critères de conception pour la stabilité d'un barrage poids	26
VII.1.Contraintes normales	26
VII.2. Les Combinaison d'actions.....	26
VIII.Analyse de la stabilité	27
VIII.1. Fruit du parement aval.....	27
VIII.2. Volume du barrage	27
VIII.3. Stabilité interne.....	27
VIII.4. Stabilité interne des barrages poids : équilibre élastique.....	28
VIII.5.Stabilités au glissement	28
VIII.5.3.Amélioration de la sécurité au glissement.....	31
VIII.6.Stabilité au renversement	31
VIII.7. Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	31
VIII.8. Vérification des contraintes.....	32
IX.Paramètres d'influence sur la stabilité	32
IX.1. Injections et drainages.....	32
IX.2. Angle de frottement béton-rocher	32
IX.3.Surface d'application des sous-pressions	34
IX.4. Arrêts de bétonnage.....	35

IX.5.Dispositions constructives en cas de séisme	36
X.Conclusion	37

Chapitre III : Analyse des paramètres d'influence sur la stabilité des barrages poids

I.Introduction	38
II.Présentation du barrage de Béni Haroun	39
II.1. Description de l'aménagement	39
II.2 Principales caractéristiques du barrage	39
II.3. Synthèse des principales caractéristiques du barrage	41
II.4. Objectif de l'aménagement	43
II.5.Séismicité régionale	43
II.6. Plots d'essai d'injection	44
II.7.Géométrie du voile.....	45
III.Analyse paramétrée de la stabilité du barrage	46
III.1. Consistance des analyses	46
III.2. Analyse statique.....	47
III.3 Analyse dynamique	78
IV.Analyse des résultats	110
IV.1. Analyse statique	110
IV.2. Analyse dynamique	116
Conclusion générale	119
Référence bibliographie	121

Résumé

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. En matière de stabilité, ces ouvrages sont souvent vérifiés contre le glissement au niveau du plan de contact barrage-fondations et le renversement autour du pied aval du barrage. Plusieurs paramètres d'influence sur ces deux critères de stabilité rentrent en jeu d'une manière interdépendante. En effet, les critères de sécurité sont fonction de la géométrie du barrage articulée principalement sur le fruit du parement aval, des changements transversaux du profil, des caractéristiques mécaniques des sols de fondations et le frottement généré et enfin de l'état des sous pressions influencé par les modes de traitement des fondations par injections et drainages et leurs rendements. Partant de ces considérations, et en considérant le barrage de Beni Haroun, dans la wilaya de Mila, des vérifications des critères de stabilité au glissement et au renversement en fonction des paramètres d'influence ont été effectuées avec des orientations sur les critères conceptuels les plus pertinents. Aussi, ces vérifications des critères de stabilité ont été complétées par l'évaluation des excentricités des résultantes des forces ainsi que l'état des contraintes en fondations afin d'en juger la stabilité d'ensemble du barrage. Toutes ces investigations ont été opérées dans les deux cas en situation statique et en situation dynamique.

Mots clés : Barrage, poids, stabilité, glissement, renversement, excentricité, contraintes

Abstract

The design of concrete dams generally takes into account the simultaneous use of the characteristics and advantages offered by the construction materials as well as the materials constituting the soils interfacing with the concrete. There are four main categories of concrete dams: conventional vibrated concrete gravity dams BCV or roller compacted concrete gravity dams BCR, arch dams and buttress dams. A gravity dam is a dam whose own mass is sufficient to resist the pressure exerted by the water. They are often relatively thick dams, whose shape is generally simple. However, they offer the advantage of incorporating a flood control structure. In terms of stability, these structures are often checked against sliding at the dam-flood contact plane and overturning around the downstream foot of the dam. Several parameters influencing these two stability criteria come into play in an interdependent manner. Indeed, the safety criteria are a function of the geometry of the dam articulated mainly on the fruit of the downstream face, of the transverse changes of the profile, of the mechanical characteristics of the foundations soils and the generated friction and finally of the state of the under pressures influenced by the modes of treatment of the foundations by injections and drainings and their outputs. Based on these considerations, and considering the BeniHaroun dam, in the wilaya of Mila, verifications of the stability criteria to sliding and overturning according to the influencing parameters were carried out with orientations on the most relevant conceptual criteria. Also, these verifications of the stability criteria were completed by the evaluation of the eccentricities of the resultants of the forces as well as the state of the constraints in foundations in order to judge the stability of the whole dam. All these investigations were carried out in both static and dynamic situations.

Keywords: Dam, weight, stability, sliding, overturning, eccentricity, constraints

المخلص

يراعي تصميم السدود الخرسانية بشكل عام الاستخدام المتزامن للخصائص والمزايا التي تتيحها مواد البناء وكذلك المواد التي تشكل الطوابق الارضية في واجهة مع الخرسانة. هناك أربع فئات رئيسية من السدود الخرسانية: السدود الخرسانية التقليدية المهتزة أو السدود الخرسانية المجهزة بالخرسانة المضغوطة بأسطوانة. والسدود الخرسانية المقوسة و السدود الخرسانية المدعمة. السد الخرساني الثقالي هو سد تكفي كتلته الخاصة لتحمل الضغط الجانبي الذي تمارسه المياه. وهي غالبا ما تكون سدود سميكة نسبيا ، ويكون شكلها عادة بسيطا. وهي لا تزال توفر ميزة إدماج هيكل السيطرة على الفيضانات.

فيما يتعلق بالاستقرار، غالبًا ما يتم فحص هذه الهياكل ضد الانزلاق على مستوى التلامس مع أساس السد والانقلاب حول سفح المصب للسد. يتم تفعيل العديد من عوامل التأثير على معياري الاستقرار هذين بطريقة مترابطة. في الواقع ، تعتمد معايير السلامة على هندسة السد المفصلية بشكل أساسي، على ثمار مواجهة المصب ، والتغيرات العرضية في المظهر الجانبي ، والخصائص الميكانيكية لتربة الأساس والاحتكاك المتولد وأخيرا حالة الضغوط الفرعية المتأثرة بأساليب معالجة الأسس عن طريق الحقن والتصريف ومردودها. بناءً على هذه الاعتبارات ، وبالنظر إلى سد بني هارون في ولاية ميلا ، تم إجراء فحوصات تدقيق لمعايير الاستقرار المنزلق والانقلاب كدالة لمعايير التأثير مع التوجيه بشأن أهم معايير التصميم. و الأكثر ملائمة. أيضًا ، تم استكمال هذه الفحوصات لمعايير الاستقرار بتقييم الانحرافات لمخرجات القوى وكذلك حالة الضغوط في الأساسات من أجل الحكم على الاستقرار العام للسد. تم إجراء كل هذه التحقيقات في وضع جامد وفي وضع ديناميكي على حد سواء

الكلمات المفتاحية : السد ، الوزن ، الاستقرار ، الانزلاق ، الانقلاب ، الانحراف ، الضغوط

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1: Classification des barrages en béton.	2
Figure I.2: Schéma simplifié des barrages en remblai.	3
Figure I.3: Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élancement λ	5

Chapitre II

Figure II.1: Profil type d'un barrage poids en réalisation.....	16
Figure II.2: Représentation schématique des forces principales agissant sur un barrage poids	18
Figure II.3: Action du poids propre du barrage	19
Figure II.4: Action des sédiments sur le barrage	21
Figure II.5: Action de la poussée hydrostatique	22
Figure II.6: Action de la poussée hydrostatique aval Q_3	23
Figure II.7: Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage (a) sans injection (b) avec voile d'injection (c) avec drainage	24
Figure II.8: Hypothèses pour la répartition des sous-pressions en cas d'un écran d'étanchéité combiné avec forages drainants	25
Figure II.9: Géométrie d'un barrage poids pour la vérification de la stabilité interne.....	28
Figure II.10: Eléments pour le calcul de la stabilité au glissement.	29
Figure II.11: Surfaces de glissement potentielles.	30
Figure II.12: Cas d'un barrage instable vis-à-vis le renversement	33
Figure II.13: Positions correctes de la résultante pour une stabilité face au renversement	33
Figure II.14: Schéma mécanique de l'angle de frottement dans le cas d'un barrage-poids.....	34
Figure II.15: Sollicitations sur un barrage poids et influence des sous pressions	35
Figure II.16: Arrêts transversaux de bétonnage pour un barrage poids BCV.....	35
Figure II.17: Enchevêtrement des plots de béton pour améliorer la stabilité dynamique des barrages poids.....	36

Chapitre III

Figure III.1 : Localisation du barrage de Beni Haroun, Algérie	39
Figure III.2: Vue du barrage de Béni Haroun (ANBT, 2002)	40
Figure III.3: Profil déversant du barrage Beni Haroun.....	51
Figure III.4: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique	53
Figure III.5: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil déversant – cas statique	54
Figure III.6: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas statique	55
Figure III.7: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique	56
Figure III.8: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique	59
Figure III.9: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique	60
Figure III.10: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique.....	61
Figure III.11: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique...	62
Figure III.12: Profil non déversant du barrage Beni Haroun.....	65
Figure III.13: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique	66
Figure III.14: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique	67
Figure III.15: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas statique	68
Figure III.16: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique.....	69
Figure III.17: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique	71
Figure III. 18: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique	72
Figure III.19 : Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	73
Figure III.20 : Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	75
Figure III.21: Profil déversant du barrage Beni Haroun.....	83
Figure III.22: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique.....	85

Figure III.23: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil déversant – cas dynamique	86
Figure III.24: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique.	87
Figure III.25: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique	88
Figure III.26: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil déversant – cas dynamique	91
Figure III.27: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique.....	92
Figure III.28: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique	93
Figure III.29: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique	94
Figure III.30: Profil non déversant du barrage Beni Haroun.....	97
Figure III.31: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique	98
Figure III.32: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas dynamique	99
Figure III.33 : Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique	100
Figure III.34: Forces exercées sur le barrage dans le cas traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique	101
Figure III.35: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique	104
Figure III.36: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas dynamique.....	105
Figure III.37: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	106
Figure III.38: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	107
Figure III. 39: Influence des sous pressions sur la stabilité du barrage - cas statique-Profil déversant.....	110
Figure III.40: Influence de l'angle de frottement sur la stabilité du barrage - cas statique - Profil déversant	111
Figure III.41 : Influence de la cohésion sur la stabilité du barrage - cas statique - Profil déversant.....	111
Figure III.42: Influence du traitement des fondations sur la stabilité du barrage - cas statique-Profil déversant	112
Figure III.43: Etat des contraintes - cas statique-Profil déversant.....	113

Figure III.44: Comparaison des critères de stabilité au renversement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique	114
Figure III.45: Comparaison des critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique	115
Figure III.46: Critères de stabilité du barrage - cas dynamique-Profil déversant.....	116
Figure III.47: Critères de stabilité du barrage - cas dynamique - Profil non déversant.....	117

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Configuration des vallées pour le choix du type du barrage.	5
Tableau I.2: Choix du type du barrage en fonction de la géologie de la vallée.....	7
Tableau I.3: Avantages et inconvénients de divers types de barrages.....	10

Chapitre II

Tableau II.1: Avantages et inconvénients des barrages poids	13
Tableau II.2: Charges prises en compte pour la vérification de la stabilité des barrages	19
Tableau II.3: Caractéristiques des surfaces de glissement potentielles	30
Tableau II.4: Coefficients de sécurité pour la vérification statique d'un barrage	32

Chapitre III

Tableau III.1 : Récapitule les principales caractéristiques des ouvrages de l'aménagement..	41
Tableau III. 2: Caractéristiques du voile	46
Tableau III. 3: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable- profil déversant – cas statique	53
Tableau III. 4: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil déversant – cas statique	53
Tableau III.5: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas statique	54
Tableau III. 6: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas statique	54
Tableau III.7: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas statique	55
Tableau III.8: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas statique.....	55
Tableau III. 9: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique	56
Tableau III.10: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique ...	56

Tableau III.11: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique	57
Tableau III.12: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions- profil déversant – cas statique	57
Tableau III.13: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique	58
Tableau III.14: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique	58
Tableau III.15: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable - profil déversant – cas statique	59
Tableau III.16: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique	60
Tableau III.17: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique.	62
Tableau III.18: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique.	63
Tableau III.19: Calcul des contraintes - fondation totalement perméable– profil déversant – cas statique	63
Tableau III.20: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique	64
Tableau III.21: Calcul des contraintes - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique	64
Tableau III.22: Calcul des contraintes - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique	64
Tableau III.23: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique	66
Tableau III.24: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique.	66
Tableau III.25: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique	67
Tableau III.26: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique.....	67
Tableau III. 27: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	68

Tableau III.28: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	68
Tableau III.29: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas statique	69
Tableau III.30: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas statique	69
Tableau III.31: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique	70
Tableau III.32: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant– cas statique	70
Tableau III.33: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	70
Tableau III.34: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	71
Tableau III. 35: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique	72
Tableau III.36: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique	73
Tableau III.37: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	74
Tableau III.38: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	75
Tableau III.39: calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique	76
Tableau III. 40: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique	76
Tableau III.41: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	76
Tableau III.42: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique	77
Tableau III.43: Valeurs du coefficient d'accélération sismique.....	79
Tableau III.44: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique.....	85

Tableau III.45: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique.....	85
Tableau III.46: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas dynamique.....	86
Tableau III.47: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas dynamique.....	86
Tableau III.48: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique.....	87
Tableau III.49: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas dynamique .	87
Tableau III. 50: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique.....	88
Tableau III.51 : Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur- profil déversant – cas dynamique	88
Tableau III. 52: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – cas dynamique.....	89
Tableau III.53: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique.....	89
Tableau III.54: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique.....	90
Tableau III.55: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique.....	90
Tableau III. 56: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – dynamique.....	91
Tableau III.57: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique.....	92
Tableau III.58: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique.....	93
Tableau III. 59: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d’injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique.....	94
Tableau III. 60: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas dynamique.....	95
Tableau III. 61: Calcul des contraintes -épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas dynamique.....	95

Tableau III. 62: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique	95
Tableau III.63: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique	96
Tableau III.64: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable - profil non déversant – dynamique.....	98
Tableau III.65: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil non déversant – cas dynamique.....	98
Tableau III.66: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil non déversant – cas dynamique	99
Tableau III.67: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil non déversant – cas dynamique.....	99
Tableau III.68: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique	100
Tableau III.69: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil non déversant – cas dynamique	101
Tableau III.70: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique.....	101
Tableau III.71: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur- profil non déversant – cas dynamique	102
Tableau III. 72: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique.....	102
Tableau III.73: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil non.....	102
Tableau III.74: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	103
Tableau III. 75: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	103
Tableau III.76: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique.....	104
Tableau III.77: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil non déversant – cas dynamique.....	105

Tableau III.78: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	106
Tableau III.79: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	107
Tableau III.80: Calcul des contraintes –fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique.....	108
Tableau III.81: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas dynamique.....	108
Tableau III.82: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	108
Tableau III 83: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique	109
Tableau III. 84: Influence du mode de traitement des fondations sur l'excentricité de la résultante des forces	112
Tableau III.85: Evaluations des écarts relatifs aux critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique.....	115
Tableau III.86: Evaluations des écarts relatifs aux critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas dynamique.....	118

Liste des symboles

Symbole	Unité	Description
B	m	Largeur de la base du barrage
B	m	Base du barrage
C	KN/m ²	Cohésion
D_F	m	Bras de levier
D_{FWH}	m	Bras de levier de la poussée hydrostatique
D_{sp}	m	Bras de levier des sous-pressions
D_{Pwv}	m	Bras de levier du poids propre
$D F_{H(séisme-eau)}$	m	Bras de levier de la force accidentelle horizontale de l'eau
$D F_{H(séisme-poids)}$	m	Bras de levier de la force sismique engendrée sur le corps du barrage
E	-	Module d'élasticité
E	m	Excentricité du point d'application
F	KN	Force
F	m ²	Surface de contact entre le barrage et sa fondation
F	m ²	Surface de la section centrale
F	-	Fruit du parement aval
f	-	Coefficient de frottement
F_H	KN	Composante horizontale de la poussée de l'eau
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	Force accidentelle horizontale de l'eau
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	Force sismique engendrée sur le corps du barrage
F_{SP}	KN	Force de sous-pression
F_V	KN	Composante verticale de la poussée de l'eau
F_{WH}	KN	Force hydrostatique horizontale
F_{WV}	KN	Force hydrostatique verticale
F_{Pwv}	KN	Force du poids propre
G	-	Centre de gravité
G	m/s ²	Accélération de pesanteur
H	m	Hauteur de la vallée
H	m	Hauteur du barrage
H	m	Hauteur d'eau au-dessus du point considérée

$h_{séd}$	m	Épaisseur de la couche des sédiments immergées
h_w	m	Hauteur de la charge hydrostatique
I	$m^4 \cdot s$	Moment d'inertie de la fondation
K	-	Coefficient de la poussée
K_C	-	Coefficient de sécurité au renversement
K_S	-	Coefficient de sécurité au glissement
L	m	Extension latérale du profil
L_b	m	Largeur du site au niveau de la base
L_C	m	Largeur du site simplifiée au niveau de la crête
M	KN.m	Moment par rapport au pied aval du barrage
$M_{/FH}$ (séisme-eau)	KN.m	Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au pied aval du barrage
$M_{/FH}$ (séisme-poids)	KN.m	Moment de la force sismique engendrée sur le corps du barrage par rapport au pied aval du barrage
$M_{FH(séisme-eau)/G}$	KN.m	Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au centre de gravité du barrage
$M_{FH(séisme-poids)/G}$	KN.m	Moment de la force sismique engendrée sur le corps du barrage par rapport au centre de gravité du barrage
$M_{/FSP}$	KN.m	Moment de la force de sous-pression par rapport au pied aval
$M_{/F_{WH}}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval
$M_{/F_{WV}}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique verticale par rapport au pied aval
$M_{/P_{WV}}$	KN.m	Moment du poids propre du barrage par rapport au pied aval
$M_{FSP/G}$	KN.m	Moment de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G
$M_{F_{WH}/G}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au centre de gravité G
$M_{F_{WV}/G}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique verticale par rapport au centre de gravité G
$M_{P_{WV}/G}$	KN.m	Moment du poids propre du barrage par rapport au

		centre de gravité G
P	Pa	pression de l'eau
P_0	KN	Poids propre du barrage
P_{wv}	KN	Poids du barrage
Q	KN	Résultante de la poussée de l'eau
Q_1	KN	Poussée hydrostatique amont
Q_3	KN	Poussée hydrostatique
Q_{3H-h}	KN	Poussée horizontale aval
Q_{3V}	KN	Poussée verticale aval
S	m ²	Surface du profil du barrage
S	m ²	Surface de contact entre le barrage et le sol
S_1	m ²	Surface de sous-pression trapézoïdale
S_2	m ²	Surface de sous-pression triangulaire
V	m ³	Volume du profil du barrage
V	m ³	Volume des sous-pressions
X_1	m	Centre de gravité potentiel 1
X_2	m	Centre de gravité potentiel 2
X_G	m	Centre de gravité global
Y	-	Abscisse de la position du pied par rapport au pied amont du barrage
Z	m	Profondeur sous le niveau de la retenu
A	-	Coefficient de l'accélération sismique horizontale
A	-	Angle de l'inclinaison du parement amont du barrage
γ_w	KN/m ³	Poids volumique de l'eau
γ_w	KN/m ³	La pression de l'eau
γ_b	KN/m ³	Poids volumique du béton
γ_i	KN/m ³	Poids volumique des sédiments immergés
λ	-	Elancement de la vallée
ρ	Kg/m ³	Masse volumique de l'eau
ρ_e	Kg/m ³	Poids volumique de l'eau
ρ_b	Kg/m ³	Poids volumique de béton
$\sum F$	KN	Somme des forces
$\sum F_H$	KN	Somme des forces horizontale

$\sum F_v$	KN	Somme des forces verticale
$\sum P$	KN	Somme des forces verticale
$\sum M$	KN.m	Somme des moments appliquée sur l'ouvrage
$\sum M_G$	KN.m	Somme des moments par rapport au centre de gravité
$\sum M_{mot}$	KN.m	Somme des moments moteurs
$\sum M_{rés}$	KN.m	Somme des moments résistants
$\sum S_i$	m ²	Somme des surfaces des sous-pressions
γ	-	Densité sur le corps du barrage
σ_A	mPa	Contrainte normale au sol par rapport au pied amont
σ_B	mPa	Contrainte normale au sol par rapport au pied aval
σ_n	mPa	La contrainte normale
σ_n (min)	KN/m ²	Contrainte normale minimale
σ_n (max)	KN/m ²	Contrainte normale maximale
σ_v	mPa	Contrainte normale à l'amont
σ	mPa	Contrainte normale
Φ	Degré [°]	Angle de frottement interne
$\Phi_{séd}$	Degré [°]	Angle de frottement interne des sédiments

Liste des Abréviations

ANBT : Agence nationales des barrages et des transferts

BCR : Béton Compacté au Rouleau.

BCV : Béton Conventionnel Vibré.

CFBR : Comité français des barrages et réservoirs.

CFGB : Comité français des grands barrages.

CRN: Cote retenue normale.

MCE: Maximum credible earthquake.

MBE: Design basis earthquake.

Nb: Nombre.

PHE : Niveau des plus hautes eaux.

RN : Niveau de retenue normale.

2D : Deux dimensions.

3D : Trois dimensions.

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvant, 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, d'autre part.

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.

Si dramatiques soient les accidents de barrages, ils ont permis par le passé, de progresser considérablement dans les disciplines qui constituent de façon générale l'ingénierie des barrages.

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.

Les barrages poids sont définis comme étant les barrages qui sont construits en béton ou en maçonnerie et qui utilisent leur poids pour assurer leur stabilité. La section transversale a une forme plus ou moins triangulaire dont la base est ancrée dans des fondations rocheuses. Seul le poids du béton ou de la maçonnerie retient la force exercée par l'eau. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5%). Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 85%. Cette géométrie lui permet de résister, par son propre poids, au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. La considération des sous-pressions est un élément important du comportement des barrages du point de vue stabilité. Les fondations de ce type de barrages bénéficient de traitement hydraulique et mécanique par l'injection et le drainage en vue d'améliorer les caractéristiques des fondations d'une part, et de réduire l'effet des sous pressions en terme de soulèvement, d'autre part. Aussi, l'interface barrage fondations, où se manifeste le frottement, mécanisme important dans la résistance, notamment contre le glissement est intégrée dans les calculs de stabilité à travers les caractéristiques des matériaux constituant les fondations du barrage.

Dans la première condition, les forces horizontales exercées par l'eau et la glace sur la face amont du barrage peuvent créer un moment de renversement par rapport au pied aval du barrage. Cela se produit lorsque la résultante des forces mobilisées sur la fondation quitte cette dernière. Elle peut induire des forces de traction entre le barrage et son assise, à l'amont. Une conception assurant la stabilité face au renversement prévoit une résultante interceptant l'interface béton-rocher.

Toutes ces considérations relatives aux critères de sécurité ont été intégrées dans le présent travail en mettant en évidence l'influence des paramètres cités ci-dessus sur la stabilité des barrages poids en l'occurrence:

- Influence de l'état des sous pressions,
- Influence du frottement dans l'interface barrage - rocher des fondations,
- Influence du mode de traitement des fondations et du rendement des voiles d'injection sur les critères de stabilité,
- Influence du mode de traitement des fondations sur les critères d'équilibre relatifs à l'excentricité,
- Influence de l'état de traitement des fondations sur les critères relatifs à l'état des contraintes en fondations.

Pour atteindre cet objectif, une série d'investigations a été entreprise et qu'on synthétise dans ce qui suit:

- Le travail proprement dit devait impérativement être précédée, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant deux volets importants et concernant les critères de choix des types de barrages ainsi que les aspects conceptuels relatifs aux barrages poids,
- Des vérifications de stabilité au glissement et au renversement dans différentes situations conceptuelles en mode statique et dynamique ont été traitées,
- Une analyse comparative de la stabilité du barrage a été menée en relation avec la pertinence des paramètres d'influence et des orientations ont été avancées quant aux choix de ces paramètres.

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

Chapitre I : Les barrages et les critères de choix

Chapitre II : Les barrages poids et critères fondamentaux de conception

Chapitre III : Analyse des paramètres d'influence sur la stabilité des barrages poids.

Chapitre

I

Les barrages et les
critères de choix

I. Introduction

Les barrages sont parmi les constructions humaines les plus importantes, à la fois leurs dimensions parfois exceptionnelles et par leur utilité sociale. Ils sont notamment indispensables à l'alimentation en eau et à l'irrigation et ils concourent, de façon importante, et à la production d'énergie, à la protection contre les inondations et crues ainsi que la navigation et le développement touristique (Le Delliou, 2007).

Un barrage est un « ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie" et une digue est un "ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours »(Christian,2007). Il n'existe pas de conception type des barrages. Chaque site met en évidence un certain nombre de critères topographiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques...etc. Ces critères font que la conception de chaque barrage est totalement singulière. Ces différentes conceptions s'articulent autour de trois fondements :

- Critères techniques,
- Critères économiques,
- Et critères sécuritaires.

II. Les différents types de barrages

La forme de la vallée, la nature du sol, les matériaux à disposition sur le site déterminent le type de barrage. Les barrages sont construits en béton ou en maçonnerie; les digues (ou barrages en remblai) sont en terre ou en enrochement.

Il existe deux grandes catégories de barrages :

- Les barrages en béton ou en maçonnerie.
- Les barrages en remblai

II.1. Barrages en béton

Les barrages en béton sont généralement érigés sur des fondations rocheuses, de vallée large et de module de déformation élevé.

Parmi les barrages en béton ou en maçonnerie, on trouve principalement 3 catégories :

- Les barrages poids ;
- Les barrages voûtes ;
- Les barrages à contreforts.

La figure I.1 : Donne une synthèse sur les types de barrages en béton.

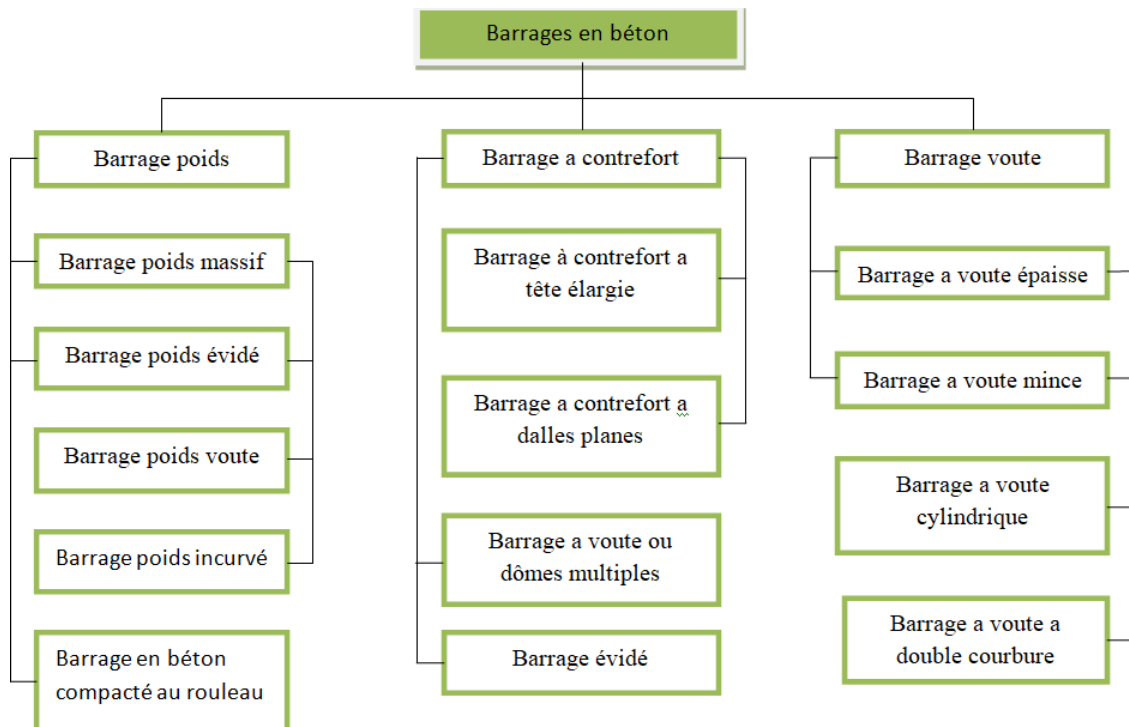


Figure I.1: Classification des barrages en béton.

II.2. Barrages en remblais

Les barrages en remblais appelés aussi les digues sont des barrages construits en matériaux granulaires meubles trouvés au voisinage de l'ouvrage, ils sont classés en 2 catégories :

- Barrages en terre : construit avec un matériau du sol naturel prélevé présent au voisinage du site.
- Barrages en enrochement : le matériau est apporté des carrières concassées.

La figure I.2 donne une synthèse sur les types de barrages en remblais.

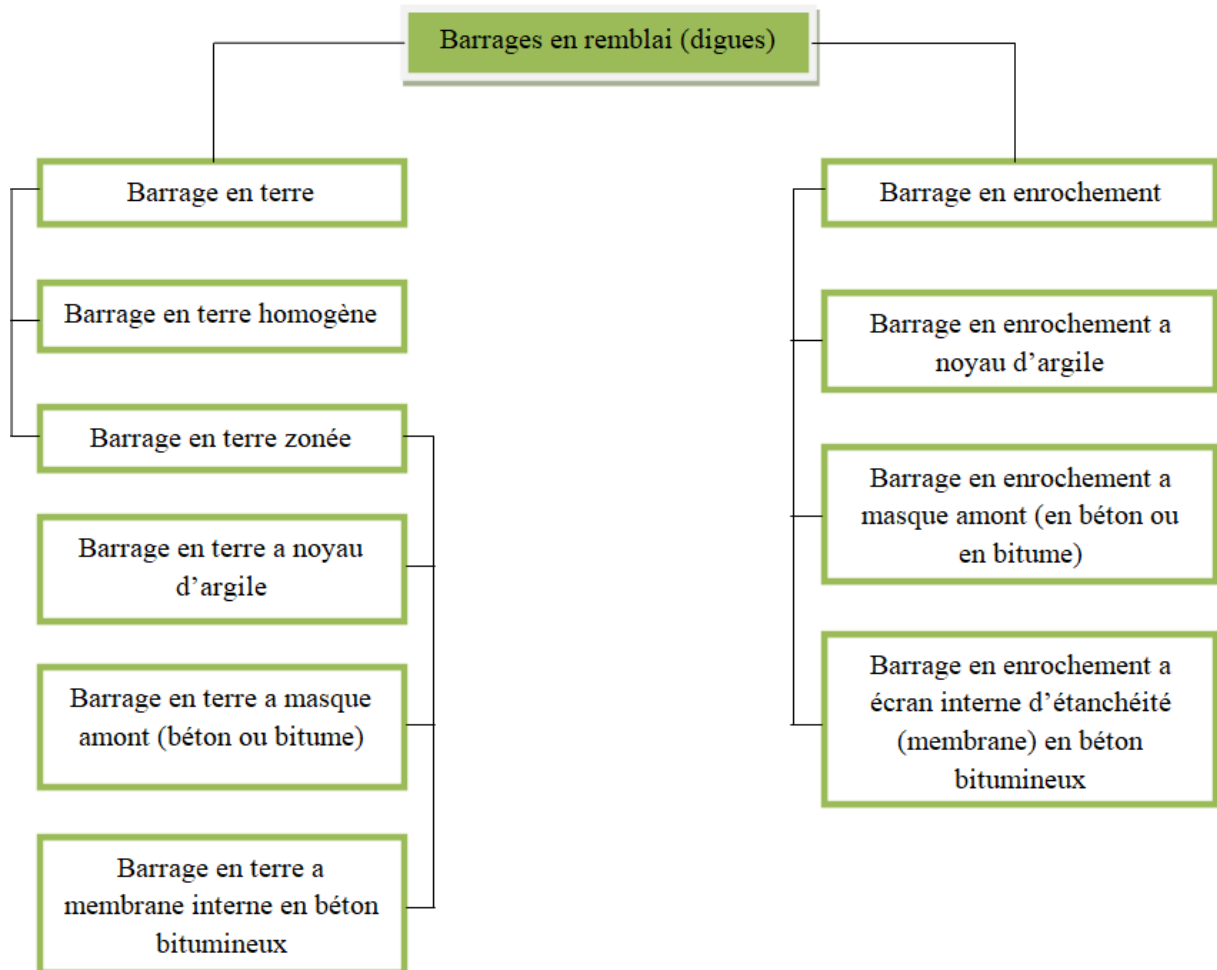


Figure I.2: Schéma simplifié des barrages en remblai.

II.3. Les barrages mobiles

Les barrages mobiles sont des barrages- poids construits dans les parties aval des rivières où les formes aplaties des lits majeurs et l'importance des crues imposent la présence de vannes de très grandes dimensions et des dispositions spécifiques pour lutter contre les affouillements (Le Delliou, 2008).

III. Matériaux de construction

On distingue deux types fondamentaux de matériaux

- Barrages rigides : en béton conventionnel vibré BCV ou en béton compacté au rouleau BCR, ou en maçonneries,
- Barrages souples : en terre étanche ou en enrochement avec une résistance au cisaillement acceptable.

IV. Choix du site du type de barrage

Plusieurs éléments sont importants dans le choix d'un site de construction et le choix du profil des barrages :

- Les conditions topographiques
- Morphologie de la vallée considérée
- Donnée géologiques et géotechniques
- Donnée sismologique
- Les Conditions climatiques
- Crues et ouvrages hydrauliques
- Critères économiques

IV.1. Conditions topographiques

Constitue le support essentiel du travail du géologue qui doit toujours situer plus au moins précisément les observations qu'il réalise selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, on peut distinguer la topographie simplifiée au nivellement des premiers sondages réalisés sans attendre les levés détaillés. Et aussi la topographie régulière qui nécessite la réalisation de plans topographiques précis s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (Bakroune, 2011).

IV.2. Morphologie de la vallée considérée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. L'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis des barrages soient sains. Ce type de site est peu fréquent soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement des vallées dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids.

Le type de vallée est définit selon son élancement :

Chapitre I : Les barrages et critères de choix

$$\lambda = L_c/H.$$

Avec :

λ : l'élanement de la vallée.

L_c : Largeur de la vallée.

H: la hauteur de la vallée.

On distingue les deux types de vallées principales représentées sur la figure I.3.

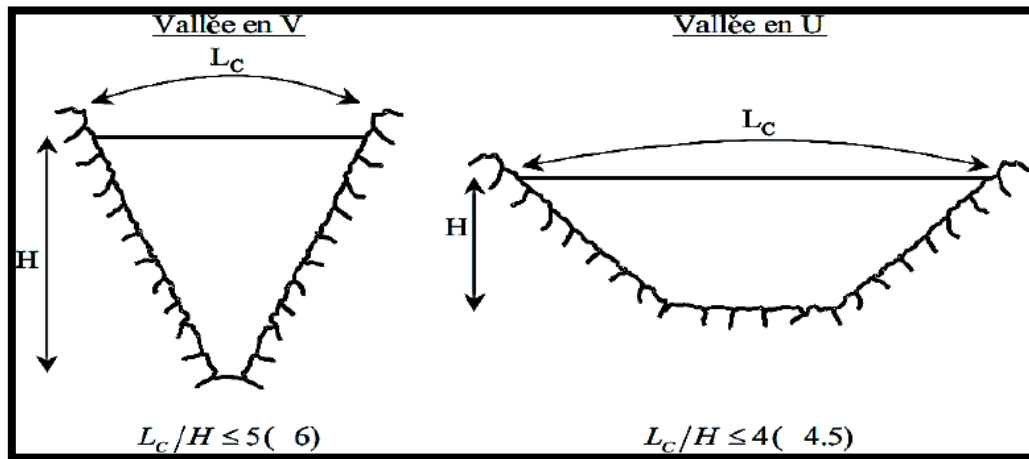
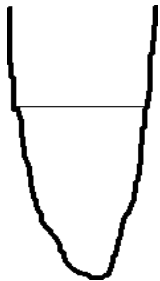


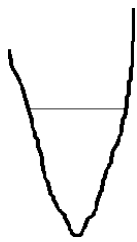
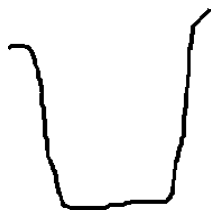

Figure I.3: Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élanement λ (Rouissat, 2013).

Le tableau I.1 résume les différentes configurations des vallées et le choix du profil du barrage correspondant.

Tableau I.1: Configuration des vallées pour le choix du type du barrage (Rouissat, 2013).

Type de vallée	Topographie	Considération
	Vallée encaissée avec flancs verticaux.	<ul style="list-style-type: none"> - Le barrage voûte s'impose si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. - Si la largeur est presque constante sur toute la hauteur, un barrage voûte cylindrique peut être envisagé. Si les crues sont importantes, un barrage poids permettra d'intégrer l'évacuateur des crues.

Chapitre I : Les barrages et critères de choix

	Vallée étroite en V.	<ul style="list-style-type: none"> - Le barrage voûte peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. - $\lambda < 5-6$ et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles. - Le barrage poids et le barrage en enrochement à masque amont sont envisageables. - Le barrage en enrochement à noyau central est proscrit du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiel et risque de fissuration du noyau).
	Vallée étroite en U.	<ul style="list-style-type: none"> - Le barrage voûte peut être envisagé si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. - $\lambda < 4$ ou 5 et courbes de niveau du rocher d'appui doivent être parallèles. - Le barrage poids et le barrage en enrochement à masque amont sont envisageable. - Le barrage en enrochement à noyau central est proscrit du fait de la pente importante des flancs (tassement différentiel et risque de fissuration du noyau).
	Vallée large	<ul style="list-style-type: none"> - λ très important éliminant le barrage voûte. - Tous les autres types de barrages peuvent être envisageables sous conditions que les autres critères soient vérifiés

IV.3. Données géologiques et géotechniques

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle. Il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

- Aux forces appliquées directement par le barrage,
- Aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation (Carrière, 1994).

Chapitre I : Les barrages et critères de choix

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues

Au droit d'un site de barrage on peut trouver plusieurs types de sols :

- Roche saine, pouvant présenter une surface partiellement altérée ou plus ou moins masquée par des dépôts superficiels qui seront éliminés avant la construction,
- Le rocher peut être aussi recouvert par un terrain meuble d'épaisseur plus ou moins importante,
- Les vases et les tourbes sont inaptes à supporter des ouvrages sauf les petits ouvrages en tenant compte de certaines précautions d'usage (CFBR, 2012).

On classe les fondations selon la qualité du rocher (Module de déformation) qui oriente, à priori, le profil type des barrages :

Tableau I. 2: Choix du type du barrage en fonction de la géologie de la vallée (Rouissat, 2013).

Type du Rocher	Module d'élasticité E (MPa)	Considération
Bonne Qualité	> 8 000	Tous types de barrages sont possibles.
Moyenne Qualité	4 000 a 8 000	Tous types de barrages sauf barrage voûte.
Mauvaise Qualité	< 4 000	Barrage en remblais.

IV.4. Matériaux utilisés

Le choix de site de barrage nécessite l'utilisation des grandes quantités de matériaux. Le coût du barrage dépend fortement du prélèvement, du transport, et de la mise en place des matériaux.

Les zones d'emprunt doivent être à proximité immédiates du site et de quantité nécessaire, et les frais de traitement des matériaux doivent être optimisés (concassage, lavage, et sélection).

La disponibilité sur le site ou à proximité de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage à une incidence prépondérante sur le choix du type de barrage

- Sol utilisable en remblai,

- Enrochement pour remblai ou protection de talus (rip-rap),
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires, ou concassés),
- Liant (ciment, cendres volantes) (Degoutte, 2002).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts, si l'on ne dispose que de l'enrochement.

La solution béton, en particulier la solution B.C.R peut également s'avérer compétitive sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compacte), ne nécessitant pas des fouilles excessives.

IV.5.Risque sismique

L'étude sur une base du comportement dynamique du barrage sous l'effet d'une charge sismique, l'aléa sismique fait apparaître principalement deux niveaux de séismes à prendre en compte :

- MCE [maximum credible earthquake) correspondant au séisme maximal qui peut être envisagé sur un site,
- DBE (design basis earthquake) est un niveau de séisme pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage de manière que son utilisation ne soit pas compromise. Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivants : Intensité épiscoptrale, profondeur focale, distance épiscoptrale, sismicité induite par le site (Bakroune, 2011).

IV.6.Conditions climatiques

Les conditions climatiques influents de manière prépondérante les conditions d'exécution de l'ouvrage et par-là le délai d'exécution, notamment dans le cas des barrages en terre, et influe aussi sur la durabilité de l'ouvrage (barrage en béton). A titre d'exemple : la différence de température du parement amont en contact avec l'eau qui est froide, et la partie supérieure qui est exposée au rayonnement solaire fait apparaitre des gradients thermiques importants peuvent conduire à la fissuration du béton. Aussi, et pour des raisons liées au compactage des sols fins, les conditions de pluviométrie peuvent induire des conséquences sur la réalisation (Schleis et Pougatsch, 2011).

IV.7. Crues et ouvrages hydrauliques

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le cas des bassins versants étendus et de crue prévisible sévère, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crue et barrage dans un ouvrage en béton déversant.

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut-être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant si besoin, une légère augmentation de sa section (Bakroune, 2011).

IV.8. Critères économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux. Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option (Degoutte, 2002).

IV.7. Conclusion sur le choix de type de barrages

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Dans certaines régions le contexte géologique tel que le type de barrage est presque 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 des matériaux à proximité, hydrologie pour aboutir au meilleur choix économique.

V. Avantages et inconvénients des barrages en béton

Le tableau I.3 énumère les avantages et particularités essentielles des différents types de barrages.

Chapitre I : Les barrages et critères de choix

Tableau I.3: Avantages et inconvénients de divers types de barrages (EPFL, 2006)

Type de barrage	Avantages	Inconvénients
Barrage poids (gravité)	<ul style="list-style-type: none"> - Faible contrainte dans le béton. - Faible contrainte transmise au rocher. - Les variations de températures ne produisent que des contraintes faibles. - Gradient des sous-pressions sous la fondation faible. - Evacuateur de crue peut facilement être intégré. 	<ul style="list-style-type: none"> - Volume d'excavation important. - Volume de béton important. - Refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton. - Sous-pressions importantes sous la fondation. - Sensibilité aux tassements - Sensibilité aux séismes.
Barrage a contreforts.	<ul style="list-style-type: none"> - Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes. - Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles. - Le volume du béton est faible. - L'échauffement du béton est faible. Les risques de tassements sont moyens. 	<ul style="list-style-type: none"> - Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque non existante. - La fouille est importante. - Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé. - Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.
Barrage à voutes	<ul style="list-style-type: none"> - Le volume du béton est faible. - La fouille est assez petite. - La résistance au séisme est haute. - Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite). 	<ul style="list-style-type: none"> - Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher. - Les forces sont transmises obliquement dans les appuis. - Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand. - Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis
Barrage en béton compacté au rouleau (BCR).	<ul style="list-style-type: none"> - Faible dosage en ciment. Teneur en eau réduite. - Surface de coffrage restreint. - Emprise réduite par rapport au barrage poids. - Mise en place sur grande surface par couche minces. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiert des fondations sur rocher. - Mise en place de compactage identique aux barrages en remblais. - Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont. - Pas de système de refroidissement artificiel du béton.

Chapitre I : Les barrages et critères de choix

	<ul style="list-style-type: none"> - Faible cout de construction. - Délais de réalisation réduits. - Problèmes liés à la température écartés. 	<ul style="list-style-type: none"> - Bonne résistance en cas de séisme, de submersion. - Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle.
Barrage en remblai à noyau central.	<ul style="list-style-type: none"> - Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain. - Peu susceptible aux tassements et aux séismes. <li style="padding-left: 40px;">- Petite à moyenne fouille. - La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain. <li style="padding-left: 40px;">- La compression du sol est faible. - Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en place de grands volumes de matériaux. <li style="padding-left: 40px;">- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).
Barrages en remblai à masque amont.	<ul style="list-style-type: none"> - Corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain. - Les tassements limités sont tolérables. <li style="padding-left: 40px;">- Pas très susceptible au séisme. - Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration. <li style="padding-left: 40px;">- Le volume des déblais est moyen. - Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une para fouille). <li style="padding-left: 40px;">- La compression du sol est faible 	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en place de grands volumes de matériaux. <li style="padding-left: 40px;">- Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

VI. Conclusion

En conclusion, le barrage reste un ouvrage très important et nécessite une conception très précisée car sa rupture peut causer des conséquences catastrophiques humaines et économiques.

La conception des barrages, tâche difficile et compliquée, intègre de nombreux paramètres et divers critères, aussi bien techniques qu'économiques et il est souvent délicat de retrouver un compromis sécurité-économie. La géologie du site, les paramètres hydrologiques, la qualité des matériaux, le risque sismique restent les aspects les plus décisifs pour une conception rationnelle.

Chapitre

II

Les barrages poids et
critères fondamentaux
de conception

I. Introduction

Pour les barrages poids, il s'agit de barrer un cours d'eau par un obstacle qui résistera par sa géométrie et son poids à un certain nombre d'actions qui tendent à le faire basculer et/ou à le faire glisser. Ils sont généralement réalisés en maçonnerie ou en béton. Ces ouvrages sont étanches "dans la masse". Cependant les barrages en maçonnerie peuvent, avec le temps, nécessiter des étanchéités complémentaires.

La stabilité des barrages-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau. Ces ouvrages peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau pour les plus récents. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints.

Les formes sont diverses, forme rectangulaire simple pour les plus petits, forme triangulaire de façon classique, formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure à la fois pour des raisons architecturales et de quantité de matériau mis en œuvre. Au siècle dernier, les maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements (Christian, 2007).

II. Avantages et inconvénients des barrages poids

Le tableau II.1 résume les avantages et inconvénients des barrages poids.

Tableau II.1: Avantages et inconvénients des barrages poids (EPFL, 2006)

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Faibles contraintes dans le béton.- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).- Le gradient des sous-pressions à travers la	<ul style="list-style-type: none">- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.<ul style="list-style-type: none">- Moyen risque de tassement.- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).- Le volume d'excavation de la fouille est important.- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).

fondation est faible.	
-----------------------	--

III. Critères de conception d'un barrage poids

Le plus souvent, les raisons du choix d'un ouvrage rigide sont :

- Nécessité d'évacuer une crue importante,
- Présence de fondations hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vanné pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit),
- Incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles aux déversements que les ouvrages en remblai,
- Incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses (Degoutte, 2002).

Les barrages poids doivent être construits sur un rocher sain, l'exigence de qualité du rocher s'impose pour les grands barrages (les contraintes maximales sont en première approche proportionnelles à la hauteur du barrage).

- La qualité de la fondation : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité, qui permet d'assurer la portance de la structure et d'être compatibles avec leur rigidité (Icold, 2000),
- Disposition de granulats de bonne qualité dans des conditions économiques acceptables,
- La structure de l'ouvrage ne peut guère s'accommoder de mouvements différentiels,
- Le diagramme des contraintes transmises à la fondation est radicalement différent entre la situation où le barrage est plein et celle où il est vide, et cette situation peut induire des phénomènes de fatigue d'un rocher médiocre au fil des vidanges et remplissages,
- Les gradients hydrauliques en fondations sont élevés et pourraient conduire à des phénomènes d'érosion interne en cas de rocher de qualité médiocre.

IV. Critères généraux de conception d'un profil poids

Pour un barrage à profil poids, le fonctionnement de l'ouvrage est complètement différent : C'est le poids de l'ouvrage qui assure l'équilibre de la poussée hydrostatique et des sous pressions.

Pour un barrage poids, les sous-pressions jouent un rôle majeur dans l'équilibre de l'ouvrage. La méthode classique d'étude de la stabilité d'un barrage poids consiste à analyser l'équilibre global du barrage ou d'une partie de celui-ci sous l'action du poids, de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires (par exemple poussée des sédiments ou séisme).

Les conditions de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au pied amont et limitation des contraintes de compression à l'aval) et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul met en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc l'importance du drainage et de l'injection.

Les contraintes maximales de compression sous un profil poids traditionnel à parement vertical et fruit aval de 0,8H/V sont de 0,35 MPa pour un barrage poids de 25m de hauteur, soit plus de dix fois plus faible que pour un barrage voûte de même hauteur.

L'inclinaison de la résultante varie de 27 à 42° suivant les conditions de drainage.

Finalement, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide ; son module du béton traditionnel est de l'ordre de 25 GPa.

La condition relative à sa faible déformabilité est généralement la plus contraignante, en particulier pour des fondations de roches tendres ou altérées.

IV.1. Définition préliminaire du profil d'un barrage poids

Fondamentalement, la forme d'un barrage-poids est triangulaire. On exprime l'inclinaison de parement amont et du parement aval par un fruit (le parement amont est vertical ou légèrement incliné, moins de 5%. Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 80 %, les barrages modernes sont généralement pourvus de galerie à l'intérieur du barrage ce qui permet de procéder à des inspections, de faire des mesures d'auscultation et les travaux de drainages qui permettant d'agir sur la stabilité de l'ouvrage.

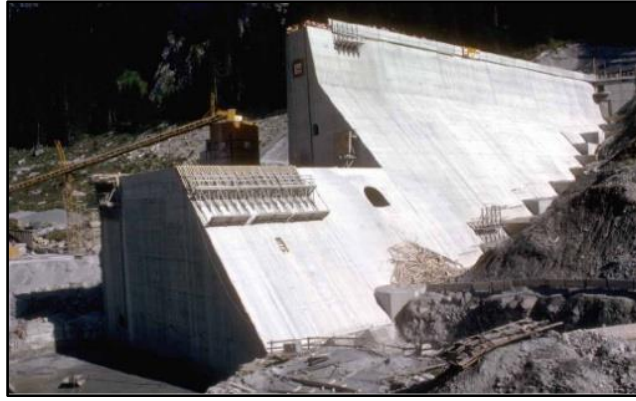


Figure II.1 : Profil type d'un barrage poids en réalisation (Rouissat, 2013)

IV.2. Historique

IV.2.1. XVI^{ème} et XVII^{ème} siècle

Le profil des barrages espagnols en maçonnerie se rapprochait du rectangle parement amont vertical, gradins sur le parement aval.

IV.2.2. Entre 1830 et 1850

Des barrages d'une vingtaine de mètres de hauteur furent construits en France avec des profils divers (Chazilly, Grosbois). Le parement amont était incliné. Le parement aval soutenu par des contreforts, introduits quelquefois après-coup (Grosbois).

IV.2.3. Après 1860

On adopte un profil concave à l'aval, vertical à l'amont et une légère concavité au pied amont. Une série d'accidents (Bouzey 1884 et 1895, Perregaux 1927) attira l'attention des ingénieurs sur le phénomène insoupçonné des sous-pressions. La prise en compte de cette force extérieure, jusque-là négligée, conduisit à renforcer le profil avec les considérations suivantes :

- a) Jusqu'à 100 m de hauteur, le parement amont est vertical ou quasi vertical (fruit jusqu'à 5 %), pour une densité de maçonnerie ou de béton normale avoisinant les 2,35.
- b) Au-delà de 100 m de hauteur, et si l'on ne bénéficie d'aucun effet de voûte, des calculs de poussés sont obligatoirement effectués (Rolle, 2013).

V. Choix du type de barrage poids selon le matériau

V.1. Le béton conventionnel vibré (BCV)

La conception du Béton Conventionnel Vibré (BCV), s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX^{ème} siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages.

La technologie des barrages poids en BCV a été mise en œuvre par des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m³. L'exotherme de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement.

Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes d'environ 15x15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur).

La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. Cette exigence en main-d'œuvre et le développement parallèle des techniques modernes de terrassement à très hautes cadences ont conduit à une désaffection progressive pour les profils poids en béton au profit des barrages en terre ou en enrochements (Degoutte, 2002).

V.2. Le Béton Compacté au Rouleau (BCR)

Le B.C.R. est un béton essentiellement mis en œuvre à l'aide des matériels classiques de terrassement. Le regain d'intérêt pour les profils poids est venu de l'invention du BCR qui est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages. L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au buteur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² environ pour que les engins puissent évoluer efficacement (Bacara, 1996).

VI. Actions et sollicitations agissant sur les barrages poids

L'analyse de la stabilité d'un barrage poids par la méthode de gravité doit être réalisée en considérant toutes les forces extérieures qui s'appliquent sur la structure. L'équilibre global des barrages poids étant sensible à l'augmentation du niveau d'eau amont et aval ainsi que des

sous-pressions, il faut être en mesure de déterminer correctement les forces agissantes sur l'ouvrage (Favre, 2018). Les forces agissant sur un barrage poids sont présentées au niveau de la figure II.2.

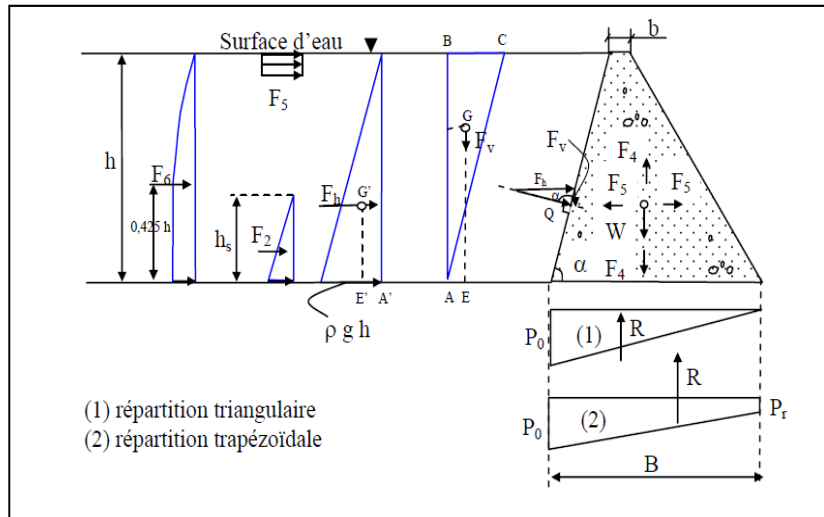


Figure II.2: Représentation schématique des forces principales agissant sur un barrage poids

On peut classer les sollicitations exercées sur un barrage poids comme suit :

VI.1. Les charges permanentes

Sont toujours présentes. Il se peut toutefois qu'elles apparaissent au cours du temps et qu'elles subsistent sans subir de modifications :

- Poids propre
- Poussée des sédiments

VI.2. Les charges variables

Varié en fonction des conditions d'exploitation, d'autres sont fonction de conditions naturelles :

- Poussées de l'eau et des matières en suspensions,
- Sous pression
- Poussées des glaces.

VI.3. Les charges exceptionnelles

Surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents des effets peuvent être soudains ou de durée limitée :

- Actions accidentelles comme les séismes ou des crues exceptionnelles

Le tableau II.1 dresse la liste de l'ensemble des charges des différentes catégories qui entrent en jeu dans les calculs de stabilité des barrages poids.

Tableau II. 2: Charges prises en compte pour la vérification de la stabilité des barrages (Schleis et Pougatsch, 2011)

Charge permanentes	Charges variables	Charges exceptionnelles
<ul style="list-style-type: none"> - Poids propre - Poussée des terres - Poussée de l'eau - Sous pressions - Pressions interstitielles 	<ul style="list-style-type: none"> - Poussée de l'eau - Poussée des sédiments - Sous-pression - Température du béton - Pressions interstitielles - Poussée des glaces 	<ul style="list-style-type: none"> - Crues - Séisme

VI.1. Les charges permanentes

VI.1.1. Poids propre P_0

Le poids du barrage est représenté par la force verticale exercée sur le centre de gravité. La résistance du poids propre tient compte de la surface du profil étudié et de la densité du matériau du barrage. Le calcul est effectué en fonction du dessin technique et de chaque pièce, et prend en compte la surface du profil étudié, la densité du matériau du barrage. La densité du béton conventionnel vibré est de l'ordre de 2.4, d'autres valeurs peuvent être considérées si la densité des agrégats diffère de 2.7, alors que celle d'un BCR est de l'ordre de 2,35 (Le Delliou, 2007).

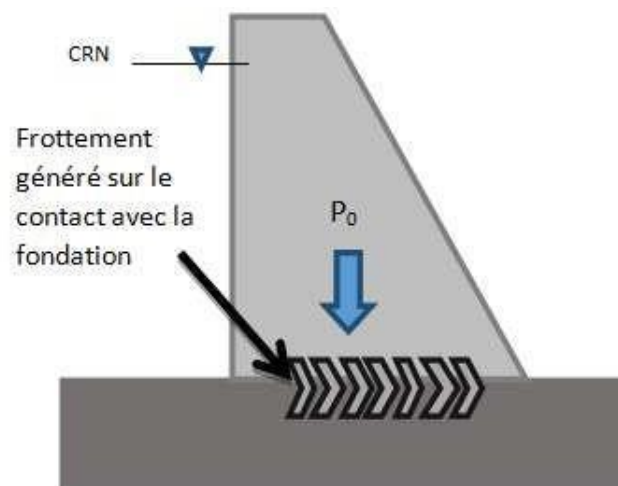


Figure II.3: Action du poids propre du barrage

On adopte pour la valeur caractéristique du poids propre, notée P_0 , la formulation suivante :

$$P_0 = \gamma_b \times g \times S$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton en KN/m^3 .

S : surface du profil du barrage en m^2 .

g : est l'accélération de la pesanteur

VI.1.2. Poussée des sédiments

Les sédiments qui s'accumulent au pied amont du barrage, pouvant parfois atteindre la hauteur de l'ouvrage, cette poussée provoque sur le parement amont une poussée horizontale qui va s'additionner à la poussée hydrostatique, elle est similaire à l'eau et répartie triangulairement et exprimée par :

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot h_{\text{séd}}^2 \cdot K$$

Avec :

K : coefficient de la poussée,

- Fluide $K=1$
- Poussée au repos $K= 1 - \sin\varphi$
- Poussée active $K= \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$
- Poussée passive $K= \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$

γ_i : Poids volumique des sédiments immergés (kN/m^3).

$h_{\text{séd}}$: Epaisseur de la couche des sédiments (m)

$\varphi_{\text{séd}}$: Angle de frottement interne des sédiments (généralement compris entre 15° et 30°).

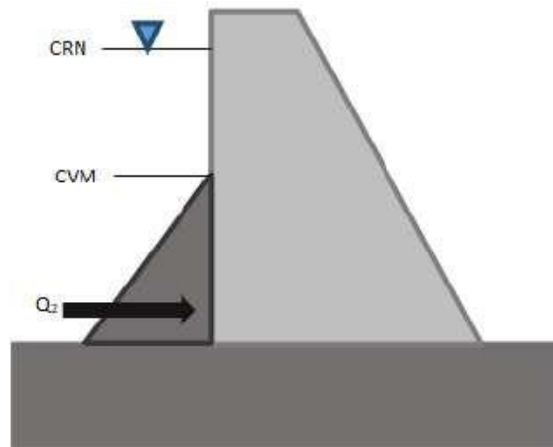


Figure II.4: Action des sédiments sur le barrage

Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage (Degoutte, 2002).

VI.2.Actions variables

VI.2.1.Poussée hydrostatique amont Q_1

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur, à savoir que la pression est plus importante au pied du barrage, la poussée de ce dernier exerce une force perpendiculaire au parement, et sa composante varie selon la forme de ce dernier :

- Pour un parement vertical sa composante est horizontale,
- Pour un parement amont incliné la composante est horizontale et comporte aussi une composante verticale qui participe à la stabilité du barrage,
- Si le barrage contient de l'eau en aval il faut tenir compte d'un contre poussé.

L'expression de la pression est donnée par :

$$Q_1 = \rho \cdot g \cdot H$$

Avec :

P : est la pression en Pa (Pascal).

ρ : la masse volumique de l'eau en kg/ m³.

g : est l'accélération de la pesanteur

H : la hauteur d'eau au-dessus du point considéré en m.

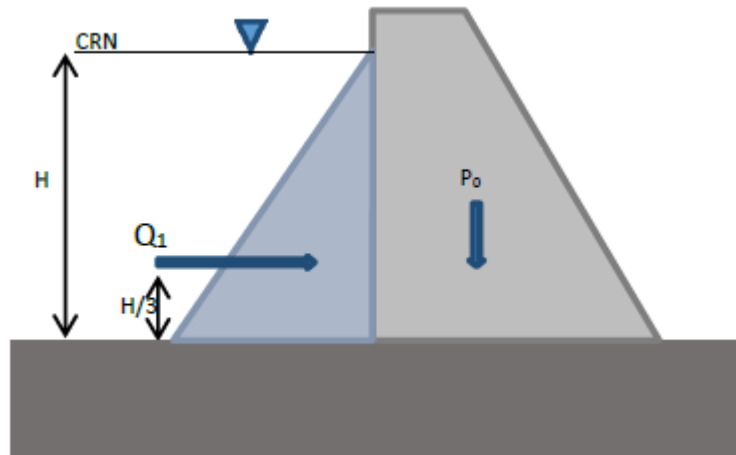


Figure II.5: Action de la poussée hydrostatique

Dans le cas d'un parement amont du barrage incliné

- a) Composante horizontale de la poussée de l'eau

$$F_H = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2$$

Cette composante horizontale passe par le point situé à $h/3$ de la base du barrage.

- b) Composante verticale de la poussée de l'eau

$$F_V = \rho \cdot g \cdot (\text{Volume})_{\text{barrage}}$$

- c) Cette composante verticale passe par le point situé à $2h/3$ de la base du barrage

Ainsi, la résultante de la poussée de l'eau est :

$$Q = \frac{F_h}{\sin \alpha} = \frac{1}{2 \sin \alpha} \rho \cdot g \cdot h^2$$

Avec

α : l'angle d'inclinaison du parement amont du barrage

VI.2.2. Poussée hydrostatique aval Q_3 :

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est le plus souvent liée à la poussée hydrostatique amont. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage. Toutefois sur

certaines ouvrages (contre-barrage aval, succession de barrages,), Q_3 peut être une action variable indépendante de la poussée hydrostatique amont (CFGB, 2002).

$$\text{Poussée horizontale aval : } Q_{3H-h} = \frac{1}{2} \rho_e \times g \times h^2_{aval}$$

$$\text{Poussée vertical aval : } Q_{3V} = \frac{1}{2} \rho_e \times g \times \alpha \times h^2_{aval}$$

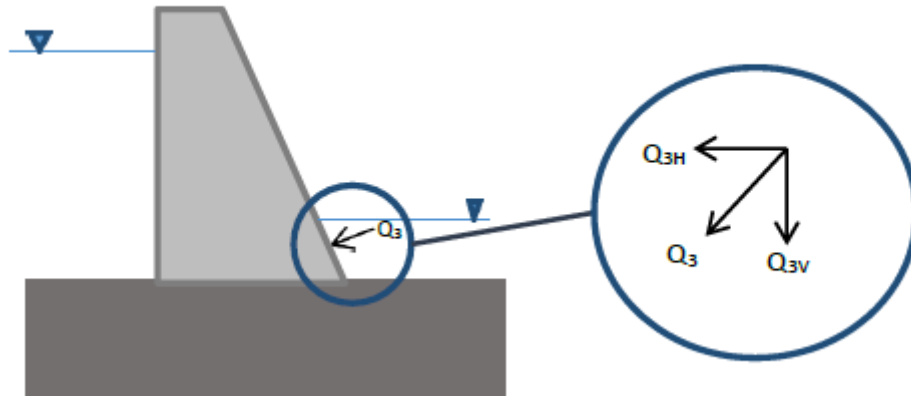


Figure II.6: Action de la poussée hydrostatique aval Q_3 .

VI.2.3. Action des sous pressions

Le corps du barrage et sa fondation ne sont pas totalement étanches. Ils sont soumis à des écoulements, sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval. On obtient ainsi une pression hydrostatique qui règne dans le corps du barrage et au contact avec la fondation.

La différence de pression qui existe entre le parement amont et le parement aval, l'eau pénètre progressivement dans le béton et le rocher, comme dans tout milieu poreux ou fissuré voire fracturé. Il s'établit donc un réseau d'écoulement à l'intérieur du barrage et du massif rocheux. La pression sera voisine de la pression hydrostatique à l'amont (100%) et proche de 0 à l'aval, pour autant qu'il n'existe aucune contre pression. De plus, la sous pression va suivre les variations du niveau du plan d'eau, toutefois avec un certain retard dans plusieurs cas.

La pression hydrostatique joue un rôle important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface du contact béton-rocher. Ce rôle ne se limite pas seulement à l'ouvrage, mais peut aussi intéresser la stabilité de la fondation ou d'un appui rocheux. La sous pression peut se manifester le long d'une surface de glissement potentiel ou au droit d'une cassure géologique (Schleis et Pougatsch, 2011).

Le calcul est en général effectué dans le cas d'une crue du projet en l'absence de drainage. On considère un diagramme trapézoïdal (a) de la figure II.7 avec la sous pression (U_m) du plan

d'eau au pied amont et une sous-pression (U_v) égale au niveau d'eau au pied aval. En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut-être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal.

En cas de drainage, il est recommandé de considérer que le drainage, est efficace à 50 % ce qui implique que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage.

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 2$$

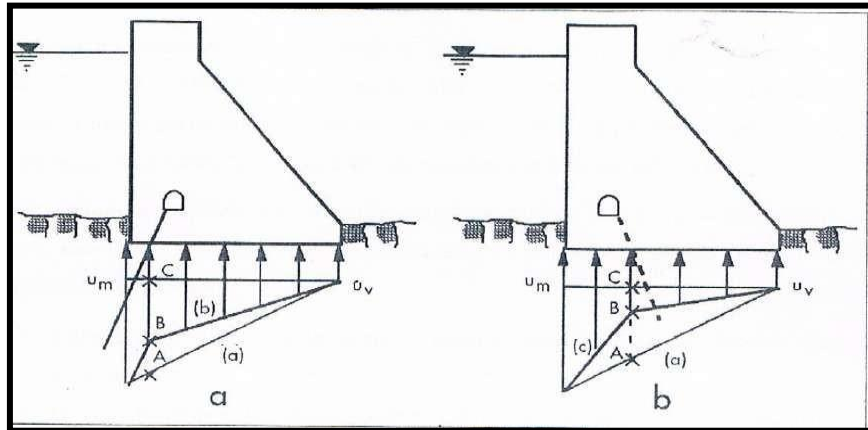


Figure II.7: Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage (a) sans injection (b) avec voile d'injection (c) avec drainage

Si le 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 (1/3) la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec le plein sous pression coté amont).

$$U_A - U_B = (U_A - U_C) / 3$$

La considération des sous-pressions, élément important du comportement des barrages poids du point de vue stabilité, diffère chez les différents concepteurs. La figure II.8 illustre les différents cas de diagramme considéré tenant en compte des voiles d'injection et de drainage (Dégoutte, 2002).

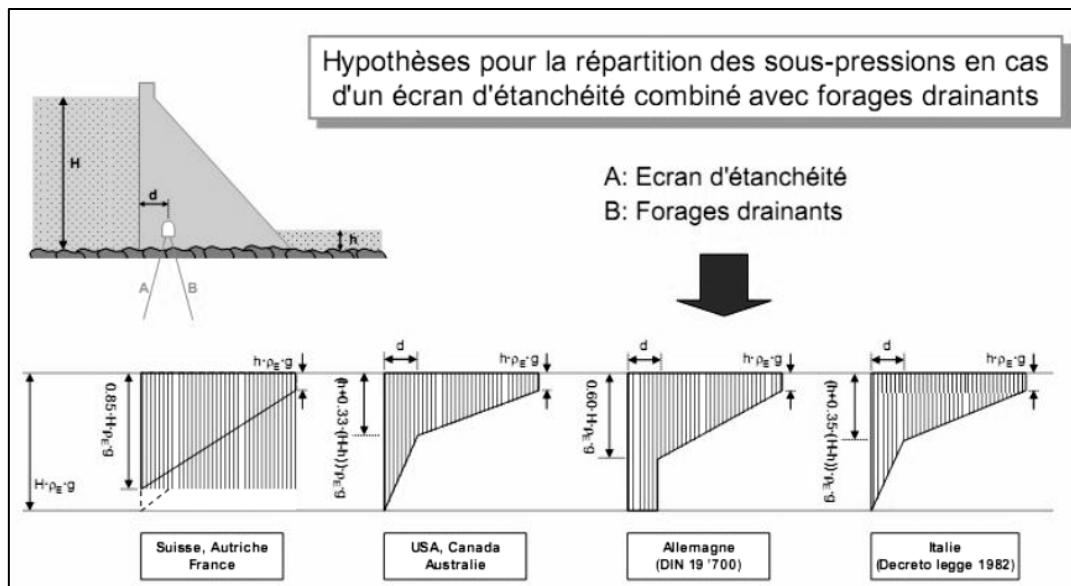


Figure II.8: Hypothèses pour la répartition des sous-pressions en cas d'un écran d'étanchéité combiné avec forages drainants (EPFL, 2002)

VI.2.3. Poussée de glaces

L'action de la glace sur les barrages n'est pas liée au phénomène physique de changement d'état (augmentation de volume à la transition liquide – solide). L'action est essentiellement d'origine thermique et correspond au phénomène de dilatation thermique de la glace, qui se produit principalement lors d'épisodes de redoux durant un hiver rigoureux (Bacara, 1996).

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.

VI.3. Les charges exceptionnelles

VI.3.1. Actions accidentelles

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent pour le cas des sollicitations dynamiques ce qui suit :

- C'est une force horizontale vers l'aval appliquée au centre du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient d'accélération sismique α varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude séisme (Le Delliou, 2007),

- L'analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité d'un barrage en béton sollicité par un séisme,

- Dans le cas d'un barrage déversant, la force accidentelle horizontale de l'eau est donc augmentée d'une valeur :

$$F_{H(\text{séisme-eau})} = 0.58 \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

Où :

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

h_w : Hauteur du barrage (m)

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m³).

VII. Critères de conception pour la stabilité d'un barrage poids

VII.1. Contraintes normales

Les conditions ci-dessous doivent être vérifiées en termes de contraintes

- 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 de 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).

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

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

VII.2. Les Combinaison d'actions

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé. Ces combinaisons d'actions sont regroupées en trois catégories.

VII.2.1. Combinaison quasi-permanente

La combinaison quasi-permanente traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis en situation durable d'exploitation pour le niveau représentatif de la CRN. Elle prend en compte : Les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, de la poussée des sédiments déposés, de la poussée de l'eau à la retenue normale CRN et de la sous-pression correspondante sous la fondation.

VII.2.2. Combinaison rare

La combinaison d'action rare pour les PHE (niveau des plus hautes eaux) prend en compte le poids propre, la poussée des sédiments, la poussée d'une eau éventuellement chargée et la sous-pression correspondante sous la fondation.

VII.2.3. Combinaison accidentelle

Elle résulte des séismes survenant lorsque la retenue est à son niveau normal R N(CFBR, 2012).

VIII. Analyse de la stabilité

VIII.1. Fruit du parement aval

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

- $f \geq (2\gamma - 3)^{-\frac{1}{2}}$ (condition pour non fissuration)
- $f \geq (2\gamma - 3)^{-\frac{1}{2}}$ (condition pour fissuration stable).

γ : représente la densité du corps du barrage

Pour une densité moyenne de 2,35, les valeurs 0,86 et 0,77 sont correspondantes aux fruits respectifs du parement aval (Rouissat, 2013).

La stabilité des barrages poids et normalement vérifiée par un calcul en deux dimensions. Ce n'est que lorsque l'ouvrage est suffisamment arqué, un effet tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite et/ou pour un ouvrage courbe en plan.

VIII.2. Volume du barrage

Une première estimation du volume du barrage peut donner une idée sur sa capacité de reprendre les sollicitations, notamment la poussée hydrostatique. Une approximation du volume du barrage est donnée parmi :

$$V = 0.14 \cdot H^2 (L_c + 2 \cdot L_b)$$

V : Volume du barrage poids en m³

H : Hauteur du barrage en m

L_c : Largeur du site simplifiée au niveau de la crête en m

L_b : largeur du site au niveau de la base en m (Rouissat, 2013).

VIII.3. Stabilité interne

La stabilité interne consiste à étudier de la partie supérieure du barrage, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur Z sous le niveau de la retenue. Le critère de contrainte normale σ_n le plus utilisée est celui de MAURICE-LEVY dont la contrainte calculée hors sous-pressions, reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau :

$$\sigma_n > \sigma_w \cdot Z$$

En fait, ce critère paraît très sévère et la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence. Le critère habituellement retenu est donc satisfait à 75 %.

$$\sigma_n > 0.75 \cdot \gamma_w \cdot Z$$

VIII.4. Stabilité interne des barrages poids : équilibre élastique

Cette stabilité est assurée par un calcul des contraintes dans les sections horizontales dans le cas des sollicitations de flexion composée, Les contraintes normales au sol seront :

- Pied amont : point A

$$\sigma_A = \frac{\sum F_V}{b} \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{b} \right)$$

- Pied aval : point B

$$\sigma_b = \frac{\sum F_V}{b} \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{b} \right)$$

Avec :

e : excentricité du point d'application de la résultante des forces appliquées à l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la surface de base B (Khaloun et Daoudi, 2018).

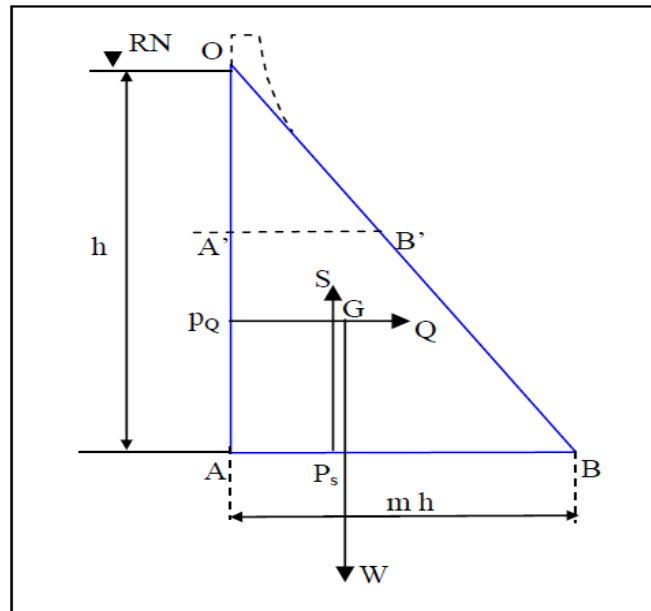


Figure II. 9: Géométrie d'un barrage poids pour la vérification de la stabilité interne

VIII.5. Stabilités au glissement

VIII.5.1. Equilibre au glissement

Sous l'action du poids propre et de la poussée hydrostatique, Le principe consiste à considérer le barrage comme un solide indéformable posé sur sa fondation et soumis à des sollicitations. On exprime alors les conditions de sa stabilité au glissement sur son sol d'assise pour obtenir le critère de dimensionnement suivant :

$$\frac{N \cdot \tan \varphi}{T} > F$$

Avec :

N et T les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation (Degoutte, 2002).

La sécurité au glissement est assurée si:

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq f$$

f : Coefficient de frottement,

$\sum F_h$: Forces horizontales,

$\sum F_v$: Forces verticales,

Le coefficient de sécurité au glissement est vérifié par :

$$K_s(\text{glissement}) = \frac{C.F + f \sum F_v}{\sum F_h}$$

Avec :

F_h : Forces horizontales.

F_v : Forces verticales.

F : Surface de contact entre le barrage et sa fondation.

C : Coefficient de la cohésion.

f : Coefficient de frottement

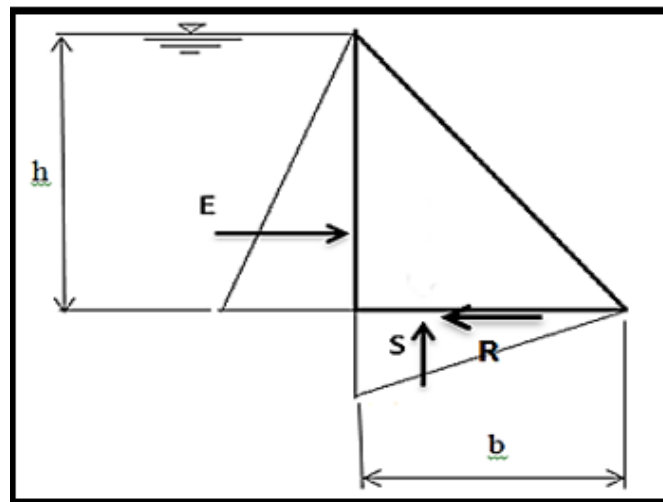


Figure II. 10: Eléments pour le calcul de la stabilité au glissement.

Pour le rocher de qualité, la valeur admise pour la cohésion est généralement prise entre 0,5 et 2 MPa. La cohésion C s'annule dès qu'il y a fissuration ou joints.

Si le terrain comporte des plans de faiblesse horizontaux (stratification schistosité, fissure de décompression), l'étude de stabilité au glissement devra se faire au niveau des faiblesses.

Si la cohésion des fondations est nulle, le coefficient de sécurité au glissement K_s est alors :

$$K_s(\text{glissement}) = \frac{f \sum F_v}{\sum F_h}$$

On admet habituellement $K_{s(\text{glissement})} \geq 1.5$

VIII.5.2. Surfaces de glissement

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il faut d'abord déterminer en premier lieu les surfaces de glissement potentielles. 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 de la qualité des injections de contact. Les éventuelles fissures de retrait et les reprises de bétonnage constituent des plans de glissement préférentiels qu'il conviendra de traiter avec un maximum d'attention (Khaldoun et Daoudi, 2018).

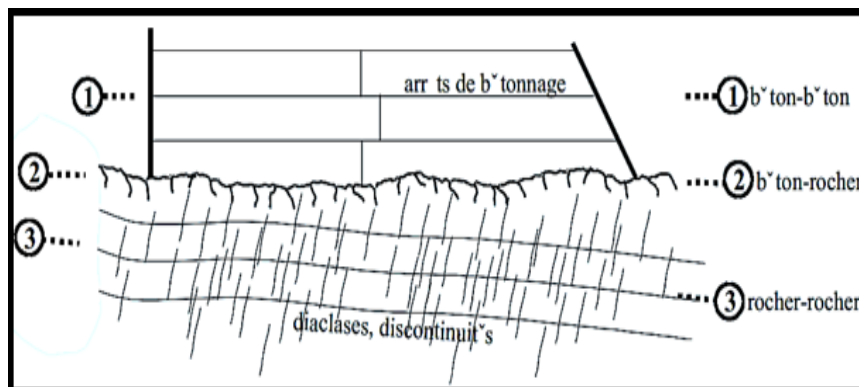


Figure II. 11: Surfaces de glissement potentielles (EPFL, 2006).

Le tableau II.3 donne les valeurs usuelles de l'angle de frottement béton-rocher d'un barrage poids et ce en relation avec la figure II.11.

Tableau II.3: Caractéristiques des surfaces de glissement potentielles (Schleiss et Pougatsch, 2011)

		ϕ'	Tan(ϕ')
(1) béton-béton	- Cassure en plein 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 (fortement diaclasé)	27°45°	0.5-1.0

VIII.5.3.Amélioration de la sécurité au glissement

- a) Augmenter les forces verticales
 - Réduction de l'angle du parment aval.
 - Incliner le parement amont.
 - Réduire les sous-pressions.
- b) Réduire les forces poussantes (horizontales)
 - Incliner la fondation vers l'amont.
- c) Augmenter la valeur de l'angle de frottement
 - Traitement des arrets de bétonnage (béton).
 - Redans coffré (béton).
 - Injections (rocher) (Moulay El Boudkhili, 2014).

VIII.6.Stabilité au renversement

En règle générale, une structure se renverse lorsque la résultante des forces mobilisées quitte la base de la fondation de la structure. Cette définition est très sommaire pour l'analyse du renversement d'un barrage poids, dans la mesure où, à la limite de renversement selon ce critère, les contraintes de compression sous la partie la plus sollicitée de la fondation deviennent très élevées.

On étudie la possibilité de basculement par rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. Les moments sont exprimés en valeurs absolues(Le Delliou, 2007).

Le coefficient de sécurité au renversement est :

$$K_c(\text{renversement}) = \frac{\sum M_{rés}}{\sum M_{motr}}$$

VIII.7. Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

En l'absence des règlements, chaque barrage fait l'objet d'un examen particulier. Les coefficients de sécurité minimaux sont examinés au regard de la connaissance qu'on a de l'ouvrage , de sa fondation, des matériaux, des plages de variations raisonnablement possible

des paramètres. Les calculs sont effectués sans pondération des sollicitations. Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous-pressions.

Tableau II.4: Coefficients de sécurité pour la vérification statique d'un barrage (Le Delliou, 2007)

	Conditions		
	Normales	Exceptionnelles	Extremes
Glissement	1.33	1.1	1.05
Renversement	1.5	1.25	1.1

VIII.8. Vérification des contraintes

La contrainte est donnée par l'expression :

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

Où :

$\sum P$: La somme des forces verticales.

$\sum M$: La somme des moments appliqués.

F : la surface de la section centrale,

$$\text{Et : } W = \frac{i}{Y}$$

Avec :

i: le moment d'inertie,

Y : l'abscisse de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égale à la moitié de la base B du barrage) (Rouissat, 2013).

IX. Paramètres d'influence sur la stabilité

IX.1. Injections et drainages

Dans le barrage poids, les injections et les drainages sont seuls chargés de rétablir l'équilibre, c'est-à-dire de supprimer les sous-pressions ou d'en réduire la valeur de façon qu'il n'y ait ni renversement ni glissement.

IX.2. Angle de frottement béton-rocher

Les angles de frottement internes du béton et du rocher sont, à très peu de chose près, les mêmes, égaux à 45°. Si la surface de contact béton-rocher est bien réalisée, l'angle de frottement sur cette surface peut être aussi de 45°. On prend généralement, par un souci de

sécurité bien légitime, un angle de 55° avec l'horizontale correspondant à un rapport de 0,70 entre les composantes horizontale et verticale de la résultante générale.

Dans la première condition, les forces horizontales exercées par l'eau et la glace sur la face amont du barrage peuvent créer un moment de renversement par rapport au pied aval du barrage. Cela se produit lorsque la résultante des forces mobilisées sur la fondation quitte cette dernière tel que montré à la figure II.12. Elle peut induire des forces de traction entre le barrage et son assise, à l'amont. Normalement, une conception assurant la stabilité face au renversement prévoit une résultante interceptant l'interface béton-rocher, comme le montre la figure II.13.

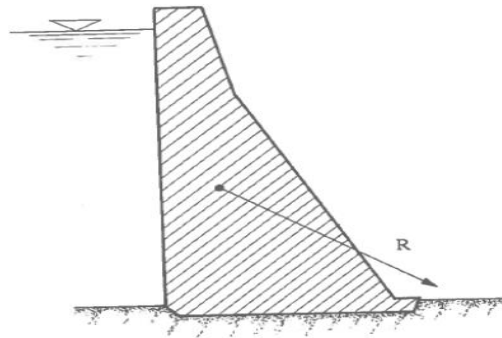


Figure II.12: Cas d'un barrage instable vis-à-vis le renversement (Schleiss et Pougatsch, 2011)

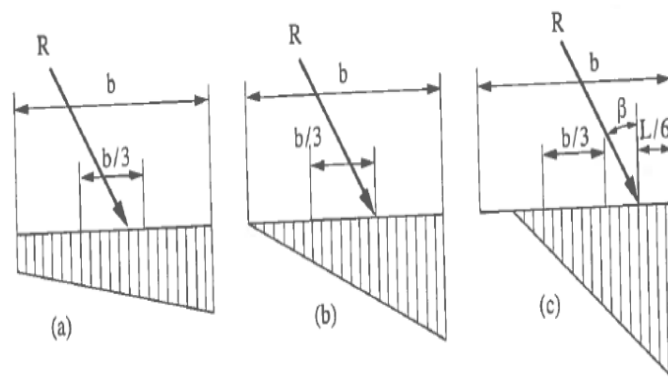


Figure II. 13: Positions correctes de la résultante pour une stabilité face au renversement (Schleiss et Pougatsch, 2011)

Cependant, même la troisième position (c), indique qu'il y a présence d'une certaine force de traction à l'interface béton-rocher du côté amont. Il importe donc d'avoir une bonne connaissance de la résistance à la traction de l'interface pour savoir dans quelle proportion cette dernière peut contribuer à la résistance au renversement. Pour la deuxième condition (le glissement), ces mêmes forces horizontales doivent être entièrement reprises en frottement le long de l'interface béton-rocher du barrage. Si cette résistance est dépassée, le barrage devient instable et peut se déplacer. Définissons d'abord quelques concepts mécaniques. D'abord,

l'angle de frottement correspond à l'angle d'un plan incliné sur lequel un corps au repos est à la limite de glisser le long d'une de ses faces. La figure II.14 illustre cette situation. L'angle de frottement est indépendant de la masse ou des dimensions du bloc, pourvu qu'il n'y ait pas de renversement. La valeur $\tan\varphi$ correspond donc au coefficient de frottement statique (Bauret, 2016).

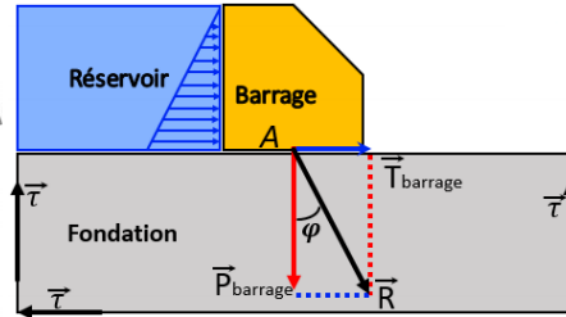


Figure II. 14: Schéma mécanique de l'angle de frottement dans le cas d'un barrage-poids

L'angle de frottement, plutôt que de représenter l'inclinaison du plan, est alors dépendant du rapport entre la force tangente T mobilisée par le barrage à l'interface et le poids du barrage P . En divisant ces deux forces par l'aire de contact A , les contraintes de cisaillement τ et normale σ sont obtenues. La résistance au glissement d'un barrage à son interface béton-rocher est souvent considérée comme une relation linéaire de forme $f(x) = ax + b$. La variable indépendante est la contrainte normale et la variable dépendante est la résistance au cisaillement mobilisée (Bauret, 2016). Les paramètres a et b sont respectivement la tangente de l'angle de frottement ($\tan\varphi$) et la cohésion (c). Cette relation est appelée l'équation Mohr-Coulomb

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi$$

IX.3.Surface d'application des sous-pressions

Plusieurs approches sont adoptées en fonction de la surface à considérer. Les approches se positionnent entre la surface totale d'une section horizontale ou la surface totale de la base. Les valeurs de la sous-pression au niveau du parement amont et du parement aval sont importantes. Dans ce contexte aussi, les approches varient entre une sous-pression amont équivalente à la charge hydrostatique et une sous-pression égale à une tranche de cette dernière en fonction de la position et de la profondeur du voile d'injection. Il est possible d'obtenir la

même sécurité en donnant au parement amont une inclinaison, ce qui peut être nécessaire dans certains cas pour adapter le barrage aux exigences du terrain.

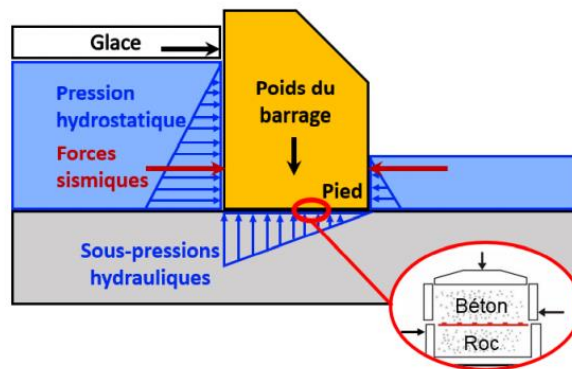


Figure II. 15: Sollicitations sur un barrage poids et influence des sous pressions

IX.4. Arrêts de bétonnage

A l'intérieur du barrage, les plans préférentiels de glissement sont constitués également par les reprises horizontales de bétonnage, généralement espacées de 2 à 3.5 m.

Sur les barrages poids de très grande hauteur, il devient nécessaire de placer des joints transversaux perpendiculaires à l'axe de la vallée pour limiter le volumes des étapes de bétonnage. En règle générale, la largeur bétonnée en une seule étape ne dépasse pas 30 à 40 m. Ces joints sont disposés de sorte à ne pas former de plan de glissement préférentiels. Ils forment soit des redans avec des coffrages inclinés, soit des escaliers, selon une disposition qui soit compatible avec les directions des contraintes principales dans le béton. L'orientation des redans est choisie de telle façon que leurs surfaces soient perpendiculaires aux lignes isostatiques (Khaloun et Daoudi, 2018).

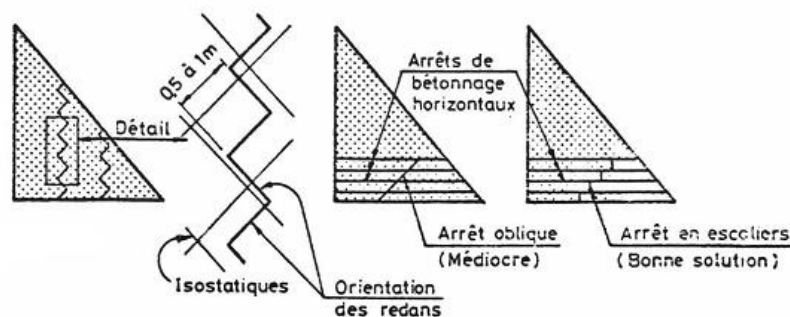


Figure II. 16: Arrêts transversaux de bétonnage pour un barrage poids BCV

IX.5. Dispositions constructives en cas de séisme

En matière de précautions constructives, les plots du barrage peuvent être dotés de réservations avant le coulage du béton sous forme d'enchevêtrement des blocs par des bosses. Ces bosses ont en général deux formes conique ou sphérique comme le montre la figure 17.

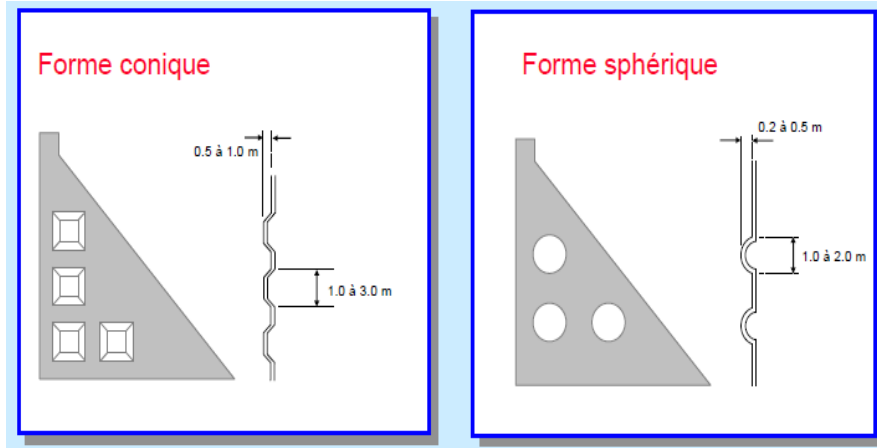


Figure II. 17: Enchevêtrement des plots de béton pour améliorer la stabilité dynamique des barrages poids

X. Conclusion

Les barrages poids sont parmi les ouvrages les plus imposants en génie civil. Leur fonction de retenue d'eau leur confère un statut particulier exigeant un niveau de confiance très élevé par rapport à l'intégrité structurelle et la stabilité. Un des éléments essentiels à l'intégrité de l'ouvrage est sa stabilité en fonction du chargement imposé. La connaissance et la considération, dans un contexte sécuritaire et économique, de toutes les sollicitations agissant sur le barrage ainsi que la caractérisation des sols de fondations et des matériaux de construction permet une approche économique et sûre. L'optimisation du compromis sécurité économie est souvent recherchée par les concepteurs. L'analyse paramétrée de la stabilité des barrages poids en fonction des paramètres d'influence conduit souvent à la conception d'ouvrages avec une pondération plus ou moins judicieuse des paramètres les plus influençant et garantissant une sécurité à long terme et sous les changements qui puissent se produire.

Chapitre

III

Analyse des
paramètres
d'influence sur la
stabilité des
barrages poids

I. Introduction

La stabilité des barrages poids contre le glissement et le renversement est le concours de plusieurs paramètres, ceux dépendant de la qualité des matériaux (barrage, fondation et zone d'interaction) et d'autres liés aux sollicitations exercées sur le barrage, leur résultante ainsi que le mode de traitement des fondations (injection et/ou drainage) dont l'influence est directe sur les sollicitations provoqué par les sous-pressions.

Dans le présent chapitre, et en considérant le barrage de Béni Haroun dans la wilaya de Mila en Algérie, nous engageons une analyse paramétrée de la stabilité du barrage en relation avec quelques paramètres d'influence. L'analyse est menée dans les deux cas:

- Analyse de la stabilité dans le cas statique.
- Analyse de la stabilité dans le cas dynamique avec la méthode pseudo-statique.

II. Présentation du barrage de Béni Haroun

II.1. Description de l'aménagement

Le site du barrage Béni Haroun est situé dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued Kébir 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-marneuse de Beni Haroun et à environ 4 km du confluent de l'Oued Rhumel 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 de Rhumel est mobilisée par le barrage de Hammam Grouz. La superficie intéressant le barrage de Béni Haroun est de 6.595 km².

L'apport annuel régularisé est estimé à 435 million 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.

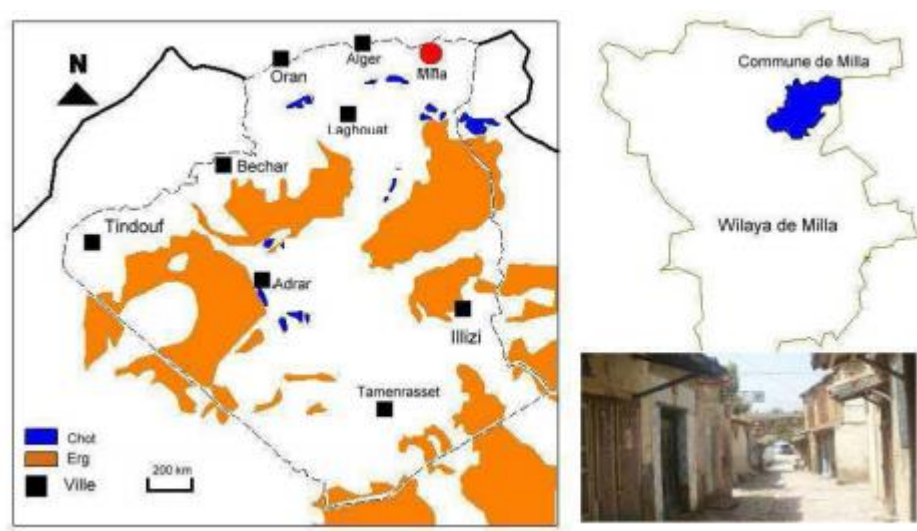


Figure III.1 : Localisation du barrage de Beni Haroun, Algérie

II.2 Principales caractéristiques du barrage

Le barrage de Beni Haroun est un barrage de type poids rectiligne en béton compacté au rouleau (BCR) s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire.

Le niveau de retenue normale (RN) qui est aussi la crête de l'évacuateur à seuil libre, est à la cote 200.

Il y correspond un ouvrage d'une hauteur maximale sur fondation de 118m et une longueur en crête de 710 m.

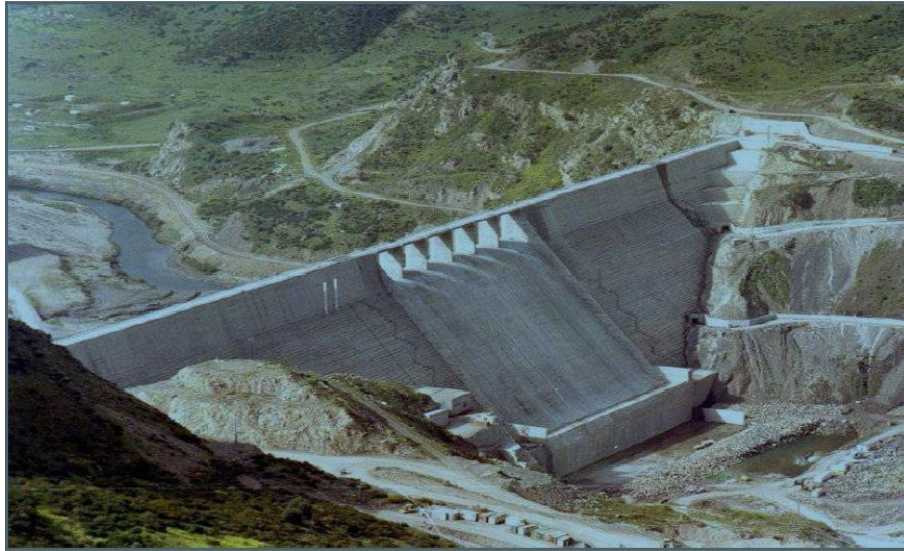


Figure III.2: Vue du barrage de Béni Haroun (ANBT, 2002)

La conception du barrage et de ses ouvrages annexes a été dictée par le souci :

- De minimiser les quantités de béton conventionnel.
- De garantir une bonne continuité de chantier BCR.
- De concentrer le plus possible les ouvrages nécessitant l'usage d'un béton traditionnel.

Le profil de base du barrage est un triangle de caractéristique ci- après :

- Sommet à la cote 214.80 m, niveau maximum de crue (P.H.E)
- Parement amont vertical
- Parement aval incliné à 0.8 H pour 1 V.

La section non déversante possède une crête d'une largeur de 8 m, arasée à la cote 216.30m. Ce qui laisse une revanche de 1.5 m au- dessus des plus hautes eaux.

Le parement aval de cette section change de pente au-dessus de la cote 196, ce qui renforce la résistance au séisme et permet l'installation d'une voile de circulation.

L'évacuateur de surface, de type « à seuil libre ».est obtenu à peu de frais, comme dans tout barrage en béton, en aménagement en déversoir la partie contraire du barrage.

Sa longueur est de 124 m répartis en 6 passes surmontées par un pont route.

Le seuil de l'évacuateur est prolongé par un coursier raccordé à un saut de ski, calé au-dessus des plus hautes eaux. La capacité de l'évacuateur est de $13.230 \text{ m}^3/\text{sec}$, pour un niveau d'eau de 214.74, ce qui correspond au débit maximal restitué après laminage de la crue maximum probable de $16.640 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Le fond de la vallée est élargi en entaillant la rive droite sur une centaine de mètre afin d'assurer une bonne assise de la zone du barrage concernée par l'évacuateur de crue et la vidange de fond.

La vidange de fond contiguë à l'évacuateur est implantée en rive droite au niveau 140.

Elle est constituée de deux pertuis dimensionnés pour évacuer un débit de $670 \text{ m}^3/\text{sec}$ (335 m^3 par pertuis) sous le niveau de retenue normale et se terminant par un saut de ski.

Durant les travaux, la dérivation de la rivière a été assurée en saison sèche par les deux galeries de dérivation de la rive gauche prévues dans la solution de base en enrochement.

Trois galeries, répartis sur 3 niveaux et situées à proximité du parement amont du barrage, permettant la réalisation et le contrôle des opérations d'injections et de drainage dans le corps de barrage et dans la fondation.

Les agrégats pour le BCR proviennent du traitement de l'Oued proche du barrage.

II.3. Synthèse des principales caractéristiques du barrage

Tableau III.1 : Récapitule les principales caractéristiques des ouvrages de l'aménagement

Retenue du barrage	
Niveau normal (RN)	200.00
Niveau des plus hautes eaux (PHE)	214.80
Niveau minimum d'exploitation	172.00
Volume de tranche morte (110-172)	$240 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
Volume utile (172-200)	$723 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
Volume totale (110-200)	$963 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

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
Largueur en crête	8 m
Largueur maximale au niveau des fondations	93 m
Fruit du parement amont	Vertical
Fruit du parement aval	08H/1V
Cote de la crête	216.30
Evacuateur de crue	
Emplacement	Partie centrale du barrage
Cote de la crête	200 m
Cote de bec aval de saut de ski	Variable de 124.00 à 126.00
Longueur totale de l'évacuateur en crête	124 m
Longueur utile de l'évacuateur en crête	114 m
Longueur de la cuillère	130 m
Débit maximal	13230 m ³ /sec pour PHE à 214.74
Vidange de fond	
Emplacement	Rive droite
Calage de l'entrée	140.00m
Section des pertuis	(3.0 m × 4.10 m) × 2
Vannes	2 vannes wagon à l'amont 2 vannes segment à l'aval
Débits maximal	670 m ³ /sec sous RN 200 > 700 m ³ /sec sous RN > 200
Injection et drainage de la fondation	
Voile d'injection	Vertical axé sur galerie de pied amont profondeur de 40 à 120 m
Rideau de drainage	1 rideau foré à partir de la galerie de pied amont
Ouvrage de dérivation	

2 galeries souterraines	\varnothing 8 m
-------------------------	-------------------

II.4. Objectif de l'aménagement

L'objectif de l'aménagement du Barrage de Béni-Haroun est:

- L'alimentation en eau potable de cinq wilayates : Mila, Constantine, Batna, Khenchela et Oum el Bouaghi à raison de 204 millions de mètres cubes,
- L'irrigation d'environ 30.000 hectares dans les plaines de Teleghma, Chemoura et Tafouna à raison de 228 millions de mètres cube,
- Le laminage des crues de l'Oued Kébir pour la protection des infrastructures à l'aval (Tractebel Engineering, 2002).

II.5. Séismicité régionale

II.5.1. Tectonique régionale

La géomorphologie de la région du projet est liée à une histoire tectonique complexe dont les déformations principales responsables de cadre structural actuel ont eu lieu entre le crétacé et le début du Quaternaire.

Une phase tectonique particulièrement importante s'est développée au Miocène inférieur. Elle est caractérisée par une période de distension suivie d'une période de compression qui fait apparaître, le long de la marge du bassin de constantinois, une série de la faille inverse de direction N60°- N110. Ce chevauchement forme la structure géologique la plus importante à proximité de site dans la région de projet.

En relation avec cette structure un décrochement important a été identifié à une centaine de mètres en amont du site. Cette faille de chevauchement traverse la zone d'affleurement des marnes au niveau de l'Oued El Dib et montre une direction plus au moins parallèle aux couches avec un pendage vers le Nord-Ouest.

D'autres failles sont présentes dans la zone de retenue. Ce sont en général des failles normales à forts pendages ou des failles inverses de direction N45°-85°E, sub-parallèles au chevauchement de Sidi Marouane. La formation de ces failles est attribuée au même processus tectonique responsable de la formation de chevauchement principal.

II.5.2. Géologie du site du barrage Béni Haroun

Le site du barrage est implanté approximativement à la cote 110 m sur l'Oued Kébir à environ 3.5 km en aval de la confluence de l'Oued Rhumel et l'Oued Enndja. Un affluent, L'Oued El Dib, rejoint l'Oued El Kébir juste à l'amont du barrage.

Les terrains superficiels sont constitués par les dépôts alluviaux (divisés en 3 : terrasses anciennes, terrasses et alluvions actuelles) ainsi que des éboulis, des colluvions et des terrains glissés.

Les unités rocheuses présentes sur le même site du barrage sont de l'amont vers l'aval :

- a) Des marnes éocènes sont présentées à l'amont de l'emprise du barrage. Ce sont des marnes fortement déformées et altérées présentant à l'affleurement des schistes gris foncé à noirs avec la présence de septaria dans les faciès marneux.
- b) Sous l'emprise de barrage, une couche de calcaires éocènes qui peuvent être divisée en trois unités :
 - Calcaire marneux,
 - Calcaire à silex,
 - Calcaire de base.
- c) Juste à l'aval de l'emprise du barrage, des marnes noires du Paléocène constituées de schistes de compaction gris foncé à noirs.

Quelques affleurements de Trias à faciès gypseux bréchiqne sont observés en amont du barrage. Ils sont probablement associés à des zones faillées ou la roche gypseuse a été injectée.

La trace d'une faille apparentée à ce système de faille, a été cartographiée à 100 m en amont de l'axe du barrage. Le long de celle-ci quelques affleurements de gypse triasique ont été observés dans les marnes (Tractebel Engineering, 2002).

II.6. Plots d'essai d'injection

II.6.1. But des essais

Quatre plots d'essai d'injection ont été réalisés afin d'optimiser des modalités d'exécution du voile d'étanchéité principal du barrage. Ceux-ci font partie intégrante du voile proprement dit et présentent les mêmes caractéristiques d'étanchéité que celui-ci.

Ces plots ont permis :

- de préciser la méthode optimale de réalisation et stabilisation des forages,

- de déterminer la géométrie la mieux adaptée pour l'exécution de trois fils du voile,
- de sélectionner le type de coulis,
- d'établir les diagrammes de pression de refus et de quantités limites à injecter.

II.6.2. Localisation

Trois plots ont été implantés dans la galerie de pied du barrage (+/- cote 100) et deux plots ont été implantés en rive droite dans la tranchée d'accès à la galerie 175.

II.6.3. méthode de forage

Les forages du voile principal d'étanchéité ont été exécutés :

- Soit à la sondeuse rotative destructive (couronne pleine) avec intense circulation d'eau pour faire remonter les sédiments,
- Soit à la sondeuse rotative avec extraction de carottes, méthode qui été la plus fréquemment utilisée car elle donnait le moins blocages,
- Soit par le procédé de roto percussion, avec intense circulation d'eau, pour faire remonter les sédiments.

Le diamètre minimum à 120 m de profondeur est de 46 mm et le plus souvent c'est ce diamètre et celui de 56 mm qui ont été employés.

Après l'injection, les forages ont été injectés au coulis en remontant par tranche de 3/5 mètres.

II.7.Géométrie du voile

Le voile d'étanchéité comprend un voile axé sur la galerie amont du barrage et ses extensions en rives gauche à droite. Ce voile comprend en principe 3 files. Le principe a été d'injecter la file aval en premier lieu, ensuite la file de contrôle.

En fonction de l'avancement du chantier, les injections ont été réalisées depuis la surface ou depuis les galeries 100, 135,145 et 175.

Dans le voile principal 6 tronçons ont été définis et qui sont présentés au niveau du tableau III.2 (Tractebel Engineering, 2002).

Tableau III. 2: Caractéristiques du voile

Tronçons	Longueur (m)	Profondeur (m)	Nb. forages	Longueur totale (m)
1	36	88	48	4.224
2	190	90	285	25.650
3	108	135	162	21.870
4	184	120	368	44.160
5	109	108	218	23.544
6	98	105	196	20.580
Total	725			140.248

III. Analyse paramétrée de la stabilité du barrage

III.1. Consistance des analyses

En se basant sur les principes de calculs de la stabilité des barrages poids contre le glissement et le renversement, la vérification des critères de stabilité interne ainsi que l'évaluation de l'état des contraintes transmises au rocher des fondations, nous menons dans la présente partie du mémoire l'ensemble des investigations en considérant les situations suivantes:

- Analyse en fonction du profil: Profil déversant et profil non déversant,
- Influence des sous-pressions: quatre situations ont été considérées: Fondation totalement perméable et sans traitement (cas de la liquéfaction des sols), épure des sous pressions triangulaires avec une valeur extrême à l'amont et sans traitement des fondations, fondations traitées par un voile d'injection de 40 m de profondeur et un rendement de 100% et en fin un traitement des fondations avec un voile d'injection de 120 m de hauteur et un rendement de 50%,
- Influence de la cohésion des fondations en considérant $C=50 \text{ KN/m}^2$ et $C=200 \text{ KN/m}^2$,
- Influence du frottement rocher-béton avec deux angles de frottement internes $\varphi =45^\circ$ et $\varphi =55^\circ$.

L'ensemble des cas d'analyses sont menés simultanément sous sollicitations statiques et dynamiques.

III.2. Analyse statique

III.2.1. Vérification de la stabilité au glissement et au renversement des profils de barrage

a) Stabilité au glissement

i. Forces horizontales

- Poussée hydrostatique

$$F_{WH} = \frac{1}{2} \times \rho_e \times g \times H^2$$

Avec :

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

ρ_e : Poids volumique de l'eau (kg/m³).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

H : Hauteur du barrage (m).

ii. Forces verticales

- Poids du barrage

$$P_{wv} = \rho_b \times g \times V$$

- Sous-pression

$$F_{SP} = \rho_e \times g \times v$$

Avec :

F_{SP} : Force de sous-pression (KN).

ρ_e : Poids volumique de l'eau (kg/m³).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

v : Volume des sous-pressions (m³).

iii. Coefficient de sécurité au glissement K_S

$$K_S = \frac{f \sum F_v + C F}{\sum F_H}$$

Ou :

Σ forces horizontales = F_{WH}

$$\Sigma \text{forces verticales} = F_{WV} + P_{WV} - F_{SP}$$

Avec :

K_S : Coefficient de sécurité au glissement.

ΣF_V : Somme des forces verticales (KN).

ΣF_H : Somme des forces horizontales (KN).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

F_{WV} : Force hydrostatique verticale (KN).

f : Coefficient de frottement béton-rocher.

F : Surface de contact du barrage avec ses fondations (m²).

C : Cohésion des fondations (KN/m²).

b) Stabilité au renversement

$$K_C = \frac{\Sigma M_{rés}}{\Sigma M_{mot}}$$

Ou :

$\Sigma M_{rés}$: $M/P_{WV} - M/F_{SP} + M/F_{WV}$

ΣM_{mot} : M/F_{WH}

Avec :

K_C : Coefficient de sécurité au renversement.

$\Sigma M_{rés}$: Somme des moments résistants (KN.m).

ΣM_{mot} : Somme des moments moteurs (KN.m).

M/P_{WV} : Moment du poids propre du barrage par rapport au pied aval (KN.m).

M/F_{WV} : Moment de la force hydrostatique verticale par rapport au pied aval (KN.m).

M/F_{SP} : Moment de la force de sous-pression par rapport au pied aval (KN.m).

M/F_{WH} : Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval (KN.m).

$$M = F \times D_F$$

Avec :

M : Moment par rapport au pied aval du barrage (KN.m).

F : Force (KN).

D : Bras de levier de la force (m).

c) Stabilité interne

Le calcul des moments des forces, en tenant compte de leurs signes par rapport au sens de rotation des aiguilles d'une montre (+) permet la détermination de l'excentricité e.

$$e = \frac{\sum M/G}{\sum F}$$

Ou :

$$\sum M/G = M_{F_{WH}}/G - M_{P_{WV}}/G - M_{SP}/G$$

$$\sum F = F_{WH} + F_{P_{WV}} - F_{SP}$$

Avec :

e : Excentricité (la distance séparant le centre de gravité G du centre de poussé C de la résultante des forces).

$\sum M/G$: Somme des moments par rapport au centre de gravité G (KN.m).

$\sum F$: Somme des forces (KN).

$M_{F_{WH}}/G$: Moment de la force hydrostatique par rapport au centre de gravité G (KN.m).,

$M_{P_{WV}}/G$: Moment du poids propre du barrage par rapport au centre de gravité G (KN.m).

M_{SP}/G : Moment de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G (KN.m).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

$F_{P_{WV}}$: Force de poids propre du profil du barrage (KN).

F_{SP} : Force de sous-pression (KN).

d) Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{\sum Fv}{s} + \frac{\sum M/G}{i}$$

Ou :

$$\sum Fv = F_{Pwv} - F_{SP}$$

$$\sum M/G = M_{(FWH)}/G - M_{(Pwv)}/G - M_{(FSP)}/G$$

$$s = B \times 1 = 93 \times 1 = 93m^2$$

$$i = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{93^3 \times 1}{12} = 67\,029,750m^4s$$

$$\sigma(\mathbf{max}) = \frac{\sum Fv}{s} + \frac{\sum M/G}{i}$$

$$\sigma(\mathbf{min}) = \frac{\sum Fv}{s} - \frac{\sum M/G}{i}$$

Avec :

$\sum Fv$: Somme des forces verticales (KN).

$\sum M/G$: Somme des moments par rapport au centre de gravité G (KN.m).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

F_{Pwv} : Poids propre du barrage (KN).

F_{SP} : Force de la sous-pression (KN).

s : Surface de contact entre le barrage et le rocher de fondation.

i : Moment d'inertie de la fondation.

B : Base du barrage (m).

III.2.2.Profil déversant

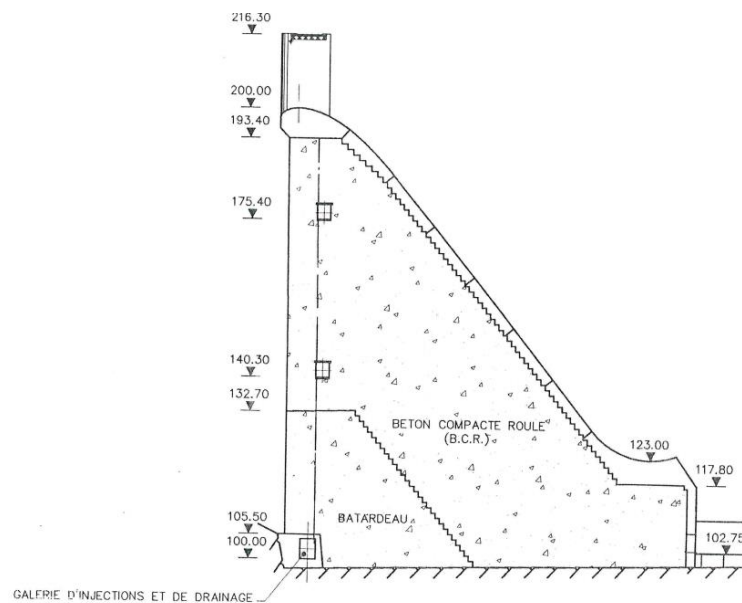


Figure III.3: Profil déversant du barrage Beni Haroun

Données

H (m)	100,000
B (m)	93,000
RN (m)	200,000

a) Surface du profil du barrage

$$S = \frac{1}{2} \times H \times B$$

$$S = \frac{1}{2} \times 100 \times 93 = 4\,650,000 \text{ m}^2$$

Avec :

S : Surface du profil du barrage (m²).

H : Hauteur du barrage (m).

B : Base du barrage (m).

b) Volume du profil du barrage

$$V = S \times L$$

$$V = 4\,650 \times 1 = 4\,650,000 \text{ m}^3$$

Avec :

V : Volume du profil du barrage (m^3).

S : Surface du profil du barrage (m^2).

L : Extension latérale du profil (en 2D, $L=1\text{m}$).

c) Poids du barrage

$$P_{wv} = \rho_b \times g \times V$$

$$P_{wv} = 2\,350 \times 9,81 \times 4\,650 = 107\,198,775 \text{ KN}$$

Avec :

P_{wv} : Poids du barrage (KN).

ρ_b : Poids volumique du béton (kg/m^3).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

V : Volume du barrage (m^3).

d) Stabilité au glissement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

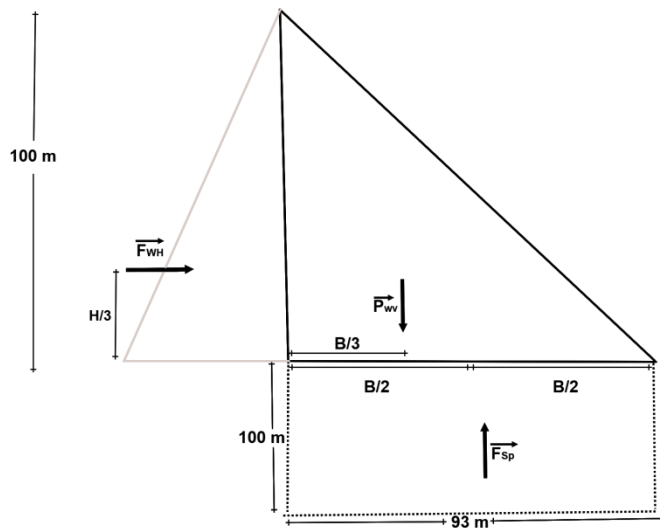


Figure III.4: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique

Tableau III. 3: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable- profil déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{wH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4\,650$	107 198,775
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times (100 \times 93)$	91 233,000
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 91\,233,000$	15 965,775

- Influence qualité du rocher

Tableau III. 4: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	0,42	0,71	
	55°	0,56	0,85	

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous pression

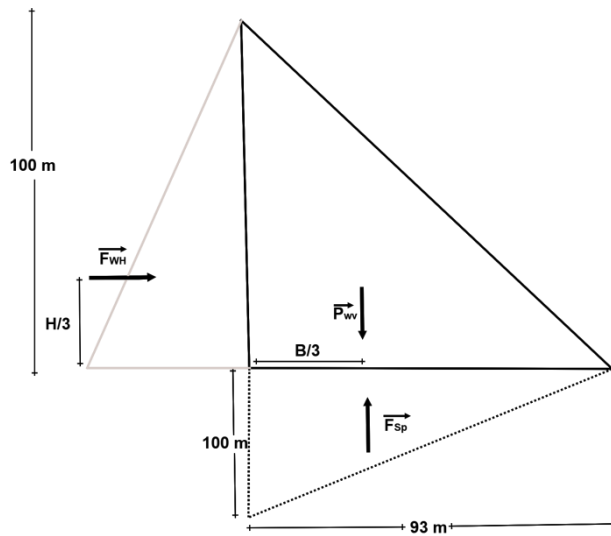


Figure III.5: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil déversant – cas statique

Tableau III.5: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
$\sum F_H$	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
$\sum F_V$	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4650$	107 198,775
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((100 \times 93)/2)$	45 616,500
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,77 - 45\,616,5$	61 582,275

- Influence qualité du rocher

Tableau III. 6: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		Ks
		50	200	
Φ	45°	1,35	1,64	
	55°	1,89	2,18	

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

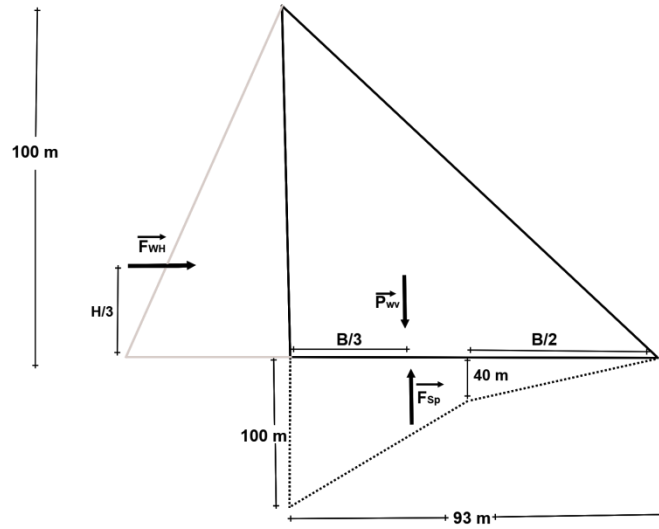


Figure III.6: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas statique

Tableau III.7: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4\,650$	107 198,775
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((40 + 46.5) / 2) + (100+40) / 2 \times 46.5$	41 054,850
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 41\,054,850$	66 143,925

- Influence qualité du rocher

Tableau III.8: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	1.44	1.73	
	55°	2,02	2.31	

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

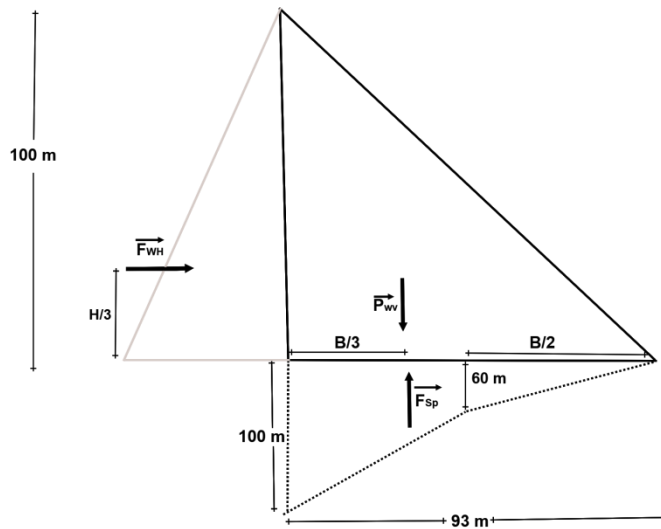


Figure III.7: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique

Tableau III. 9: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4650$	107 198,775
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((60+46.5)/2)+(100+60)/2 \times 46.5)$	50 178.150
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198.775 - 50\,178.150$	57 020.625

- Influence qualité du rocher

Tableau III.10: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas statique

		Cohésion (KN.m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	1.26	1.54	
	55°	1.76	2.04	

e) Stabilité au renversement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

$$D_{FWH} = \frac{H}{3} = \frac{100}{3} = 33.333 \text{ m}$$

$$D_{P_{wv}} = \frac{2}{3} \times B = \frac{2}{3} \times 93 = 62.000 \text{ m}$$

$$D_{SP} = \frac{B}{2} = \frac{93}{2} = 46.500 \text{ m}$$

Tableau III.11: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs(KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	91 233,000	46,500	4 242 334,500

$$Kc = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{6\,646\,324,050 - 4\,242\,334,5}{1\,635\,000} = 1.47$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

$$D_{SP} = \frac{2}{3} B = \frac{2}{3} \times 93 = 62 \text{ m.}$$

Tableau III.12: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions- profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs(KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	45 616,500	62,000	2 828 223,000

$$Kc = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{6\,646\,324,050 - 2\,828\,223,000}{1\,635\,000,000} = 2.34$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur

Tableau III.13: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	41 054,850	62,000	2 545 400,700

$$K_C = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{6\,646\,324,050 - 2\,545\,400,700}{1\,635\,000,000} = 2.51$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

Tableau III.14: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	50 178,150	62,000	3 111 045,300

$$K_C = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{6\,646\,324,050 - 3\,111\,045,300}{1\,635\,000,000} = 2.16$$

f) Stabilise interne

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

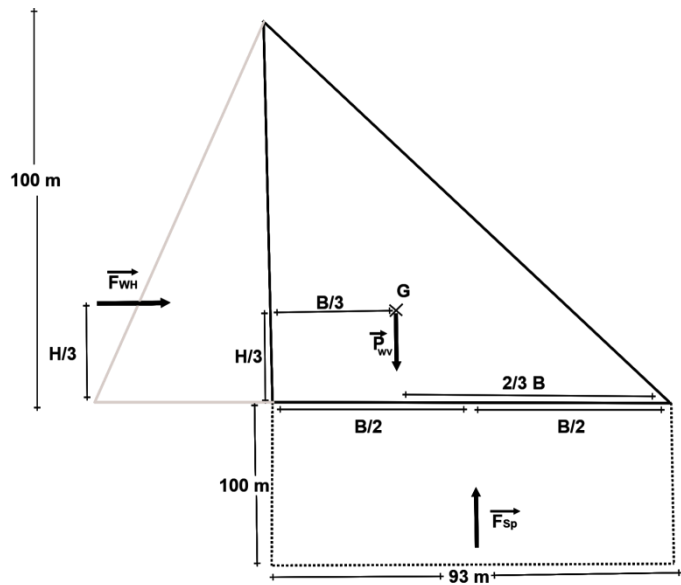


Figure III.8: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique

$$D_{F_{WH}} = \frac{H}{3} - \frac{H}{3} = \frac{100}{3} - \frac{100}{3} = 0.000 \text{ m}$$

$$D_{P_{wv}} = \frac{B}{3} - \frac{B}{3} = \frac{93}{3} - \frac{93}{3} = 0.000 \text{ m}$$

$$D_{F_{sp}} = \frac{B}{2} - \frac{B}{3} = \frac{93}{2} - \frac{93}{3} = 15.500 \text{ m}$$

Tableau III.15: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable - profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	91 233,000	15,500	1 414 111,500

$$e = \left| \frac{-1\,414\,111,500}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 91\,233,000} \right| = 21.750 \text{ m}$$

$$e = 21.750 > \frac{B}{6} = 15.5$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

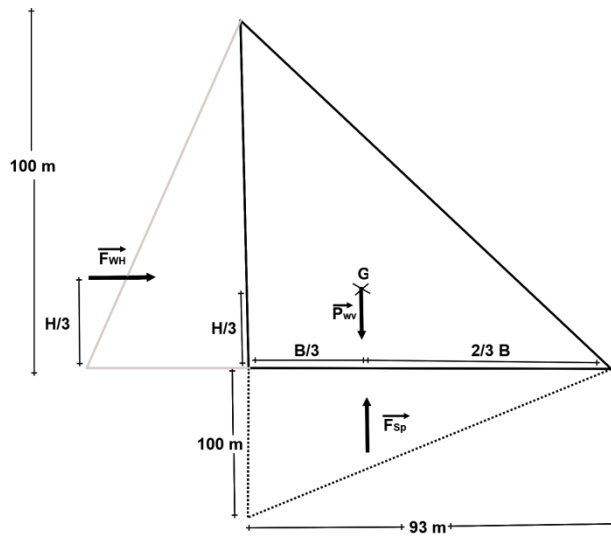


Figure III.9: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique

$$D_{SP} = \frac{B}{3} - \frac{B}{3} = \frac{93}{3} - \frac{93}{3} = 0.000 \text{ m.}$$

Tableau III.16: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	45 616,500	0,000	0,000

$$e = \frac{0,000}{49 050,000 + 107 198,775 - 45 616,500} = 0,000 \text{ m}$$

$$e = 0,000 < \frac{B}{6} = 15.5$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

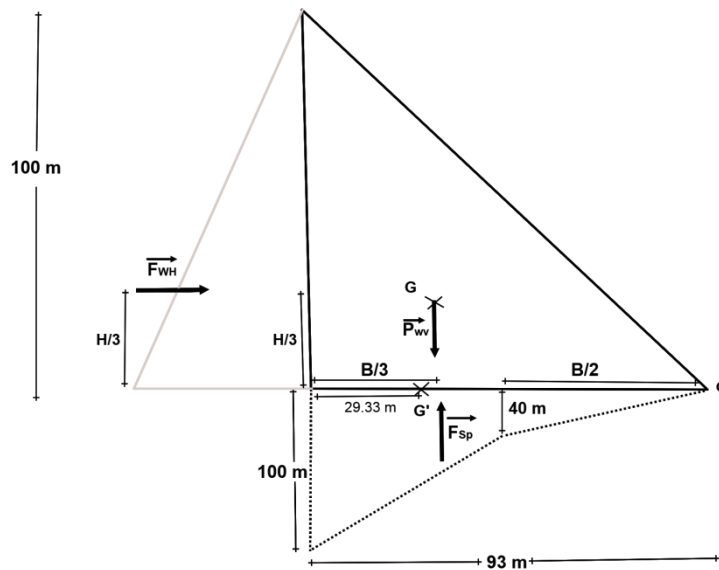


Figure III.10: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique

- Surface des sous-pressions trapézoïdale

$$S_1 = \frac{100 + 40}{2} \times 46.5 = 3255,000 \text{ m}^2$$

- Surface des sous-pressions triangulaire

$$S_2 = \frac{46.5 \times 40}{2} = 930,000 \text{ m}^2$$

$$X_1 = \frac{46.5}{3} \times \frac{100 + 240}{100 + 40} = 20,000 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{46.5}{3} + 46.5 = 62,000 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{3255 \times 20 + 62 \times 950}{4185}$$

$$X_G = 29.330 \text{ m}$$

Tableau III.17: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique.

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(+) F_{sp}	41 054,850	1.670	68 561,600

$$e = \frac{68\,561,600}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 41\,054,850} = 0,6 \text{ m}$$

$$e = 0,6 < \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

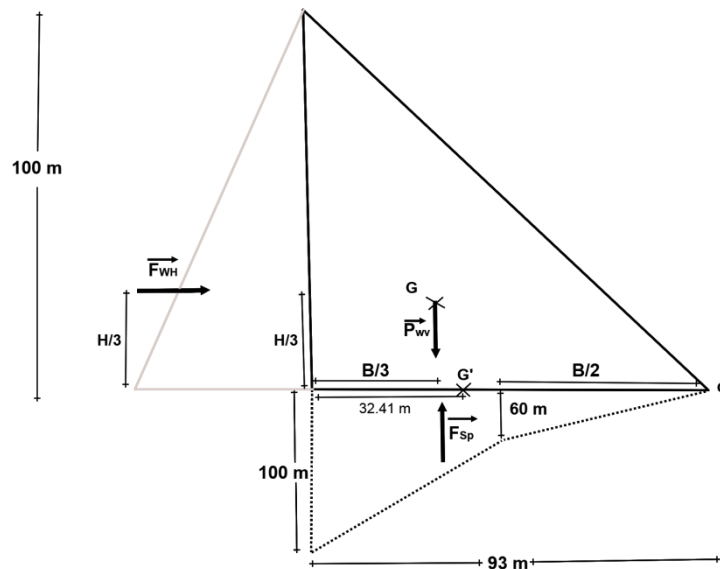


Figure III.11: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique

$$S_1 = 3720,000 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1395,000 \text{ m}^2$$

$$X_1 = 21.390 \text{ m}$$

$$X_2 = 62,000 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{3720,000 \times 21,390 + 62,000 \times 1395,000}{5115,000}$$

$$X_G = 32,410 \text{ m}$$

Tableau III.18: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique.

Paramètres	Valeurs(KN)	Bras(m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	00,000	0,000
(-) F_{sp}	50 178,150	15,500	70 751,191

$$e = \left| \frac{-70\,751,191}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 50\,178,16} \right| = 0,67 \text{ m}$$

$$e = 0,67 < \frac{B}{6} = 15,5$$

g) Vérification des contraintes

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

Tableau III.19: Calcul des contraintes - fondation totalement perméable – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i \text{ (m}^4\text{s)}$	67 029,750
$s \text{ (m}^2\text{)}$	93,000
$\sigma_n(\text{max}) \text{ KN/m}^2$	192.772
$\sigma_n(\text{min}) \text{ KN/m}^2$	150,578

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III.20: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) KN/m^2$	662,175
$\sigma n(\min) KN/m^2$	662,175

B. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

Tableau III.21: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) KN/m^2$	712,248
$\sigma n(\min) KN/m^2$	710,202

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120m de profondeur

Tableau III.22: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) KN/m^2$	612,069
$\sigma n(\min) KN/m^2$	600.336

III.2.2 Profil non déversant

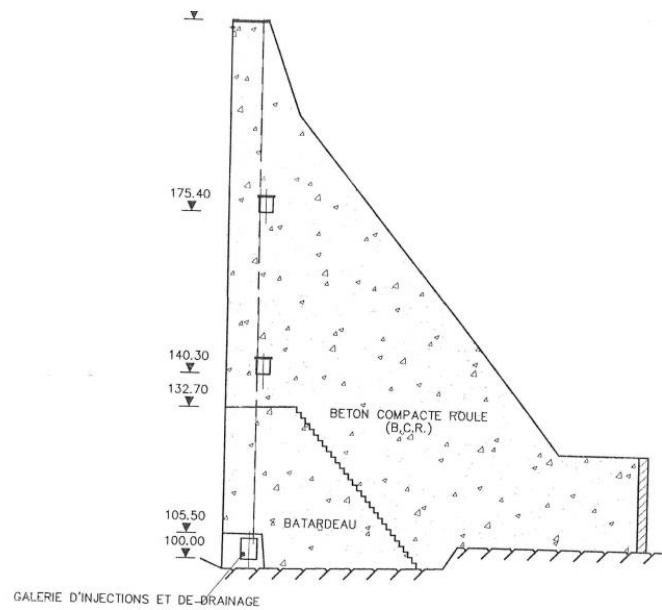


Figure III.12: Profil non déversant du barrage Beni Haroun.

Données

H (m)	114,000
B (m)	93,000
RN (m)	200,000

a) Surface du profil du barrage

$$S = \frac{1}{2} \times 114,800 \times 93 = 5\,338,200 \text{ m}^2$$

b) Volume du profil du barrage

$$V = 5\,338,2 \times 1 = 5\,338,200 \text{ m}^3$$

c) Poids du barrage

$$P_{wv} = 2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2 = 123\,064,194 \text{ KN}$$

d) Stabilité au glissement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

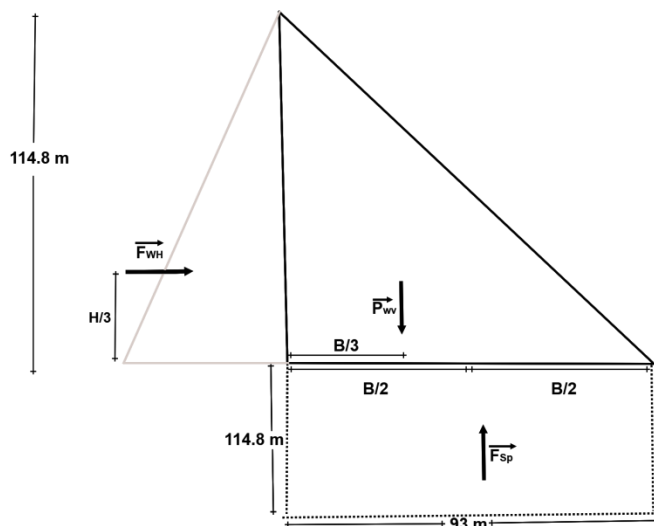


Figure III.13: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique

Tableau III.23: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times (114,8 \times 93)$	104 735,484
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,194 - 104\,735,484$	18 328,710

- Influence qualité du rocher

Tableau III.24: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique.

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	0,36	0,57	
	55°	0,48	0,69	

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

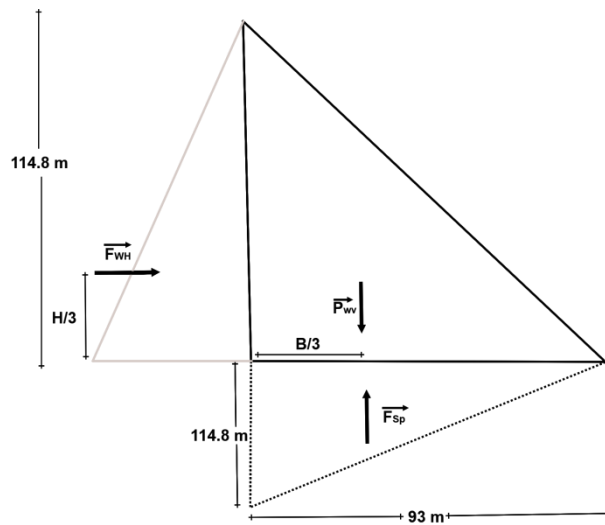


Figure III.14: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique

Tableau III.25: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,1 912
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((114,8 \times 93) / 2)$	52 367,742
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,194 - 52\,367,742$	70 696,452

- Influence qualité du rocher

Tableau III.26: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	1,17	1,38	
	55°	1,64	1,85	

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

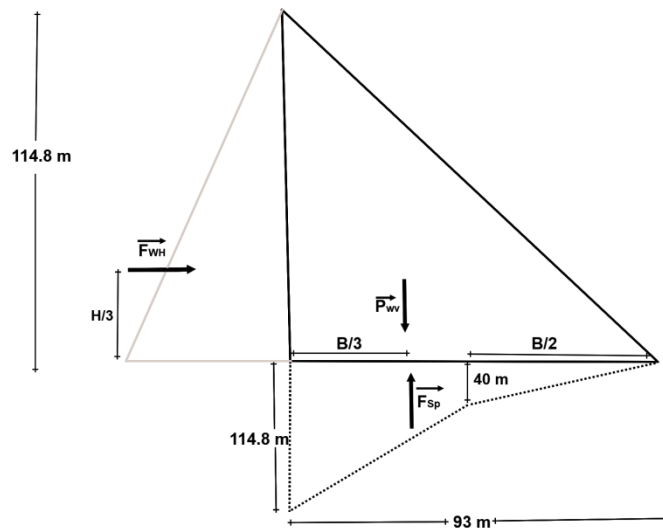


Figure III.15: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas statique

Tableau III. 27: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
	F_{sp}		$1\,000 \times 9,81 \times ((40+46,5) / 2) + (114,8+40) / 2 \times 46,5)$	44 430,471
$P_{wv} - F_{sp}$		KN	$123\,064,194 - 44\,430,471$	78 633,723

- Influence qualité du rocher

Tableau III.28: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	1,29	1,50	
	55°	1,81	2,03	

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

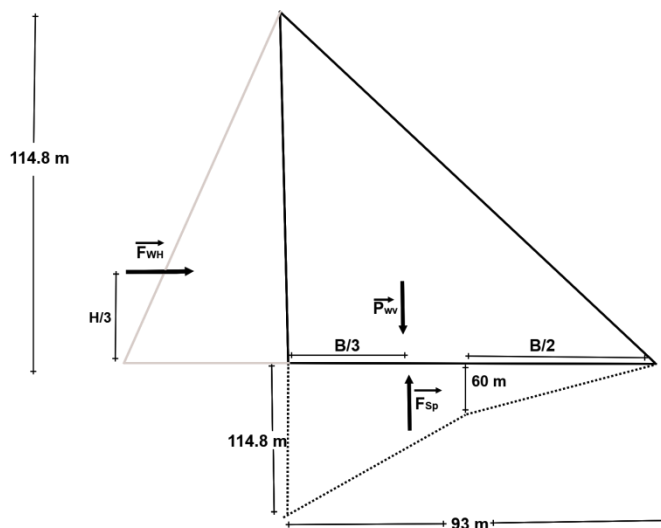


Figure III.16: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Tableau III.29: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas statique

Paramètres		Unité	Valeurs	Résultats
ΣF_H	F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	64 643,191
ΣF_V	P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
	F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((60+46,5)/2) + (114,8+60)/2 \times 46,5$	53 553,771
	$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,19 - 53\,553,771$	69 510,423

- Influence qualité du rocher

Tableau III.30: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas statique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
φ	45°	1,15	1,36	
	55°	1,61	1,83	

e) Stabilité au renversement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

$$D_{FWH} = \frac{H}{3} = \frac{114,8}{3} = 38,270 \text{ m}$$

$$D_{P_{wv}} = \frac{2}{3} \times B = \frac{2}{3} \times 93 = 62,000 \text{ m}$$

$$D_{SP} = \frac{B}{2} = \frac{93}{2} = 46,500 \text{ m}$$

Tableau III.31: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs(KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,270	2 473 679,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	104 735,484	46,500	4 870 200,006

$$K_c = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{7\,629\,980,009 - 4\,870\,200,006}{2\,473\,679,450} = 1,12$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

$$D_{SP} = \frac{2}{3} \times B = \frac{2}{3} \times 93 = 62,000 \text{ m.}$$

Tableau III.32: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,270	2 473 679,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	52 367,742	62,000	3 246 800,004

$$K_c = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{7\,629\,980,009 - 3\,246\,800,004}{2\,473\,679,450} = 1,77$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur

Tableau III.33: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval(KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,270	2 473 679,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	44 430,471	62,000	2 754 689,202

$$K_C = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{7\,629\,980,009 - 2\,754\,689,202}{2\,473\,679,450} = 1,97$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

Tableau III.34: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras(m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,270	2 473 679,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	53 553,771	62,000	3 320 333,802

$$K_C = \frac{\sum Mrés}{\sum Mmot} = \frac{M/p - M/sp}{M/feau} = \frac{7\,629\,980,009 - 3\,320\,333,802}{2\,473\,679,450} = 1,74$$

f) Stabilité interne

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

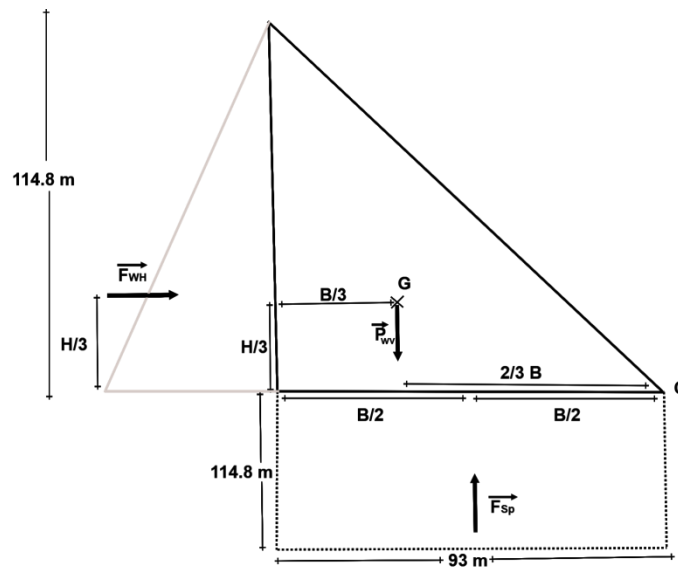


Figure III.17: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique

$$D_{FWH} = 0,000 \text{ m}$$

$$D_{P_{WV}} = 0,000 \text{ m}$$

$$D_{SP} = 15,500 \text{ m}$$

Tableau III. 35: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{WV}	123 064,194	0,000	0,000
(-) F_{SP}	104 735,484	15,500	1 623 400,002

$$e = \left| \frac{-1\,623\,400,002}{64\,643,191 + 123\,064,194 - 104\,735,484} \right| = 19,566 \text{ m}$$

$$e = 19,566 > \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

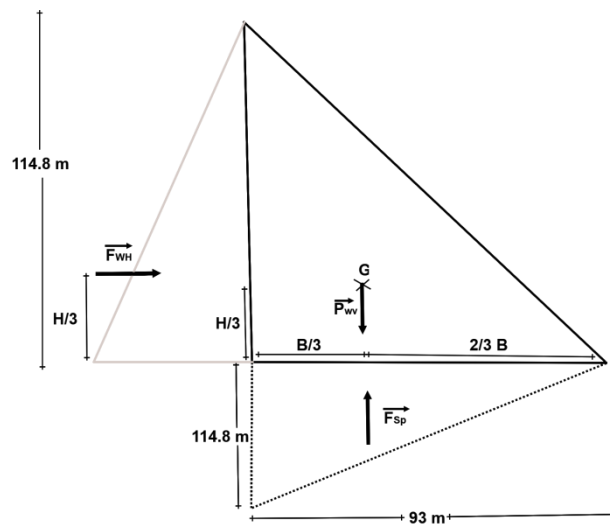


Figure III. 18: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique

$$D_{SP} = 0.000 \text{ m}$$

Tableau III.36: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{wv}	123 064,194	0,000	0,000
(-) F_{sp}	52 367,742	0,000	0,000

$$e = \frac{0,000}{64\,643,191 + 123\,064,194 - 52\,367,742} = 0,00 \text{ m}$$

$$e = 0,00 < \frac{B}{6} = 15,5$$

B. Fondation avec traitement

- 1ère cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

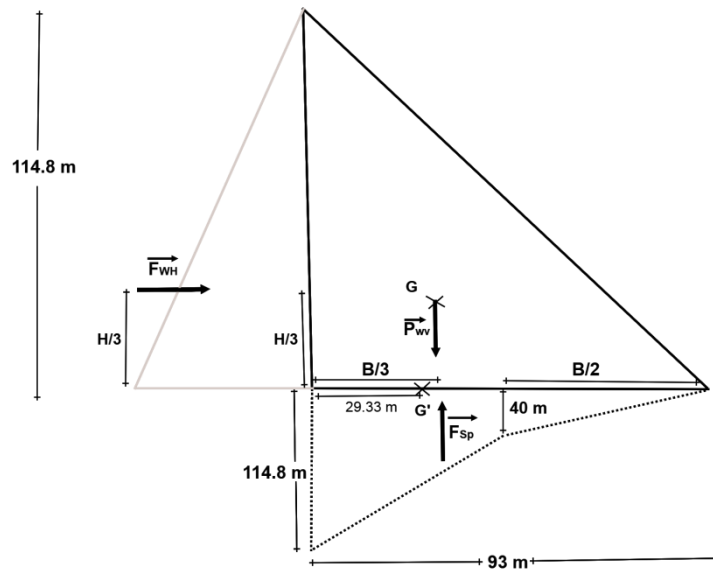


Figure III.19 : Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

- Surface des Sous-pression trapézoïdale

$$S_1 = \frac{114,8 + 40}{2} \times 46,5 = 3599,100 \text{ m}^2$$

- Surface des Sous-pression triangulaire

$$S_2 = \frac{46,5 \times 40}{2} = 930,000 \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{46,5}{3} \times \frac{114,8 + 2 \times 40}{114,8 + 40} = 19,500 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{46,5}{3} + 46,5 = 62,000 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{3599,1 \times 19,5 + 62 \times 930}{4529,1}$$

$$X_G = 28,230 \text{ m}$$

Tableau III.37: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{wv}	123 064,194	0,000	0,000
(+) F_{sp}	44 430,471	2,770	123 072,405

$$e = \frac{123\,072,405}{64\,643,191 + 123\,064,194 - 44\,430,471} = 0,859 \text{ m}$$

$$e = 0,859 < \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

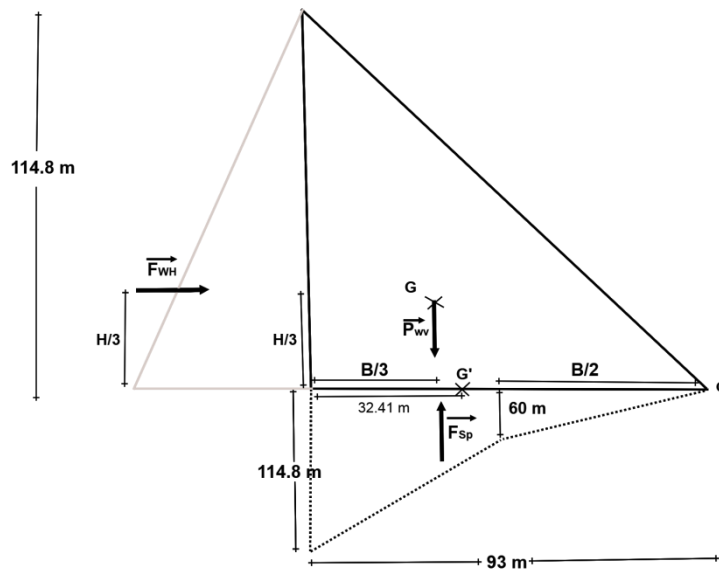


Figure III.20 : Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

$$S_1 = 4064,100 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1395,000 \text{ m}^2$$

$$X_1 = 20,820 \text{ m}$$

$$X_2 = 62,000 \text{ m}$$

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{4064,1 \times 20,82 + 62 \times 1395}{5115}$$

$$X_T = 31,34 \text{ m}$$

Tableau III.38: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{wv}	123 064,194	0,000	0,000
(-) F_{sp}	53 553,771	0,340	18 208,282

$$e = \left| \frac{-18 208,282}{64 643,191 + 123 064,194 - 53 553,771} \right| = 0,136 \text{ m}$$

$$e = 0,136 < \frac{B}{6} = 15,5 \text{ m}$$

g) Vérification des contraintes

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

Tableau III.39: calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma_n(\max) \text{ KN/m}^2$	221,302
$\sigma_n(\min) \text{ KN/m}^2$	172,864

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III. 40: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma_n(\max) \text{ KN/m}^2$	760,177
$\sigma_n(\min) \text{ KN/m}^2$	760,177

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

Tableau III.41: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma_n(\max) \text{ KN/m}^2$	847,360
$\sigma_n(\min) \text{ KN/m}^2$	843,688

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120m de profondeur

Tableau III.42: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas statique

Paramètres	Valeurs
i (m⁴s)	67 029,750
s (m²)	93,000
σn(max) KN/m²	747,696
σn(min) KN/m²	774,152

III.3 Analyse dynamique

Le calcul dynamique est mené par la méthode pseudo-statique qui s'avicule sur l'ajout de masses d'inertie dues à l'action dynamique de la charge hydrostatique et celle du corps du barrage.

III.3.1 Vérification de la stabilité au glissement et au renversement des profils de barrage

a) Stabilité au glissement

i. Forces horizontales

- Poussée hydrostatique

$$F_{WH} = \frac{1}{2} \times \rho_e \times g \times H^2$$

Avec :

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN)

ρ_e : Poids volumique de l'eau (kg/m^3).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

H : la hauteur du barrage (m).

- Force accidentelle horizontale de l'eau

$$F_{H(\text{séisme-eau})} = 0,58 \times \alpha \times \gamma_w \times h_w^2$$

Avec :

α : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

h_w : Hauteur de la charge hydrostatique (m).

γ_w : Poids volumique de l'eau (KN/m^3).

- Force sismique engendrée sur le corps du barrage

$$F_{H(\text{séisme-poids})} = \alpha \times P_{wv}$$

Avec :

P_{wv} : Poids du barrage (KN)

α : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

Mila se situe **en Zone II** qui a une sismicité moyenne selon le RPA 99V2003 dont le coefficient d'accélération sismique est $\alpha = 0,25$.

Le tableau montre les coefficients d'accélération sismique selon le RPA 99V2003.

Tableau III.43: Valeurs du coefficient d'accélération sismique.

Coefficient d'accélération					
Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale :Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance:Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance:Hangars

ii. Forces verticales

- Poids du barrage

$$P_{wv} = \rho_b \times g \times V$$

- Sous-pression

$$F_{SP} = \rho_e \times g \times v$$

Avec :

F_{SP} : Force de sous-pression (KN).

ρ_e : Poids volumique de l'eau (kg/m^3).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

v : Volume des sous pression (m^3).

iii. Coefficient de sécurité au glissement K_s :

$$K_{S(dynamique)} = \frac{f \sum F_v + C F}{\sum F_H}$$

Où :

$$\sum F_v = P_{wv} - F_{SP}$$

$$\sum F_H = F_{WH} + F_{H(\text{séisme-eau})} + F_{H(\text{séisme-poids})}$$

Avec :

$\sum F_v$: Somme des forces verticales (KN).

$\sum F_H$: Somme des forces horizontales (KN).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

F_{Pwv} : Force du poids (KN).

F_{SP} : Force de sous-pression (KN).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

F_{Wv} : Force hydrostatique verticale (KN).

$F_{H(\text{séisme-eau})}$: Force accidentelle horizontale de l'eau (KN).

$F_{H(\text{séisme-poids})}$: Force sismique engendrée sur le corps du barrage (KN).

f : Coefficient de frottement béton-rocher.

F : Surface de contact du barrage avec ses fondations (m²).

C : Cohésion des fondations (KN/m²).

b) Stabilité au renversement

$$K_C(\text{Dynamique}) = \frac{\sum M_{rés}}{\sum M_{mot}}$$

Où :

$\sum M_{rés}$: $M/P_{wv} + M/F_{Wv}$

$\sum M_{mot}$: $M/F_{SP} + M/F_{WH} + M/F_{H(\text{séisme-eau})} + M/F_{H(\text{séisme-poids})}$

Avec :

K_C : Coefficient de sécurité au renversement.

$\sum M_{rés}$: Somme des moments résistants (KN.m).

ΣM_{mot} : Somme des moments moteurs (KN.m).

M_{Pwv} : Moment du poids propre du barrage par rapport au pied aval (KN.m).

M_{Fwv} : Moment de la force hydrostatique verticale par rapport au pied aval (KN.m).

M_{FSP} : Moment de la force de sous-pression par rapport au pied aval (KN.m).

M_{FwH} : Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval (KN.m).

$M_{FH(séisme-eau)}$: Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au pied aval du barrage (KN.m).

$M_{FH(séisme-poids)}$: Moment de la force sismique engendrée sur le corps du barrage au pied aval du barrage (KN.m).

$$M = F \times D_F$$

Avec :

M : Moment par rapport au pied aval du barrage (KN.m).

F : Force (KN).

D : Bras de levier de la force (m).

c) Stabilité interne

Le calcul des moments des forces, en tenant compte de leurs signes par rapport au sens de rotation des aiguilles d'une montre (+) permet la détermination de l'excentricité e.

$$e = \frac{\Sigma M/G}{\Sigma F}$$

Où :

$$\Sigma M/G = M_{FwH}/G - M_{Pwv}/G - M_{FSP}/G + M_{FH(séisme-eau)}/G + M_{FH(séisme-poids)}/G$$

$$\Sigma F = F_{wH} + F_{Pwv} - F_{SP} + F_{H(séisme-eau)} + F_{H(séisme-poids)}$$

Avec :

e : Excentricité (la distance séparant le centre de gravité g du centre de poussée C de la résultante des forces).

$\sum M/G$: Somme des moments par rapport au centre de gravité G (KN.m).

$\sum F$: Somme des forces (KN).

$M_{F_{WH}}/G$: Moment de la force hydrostatique par rapport au centre de gravité G (KN.m).

$M_{P_{wv}}/G$: Moment du poids propre du barrage par rapport au centre de gravité G (KN.m).

$M_{F_{sp}}/G$: Moment de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G (KN.m).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale (KN).

$F_{P_{wv}}$: Poids propre du barrage (KN).

F_{sp} : Force des sous-pressions (KN).

d) Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{\sum Fv}{s} + \frac{\sum M/G}{i}$$

Ou :

$$\sum Fv = P_{wv} - F_{SP}$$

$$\sum M/G = F_{WH} - P_{wv} - F_{SP}$$

$$S = B \times 1 = 93 \times 1 = 93m^2$$

$$i = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{93^3 \times 1}{12} = 67\,029,750m^4s$$

$$\sigma_{n(\max)} = \frac{\sum Fv}{s} + \frac{\sum M/G}{i}$$

$$\sigma_{n(\min)} = \frac{\sum Fv}{s} - \frac{\sum M/G}{i}$$

Avec :

$\sum Fv$: Somme des forces verticales (KN).

$\sum M/G$: Somme des moments par rapport au centre de gravité G (KN.m).

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale(KN).

$F_{P_{wv}}$: Poids propre du barrage(KN).

F_{SP} : Force de la sous-pression (KN).

s : Surface de contact entre le barrage et le sol (m²).

i : Moment d'inertie de la fondation (m⁴s).

B : Base du barrage (m).

III.3.2 Profil déversant

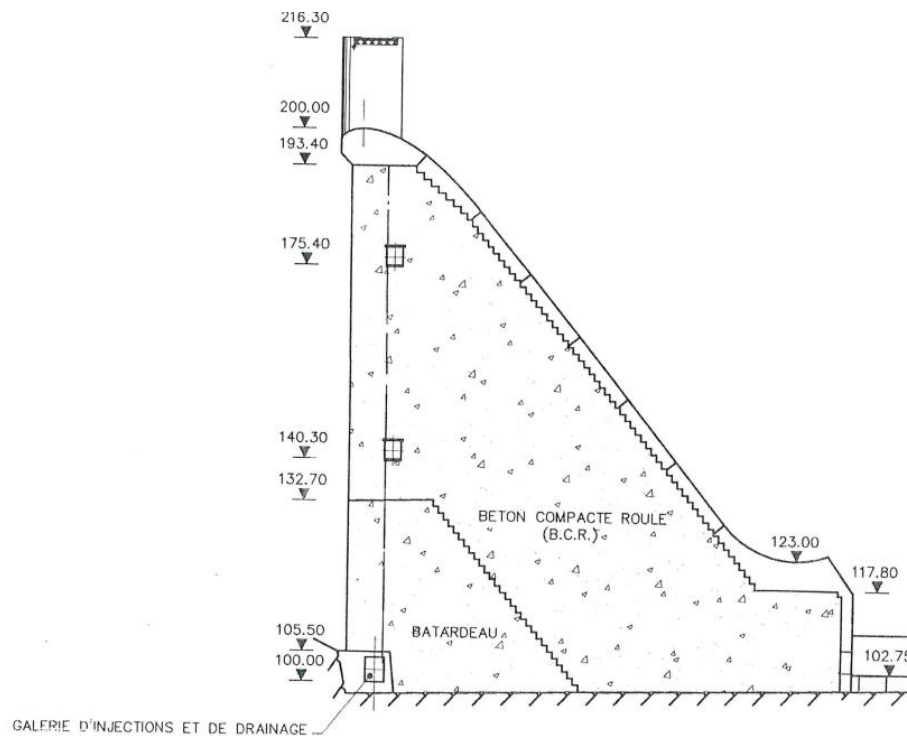


Figure III.21: Profil déversant du barrage Beni Haroun

Données

H (m)	100,000
B (m)	93,000
RN (m)	200,000

a) Surface du profil du barrage

$$S = \frac{1}{2} \times H \times B$$

$$S = \frac{1}{2} \times 1\,000 \times 93 = 4\,650,000 \text{ m}^2$$

Avec :

S : Surface du profil du barrage (m²).

H : Hauteur du barrage (m).

B : Base du barrage (m).

b) Volume du profil du barrage

$$V = S \times L$$

$$V = 4\,650 \times 1 = 4\,650,000 \text{ m}^3$$

Avec :

V : Volume du profil du barrage (m³).

S : Surface du profil du barrage (m²).

L : Extension latérale du profil (en 2D, L=1m).

c) Poids du barrage

$$P_{wv} = \rho_b \times g \times V$$

$$P_{wv} = 2\,350 \times 9.81 \times 4\,650 = 107\,198.775 \text{ KN}$$

Avec :

P_{wv} : Poids du barrage (KN).

ρ_b : Poids volumique du béton (kg/m³).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

V : volume du barrage (m³).

d) Stabilité au glissement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

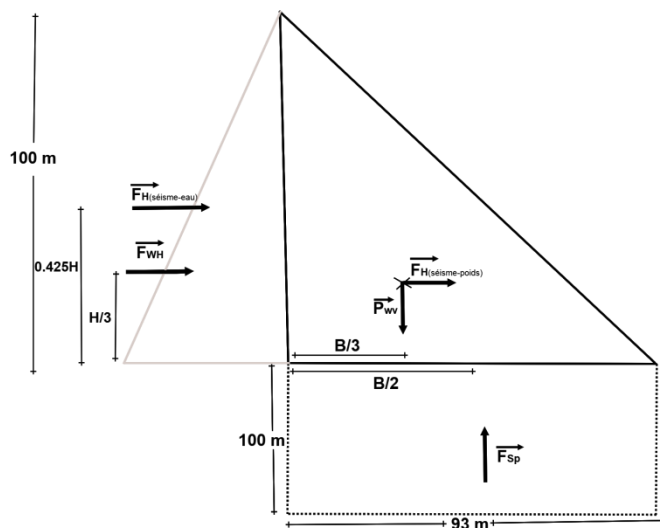


Figure III.22: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique

Tableau III.44: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4650$	107 198,775
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times (100 \times 93)$	91 233,000
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 91\,233,000$	15 965,775
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 107\,198,775$	26 799,694
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	14 224,500

- Influence qualité du rocher

Tableau III.45: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	0,23	0,38	
	55°	0,31	0,46	

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

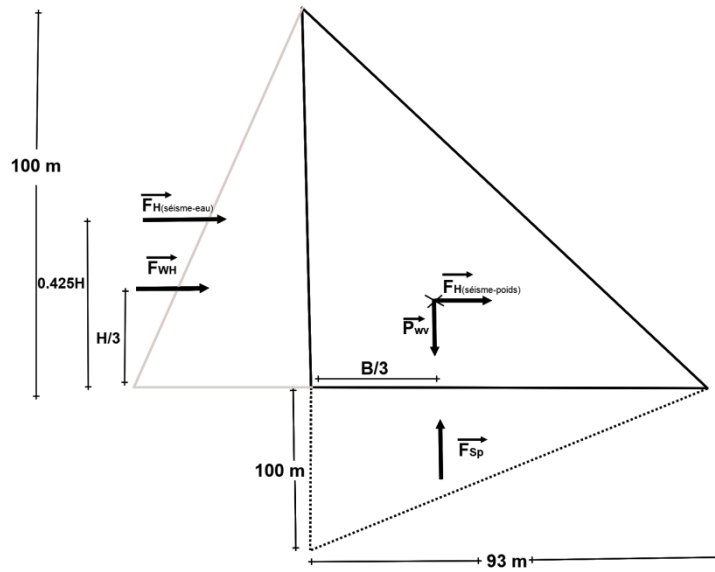


Figure III.23: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil déversant – cas dynamique

Tableau III.46: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4\,650$	107 198,775
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((100 \times 93) / 2)$	45 616,500
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 45\,616,500$	61 582,272
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 107\,198,775$	26 799,694
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	14 224,500

- Influence qualité du rocher

Tableau III.47: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN.m ²)		K_S
		50	200	
φ	45°	0,74	0,89	
	55°	1,03	1,18	

B. Fondation avec traitement

- 1ère cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

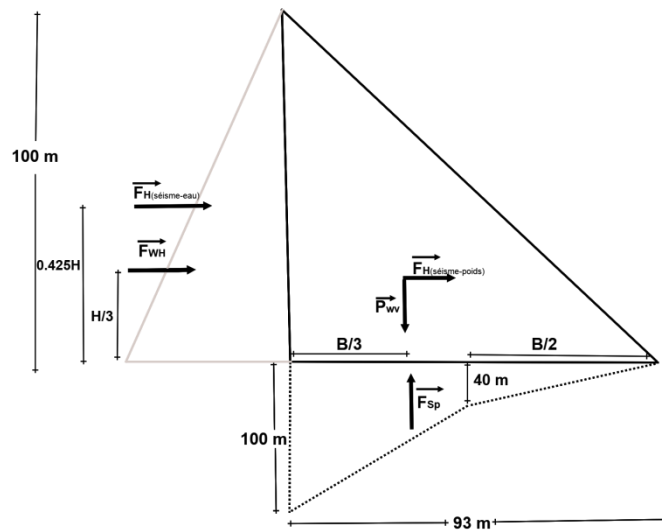


Figure III.24: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique.

Tableau III.48: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4\,650$	107 198,775
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times (100 \times 93)$	41 054,850
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 41\,054,850$	66 143,925
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 107\,198,775$	26 799,694
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	14 224,500

- Influence qualité du rocher

Tableau III.49: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K_S
		50	200	
ϕ	45°	0,79	0,94	
	55°	1,10	1,26	

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection à 120 m de profondeur

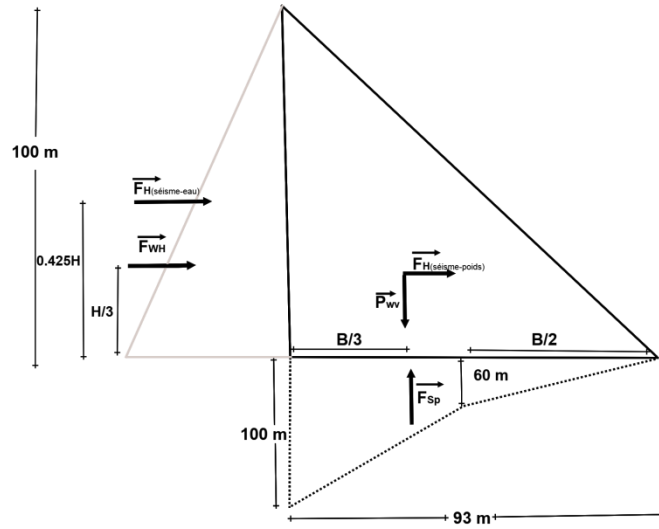


Figure III.25: Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique

Tableau III. 50: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{wH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	49 050,000
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 4\,650$	107 198,775
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times (100 \times 93)$	50 178,150
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$107\,198,775 - 50\,178,150$	57 020,625
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 107\,198,7751$	26 799,694
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 100^2$	14 224,500

- Influence qualité du rocher

Tableau III.51 : Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur- profil déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
Φ	45°	0,69	0,84	
	55°	0,96	1,11	

e) Stabilité au renversement

A. Fondation sans traitement

- 1^{ère} cas : Fondation totalement perméable

$$D F_{H(\text{séisme-eau})} = 0,425 \times H = 0,425 \times 100 = 42,500 \text{ m}$$

$$D F_{H(\text{séisme-poids})} = \frac{1}{3} \times H = \frac{1}{3} \times 100 = 33,333 \text{ m}$$

Tableau III. 52: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	91 233,000	46,500	4 242 334,500
$F_{H(\text{séisme-eau})}$	14 224,500	42,500	604 541,250
$F_{H(\text{séisme-Poids})}$	26 799,694	33.333	130 391,250

$$K_C = \frac{6\ 646\ 324,050 - 4\ 242\ 334,500}{1\ 635\ 000,000 + 604\ 541,250 + 130\ 391,250} = 0,77$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III.53: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	45 616,500	62,000	2 828 223,000
$F_{H(\text{séisme-eau})}$	14 2244,500	42,500	604 541,250
$F_{H(\text{séisme-Poids})}$	26 799,694	33.333	130 391,250

$$K_C = \frac{6\ 646\ 324,050 - 2\ 828\ 223,000}{1\ 635\ 000,000 + 604\ 541,250 + 130\ 391,250} = 1,22$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur

Tableau III.54: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	41 054,850	62,000	2 545 400,700
$F_{H(séisme-eau)}$	26 799,694	42,500	604 541,250
$F_{H(séisme-Poids)}$	14 224,500	33,333	130 391,250

$$K_C = \frac{6\,646\,324,050 - 2\,545\,400,700}{1\,635\,000,000 + 604\,541,250 + 130\,391,250} = 1.31$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

Tableau III.55: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	33,333	1 635 000,000
P_{wv}	107 198,775	62,000	6 646 324,050
F_{sp}	50 178,150	62,000	3 111 045,300
$F_{H(séisme-eau)}$	26 799,694	42,500	604 541,250
$F_{H(séisme-Poids)}$	14 224,500	33,333	130 391,250

$$K_C = \frac{6\,646\,324,050 - 3\,111\,045,300}{1\,635\,000,000 + 604\,541,250 + 893\,323,125} = 0,60$$

f) Stabilité interne

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

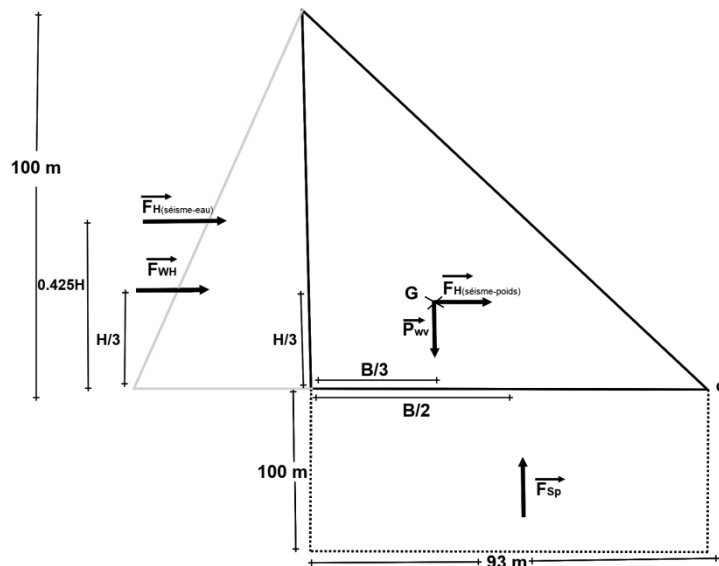


Figure III.26: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil déversant – cas dynamique

Tableau III. 56: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil déversant – dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{wH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	91 233,000	62,000	1 414 111,500
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	14 224,500	9,167	893 323,125
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	26 799,694	0,000	0,000

$$e = \left| \frac{-1\,414\,111,500 + 893\,323,125}{49\,050,000 + 107\,198,775 + 91\,233,000 + 14\,224,500 + 26\,799,694} \right| = 12,11 \text{ m}$$

$$e = 12,11 < \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

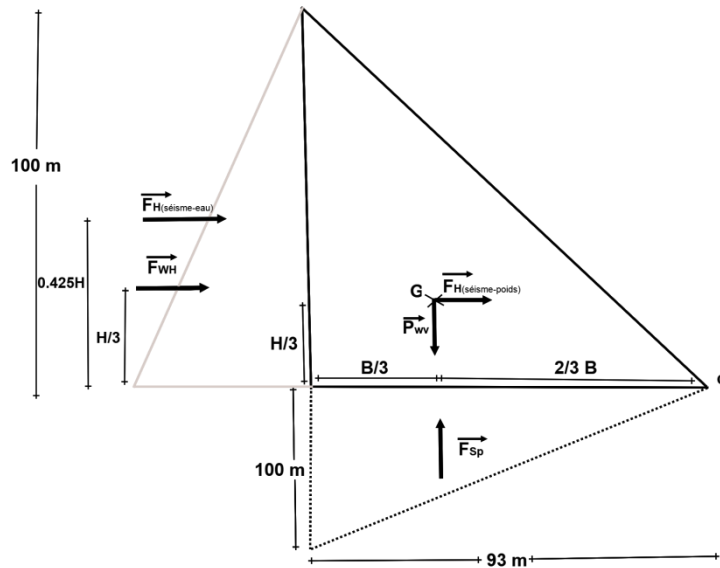


Figure III.27: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique

Tableau III.57: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	91 233,000	0,000	0,000
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	14 224,500	9.167	130 391,250
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	26 799,694	0,000	0,000

$$e = \frac{130\,391,250}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 91\,233,000 + 14\,224,500 + 26\,799,694} = 0,86 \text{ m}$$

$$e = 0,86 < \frac{B}{6} = 15,50$$

B. Fondation avec traitement

- 1ère cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

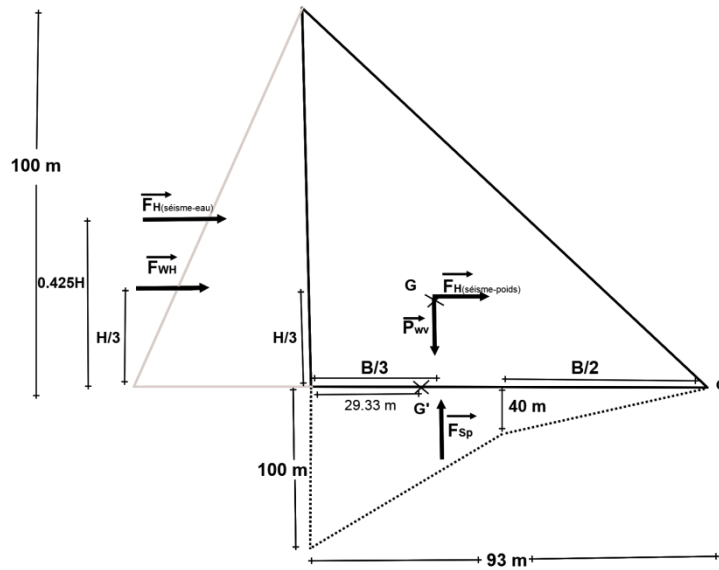


Figure III.28: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Tableau III.58: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	00,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	00,000	0,000
(+) F_{sp}	41 054,850	1,670	68 561,600
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	14 224,500	9,167	130 391,250
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	26 799,694	00,000	00,000

$$e = \frac{893\,323,125 + 130\,391,250}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 41\,054,850 + 14\,224,500 + 26\,799,694} = 6,992 \text{ m}$$

$$e = 6,992 > \frac{B}{6} = 15.5$$

- 2ème cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

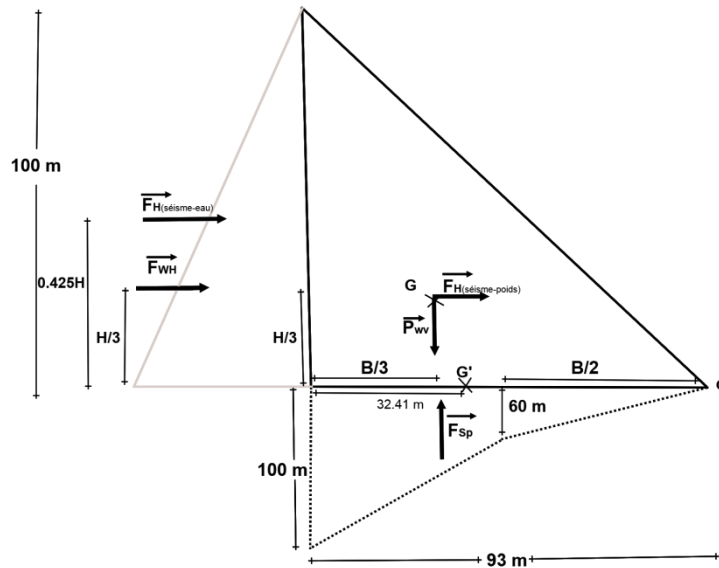


Figure III.29: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Tableau III. 59: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	41 054,850	15,500	70 751,191
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	14 224,500	9,167	130 391,250
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	26 799,694	0,000	0,000

$$e = \left| \frac{-70\,751,191 + 130\,391,250}{49\,050,000 + 107\,198,775 - 41\,054,850 + 14\,224,500 + 26\,799,694} \right| = 6,48 \text{ m}$$

$$e = 6,48 < \frac{B}{6} = 15,50$$

g) Vérification des contraintes

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

Tableau III. 60: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	190,826
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	152,524

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III. 61: Calcul des contraintes -épure triangulaire des sous-pressions – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	664,120
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	660,230

B. Fondation avec traitement :

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

Tableau III. 62: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	727,520
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	694,930

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120m de profondeur

Tableau III.63: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
i (m⁴s)	67 029,750
s (m²)	93,000
$\sigma_n(\text{max})$ KN/m²	627,342
$\sigma_n(\text{min})$ KN/m²	598,908

III.3.2 Profil non déversant

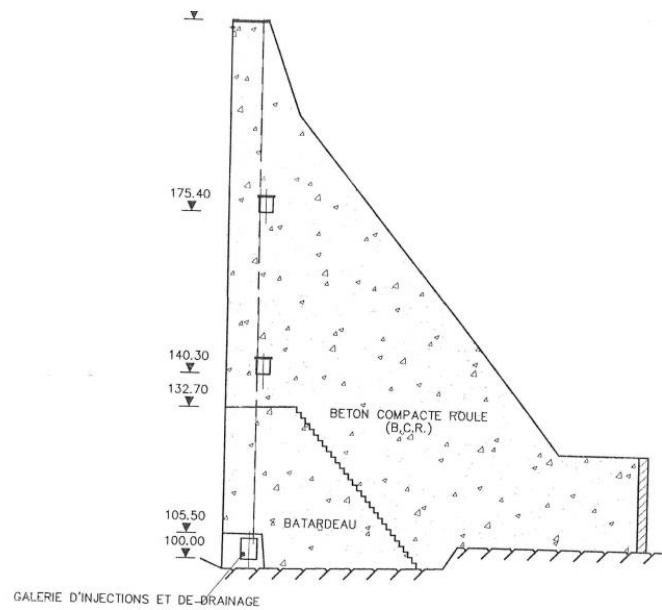


Figure III.30: Profil non déversant du barrage Beni Haroun

Données

H (m)	114,800
B (m)	93,000
RN (m)	200,000

a) Surface du profil du barrage

$$S = \frac{1}{2} \times 114,8 \times 93 = 5\,338,200 \text{ m}^2$$

b) Volume du profil du barrage

$$V = 5\,338,200 \times 1 = 5\,338,200 \text{ m}^3$$

c) Poids du barrage

$$P = 2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,200 = 123\,064,194 \text{ KN}$$

d) Stabilité au glissement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

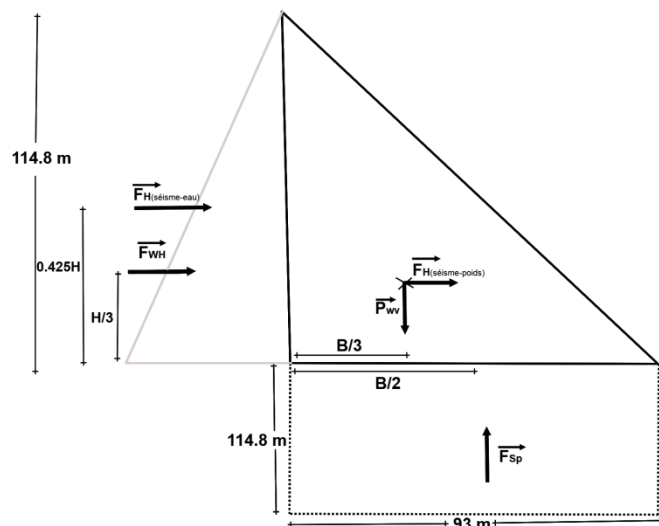


Figure III.31: Forces exercées sur le barrage dans le cas de fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.64: Paramètres de calcul de la stabilité - fondation totalement perméable - profil non déversant – dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
P_{wv}	KN	$2\ 350 \times 9,81 \times 5\ 338,2$	123 064,194
F_{sp}	KN	$1\ 000 \times 9,81 \times (114,8 \times 93)$	104 735,484
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\ 064,194 - 104\ 735,484$	18 328,710
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 123\ 064,194$	30 766,048
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\ 000 \times 9,81 \times 114,8^2$	18 746,525

- Influence qualité du rocher

Tableau III.65: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - fondation totalement perméable - profil non déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K_s
		50	200	
φ	45°	0,20	0,32	
	55°	0,27	0,39	

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

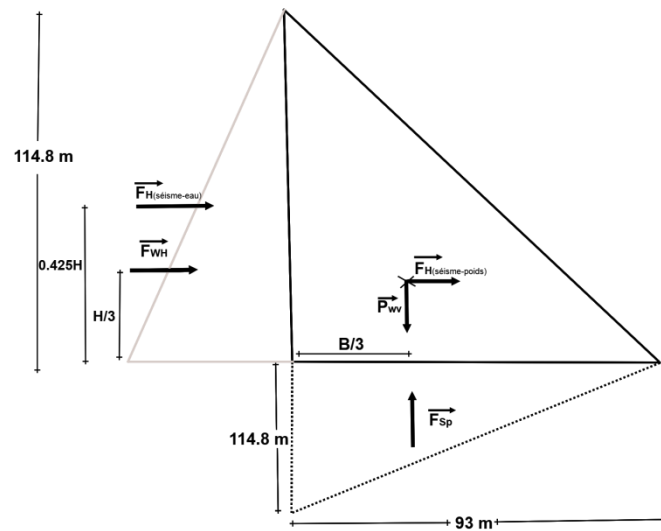


Figure III.32: Forces exercées sur le barrage dans le cas d'épure triangulaire des sous pressions – profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.66: Paramètres de calcul de la stabilité - épure triangulaire des sous pressions - profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((114,8 \times 93) / 2)$	52 367,742
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,194 - 52\,367,742$	70 696,452
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 123\,064,194$	30 766,048
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	18 746,525

- Influence qualité du rocher

Tableau III.67: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - épure triangulaire des sous pressions - profil non déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K _s
		50	200	
Φ	45°	0,66	0,78	
	55°	0,93	1,05	

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

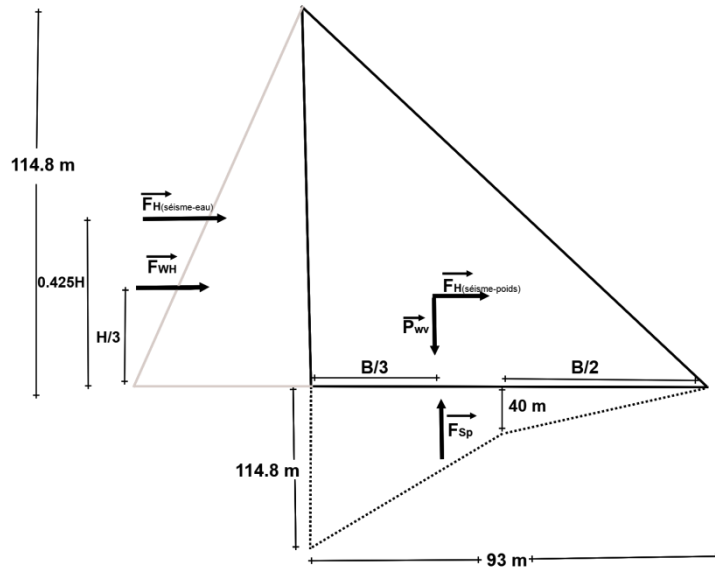


Figure III.33 : Forces exercées sur le barrage dans le cas de traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.68: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
F_{sp}	KN	$1000 \times 9,81 \times ((40 \times 46,5/2) + (114,8 + 40/2) \times 46,5)$	44 430,471
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,194 - 44\,430,471$	78 633,723
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 123\,064,194$	30 766,048
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	18 746,525

- Influence qualité du rocher

Tableau III.69: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur- profil non déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K _s
		50	200	
φ	45°	0,73	0,85	
	55°	1,03	1,15	

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

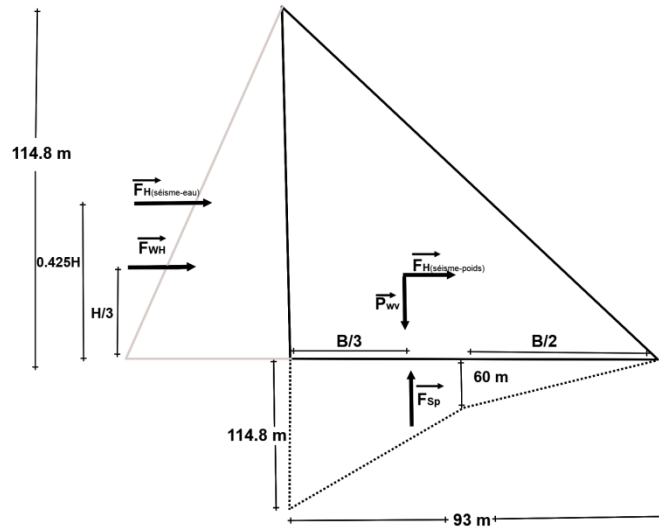


Figure III.34: Forces exercées sur le barrage dans le cas traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.70: Paramètres de calcul de la stabilité - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur - profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Unité	Valeurs	Résultats
F_{WH}	KN	$\frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	64 643,191
P_{wv}	KN	$2\,350 \times 9,81 \times 5\,338,2$	123 064,194
F_{sp}	KN	$1\,000 \times 9,81 \times ((60 \times 46,5 / 2) + (114,8 + 60 / 2) \times 46,5)$	53 553,771
$P_{wv} - F_{sp}$	KN	$123\,064,194 - 53\,553,771$	69 510,423
$F_{H(séisme-poids)}$	KN	$0,25 \times 123\,064,194$	30 766,048
$F_{H(séisme-eau)}$	KN	$0,25 \times 0,58 \times 1\,000 \times 9,81 \times 114,8^2$	18 746,525

- Influence qualité du rocher

Tableau III.71: Influence de la qualité du rocher sur le coefficient de sécurité au glissement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur- profil non déversant – cas dynamique

		Cohésion (KN/m ²)		K _s
		50	200	
φ	45°	0,65	0,77	
	55°	0,91	1,03	

e) Stabilité au renversement

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

Tableau III. 72: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,266	2 473 679 ,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	104 735,484	46,500	4 870 200,006
F_{H(séisme-eau)}	18 746,525	48,790	914 642,977
F_{H(séisme-Poids)}	30 755,048	38,266	1 177 314,120

$$K_C = \frac{7\,629\,980,009 - 4\,870\,200,006}{2\,154\,773,040 + 914\,642,977 + 1\,177\,314,120} = 0,60$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III.73: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	64 643,191	38,266	2 473 679 ,450
P_{wv}	123 064,194	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	52 367,742	62,000	3 246 800,004
F_{H(séisme-eau)}	18 746,525	48,790	914 642,977
F_{H(séisme-Poids)}	30 755,048	38,266	1 177 314,120

$$K_C = \frac{7\,629\,980,009 - 3\,246\,800,004}{2\,154\,773,040 + 914\,642,977 + 1\,177\,314,120} = 0,96$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur

Tableau III.74: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	38,266	2 473 679 ,450
P_{wv}	107 198,775	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	41 054,850	62,000	2 754 689,202
$F_{H(séisme-eau)}$	18 746,525	48,790	914 642,977
$F_{H(séisme-Poids)}$	30 755,048	38,266	1 177 314,120

$$K_C = \frac{7\,629\,980,009 - 2\,754\,689,202}{1\,635\,000,000 + 914\,642,977 + 1\,177\,314,120} = 1,07$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

Tableau III. 75: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ pied aval (KN.m)
F_{WH}	49 050,000	38,266	2 473 679 ,450
P_{wv}	107 198,775	62,000	7 629 980,009
F_{sp}	50 178,150	62,000	3 320 333,802
$F_{H(séisme-eau)}$	18 746,525	48,790	914 642,977
$F_{H(séisme-Poids)}$	30 755,048	38,266	1 177 314,120

$$K_C = \frac{7\,629\,980,009 - 3\,320\,333,802}{1\,635\,000,000 + 914\,642,977 + 1\,177\,314,120} = 0,94$$

f) Stabilité interne

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

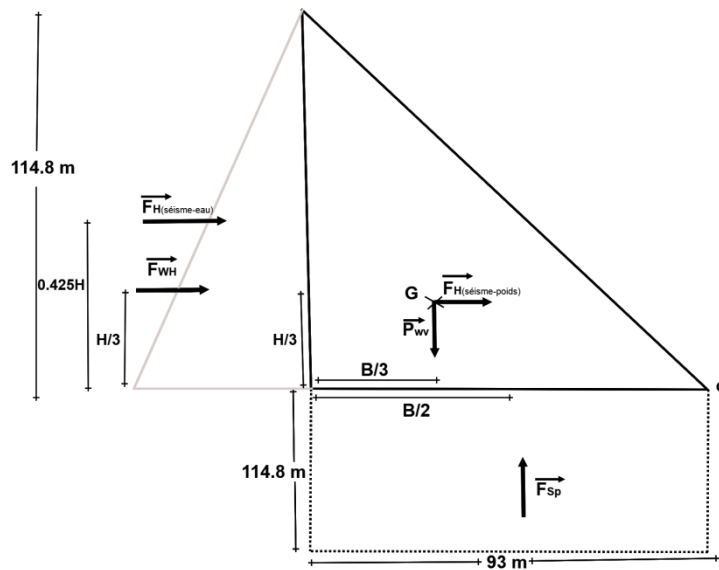


Figure III.35: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique

$$D F_{H(\text{séisme-eau})} = 0.425 \times H - \frac{1}{3} \times H = 10.523 \text{ m}$$

$$D F_{H(\text{séisme-poids})} = \frac{1}{3} \times H = \frac{1}{3} \times 114.8 = 38.270 \text{ m}$$

Tableau III.76: Evaluation des moments des forces - fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{wv}	123 064,194	0,000	0,000
(-) F_{sp}	104 735,484	15.500	1 623 400,200
(+) $F_{H(\text{séisme-eau})}$	18 746,525	10.523	197 275,936
(+) $F_{H(\text{séisme-Poids})}$	30 755,048	0,000	0,000

$$e = \left| \frac{-1\ 623\ 400,200 + 197\ 275,936}{64\ 643,191 + 123\ 064,194 + 104\ 735,484 + 18\ 746,525 + 30\ 755,048} \right| = 10,76 \text{ m}$$

$$e = 10,76 < \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

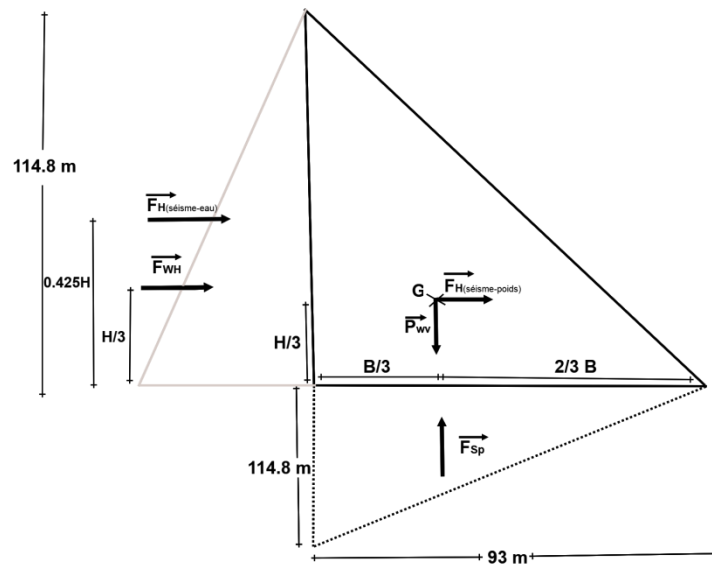


Figure III.36: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement – épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.77: Evaluation des moments des forces - épure triangulaire des sous-pressions - profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN.m)
(+) F_{WH}	64 643,191	0,000	0,000
(-) P_{wv}	123 064,194	0,000	0,000
(-) F_{sp}	57 367,742	0,000	0,000
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	18 746,525	10,523	197 275,936
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	30 755,048	0,000	0,000

$$e = \frac{197\,275,936}{64\,643,191 - 123\,064,194 - 57\,367,742 + 18\,746,525 + 30\,755,048} = 1,07 \text{ m}$$

$$e = 1,07 < \frac{B}{6} = 15,50$$

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

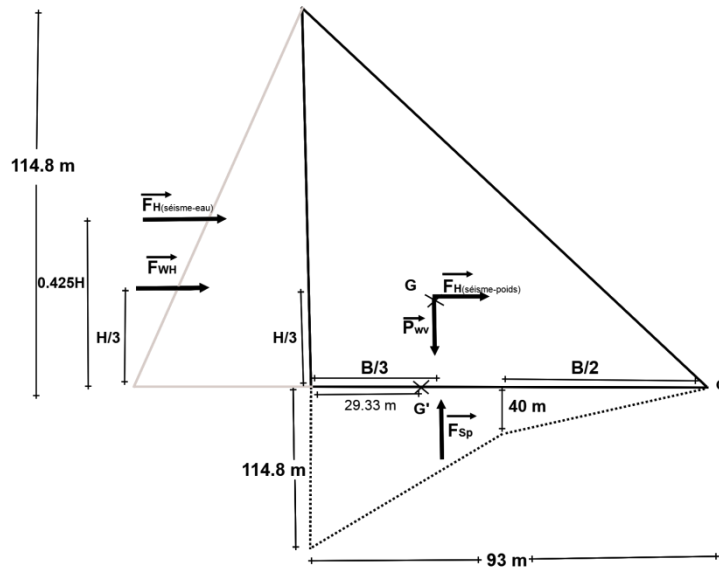


Figure III.37: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.78: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN/m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(+) F_{sp}	41 054,850	1,670	123 072,405
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	18 746,525	10,523	197 275,936
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	30 755,048	0,000	0,000

$$e = \left| \frac{23\,072,405 + 197\,275,936}{49\,050,000 - 107\,198,775 + 41\,054,850 + 18\,746,525 + 30\,755,048} \right| = 1,66 \text{ m}$$

$$e = 1,66 < \frac{B}{6} = 15,5$$

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur

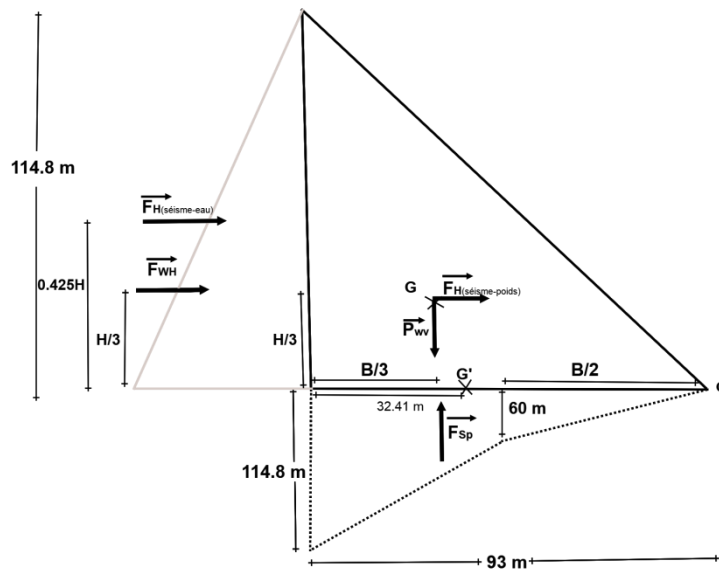


Figure III.38: Paramètres géométriques pour la vérification de stabilité au renversement - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Tableau III.79: Evaluation des moments des forces - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ centre (KN/m)
(+) F_{WH}	49 050,000	0,000	0,000
(-) P_{wv}	107 198,775	0,000	0,000
(-) F_{sp}	50 178,150	0,410	18 208,282
(+) $F_{H(séisme-eau)}$	14 224,500	10,523	197 275,936
(+) $F_{H(séisme-Poids)}$	26 799,694	0,000	0,000

$$e = \frac{18\,208,282 + 197\,275,936}{49\,050,000 - 107\,198,775 - 50\,178,150 + 14\,224,500 + 26\,799,694} = 0,98 \text{ m}$$

$$e = 0,98 < \frac{B}{6} = 15,50$$

g) Vérification des contraintes

A. Fondation sans traitement

- 1^{er} cas : Fondation totalement perméable

Tableau III.80: Calcul des contraintes –fondation totalement perméable – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	218,359
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	175,807

- 2^{ème} cas : Epure triangulaire des sous-pressions

Tableau III.81: Calcul des contraintes - épure triangulaire des sous-pressions – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	763,120
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	757,234

B. Fondation avec traitement

- 1^{er} cas : Traitement avec voile d'injection de 40 m de profondeur

Tableau III.82: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 40m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
$i (m^4s)$	67 029,750
$s (m^2)$	93,000
$\sigma n(\max) \text{ KN/m}^2$	852,303
$\sigma n(\min) \text{ KN/m}^2$	840,747

- 2^{ème} cas : Traitement avec voile d'injection de 120m de profondeur

Tableau III 83: Calcul des contraintes - traitement avec voile d'injection de 120 m de profondeur – profil non déversant – cas dynamique

Paramètres	Valeurs
i (m⁴s)	67 029,750
s (m²)	93,000
σ(max) KN/m²	750,095
σ(min) KN/m²	744,752

IV. Analyse des résultats

IV.1. Analyse statique

IV.1.1. Profil déversant

Les résultats de l'analyse de la stabilité au glissement et au renversement du barrage s'articulent autour des paramètres suivants:

- Influence de l'état des sous pressions,
- Influence du frottement dans l'interface barrage - rocher des fondations,
- Influence du mode de traitement des fondations et du rendement des voiles d'injection sur les critères de stabilité,
- Influence du mode de traitement des fondations sur les critères d'équilibre relatifs à l'excentricité,
- Influence de l'état de traitement des fondations sur les critères relatifs à l'état des contraintes en fondations.

a) Influence des sous pressions

L'analyse de l'influence de ce paramètre sur la stabilité du barrage est orientée vers les valeurs des coefficients de sécurité au renversement et au glissement et ceci pour différentes situations relatives aux conditions de frottement barrage - rocher des fondations. La figure III.39 illustre les variations des critères de stabilité en fonction de l'influence des sous pressions et du mode de traitement des fondations.

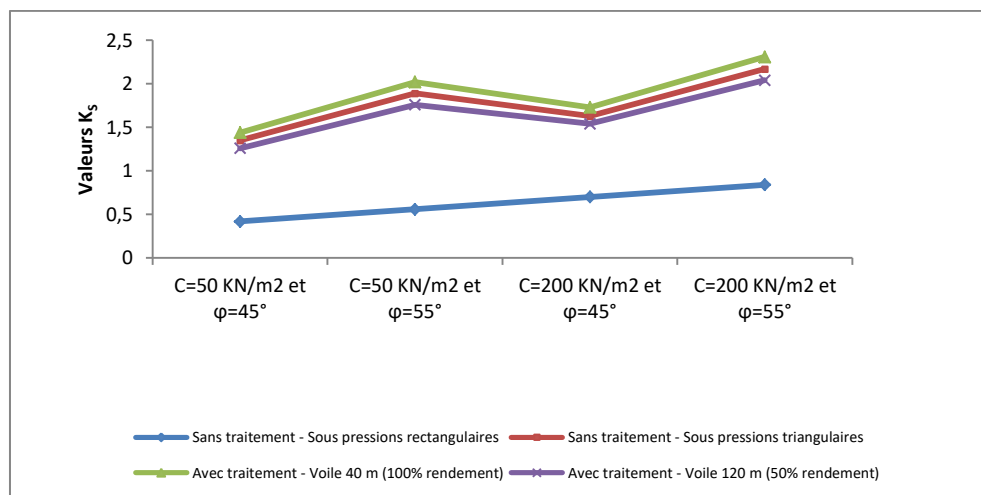


Figure III. 39: Influence des sous pressions sur la stabilité du barrage - cas statique-Profil déversant

b) Influence de l'interface barrage - fondations

L'analyse de l'influence de ce paramètre sur la stabilité du barrage est orientée vers les valeurs des coefficients de sécurité au renversement et au glissement. La prise en compte des caractéristiques mécaniques du rocher des fondations a considéré l'influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne selon les hypothèses ci-dessous:

- Influence de la cohésion : Deux valeurs $C = 50 \text{ KN/m}^2$ et $C = 200 \text{ KN/m}^2$ et la moyenne des coefficients de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne,
- Influence de l'angle de frottement interne : Deux valeurs $\phi = 45^\circ$ et $\phi = 55^\circ$ et la moyenne des coefficients de sécurité en fonction de la cohésion. Les figures III.40 et III.41 illustre les variations des critères de stabilité en fonction de l'influence de ces deux paramètres.

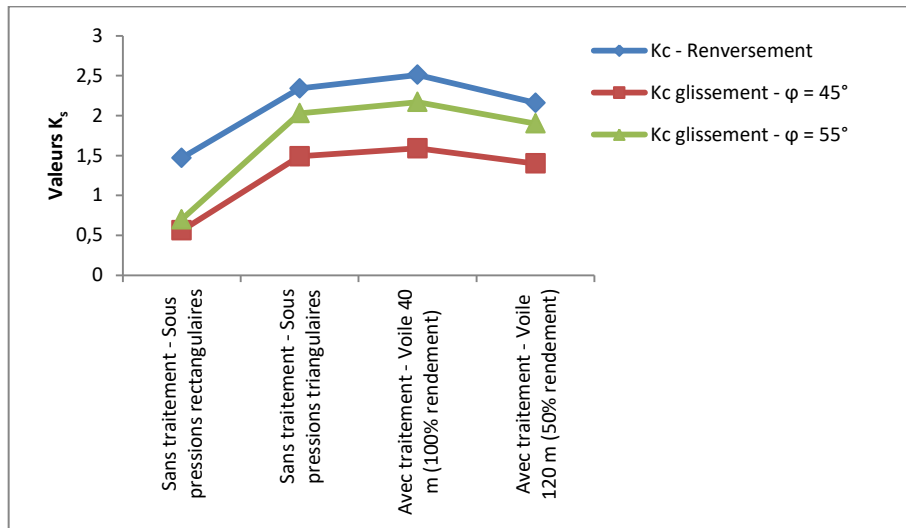


Figure III.40: Influence de l'angle de frottement sur la stabilité du barrage - cas statique - Profil déversant

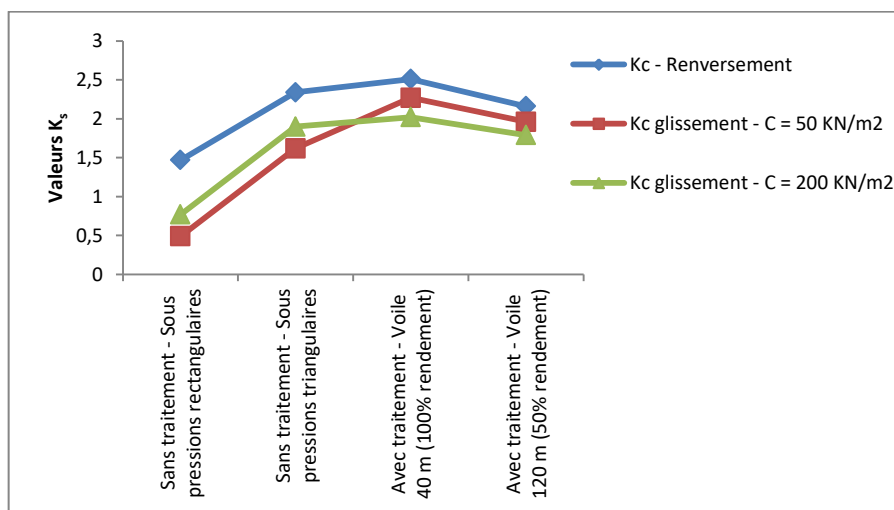


Figure III.41 : Influence de la cohésion sur la stabilité du barrage - cas statique - Profil déversant

c) Influence du mode de traitement des fondations et du rendement des voiles d'injection

L'analyse de l'influence du mode de traitement des fondations sur les critères de stabilité du barrage a été menée en considérant l'ensemble des cas relatifs à l'interface barrage -rocher des fondations. La figure III.42 montre les variations des critères de stabilité du barrage en fonction du mode de traitement des fondations.

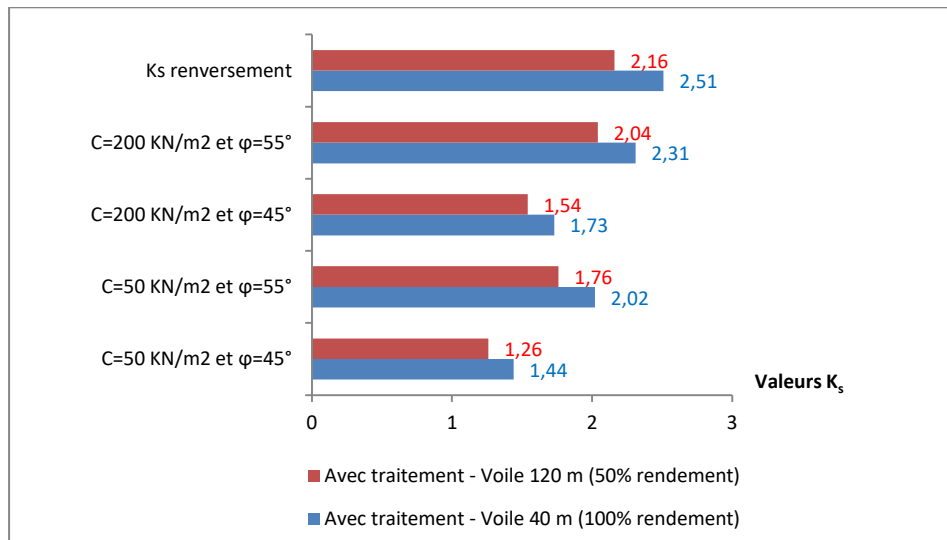


Figure III.42: Influence du traitement des fondations sur la stabilité du barrage - cas statique-Profil déversant

d) Influence du mode de traitement des fondations sur les critères d'équilibre relatifs à l'excentricité

En règle générale, les critères de stabilité des barrages poids exigent une excentricité inférieure à $B/6$, B étant la base du barrage (Règle du tiers central). Le tableau III.84 récapitule les valeurs des excentricités pour différents cas de modélisation.

Tableau III.84: Influence du mode de traitement des fondations sur l'excentricité de la résultante des forces

Mode de traitement des fondations	Valeurs de l'excentricité (m)
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	21,75
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	0
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	0,595
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	0,667

e) Influence de l'état de traitement des fondations sur les critères relatifs à l'état des contraintes en fondations

La figure III.43 récapitule l'état des contraintes pour différents cas de mode de traitement des fondations.

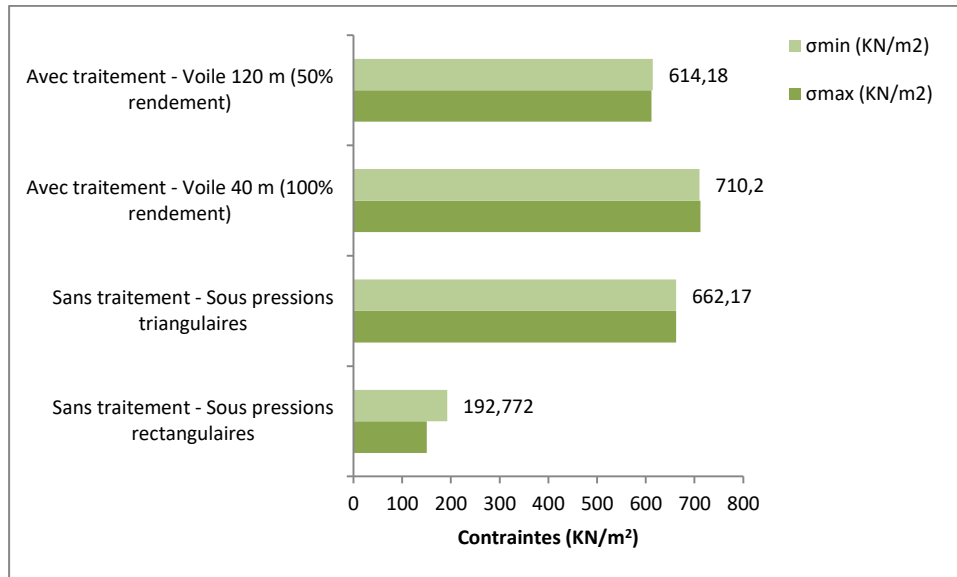


Figure III.43: Etat des contraintes - cas statique-Profil déversant

f) Interprétation des résultats

En ce qui concerne l'influence des sous pressions sur la stabilité du barrage, on note:

- La résistance au renversement est peu influencée par les sous pressions contrairement à la stabilité du barrage au glissement,
- Le rendement du voile d'injection joue un rôle prépondérant sur la stabilité du barrage,
- La sécurité du barrage vis à vis du glissement et du renversement est assurée sauf dans le cas de l'épure des sous pressions rectangulaire (cas le plus défavorable) où le coefficient de sécurité au glissement est inférieur à 1.

L'influence des caractéristiques mécaniques des fondations a débouché sur les conclusions ci-dessous:

- La stabilité du barrage est fortement influencée par l'angle de frottement et peu influencée par la cohésion,
- L'influence de ces caractéristiques sur la stabilité du barrage au renversement est relativement insignifiante,
- Le rendement du voile d'injection participe, au même titre que les caractéristiques mécaniques des fondations, aux critères de stabilité du barrage.

Par rapport aux critères de stabilité interne, les excentricités de la résultante des forces sont toutes inférieures au sixième de la base du barrage sauf dans le cas des sous pressions d'épure rectangulaire où on enregistre l'effet important des moments de la force de sous pressions par rapport au centre de gravité du barrage ($e = 21,75 \text{ m} > B/6 = 15,5 \text{ m}$).

Les contraintes en fondations sont uniformément réparties avec des valeurs extrêmes exigeant des modules de déformations importants du rocher des fondations.

IV.1.2. Profil non déversant

Les figures III.44 et III.45 donnent respectivement la comparaison des coefficients de sécurité au renversement, et les critères de sécurité au glissement pour les deux profils du barrage (déversant et non déversant).

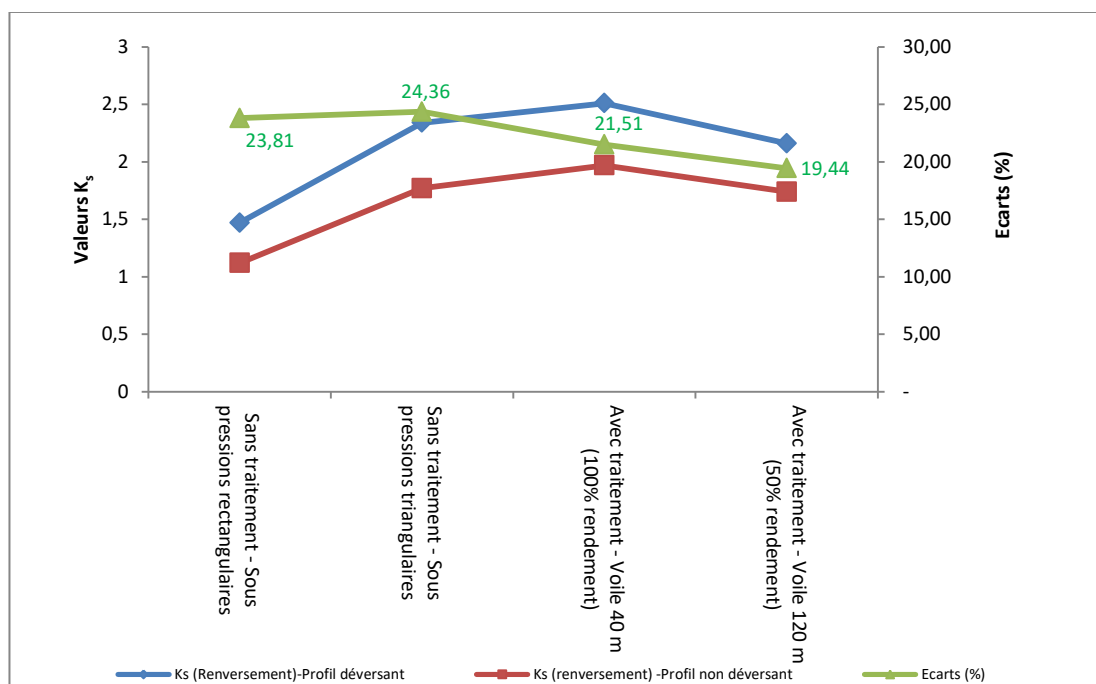


Figure III.44: Comparaison des critères de stabilité au renversement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique

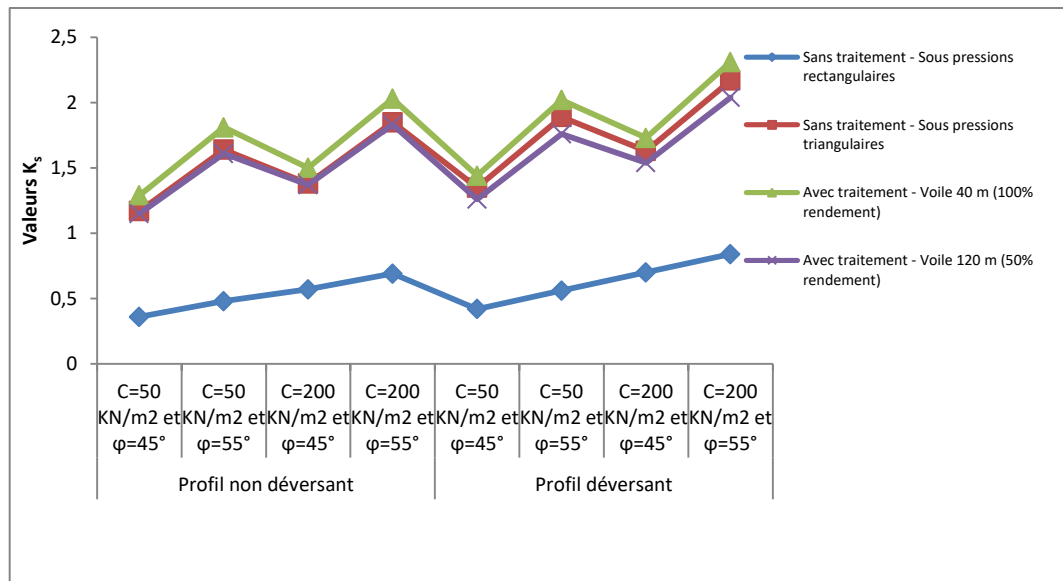


Figure III.45: Comparaison des critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique

En termes de résistance au renversement, bien qu'on reste dans les conditions de stabilité acceptables, des réductions du coefficient de sécurité variant de 20 à 25% sont enregistrées et exigent la considération des critères de stabilité avec une analyse en 3D pour tenir compte du changement transversal du profil du barrage, des conditions liées aux poussées hydrostatiques correspondantes et par conséquent des sous pressions. Les écarts en termes de critères de stabilité au glissement varient de 9 à 20% comme le montre le tableau III.85.

Tableau III.85: Evaluations des écarts relatifs aux critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas statique

Paramètres d'influence sur la stabilité	Ks (glissement) Profil déversant	Ks (glissement) Profil non déversant	Ecart (%)
C=50 KN/m² et $\phi=45^\circ$			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,42	0,36	14,29
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	1,35	1,17	13,33
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	1,44	1,29	10,42
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	1,26	1,15	8,73
C=50 KN/m² et $\phi=55^\circ$			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,56	0,48	14,29
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	1,89	1,64	13,23
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	2,02	1,81	10,40
Avec traitement - Voile 120 m	1,76	1,61	8,52

(50% rendement)			
C=200 KN/m² et $\phi=45^\circ$			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,7	0,57	18,57
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	1,63	1,38	15,34
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	1,73	1,5	13,29
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	1,54	1,37	11,04
C=200 KN/m² et $\phi=55^\circ$			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,84	0,69	17,86
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	2,17	1,85	14,75
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	2,31	2,03	12,12
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	2,04	1,83	10,29

Les conditions liées à l'excentricité de la résultante des forces sont restées similaires entre les deux profils. En matière de contraintes aux fondations, un incrément moyen de 100 KN/m² est enregistré entre le profil déversant et celui non déversant.

IV.2. Analyse dynamique

IV.2.1. Profil déversant

La figure III.46 illustre les variations des critères de stabilité dynamique du profil déversant en fonction de l'influence des sous pressions et du mode de traitement des fondations.

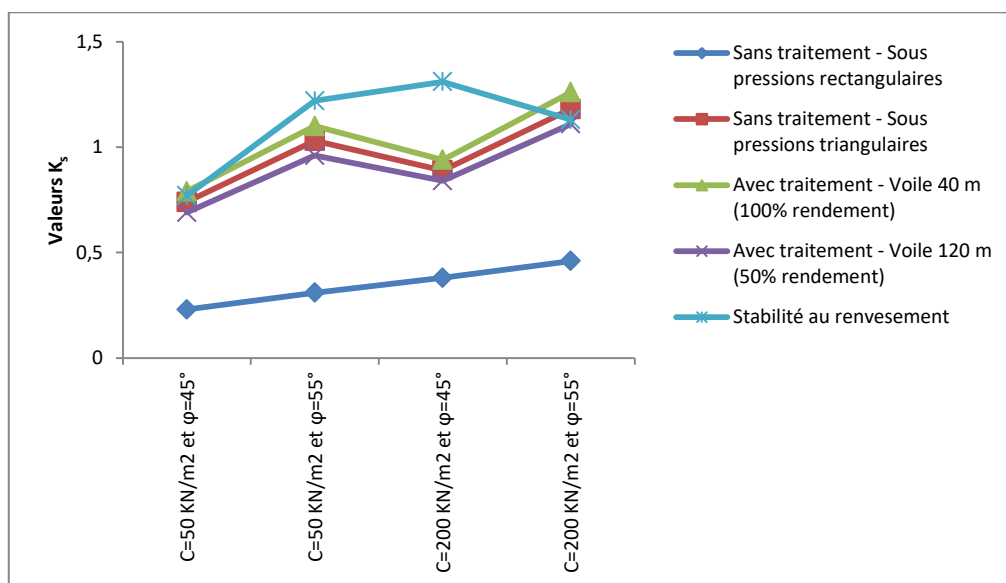


Figure III.46: Critères de stabilité du barrage - cas dynamique-Profil déversant

Les conditions de stabilité au glissement et au renversement ont enregistré les mêmes tendances que dans le cas statique avec réduction des coefficients de sécurité. Ces tendances sont relatives à l'influence des sous pressions, du mode de traitement et des caractéristiques du rocher des fondations. En matière de critères de stabilité interne (excentricité et état des contraintes), on enregistre les mêmes conditions de stabilité.

IV.2.2. Profil non déversant

La figure III.47 illustre les variations des critères de stabilité dynamique du profil non déversant en fonction de l'influence des sous pressions et du mode de traitement des fondations.

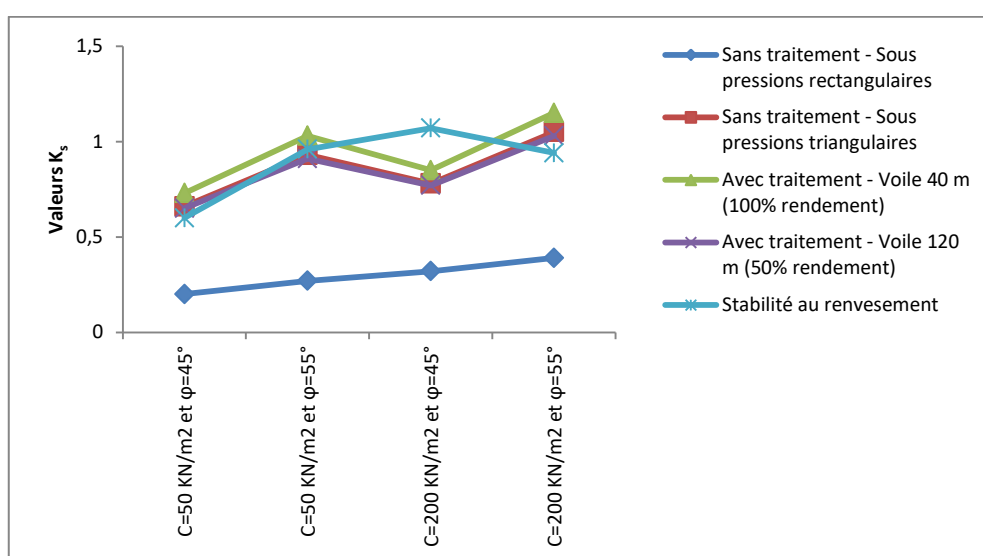


Figure III.47: Critères de stabilité du barrage - cas dynamique - Profil non déversant

En termes de résistance au glissement et au renversement, des réductions du coefficient de sécurité entre les deux profils sont enregistrées et exigent donc la considération des critères de stabilité avec une analyse en 3D pour tenir compte du changement transversal du profil du barrage, des conditions liées aux poussées hydrostatiques correspondantes et par conséquent des sous pressions.

- L'écart des critères de stabilité au renversement atteint un maximum de 22% entre les deux profils et cette situation est enregistré dans le cas des sous pressions triangulaires.

En matière de résistance au glissement, les écarts en termes de critères de stabilité au glissement sont récapitulés sur le tableau III.86

Tableau III.86: Evaluations des écarts relatifs aux critères de stabilité au glissement entre le profil déversant et le profil non déversant-cas dynamique

Paramètres d'influence sur la stabilité	Ks (glissement) Profil déversant	Ks (glissement) Profil non déversant	Ecart (%)
C=50 KN/m² et φ=45°			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,23	0,20	13,04
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	0,74	0,66	10,81
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	0,79	0,73	7,6
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	0,69	0,65	5,8
C=50 KN/m² et φ=55°			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,31	0,27	12,90
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	1,03	0,93	9,70
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	1,10	1,03	6,36
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	0,96	0,91	5,20
C=200 KN/m² et φ=45°			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,38	0,32	18,78
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	0,89	0,78	12,36
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	0,94	0,85	9,57
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	0,84	0,77	8,33
C=200 KN/m² et φ=55°			
Sans traitement - Sous pressions rectangulaires	0,46	0,39	15,21
Sans traitement - Sous pressions triangulaires	1,18	1,05	11,02
Avec traitement - Voile 40 m (100% rendement)	1,26	1,15	8,73
Avec traitement - Voile 120 m (50% rendement)	1,11	1,03	7,20

- La stabilité du barrage au glissement est fortement influencée par la qualité de l'interface barrage-rocher, indépendamment du type de profil,
- Le mode de traitement des fondations combiné aux caractéristiques mécaniques des fondations participent, d'une manière importante aux critères de stabilité contre le glissement.

Conclusion générale

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton sous l'angle coût et délais ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions. Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

Les paramètres liés aux critères de stabilité mettent en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre du barrage et donc l'importance du traitement des fondations par l'injection et le drainage. La considération des caractéristiques des fondations et du mécanisme de frottement entre le barrage et ses fondations est une action importante à intégrer dans les vérifications de la stabilité du barrage. Le changement transversal de la géométrie du profil (Barrage muni de déversoir incorporé) exige une vérification de la stabilité en 3D contrairement aux cas usuels en 2D.

La stabilité de ce type d'ouvrage est souvent vérifiée pour le cas du glissement au niveau du plan de contact du barrage et/ou ancrage avec ses fondations ainsi que le renversement par rapport au pied aval. Le souci d'assurer une stabilité au barrage ne doit en aucun cas être orienté, d'une manière systématique, vers l'action du profil transversal plus volumineux.

En tenant compte de l'intégration des paramètres d'influence sur la stabilité du barrage traité, l'analyse engagée dans ce modeste travail a permis de dégager les conclusions et synthèse ci-dessous:

- La stabilité du barrage est fortement influencée par l'angle de frottement et peu influencée par la cohésion,
- L'influence de ces caractéristiques sur la stabilité du barrage au renversement est relativement insignifiante devant la stabilité au glissement,
- La résistance au renversement est peu influencée par les sous pressions contrairement à la stabilité du barrage au glissement,
- Le mode de traitement des fondations combiné aux caractéristiques mécaniques des fondations participent, d'une manière importante aux critères de stabilité contre le glissement,
- Le rendement du voile d'injection joue un rôle prépondérant sur la stabilité du barrage,
- Par rapport aux critères de stabilité interne, les excentricités de la résultante des forces sont toutes inférieures au sixième de la base du barrage sauf dans le cas des sous pressions d'épure

rectangulaire où on enregistre l'effet important des moments de la force de sous pressions par rapport au centre de gravité du barrage,

- Les contraintes en fondations sont uniformément réparties avec des valeurs extrêmes exigeant des modules de déformations importants du rocher des fondations.
- En termes de résistance au renversement, bien qu'on reste dans les conditions de stabilité acceptables, des réductions du coefficient de sécurité variant de 20 à 25% sont enregistrées entre le profil déversant et non déversant et exigent la considération des critères de stabilité avec une analyse en 3D pour tenir compte du changement transversal du profil du barrage.

Références bibliographiques

BAURET, S. 2016. Stabilité des barrages-poids en béton : contribution de la cohésion à la résistance de l'interface béton-rocher, Mémoire de maîtrise, université de Sherbrooke.

BACARA, R. 1996. « Le béton compacté au rouleau, les barrages en BCR, Projet National BaCaRa 1988-1995 ». Paris : Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996. p 200.

BAKROUNE, M. 2011. Analyse dynamique d'un barrage en béton compacté au rouleau (B.C.R) sous charge sismique, Mémoire de Magister en Hydraulique, université Hadj Lakhdar Batna, 108p.

CARRIERE, A. 1994. Barrages, Traité construction, C5 555, p 2-24.

CFBR. Janvier 2012. Comité français des barrages et réservoirs. Groupe de travail « Calcul des barrages poids » - Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids – Propositions et recommandations, Cemagref édition 117p.

CFGB. 2002. Comité français des grands barrages. Groupe de travail «barrages poids ». Justification des barrages poids.

CHRISTIAN KERT, M. 2008. Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques, SÉNAT N° 454.

DEGOUTTE, G. 2002. Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref éditions.

EPFL. 2006. Conception des barrages. Ecole polytechnique de Lausanne.

EL BOUDKHILI, M. 2014. Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids. Mémoire de master, université Abou-bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

FAVRE, É. (2018). Evaluation de la stabilité des ouvrages poids soumis à la submersion basée sur la dynamique numérique des fluides, Mémoire de maîtrise, université de Montréal

ICOLD. 2000. The Gravity Dam. Le barrage-poids, un barrage d'avenir – Synthèse de recommandations. Paris: ICOLD/Candations. Paris. 127p. Bulletin 117.

KHALDOUN, M.A et DAOUDI, M, H. Juin 2018. Etude comparative pour l'optimisation du profil des barrages poids-voûtes, université Abou-bekr Belkaid, Tlemcen.

LE DELLIOU, P. 2007. Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition. Presse universitaire de Lyon.

LE DELLIOU, P. 2008. Le Comité Technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques, Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages.

PEYRAS, L, 2003. Diagnostic et analyse des risques liés au vieillissement des barrages, développements des méthodes d'aide à l'expertise. Doctorat spécialité génie civil, école doctorale des sciences pour l'ingénieur, laboratoire d'étude et de recherche en mécanique des structures (LERMES). Université BLAIRE Pascal Clermont.

ROUISSAT, B. 2013/2014. Cours ouvrages hydrauliques, département d'hydraulique, université Abou-bekr Belkaid, Tlemcen.

ROLLE, P.2013. Les barrages poids, fiche synthèse T/OA/S9.13.1.

SCHLEIS, A.J et POUGATSCH, H. 2011. Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaire romandes.

Tractebel Engineering, division hydraulique (2002). Barrage Béni Haroun sur l'oued Kebir. Monographie, Volume 1 : textes.