



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - TLEMCEM
Faculté de Technologie - Département de Génie Civil

MEMOIRE

Pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURE

Thème

**Analyse dynamique comparative du comportement des
barrages poids et à contreforts**

Présenté le septembre 2020 par

LAKERMI Mohammed

BESTAOUI Nesrine

Devant le jury composé de

Mr M. MATALLAH
Mme Z. KHELIFI
Mme N. SMAIL
Mr B. ROUSSAT

PRESIDENT
EXAMINATRICE
ENCADREUR
CO-ENCADREUR

Année Universitaire 2019 / 2020

Remerciements

J'offre premièrement de sincères et chaleureux remerciements à mon encadreur et mon co-encadreur, Mme SMAIL.N, et Mr ROUISSAT.B. Le mérite d'un mémoire appartient certes à l'auteur, mais également aux personnes qui l'encadre. Dans mon cas, mes encadreurs ont été d'un soutien et d'une attention exceptionnels. La confiance qu'ils nous ont accordé ainsi que le soutien moral qu'ils ont manifesté à notre égard nous ont permis d'accumuler des expériences professionnelles et personnelles marquantes qui font de moi une personne grandie. Je salue leur amabilité, patience, disponibilité, souplesse d'esprit et leur savoir. C'est certes avec joie et fierté que je dépose aujourd'hui ce mémoire, mais aussi avec un brin de nostalgie que je termine ce programme d'études et je conclus ce travail.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à Mr TAIBI.A, professeur au département de Génie Civil, qui s'est montré très patient avec nous. Ses qualités en pédagogie et ses connaissances concernant le logiciel CAST3M, ont fait de lui une aide précieuse pour la réalisation de ce mémoire. J'adresse aussi des remerciements à Mr BAKHTI.M, pour son aide estimable en traduction.

Je salue et remercie mon binôme Mr LAKERMI.M, et lui souhaite d'autres succès dans sa vie professionnelle.

Enfin, je ne peux passer outre ma reconnaissance envers mes parents, mon frère et mes sœurs, ainsi que toute ma famille mes amis, et toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à ce travail. Leur présence, leur écoute, leur confiance en moi et leur soutien constant m'assurent des bases solides me permettant de persévérer et de me surpasser.

Merci beaucoup.

BESTAOUI.N

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon mémoire et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce dernier.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mes deux encadrant monsieur ROUISSAT .B et madame SMAIL.N pour leurs patience, leurs disponibilité et surtout les judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je remercie également monsieur TAIBI.A pour son aide et son soutien tout au long du mémoire.

Mes très cher parents que je ne remercierai jamais assez pour tout ce qu'ils on fait et font toujours pour moi, sans eux je ne serai pas arrivé la ou j'en suis maintenant.

Je remercie mon amie et binôme BESTAOUI.N avec qui j'ai partagé des moments de joie ainsi que des moments difficile tout au long de mon cursus.

Je remercie en dernier mes frères, belles sœurs, mes cousins et tous mes amis.

LAKERMI.M

SOMMAIRE

Résumé	I
Abstract	II
ملخص.....	III
Listedesfigures.....	IV
Liste destableaux	VII
Liste dessymboles.....	VIII
Liste des abréviations.....	XII
Introductiongénérale	XIII

Chapitre I : Le monde des barrages et critères de choix

1. Introduction.....	1
2. Typesdebarrages	2
2.1 Barrages enbéton.....	2
2.2 Barragesenremblais	3
3. Choix du site et du typedebarrage.....	4
3.1 Conditionstopographiques.....	4
3.2 Connaissances géologiquesetgéotechniques	7
3.3 Disponibilité desmatériaux.....	8
3.4 Risque sismique	9
3.5 Conditionsclimatiques	9
3.6 Maitrise des crues	9
4. Avantages et inconvénients des différents typesdebarrages	10
5. Conclusion.....	14

Chapitre II : Barrages poids

1. Définition.....	15
2. Avantagesetinconvénients.....	15
3. Caractéristiques desbarrages poids.....	16
4. Aspects conceptuels desbarrages poids	16
4.1 Forme générale.....	16
4.2 Technologie deréalisation	17
5. Actionsetsollicitations.....	17
5.1 Actionspermanentes	18
5.2 Actionsvariables	18
5.3 Actionsaccidentelles.....	18

SOMMAIRE

6. Analyse delastabilité.....	19
6.1 Stabilitéinterne	20
6.2 Vérificationauglissement.....	21
6.3 Vérificationaupoinçonnement	22
6.4 Vérificationaurenversement	22
6.5 Vérificationausoulèvement	23
7. Caractérisation des actions pour le comportementstatique	24
7.1 Poids propre.....	24
7.2 Poussé des sédiments déposés au piedamont Q_2	24
7.3 Poussée hydrostatique Q_1 à l'amant	25
7.4 Poussé hydrostatiqueaval Q_3	26
7.5 Souspressions P_1	27
7.6 Température dubéton.....	29
7.7 Pressioninterstitiel	30
7.8 Chargesroulantes	30
8. Influence du traitement des fondationsdubarrage.....	30
8.1 Utilité des injections dansles barrages.....	30
8.2 Répartition de la sous pression en fonction de l'injection etledrainage	31
8.3 Le coefficient dessouspressions	31
8.4 Traitement des fondations parparois étanches.....	31
9. Caractérisation desprocèdesd'injection	32
9.1 La pressiond'injection	32
9.2 les propriétés ducoulisfrais	32
9.3 nombres delignesd'injection.....	33
9.4 espacemententreforage	33
9.5 Profondeur durideaud'injection.....	34
10. Vérification des critères de lastabilitédynamique	35
11. Conclusion.....	35

Chapitre III : Les barrages à contreforts

1. Définition.....	36
2. Avantages et inconvénient des barragesàcontrefort	36
3. Caractéristique des barragesàcontreforts.....	36
4. Aspectconceptuels.....	37
4.1 Profiltype	37
4.2 Conceptiondes bouchures	37
4.3 Typesdecontreforts	38
5. Actionsetsollicitations.....	39
6. Analyse delastabilité.....	40
6.1 Combinaisonsàétudier	40
6.2 Stabilité auglissement.....	41

SOMMAIRE

6.3 Stabilité au renversement	41
6.4 Stabilité interne	42
7. Vérification des critères de la stabilité statique	43
7.1 Poids propre	43
7.2 Poussée des sédiments	43
7.3 Poussée hydrostatique	43
7.4 Souspressions	44
7.5 Effet de température	44
8. vérification des critères de la stabilité dynamique	45
8.1 L'analyse pseudostatique	46
8.2 Sollicitations longitudinales	48
8.3 Sollicitations transversales	48
9. Conclusion	49

Chapitre IV : Analyse dynamique comparative du comportement des barrages poids et à contreforts-Cas du barrage des Béni Bahdel

1. Introduction	50
2. Présentation du projet	50
2.1 Historique	50
2.2 Description de l'aménagement	51
2.3 Choix du type de barrage	52
2.4 Implantation du barrage	52
2.5 Description du barrage principal	53
3. Vérification de la stabilité au glissement et au renversement des profils de barrages	55
3.1 Barrage poids	55
3.2 Barrage à contreforts	65
4. Synthèse sur les résultats d'analyse analytique	80
5. Présentation logiciel CAST3M pour la modélisation du barrage BENIBAHDEL	80
5.1 Choix de la géométrie et du maillage	81
5.2 Définition du modèle mathématique	82
5.3 Résolution du problème discrétisé	82
5.4 Analyse et post-traitement des résultats	82
6. Modélisation du barrage des Béni Bahdel en profil poids	83
6.1 Discrétisation	83
6.2 Chargements	84
6.3 Résultats de la modélisation	85
7. Modélisation barrage des Béni Bahdel en profil contreforts à voûtes multiples	87
7.1 Discrétisation du profil	87
7.2 chargements	89
7.3 Résultats de la modélisation	90

SOMMAIRE

8. Etude comparative entre le barrage poids et le barrage à contreforts multi-voûtes	94
8.1 Stabilité au glissement et au renversement.....	94
8.2 Comportement dynamique	94
8.3 Faisabilité économique.....	95
Conclusion générale	96
Références bibliographiques.....	96

Résumé

Le barrage des Béni Bahdel, situé dans la wilaya de Tlemcen, au Nord-Ouest de l'Algérie est un barrage à voûtes multiples et contreforts. Il a été réalisé durant la période s'étalant entre 1933 et 1944. Les études du barrage ont débuté en 1929. En plus des grandes contraintes géologiques, de la connaissance relativement limitée du comportement des barrages voûtes à l'époque, la grande spécificité du barrage résidait dans la décision de le surélever de 7 m en 1934 alors que l'exécution du barrage principal était très avancée et la surélévation était très difficile à résoudre. Le barrage est passé par conséquent de 47 à 54 m.

Aussi, le manque d'outils conceptuels performants pour dimensionner les barrages voûte et pour comprendre et maîtriser leur comportement constituait des contraintes de taille durant la période de sa conception et sa réalisation.

Les deux variantes de conception initiales englobaient deux profils du barrage : poids et à contreforts multi-voûtes.

Après 75 ans de recul, le présent mémoire traite d'une analyse comparative entre les deux variantes de conception du barrage. Le travail a été scindé en deux grandes parties. La première partie a englobé une vérification de la stabilité en mode statique et dynamique des deux variantes. La seconde partie, et en s'articulant sur la modélisation numérique à travers le code de calcul Cast3m, traite d'une analyse comparative du comportement en matière d'état de contraintes, de déplacement, d'endommagement et de fissuration sous sollicitations dynamiques.

Le modeste travail élaboré, et en vue des résultats dégagés, corrobore et consolide le choix adopté pour le projet en profil contrefort à voûtes multiples sur les aspects sécuritaires et économiques.

Mots clés : Barrage, poids, contreforts, voûtes, stabilité, Béni Bahdel

Abstract

Dam of BeniBahdel, situated in the city of Tlemcen in north-west of Algeria is a multiple arch dam and buttressed. It has been realized during the period between 1933 and 1944. The studies about the dam started in 1929. In addition to the geological tricky, limitless of the knowledge about the performance and attitude of the arch dam in that period, the biggest identity was laying on the decision to elevate the dam for 7m more, in 1934. While the execution of the principal dam moving forward and the elevation were so hard to overcome, instead of 47 m, the dam is passed to 54m.

Further, the lack of conceptual tools to dimension the arch of dam and to understand and take control of size constraining in the period of realization and building.

Two types of initial conception include two profiles of the dam : weight and buttress of a multiple arch.

After 75 years retreat, the actual dissertation treats a comparative analyze between the two variants conceptions. The realization of the project has been divided in two parts. The first part has covered the verification of stability in static and dynamic of the variants the second part, is based in the modelling digital through the calculation code Cast3m, discuss the comparative analyzes in complicated state materials, displacement, damaging, and cracking under dynamic complex.

The modest work developed, is the result, reinforce the choice adopted for the project to the profile arch dam and buttressed in the security aspect and economics.

Keywords : Dam, weight, buttress, arch, stability, BéniBahdel

سد بني بحدل يقع بولاية تلمسان جنوب غرب الجزائر و هو سد دو إستدارة السقف المتعددة ودعامات. أنجز في الفترة الممتدة من 1933 الى 1944.

إنطلقت بداية دراسة السد في سنة 1929 زيادة على التهديدات الجيولوجية والمعرفة المحددة نسبيا لتصرف سدود المستدارة السقف في ذلك الزمان. التميز الكبير للسد ثبت في قرار تعليته ب 7 أمتار في سنة 1934 بينما أن تنفيذ السد الأهم كان متقدم و التعليه كانت صعبة الحل.

السد تحول إذا من 47 الى 54 متر كذلك عدم توفير أدوات تصويرية بالغة الإجهاد لقياس السدود دو إستدارة السقف وللتفهم و التحكم في تصرفهم كونت تهديدات هامة أثناء تصوره و إنجازه. المتغيرتان التصويرية الأولية جمعت ملتقطات من الجانب للسد / الثقل ودعامات متعددة إستدارة السقف. بعد تراجع 75 سنة هذه المذكرة تبحث تحليل مقارن بين المتغيرتان لتصور السد. قسم البحث الى فقرتين أساسيتين.

الفقرة الأولى جمعت فحص إستقرار النمط الساكن و الأليل المتغيرتان. الفقرة الثانية المعتمدة على التصميمات الرقمية عبر Cast3m. باب يعالج تحليل مقارن لتصرف علة التهديدات و التحركات و الإتلاف و انشقاق و استعطاف طلب تحتي ألي (ديناميكي).

العمل المتواضع المنجز و للحصول على النتائج المستخلصة أيد و قوى إختيار مشروع ملتقط من الجانب لإستدارة السقف المتعددة حول الجوانب الأمنية و الاقتصادية.

الكلمات المفتاحية/ سد – ثقل – دعامه – إستدارة السقف – إستقرار – بني بحدل.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Types de barrages en béton	3
Figure I.2 : Types de barrages en remblais	4
Figure I.3 : Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élanement λ	5

Chapitre II

Figure II.1 : Profil des barrages poids - (a) parement amont verticale - (b) parement amont incliné	16
Figure II.2 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids	18
Figure II.3 : L'évolution des différentes actions dans le temps	19
Figure II.4 : Formes des arrêts de bétonnage	20
Figure II.5 : Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids	21
Figure II.6 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier	23
Figure II.7 : Action du poids propre du barrage	24
Figure II.8 : Action des sédiments sur le barrage	25
Figure II.9 : Action de la poussée hydrostatique	26
Figure II.10 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3	27
Figure II.11 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage - (a) sans injection ni drainage - (b) avec voile d'injection - (c) avec drainage	28
Figure II.12 : Diagramme de la répartition des sous-pressions	29
Figure II.13 : L'effet thermique sur le barrage poids	30
Figure II.14 : Répartition des sous-pressions	31
Figure II.15 : Schéma d'une voile d'injection	34
Figure II.16 : profondeur de voile d'injection	35

Chapitre III

Figure III.1 : Barrage à contreforts dispositions géométriques générales	36
---	----

Liste des figures

Figure III.2 : Barrage à voutes multiples - profil et section horizontale	36
Figure III.3 : Amélioration de la stabilité au glissement d'un contrefort par une butée avec vérin.....	39
Figure III.4 : Diagrammes des sous-pressions sous un contrefort.....	43
Figure III.5 : Effet de température sur les contreforts : (a) répartition de la température selon une section horizontale ; (b) déformation d'un contrefort sous l'effet de température.....	44
Figure III.6 : Relation entre l'angle de la face amont et le coefficient C.....	46
Figure III.7 : Comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface de courbe).....	46
Figure III.8 : Fissuration du couronnement en cas de séisme : (a) solution classique ; (b) solution plus favorable	48
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Maquette géologique et coupe au contrefort C.8. La fondation du contrefort C.8 chevauche la zone des schistes marneux. L'aval et l'amont du contrefort sont assis sur les grès. Les couches de grès et de schistes plongent vers l'aval et s'arrêtent en « sifflet » vers l'amont.	52
Figure IV.2 : Elévation amont - Aile droite	53
Figure IV.3 : Elévation aval- Les semelles de fondation aval ne sont pas encore bétonnées. On en distingue les armatures en attente	54
Figure IV.4 : Vue en plan de l'ouvrage principal.....	54
Figure IV.5 : (a) Coupe transversale - (b) Elévation aval du corps du barrage principal.....	54
Figure IV.6 : Actions sur le barrage poids	55
Figure IV.7 : Profil dimensionnel du barrage poids	56
Figure IV.8 : Diagramme des sous-pressions.....	58
Figure IV.9 : Diagramme des forces hydrostatiques	59
Figure IV.10 : Élément du barrage considéré pour l'analyse	65
Figure IV.11 : Profil transversal des contreforts.....	66
Figure IV.12 : Définition du diagramme des sous-pressions au niveau de la tête et de l'âme des contreforts	69

Liste des figures

Figure IV.13 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès-2003	83
Figure IV.14 : Modélisation barrage des Béni Bahdel avec différentes sollicitations - Profil poids	83
Figure IV.15 : Discrétisation du barrage -Profil poids	84
Figure IV.16 : Distributions des champs de contraintes principales suivant X (σ_{xx}) – profil poids	84
Figure IV.17 : Distributions des champs de contraintes principales suivant Y (σ_{yy}) – profil poids	84
Figure IV.18 : Développement de la fissuration sous excitation sismique -Profil poids	85
Figure IV.19 : Endommagement du barrage après excitation sismique -profil poids	86
Figure IV.20 : Déplacement en crête du barrage -profil poids	86
Figure IV.21 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès-2003	88
Figure IV.22 : Modélisation du barrage des Béni Bahdel en variante contreforts à voûtes multiples avec différentes sollicitations	88
Figure IV.23 : Discrétisation du barrage des Béni Bahdel en variante contreforts à voûtes multiples	89
Figure IV.24 : Distributions des champs de contraintes principales suivant X (σ_{xx}) – profil contreforts.....	89
Figure IV.25 : Distributions des champs de contraintes principales suivant Y (σ_{yy}) – profil contreforts.....	90
Figure IV.26 : Distributions des champs de contraintes principales suivant Z (σ_{zz}) – profil contreforts.....	90
Figure IV.27 : Développement de la fissuration sous excitation sismique - Profil contreforts	91
Figure IV.28 : Endommagement du barrage après excitation sismique -Profil contreforts	92
Figure IV.29 : Déplacement en crête du barrage -Profil contreforts	93
Figure IV. 30 : Comparaison des ouvertures des fissures en fonction du temps excitation pour les deux variantes	94

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Critères topographiques pour le choix du type de barrage	6
Tableau I.2 : Choix du type du barrage en fonction de la géologie de la vallée.....	8
Tableau I.3 : Comparaison entre différents types de barrages	11

Chapitre II

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des barrages poids	15
Tableau II.1 : Pression d'injection par rapport à la profondeur	32
Tableau II.2 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau	33

Chapitre III

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des barrages à contreforts	35
Tableau III.2 : Types de contreforts	37
Tableau III.3 : Types d'actions et sollicitation sur un barrage à contreforts.....	42
Tableau III.4 : Normes de F_S vis-à-vis du glissement.....	40
Tableau III.5 : Normes de F_S vis-à-vis du renversement	44

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Forces agissant sur le barrage-profil poids	61
Tableau IV.2 : Forces et moments exercés sur le barrage-profil poids.....	64
Tableau IV.3 : Forces et moments agissant sur le barrage-à contreforts.....	73
Tableau IV.4 : Forces et moments agissant sur le barrage-contreforts par rapport au centre de gravité du corps du barrage	77
Tableau IV.5 : <i>Synthèse</i> sur les résultats d'analyse de la stabilité -cas statique	79
Tableau IV.6 : <i>Synthèse</i> sur les résultats d'analyse de la stabilité -cas dynamique	79
Tableau IV.7 : Valeurs des paramètres du modèle utilisés dans les simulations - Profil poids	82

Liste des tableaux

Tableau IV.8 : Valeurs des contraintes suivant les deux directions X et Y -Profilpoids.....	85
Tableau IV.9 : Dimensions du modèle pour le profil contreforts à voûtes multiples	87
Tableau IV.10 : Valeurs des paramètres du modèle utilisés dans les simulations - Profil contreforts.....	87
Tableau IV.11 : Valeurs des contraintes enveloppes suivant les trois directions X, Y et Z - Profil contreforts à voûtes multiples	91

Liste des symboles

Symbole	Unité	Description
B	m ²	Surface de contact entre le barrage et sa fondation
B	m	Largeur du barrage poids
B	m	Base du barrage à contrefort
C	-	Coefficient lié à la pente de la face amont du barrage
C	KN/m ²	Cohésion
CDG _X	m	Centre de gravité suivant l'axe X
CDG _Y	m	Centre de gravité suivant l'axe Y
CDG _{PP}	M	Centre de gravité du poids propre
D'	kN , Kn/m	Actions dynamiques dues aux séismes
D _p	m	Bras de levier du poids propre par apport au pied aval du barrage
D' _p	m	Bras de levier du poids propre par apport au centre de gravité du barrage
D _{sp}	m	Bras de levier de la force des sous pressions par apport au pied aval
D' _{sp}	m	Bras de levier de la force des sous pressions par apport au centre de gravité
D _{eau}	m	Bras de levier de la force hydrostatique par apport au pied aval
D' _{eau}	m	Bras de levier de la force hydrostatique par apport au centre de gravité
D _{HS}	m	Bras de levier de la force accidentelle sismique de l'eau par apport au pied aval
D _{vs}	m	Bras de levier de la force accidentelle sismique du barrage par apport au centre de gravité
D _{wv}	m	Bras de levier de la force hydrostatique verticale par rapport au pied aval
D' _{wv}	m	Bras de levier de la force hydrostatique verticale par rapport au centre de gravité
D _{wh}	m	Bras de levier de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval
D _{wh}	m	Bras de levier de la force hydrostatique horizontale par rapport au centre de gravité
D ₁ '	m	Bras de levier du poids propre de la voûte par rapport au centre de gravité
D ₂ '	m	Bras de levier du poids propre du contrefort par rapport au centre de gravité
E	MpaKn	Module d'élasticité
E	, Kn/m Kn	Poussé de l'eau
E _{am-h}	, Kn/m Kn	Poussée horizontale amont (sans déversement)
E _{am-hi}	, Kn/m Kn	Poussée horizontale amont (avec déversement)
E _{am-v}	, Kn/m Kn	Poussée verticale amont
E _{av-h}	, Kn/m Kn	Poussée horizontale aval
E _{av-v}	, Kn/m Kn	Poussée verticale aval
E _O	, Kn/m Kn	Poussée de l'eau amont
E _U	, Kn/m Kn	Poussée de l'eau aval
E _{Uh}	, Kn/m Kn	Poussée de l'eau horizontale aval
E _{Uv}	, Kn/m Kn	Poussée de l'eau verticale aval
E _W	, Kn/m	Poids de l'eau agissant sur une structure
F	m ²	Surface de la section centrale
F _{bsish}	-	Composante horizontale suivant le sens d'action le plus défavorable
F _{bsisv}	-	Composante verticale suivant le sens d'action le plus défavorable
F _{eau}	kN	Force hydrostatique
F _{esish}	kN	Force accidentelle horizontale
F _{esisv}	kN	Force accidentelle verticale
F _H	kN	Forces horizontales
F _{H(seisme-eau)}	kN	Force accidentelle horizontale de l'eau
F _{H(seisme-barrage)}	kN	Force accidentelle horizontale du corps du barrage
F _S	kN	Coefficient de sécurité au soulèvement
F _S	kN	Facteur de sécurité au renversement
F _{sp}	Kn , Kn/m	Force des sous pressions

Liste des symboles

$F_{\text{séd}}$	kN	Force de poussée des sédiments
F_{SG}	KN ,KN/m	Facteur de sécurité au glissement
F_{T}	KN	Poussée des terres (sédiments accumulés au fond du lac)
F_{V}	Kn	Forces verticales
F_{wv}	kN	Force hydrostatique verticale
F_{wh}	kN	Force hydrostatique horizontale
G	-	Centre de gravité
H	M	Hauteur de la vallée barrage
H	M	Hauteur du barrage
H_{CF}	M	Hauteur du contrefort
H_{w}	M	Hauteur de l'eau
H_{V}	M	Hauteur des voûtes
H_{voile}	m	Hauteur du voile d'injection
I	m ⁴	Moment d'inertie
K	-	Coefficient de la poussée des terres
K_{c}	-	Coefficient de sécurité au renversement
K_{S}	-	Coefficient de sécurité au glissement
L_{b}	m	Largeur du site au niveau de la base
L_{c}	m	Largeur de la vallée
L_{C}	m	Largeur du site simplifiée au niveau de la crête
L_{tete}	m	Longueur de trois voûtes et quatre contreforts
L_{ame}	m	Longueur de quatre fois l'épaisseurs du contrefort
$M_{/0\text{moteur}}$	KN.m	Moment de renversement (BCF)
M_{d}	KN.m	Moments déstabilisateurs
M_{s}	KN.m	Moments stabilisateurs
$M_{/pp}$	KN.m	Moment due au poids propre par apport au point aval du barrage
$M_{\text{G}/pp}$	KN.m	Moment due au poids propre par apport au centre de gravité du barrage
$M_{/fsp}$	KN.m	Moment de la force des sous pressions par apport au pied aval
$M_{\text{G}/fsp}$	KN.m	Moment de la force des sous pressions par apport au centre de gravité du barrage
$M_{/Feau}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique par apport au pied aval
$M_{\text{G}/Feau}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique par apport au centre de gravité du barrage
$M_{/F\text{hseis-eau}}$	KN.m	Moment de la force accidentelle sismique de l'eau par apport au pied aval
$M_{/F\text{hseis-bar}}$	KN.m	Moment de la force accidentelle sismique du barrage par apport au pied aval du barrage
$M_{/FV}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique verticale par apport au pied aval du barrage
$M_{/F\text{WH}}$	KN.m	Moment de la force hydrostatique horizontale par apport au pied aval du barrage
N	-	Composante normale de la résultante des actions sur la fondation
P_{p}	KN	Poids propre du barrage
P	KN	Pression
P_0	KN , KN/m	Force due au poids propre
P_1	KN , KN/m	Force due aux sous-pressions
P_1	kN	Poids propre d'une voûte
P_2	kN	Poids propre d'un contrefort
P_{P}	kN	Poids propre de trois voûtes et quatre contreforts
P_{S}	KN/m	Poids de la structure et ses équipements
Q_1	KN , KN/m	Force de la charge d'eau en amont
Q_2	KN , KN/m	Force de la charge des sédiments
Q_3	KN,KN/m	Force de la charge d'eau en aval

Liste des symboles

S	KN ,KN/m	Sous-pression
S	m ²	Surface du profil étudié
S	m ²	Surface de contact entre le barrage et le sol

Liste des symboles

S_A	m^2	Surface rectangle du diagramme des sous-pressions
S_B	m^2	Surface trapèze du diagramme des sous-pressions
S_C	m^2	Surface triangle du diagramme des sous-pressions
S_V	m^2	Surface des voûtes
S_{CF}	-	Surface du contrefort
T	-	Composante tangentielle de la résultante des actions sur la fondation
TU	$^{\circ}C$	Actions à cause de la température
U_A	KN, KN/m	Sous-pression au point A
U_B	KN, KN/m	Sous-pression au point B
U_C	KN, KN/m	Sous-pression au point C
V	m^3	Volume de l'eau qui se trouve au dessus de la face amont
V_{CF}	m^3	Volume du contrefort
V_V	m^3	Volume des voûtes
V_p	m^3	Volume du barrage poids
Z	M	Profondeur de l'eau
-	-	-
b	m^2	Surface de la section centrale
C	Mpa	Cohésion
d_0	m	Bras de levier de P_0 par rapport au pied aval
d_1	m	Bras de levier de Q_1 par rapport au pied aval
d_2	m	Bras de levier de Q_2 par rapport au pied aval
d_3	m	Bras de levier de Q_3 par rapport au pied aval
d'	m	Bras de levier de P_1 par rapport au pied aval
d_{voute}^{ext}	m	Diamètre de la voûte extérieure
d_{voute}^{int}	m	Diamètre de la voûte intérieure
$ep_{vmoy}ep_{vout}$	m	Epaisseur moyenne de la voûte
ep_{sommet}	m	Epaisseur au sommet de la voûte
ep_{voute}^{base}	m	Epaisseur de la voûte à la base
ep_{cfmoy}	m	Epaisseur moyenne du contrefort
$ep_{sommetcf}$	m	Epaisseur au sommet du contrefort
ep_{basecf}	m	Epaisseur à la base du contrefort
f	-	Coefficient de frottement
g	m/s^2	Accélération de la pesanteur
h	m	Hauteur hydrostatique à l'amont
h_{am}	m	Hauteur hydrostatique à l'amont
h_{av}	m	Hauteur hydrostatique à l'aval
$h_i h_s$	m	Hauteur de la lame déversant
$édm$	m	Epaisseur de la couche des sédiments
l	-	Fruit du parement amont
m_2	-	Fruit du parement aval
y	-	L'abscisse de la position du pied aval par rapport au pied amont
-	-	-
α	-	-
α_h	m/s^2	Accélération au sol (due à un séisme)
α_v	-	Coefficient d'accélération sismique horizontale
γ_b	-	Coefficient d'accélération sismique verticale
γ_w	kN/m^3	Poids volumique du béton
$\gamma^{Séd}$	kN/m^3	Poids volumique de l'eau
γ_i	kN/m^3	Poids volumique des sédiments
ΔP	kN/m^3	Poids volumique des sédiments immergés
-	-	Coefficient de sous-pression

Liste des symboles

λ	m	Elancement de la vallée
ρ_B	kg/m^3	Masse volumique du béton
ρ_w	kg/m^3	Masse volumique de l'eau
ρ_{eau}	kN/m^3	Poids volumique de l'eau
$\rho_{\text{béton}}$	kN/m^3	Poids volumique du béton
\sum_{forces}	kN	Somme des forces horizontales (motrices)
horizontales		
\sum_{forces}	kN	Somme des forces verticales (résistantes)
verticales		
\sum_{forces}	kNk	Somme des forces verticales et horizontales
\sum/G_{moments}	N.m	Somme des moments résistants par rapport au centre de gravité G
résistants		
\sum/G_{moments}	kN.m	Somme des moments moteurs par rapport au centre de gravité G
moteurs		
ΣG	kNk	Somme des forces verticales
ΣM	NkN.	Somme des moments appliqués sur l'ouvrage
$\Sigma M/G$	mkN.	Somme des moments par rapport au centre de gravité G
Σ_{moments}	mkN.	Somme des moments moteurs par rapport au pied aval du barrage
moteurs	m	
Σ_{moments}		Somme des moments résistants par rapport au pied aval du barrage
résistants	kN.m	
$\Sigma P - \Sigma F_v$	kNk	Somme des forces verticales
$\Sigma Q - \Sigma F_h$	NMP	Somme des forces horizontales
σ_n	aMP	Contrainte normale
$(\sigma_n)_{\text{min}}$	aMP	Contrainte normale minimale
$(\sigma_n)_{\text{max}}$	aMP	Contrainte normale maximale
σ_v	aMP	Contrainte normale à l'amont
σ	a	Contrainte normale
ϕ	Degré [°]	Angle de frottement interne
ϕ_1	Degré [°]	Angle de parement amont par rapport à la verticale
ϕ_2	Degré [°]	Angle de parement aval par rapport à la verticale
$\varphi_{\text{Séd}}$	Degré [°]	Angle de frottement interne des sédiments
2ϕ	Degré [°]	Ouverture de la voûte

Liste des abréviations

BCF : Barrage à Contreforts.

BCR : Béton Compacté au Rouleau.

BCV : Béton Conventionnel Vibré.

CIGB : Commission Internationale des Grands Barrages

CRN : Cote Retenue Normale.

CVM : Cote Volume Mort.

USBR : United States Bureau of Reclamation.

CDG : Centre de gravité (dans CAST3M).

RHO : Masse volumique (dans CAST3M).

YOUN : Module de young (dans CAST3M).

NU : Coefficient de poisson (dans CAST3M).

F_t : Résistance a la traction.

G_f : Energie de rupture.

MP1 : Facteur d'influence

Introduction générale

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

Aussi, les barrages sont parmi les constructions humaines les plus importantes, à la fois par leurs dimensions parfois exceptionnelles et par leur utilité sociale. L'ouvrage pendant sa durée de vie connaît des changements qui peuvent conduire à des dommages.

Il n'existe pas de projet de barrage type ou modèle, chaque cas doit être considéré comme un projet singulier et unique mettant en évidence des matériaux plus ou moins caractérisés avec précision, des fondations qui ne peuvent être reconnues que partiellement, des conditions géologiques, géotechniques, climatiques et hydrologiques particulières et trop variables d'un site à un autre.

L'étanchéité des barrages est évidemment l'objectif prépondérant. La préoccupation secondaire des concepteurs réside dans la prise en charge de la stabilité à des coûts rationnels. Les barrages sont soumis aux efforts liés à l'action de l'eau, en l'occurrence : la pression hydrostatique sur les parois en contact avec la retenue, la pression dynamique exercée par les courants d'eau et par un séisme éventuel ainsi que la pression interstitielle des eaux d'infiltration dans le sol de fondation induisant des sous pressions qui, non seulement, réduisent les actions de contact du sol sur son support mais réduisent aussi la résistance de ces terrains.

On définit un projet préliminaire en fonction des données du site et de l'expérience et ce projet, en fonction de l'avancement des études, se verra raffiné, ajusté et adapté en relation avec les concepts techniques et économiques.

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis et qui se produisent au cours d'une certaine durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont

Introduction générale

considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements dans lesquels l'ouvrage est susceptible de se trouver durant sa vie.

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 BCV ou 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.

La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage-voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrages poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée.

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux. Le mur plat ou multi-voûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastres dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives.

Le barrage de Béni Bahdel, situé dans la wilaya de Tlemcen, au Nord-Ouest de l'Algérie est un barrage à voûtes multiples et contreforts. Il a été réalisé durant la période s'étalant entre 1933 et 1944. En plus des grandes contraintes géologiques, se manifestant par des géologies différentes, en étendu et en profondeur, entre les deux rives, la connaissance relativement limitée du comportement des barrages voûtes à l'époque, a constitué un véritable défi pour la conception et la réalisation de l'ouvrage. La grande spécificité du barrage réside dans la décision de le surélever de 7 m en 1934 alors que l'exécution du barrage principal était très avancée et la surélévation était très difficile à résoudre. Le barrage passe par conséquent de 47 à 54 m. Les contraintes liées aux modifications profondes ont été levées par le concours de l'éminent ingénieur Eugène Freyssinet en proposant des solutions de consolidation et de précontrainte des ouvrages. Ceci intervient juste après le brevet de Eugène Freyssinet sur la précontrainte du béton obtenu en 1928.

Introduction générale

L'implantation du barrage a été choisie de façon que l'ouvrage soit le plus possible appuyé sur les grès, tout au moins sa partie aval. Sur la rive droite, cette condition a été réalisée facilement, au contraire, sur la rive gauche, l'épaisseur des grès diminuant rapidement vers l'amont, le parapet de l'ouvrage plonge par endroits dans les schistes. Deux variantes de conception de profils types ont été analysées à l'époque: barrage poids et barrage à contreforts multi-voûtes.

Dans le présent mémoire, et en s'articulant sur la modélisation numérique, le travail cible, comme objectif principal, une analyse comparative entre les deux variantes de conception du barrage. 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 trois volets importants et concernant les critères de choix des types de barrages, les aspects conceptuels relatifs aux barrages poids et ceux liés aux barrages à contreforts,
- Des vérifications de stabilité au glissement et au renversement pour les deux variantes de conception en mode statique et dynamique,
- Une analyse comparative du comportement de chaque profil type du barrage (poids et contreforts) en se basant sur une modélisation numérique à travers le code de calcul Cast3m, en mode dynamique. Cette analyse a été menée par l'étude des états de contraintes, de la fissuration, de l'endommagement et des déplacements encrete.
- L'élaboration d'une balance comparative entre les deux variantes s'appuyant sur les résultats relatifs aux paramètres de comportement cités plus haut.

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 assignés, la rédaction a suivi, chronologiquement, les chapitres ci-dessous:

- Chapitre 1 : Le monde des barrages et critères de choix.
- Chapitre 2 : Les barrages poids.
- Chapitre 3 : Les barrages à contreforts.
- Chapitre 4 : Analyse dynamique comparative du comportement des barrages poids et à contreforts-Cas du barrage des BéniBahdel.

Chapitre I

Le monde des barrages et critères de choix

1. Introduction

Les barrages sont des ouvrages d'art de génie civil singuliers, car se sont des ouvrages complexes, leurs études et réalisations prennent en compte plusieurs données et paramètres. Durant leurs cycles de vie les barrages ont des comportements complexes qui dépendent de plusieurs facteurs et paramètres :

- Le vieillissement des matériaux,
- La tenue des fondations,
- Les variations thermiques et météorologiques,
- Les effets chimiques de l'eau,
- Le mode de l'exploitation et les risques hydrologiques,
- Les sollicitations sismiques.

Toutes ces complexités doivent être prises en compte lors de la mise en œuvre du barrage lui-même, sa fondation ainsi que l'influence de son environnement. Les exigences de sécurité des barrages sont extrêmes et doivent être présentes dans toutes les phases du projet (planification, conception, réalisation et exploitation), la phase la plus complexe en notion de sécurité est l'exploitation (sensible en terme de sécurité des populations), l'eau est un élément vital mais peut aussi présenter un potentiel destructeur.

L'étude d'un barrage a nécessité l'intervention de plusieurs disciplines scientifiques complémentaires les unes des autres à cause de la nature complexe et délicate. Les données environnementales de la région, hydrauliques, géologiques et géotechniques combinées ensemble constituent le socle de ce projet. Ces données ont influencé toute la structure, notamment le choix des matériaux de son corps, de la fondation et des mesures spécifiques de sécurité.

Les barrages sont des ouvrages de génie civil remarquables à plusieurs titres :

- Par leurs dimensions : puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existantes,
- Par l'ampleur de conséquences que pourrait avoir leur rupture,
- Par l'impact qu'ils ont sur l'environnement.

Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, la mécanique des sols, ... etc.

Une autre caractéristique de ces ouvrages est l'importance considérable des spécificités du site sur la conception et le dimensionnement qui font de chaque ouvrage un cas particulier.

Le concept de sécurité pour les barrages d'accumulation repose sur les trois piliers : de la sécurité structurale, de la surveillance et entretien, et de la planification en cas d'urgence. Cette structure et les éléments de chacun de ces piliers sont une mise en œuvre logique de l'objectif ultime qui est de garantir la sécurité en tout temps et en toute circonstance.

En pratique, certaines situations peuvent se développer dont la prise en charge ne peut pas être attribuée sans autre à un de ces piliers. C'est le cas lorsque l'ouvrage est soumis ou pourrait

être soumis à des sollicitations dont le développement est inconnu, incertain ou pas encore vérifié par l'expérience (aussi en début d'exploitation). C'est également le cas lorsque le comportement de l'ouvrage ou un constat visuel n'est à priori pas explicable. La surveillance ordinaire n'est alors plus suffisante, sans que la situation ne nécessite d'entrer de plein pied dans la planification d'urgence. La réponse à ce type de situation est toujours la même: La surveillance renforcée. Le but est également toujours le même: Disposer des éléments nécessaires à l'analyse permanente de la situation afin de pouvoir prendre à temps des mesures de protection éventuelles.

2. Types de barrages

Les barrages sont classés en 2 grandes familles selon les matériaux utilisés :

- Les barrages en béton,
- Les barrages en remblais.

Certains anciens barrages sont construits en maçonnerie et sont classés avec les barrages en béton car ils sont similaires.

On peut ajouter à ces classements les barrages hybrides ou composés qui sont en partie en béton et une autre partie en remblai.

2.1 Barrages en béton

Les barrages en béton sont généralement posés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé.

On distingue trois grandes familles de barrages en béton selon leur forme et la nature de leur manière de s'opposer à la poussée hydrostatique : Barrages poids BCV, Barrage voûte et multi voûte, Barrage poids-voûte, Barrage à contreforts et Barrage poids BCR.

La **figure I.1** résume l'ensemble des types de barrages en béton avec leurs dérivés

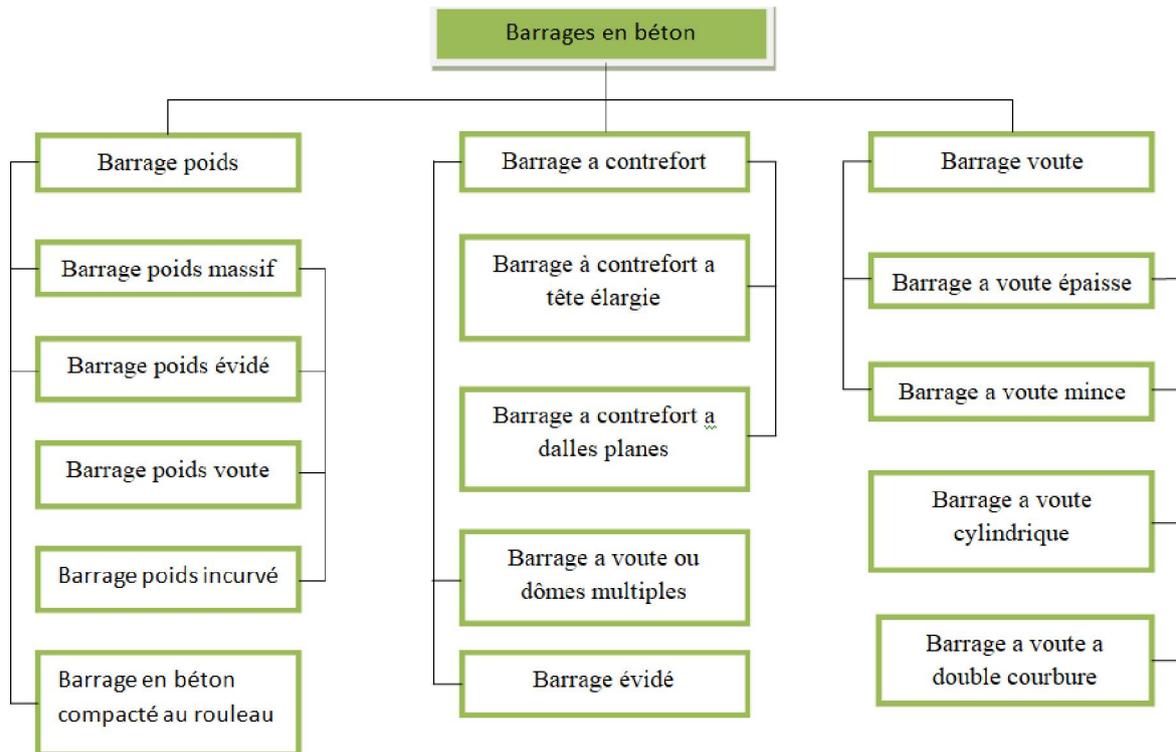


Figure I.1 : Types de barrages en béton

2.2 Barrages en remblais

Les barrages en remblais appelé aussi les digues sont des barrages construits en matériaux granulaires meubles disponibles à proximité de l'ouvrage, ils sont classés en 2 catégories :

- Les barrages en terre : le matériau est prélevé du sol naturel meuble présent à proximité,
- Les barrages en enrochement : le matériau est apporté des carrières concassées.

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

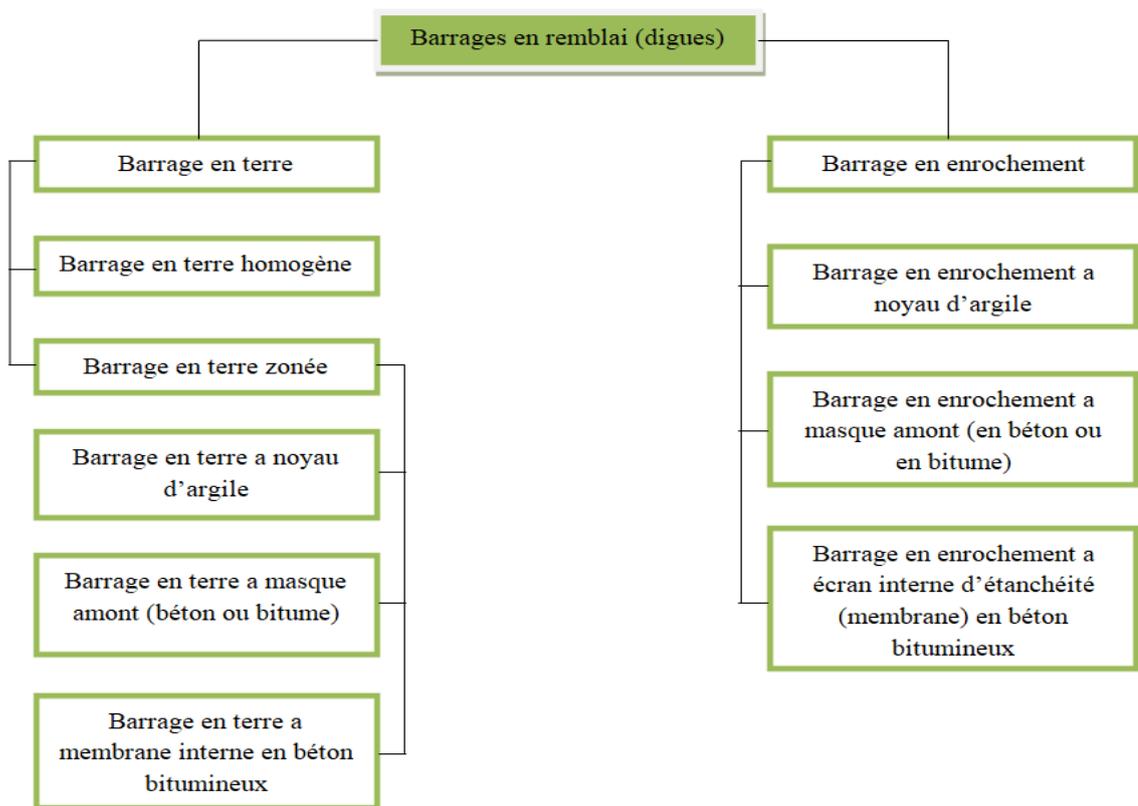


Figure I.2 : Types de barrages en remblais

3. Choix du site et du type de barrage

Le choix du type de barrage est une étape complexe il faut tenir en compte différents paramètres et information importantes, l'objectif est de proposer une solution à la fois économique et de très haute sécurité et minimisant les dangers causés par l'ouvrage en phase de réalisation et d'exploitation, donc ces paramètres sont :

- Les conditions topographiques (forme de la vallée),
- Connaissance géologique et géotechnique,
- La disponibilité des matériaux,
- Le risque sismique,
- Les conditions climatiques,
- La maîtrise des crues.

3.1 Conditions topographiques

Pour réaliser un projet fiable et sécurisé il est indispensable d'effectuer une étude topographique, car la morphologie de la vallée (étroite ou large) joue un rôle très important

dans le choix du type de barrage, certaines vallées sont inadaptées pour certains types de barrages.

Le type de vallée est défini selon son élancement :

$$\lambda = L_c/H.$$

Avec :

λ : l'élancement de la vallée.

L_c : largeur de la vallée.

H : hauteur de la vallée.

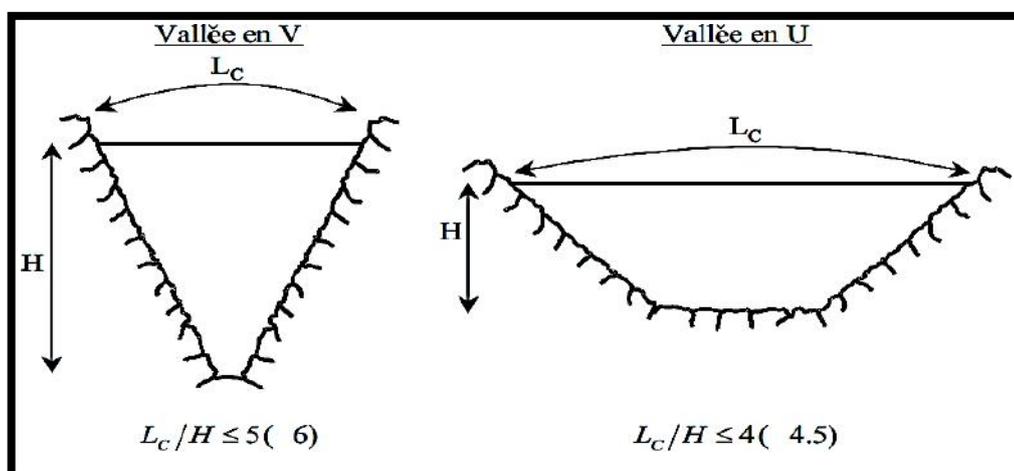
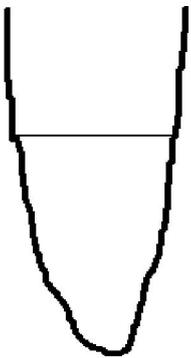
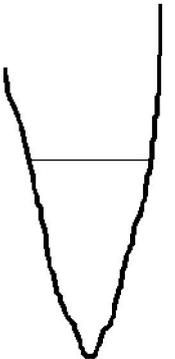
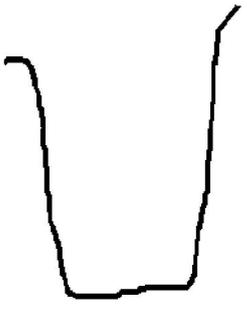
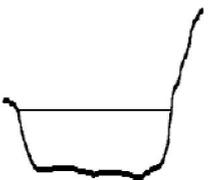


Figure I.3 : Caractérisation de la forme de la vallée pour l'élancement λ [2]

Le **tableau I.1** montre les différents types de vallées et leurs influences pour le choix du type de barrage.

Tableau I.1 : Critères topographiques pour le choix du type de barrage [2]

Type de vallée	Topographie	Considérations
	Vallée encaissée avec flancs verticaux.	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.
	Vallée étroite en V.	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.	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 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 large.	λ très important éliminant le barrage voûte. Tous les autres types de barrages peuvent être envisageables sous conditions que les autres critères soient vérifiés

3.2 Connaissances 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.

Tout projet de barrages 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 le choix se précise 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, galerie de reconnaissance, prélèvements, essais de laboratoires et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. [17]

Au droit d'un site de barrage on peut rencontrer plusieurs types de sol :

- 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.

Dans le cas où le barrage doit être fondé sur un terrain meuble, l'étude s'appuie sur l'exécution de tranchées ou de puits, pour cela il est nécessaire d'effectuer des prélèvements in situ, permettant d'avoir les informations utiles sur:

- L'identification des sols,
- La nature de l'hétérogénéité du sol,
- Les conditions hydrauliques (perméabilités horizontale et verticale des différents matériaux de fondation, position de la nappe phréatique),
- Les paramètres mécaniques (déformabilité, résistance au cisaillement).

Le **tableau I.2** résume les orientations pour choisir la catégorie du barrage en fonction de la qualité du rocher.

Tableau I.2 : Choix du type du barrage en fonction de la géologie de la vallée [2]

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	Barrages en remblais.

3.3 Disponibilité des matériaux

Quel que soit le type de barrage, il nécessite l'utilisation des grandes quantités de matériaux, le coût du barrage dépend fortement du prélèvement, le transport, et 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 dans le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- Sols utilisables en remblais,
- Enrochement pour remblai ou protection de talus,
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés),
- Liants (ciment, cendres volantes,...).

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'emprunt.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité (teneur en fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge-aval s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crues à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochement, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton en particulier la

solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (roche ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

3.4 Risque sismique

Les tremblements de terre ont une incidence sur toutes les parties du barrage (le barrage, les ouvrages annexes, la fondation, les sous pressions, et les équipements hydro et électromécaniques).

Les barrages sont dimensionner pour reprendre les poussés hydrostatiques de composantes horizontales importantes, donc ils sont en mesure de résister aux forces sismiques horizontales.

La particularité des joints transversaux des barrages poids c'est qu'ils sont généralement ouverts, ceci va créer une zone sensible lors d'un séisme. Cette dernière peut être retouchée afin d'améliorer ce problème en remplissant un coulis de ciment qui va présenter une surface supportant le cisaillement (joint avec des décrochements).

En ce qui concerne les barrages à contreforts ils sont plus vulnérables en cas de séisme et ne supportent que peu de sollicitation transversale dues à la forme de la structure. Pour y remédier à ce problème on peut changer la forme en élargissant les âmes de contreforts à l'aval. Ce type de barrage est à éviter dans les zones de forte et de moyenne sismicité, cependant le comportement en cas de séisme doit être analysé même dans les zones de faible sismicité.

3.5 Conditions climatiques

Les conditions climatiques influent de manière prépondérante les conditions d'exécution de l'ouvrage et par-là le délai d'exécution (barrage en terre), et influent 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 apparaître des gradients thermiques importants peuvent conduire à la fissuration du béton.

3.6 Maîtrise des crues

La problématique de la crue de dimensionnement est un point particulièrement sensible du projet de barrage, en raison du caractère incertain et probabiliste des valeurs retenues. L'étude hydrologique doit être menée par des spécialistes (ingénieurs, hydrologues, météorologues).

La difficulté de la crue à maîtriser et de l'intégration des ouvrages annexes constitue un critère particulier du choix du type du barrage.

Pour les barrages en béton, ils peuvent supporter sans dommages excessifs un éventuel dépassement des débits de dimensionnement et donc un déversement au dessus du couronnement, mais la stabilité doit être vérifiée avant et après le déversement (les contraintes de traction et de compression restent admissibles).

Dans un barrage en remblai, un déversement au dessus du couronnement serait catastrophique et pourrait conduire à la ruine de l'ouvrage.

Les débits des crues à considérer dépendent :

- Des caractéristiques du bassinversant,
- Les effets delaminage,
- Du type debarrage.

Dans les barrages poids et à contreforts, on peut aménager des déversoirs, permettant des débits d'évacuation très importants à des conditions très avantageuses.

4. Avantages et inconvénients des différents types debarrages

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

Tableau I.3 : Comparaison entre différents types des barrages [8]

Type de barrage	Avantages	Inconvénients
Barrage poids (gravité).	<p>Faible contrainte dans le béton. Faible contrainte transmises 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.</p>	<p>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.</p>
Barrage poids évidé	<p>Volume de béton plus faible. Réduction des sous-pressions au contact béton-rocher.</p>	<p>Augmentation du gradient hydraulique de l'écoulement souterrain à proximité de la fondation.</p>
Barrage a contreforts.	<p>Volume de béton plus faible que pour le barrage poids Contraintes moyennes transmises au rocher. Faibles sous-pressions sous la fondation. Echauffement faible lors de la prise du béton. L'évacuateur de crues peut facilement être intégré.</p>	<p>Volume d'excavation important. Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très important. Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête. Risque limite de tassement. Grande sensibilité aux séismes.</p>
Barrage en béton compacté au rouleau (BCR).	<p>Faible dosage en ciment. Teneur en eau réduite. Surface de coffrage restreint. Extinction rapide. Emprise réduite par rapport au barrage poids. Mise en place sur grande surface par couche minces. Faible cout de construction. Délais de réalisation réduits. Problèmes liés à la température écartés.</p>	<p>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. Bonne résistance en cas de séisme, de submersion. Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle.</p>
	<p>Volume de béton faible. Volume d'excavation relativement faible. Faibles sous-pressions sous la fondation.</p>	<p>Contraintes importantes dans le béton. Contraintes importante dans le rocher sous la fondation. Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux.</p>

<p>Barrage voute.</p>	<p>Haute résistance au séisme.</p>	<p>Sensibilité limité aux tassements (hyperstatique). Echauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières. Gradient de sous-pression sous la fondation important. Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traités. Difficulté d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.</p>
<p>Barrage a voûtes multiples.</p>	<p>Volume de béton faible. Volume d'excavation relativement faible. Faibles sous-pressions sous la fondation. Pas de problèmes thermiques lors de la prise du béton dans le cas des ouvrages minces.</p>	<p>Contraintes importantes dans les voûtes. Nécessité d'armer les voûtes pour limiter la fissuration. Sensibilité aux gradients de température. Gradient des sous-pressions sous la fondation localement très importantes Sensibilité aux tassements différentiels, grande sensibilité au séisme. Intégration des ouvrages annexes difficile. Structure très vulnérable et très exposés aux actions de malveillance.</p>
<p>Barrage en remblai à noyau central.</p>	<p>Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions du terrain. Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes. Excavation limitées. Contraintes très faibles sur le sol de fondation, gradients hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation.</p>	<p>Volume de matériau à mettre en place très important. Disponibilité de matériau argileux en grande quantité a proximité du site. Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.</p>
<p>Barrages en remblai à masque amont.</p>	<p>Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain. Structure peu sensibles aux tassements globaux. Structure peu sensible aux séismes si des mesures spécifiques sont prévues. Excavations limitées. Pas de matériaux argileux à mettre en place. Pas d'exigences particulières en ce qui concerne les</p>	<p>Volume de matériau à mettre en place très important. Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe. Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (enrochements).</p>

	conditions météorologiques. Contraintes très faibles sur le sol de fondations.	
--	---	--

5. Conclusion

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 et dans la complexité des comportements et des mécanismes mis en jeu d'autre part. Ces ouvrages présentent des enjeux importants, sur le plan de la sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques.

La conception des barrages, tâche difficile et compliquée, intègre de nombreux paramètres et 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 barrage poids

1. Définition

Appelés aussi barrages gravités, est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton, à profil généralement triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5%). Le parement aval est incliné avec un fruit de 75 à 80 %. Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. Il est fondé sur rocher, il n'est pas limité dans sa longueur et s'adapte bien aux vallées larges, il peut être rectiligne, polygonal, ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie et de la topographie. Lorsque la courbe est forte, celle-ci influence la statique de l'ouvrage par un effet tridimensionnel. Le terme de barrage poids incurvé ou de barrage poids voûte est alors utilisé. [1]

Ce type de barrage ne nécessite aucune armature dans le cas de la charge normale car l'état de contrainte doit être en compression, et il permet l'intégration facile de l'évacuateur de crue. On peut trouver dans cette famille les barrages poids évidés qui comportent moins de matériaux dans les zones les moins sollicitées, répondent à un souci d'économie de matière et permettent de réduire les sous pressions. Le registre mondial de la CIGB répertoire environ 3200 barrages poids dans le monde, le plus haut est celui de Grande Dixence, en suisse, avec une hauteur sur fondation de 285 m pour un volume de béton de 6 000 000 m³, et un volume de retenue de 400 Millions m³. [3]

2. Avantages et inconvénients

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

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des barrages poids [8]

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 fondation est faible. 	<ul style="list-style-type: none"> - Les sous-pressions sont importantes dans la fondation. 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). - L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique

3. Caractéristiques des barrages poids

La plupart des barrages poids sont un massif plein de forme triangulaire. La partie amont est vertical légèrement inclinée (moins de 5%). La partie aval est inclinée avec un seuil de 75% à 80%. Cette géométrie va lui permettre de résister par son poids propre au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures. Il doit essentiellement être fondé sur un sol rocheux.

Les barrages poids sont constitués d'une succession de plots (appelés aussi blocs), de 12 à 19 m de largeur. Ces blocs sont séparés par des joints (1 à 3 mm) qui s'ouvrent ou se ferment selon les conditions thermiques de l'environnement. Le joints de dilatation rentre en retrait et induit ainsi une ouverture lors du refroidissement du béton. Ces joints sont munis d'un système d'étanchéité à l'amont.

Le barrage poids, par la simplicité de ses formes, a été autrefois le type fréquemment utilisé. Mais il s'est avéré que le béton était mal utilisé (notamment en raison de contraintes trop faibles) et l'ouvrage peut ne pas être la solution la plus économique. C'est évident que le coût d'un barrage poids est directement lié au volume de béton mis en place, alors les ingénieurs ont cherché à supprimer du béton là où il est le moins bien utilisé. C'est dans ce but qu'ont été conçus les barrages poids à joints évidés, une telle solution sert à réduire les sous-pressions.

4. Aspects conceptuels des barrages poids

4.1 Forme générale

Un profil type d'un barrage se subdivise en deux modèles, ces derniers ont une forme triangulaire. L'un a une section verticale (a) au parement amont et l'autre légèrement inclinée (b) vers l'amont. En ce qui concerne le parement aval pour les deux cas, il est souvent incliné avec un fruit de 75% à 80% en condition courante, mais peut aussi prendre la forme d'une ligne brisée. Le sommet doit dépasser le niveau des plus hautes eaux. Le couronnement appelé aussi la crête est structuré par une épaisseur triangulaire, permettant d'augmenter la revanche et de résister à la poussée de l'eau et corps flottants, ainsi de laisser un passage à une voie de service, une route...etc. Le barrage est équipé de galeries situées dans le corps de ce dernier, qui permettent de donner lieu à des inspections faites par une personne qualifiée, en vue de diagnostiquer l'état du barrage. Les barrages poids sont aussi dotés de galeries de drainage permettant d'agir sur la stabilité de l'ouvrage.

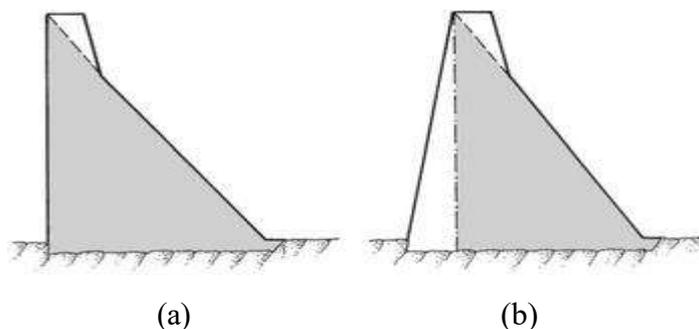


Figure II.1 : profil des barrages poids- (a) Parement amont vertical- (b) parement amont incliné

4.2 Technologie de réalisation

4.2.1 Barrage en béton classique BCV

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XX^e 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 met en œuvre 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 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux.

Le monolithisme de l'ouvrage est obtenu par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des joints entre plots. 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 enrochement.[18]

4.2.2 Barrage poids en BCR

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.[18]

5. Actions et sollicitations

Un système statique très simple des barrages poids implique des conditions précises à la fondation. Cette dernière doit être rocheuse, son module de déformation élevé et sa perméabilité faible. En se référant à la **figure II.2** on constate que les forces principales rentrant en jeu tant pour la stabilité que pour la détermination de l'état de contrainte interne sont :

- Le poids propre,
- Les poussés de l'eau et des sédiments,
- Les souspressions,
- Les sollicitations dynamiques résultant des séismes.[1]

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir comprendre son fonctionnement, ils peuvent intervenir non pas à sa conception

et son dimensionnement mais aussi au comportement et à la stabilité du barrage. La **figure II.2** illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids :

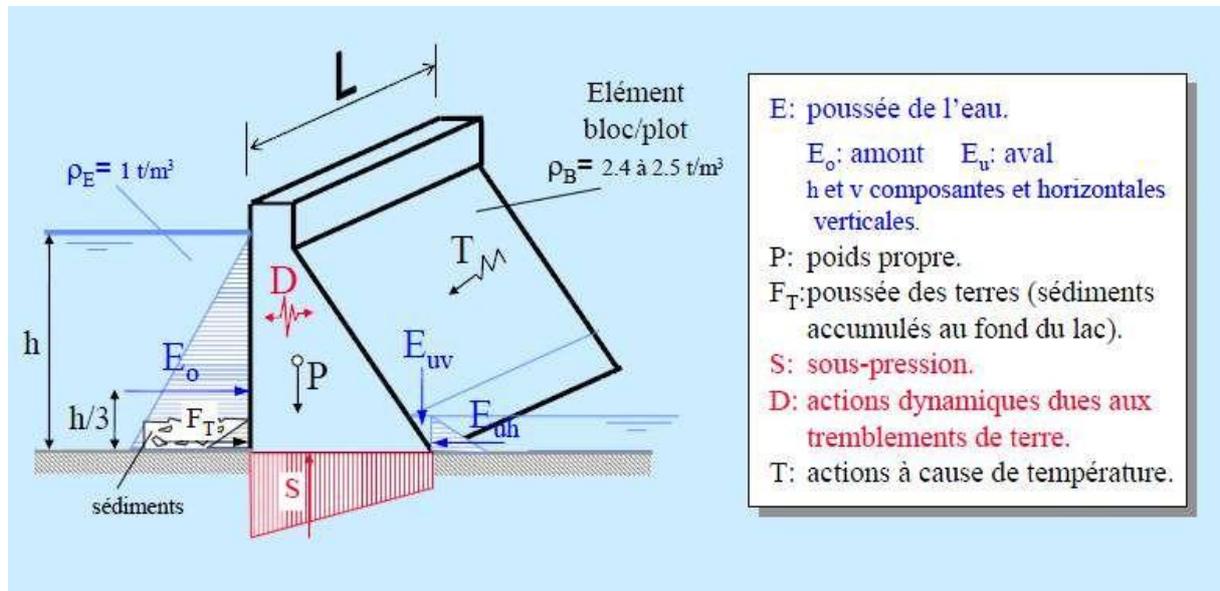


Figure II.2 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids [2]

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

5.1 Actions permanentes

- Poids propre,
- Poussées des sédiments.

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier.

5.2 Actions variables

- Poussées de l'eau et des matières en suspension,
- Poussées des glaces.

Elles sont variables en fonction du niveau de retenue.

5.3 Actions accidentelles

- Lessésimes.

Ces actions sont relatives aux excitations sismiques.

La **figure II.3** résume la variation des actions en fonction du temps :

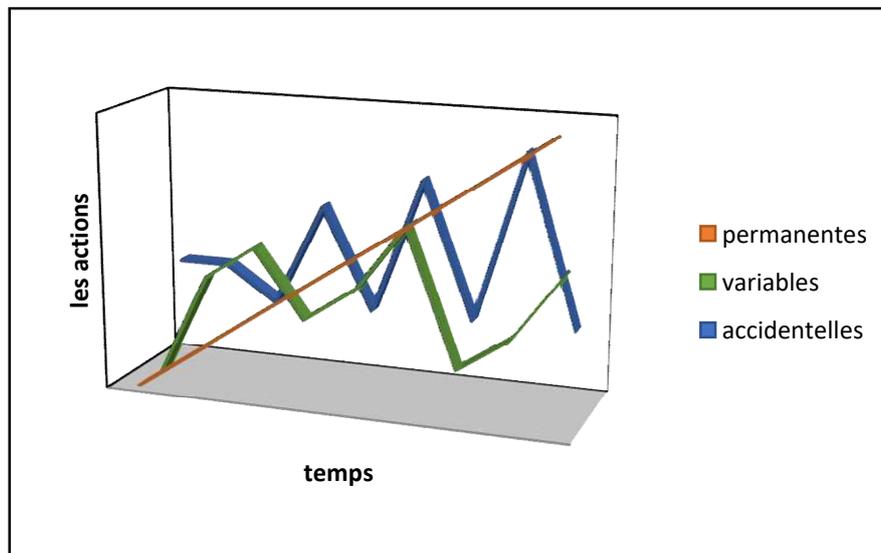


Figure II.3 : L'évolution des différentes actions dans le temps

6. Analyse de la stabilité

Pour le calcul du volume du barrage, généralement on utilise une approximation [2] donnée par :

$$V_p = 0,14 \cdot H^2 \cdot (L_c + 2 \cdot L_b)$$

Avec :

- V_p : volume du barrage poids (m^3);
- H : hauteur du barrage (m);
- L_c : largeur du site simplifiée au niveau de la crête (m);
- L_b : largeur du site au niveau de la base (m).

La stabilité des barrages poids est normalement vérifiée par un calcul bidimensionnel. Si l'ouvrage est suffisamment arqué ou qu'il est ancré entre deux rives, alors un calcul tridimensionnel peut être pris en compte avec des calculs en élément finis beaucoup plus complexes. On étudie la stabilité du plot le plus haut ou d'une tranche d'un mètre d'épaisseur sur toute la longueur de rive.

L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, ainsi que la stabilité interne des plots, ce dernier est dessiné dans l'ouvrage des plans de contact fictifs, généralement horizontaux, qui peuvent coïncider avec des reprises de bétonnage.

Les dispositions constructives concernent les arrêts de bétonnage des plots. La **figure II.4** montre les dispositions de ces arrêts :

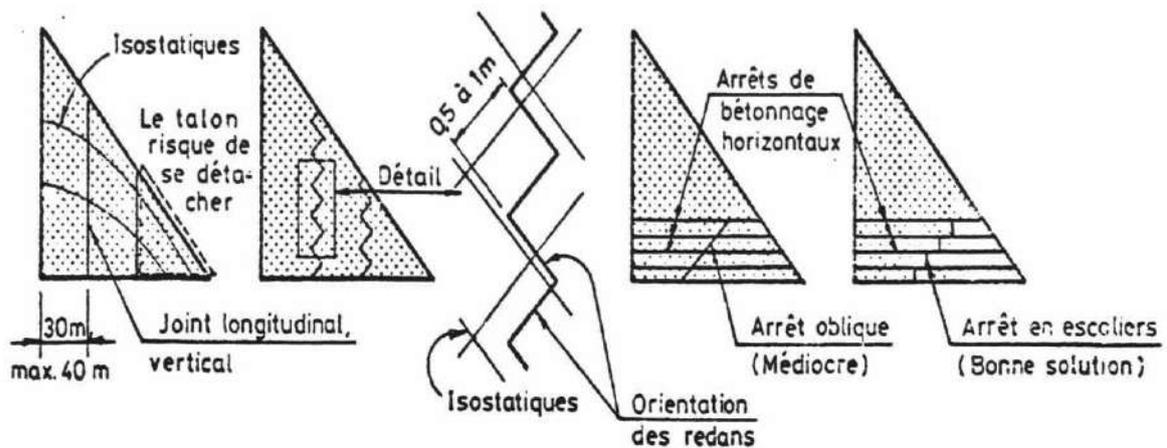


Figure II.4 : Formes des arrêts de bétonnage

La contribution à la stabilité peut être dans certains cas significatifs même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision. Généralement la stabilité globale se décline en cinq composantes [2] :

6.1 stabilité interne

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

$$\sigma_v > \gamma_w \cdot Z$$

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

$$\sigma_v > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Ce critère à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet) ; on doit aussi la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas d'un BCR) [22].

6.1.1 Vérification des contraintes

La contrainte est donnée par l'expression :

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

Avec :

$\sum P$: Somme des forces verticales,

ΣM : Somme des moments appliqués sur l'ouvrage,

F : Surface de la section centrale,

Et: $W = l/y$

Avec :

I : Moment d'inertie,

y : 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) [2].

6.2 stabilité au glissement

On peut définir le glissement comme le déplacement de la masse totale du barrage sur la fondation, supposé monolithique et indéformable. Ce glissement est dû à la poussée de l'eau, des sédiments, et des sous-pressions.

Si N et T sont les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenue est :

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

La sécurité au glissement est assurée si:

$$\frac{\Sigma Q}{\Sigma G} \leq f$$

f : Coefficient de frottement,

ΣQ : Forces horizontales,

ΣG : Forces verticales,

B : Surface de contact entre le barrage et sa fondation,

C : Cohésion des fondations.

Avec: $\Sigma Q = Q_1 + Q_2$;

$\Sigma G = P_0 - P_1$

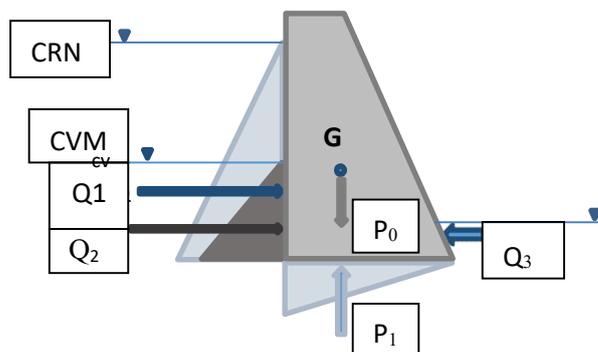


Figure II.5 : Forces agissantes sur la stabilité d'un barrage poids

Le coefficient de sécurité au glissement K_s est alors :

$$K_{s(\text{glissement})} = \frac{\Sigma G.f}{\Sigma Q}$$

On admet habituellement $K_{s(\text{glissement})} \geq 1,5$

On adopte en général un coefficient de frottement $f = 0,75$ valeur utilisée pour le frottement béton sur béton et béton sur rocher de qualité.

Si la fondation est constituée de roche plus tendre (calcaire, marne), on peut être amené à adopter une valeur inférieure de l'ordre de 0,6.

Le coefficient de frottement f est donné en fonction de la nature des sols de fondation :

$f=0,7$ fondation rocheuse,

$f = 0,3-0,6$ fondation sableuse,

$f = 0,2-0,25$ fondation argileuse.

Si on tient compte également de la cohésion des fondations, le coefficient de sécurité au glissement devient :

$$K_{s(\text{glissement})} = \frac{C.B + \Sigma G.f}{\Sigma Q}$$

Dans ce cas, compte tenu de l'incertitude sur la cohésion, on adopte en général une valeur de $K_s = 2,5$ en fonctionnement normal.

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.

6.3 stabilité au poinçonnement

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

La stabilité au poinçonnement est souvent vérifiée en comparant la résultante des charges appliquées au barrage par rapport à la portance du sol de support des fondations. [19]

6.4 stabilité au renversement

Sous l'effet de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'aval (mouvement de rotation autour du pied aval). C'est le poids de l'ouvrage qui s'oppose à cet effet de renversement. En général, une structure se renverse lorsque la résultante des forces mobilisées

(poussée de l'eau et les sous-pressions) sont plus grande que le poids de la structure lui-même.

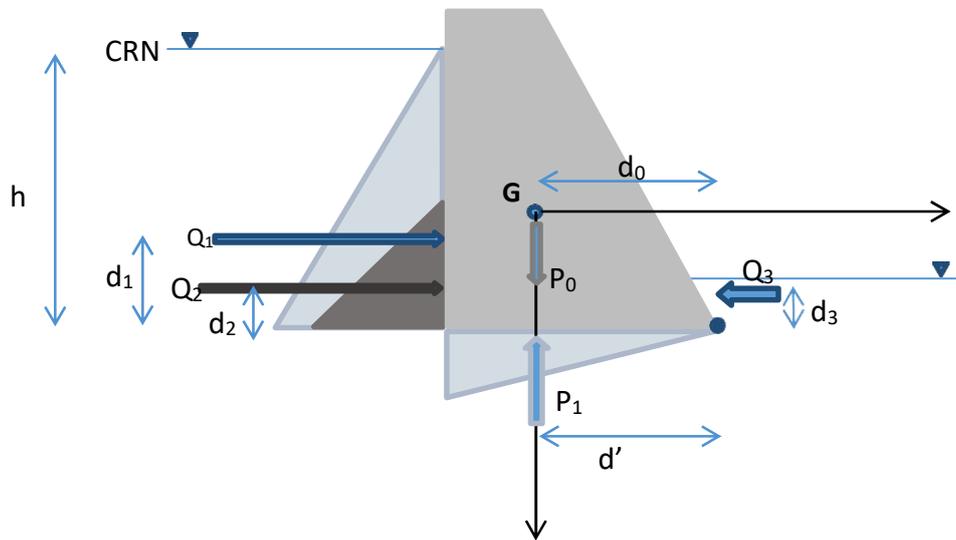


Figure II.6 : Forces agissantes sur un barrage poids et leurs bras de levier

Comme tout mouvement de rotation, le renversement de l'ouvrage est déterminé par le moment des forces, c'est-à-dire le produit des forces par leur bras de levier :

$$M_s = \text{Moment dû au poids et à la poussée aval} = (P_0 \cdot d_0) + (Q_3 \cdot d_3)$$

$$M_d = \text{Moment des poussées et des sous-pressions} = (P_1 \cdot d') + (Q_1 \cdot d_1) + (Q_2 \cdot d_2)$$

Théoriquement, l'ouvrage est en équilibre si : $M_s = M_d$; mais en pratique on applique un coefficient de sécurité et on considère que l'ouvrage est stable si $M_s = 2 \cdot M_d$

Etudier la stabilité au renversement d'un barrage revient donc à comparer le moment stabilisateur (M_s) et le moment de renversement (M_d).

Le coefficient de sécurité au renversement devient :

$$K_c = \frac{\sum M_s}{\sum M_d}$$

6.5 Stabilité au soulèvement

Il y'a un risque d'instabilité au soulèvement dans le cas où les forces dues à la sous pression sont supérieures à la somme des forces dues au poids propre, à une charge verticale de l'eau et autres surcharges ayant une composante verticale vers le bas. Un facteur de sécurité doit être requise qui est donné par la relation : [1]

$$F_s = \frac{(P_s + E_w)}{S}$$

Avec :

P_s : Poids de la structure et des équipements qui lui sont attachés (vannes, pont, passerelle, etc),

E_w : Poids de l'eau agissant sur la structure,
 S : Sous-pressions agissant sous la base de la structure.

7. Caractérisation des actions pour le comportement statique

7.1 Poids propre P_0

Le poids propre (P_0) est calculé à partir des dessins et des coupes du projet en tenant compte de la surface du profil étudié (S), le poids volumique des matériaux du barrage (γ_b), et le poids des éléments fixes[4].

La difficulté principale dans le calcul du poids propre est liée à la détermination du poids volumique des matériaux du barrage qui est un paramètre sujet à la fluctuation dans l'espace et dans le temps[4].

À titre indicatif, les valeurs des poids spécifiques données ci-dessous sont généralement admises :

Barrage en béton :

Maçonnerie : 22 à 23 KN/ m³,

Béton coulé : 23 KN/m³,

Béton de masse, vibré : 24 à 24.5 KN/m³ .

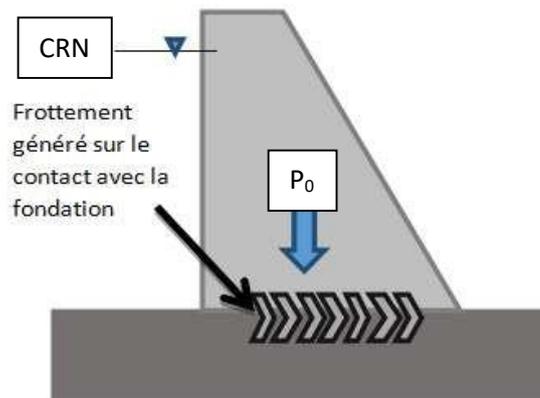


Figure II.7 : action du poids propre du barrage

7.2 Poussée des sédiments déposés au pied amont Q_2

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

$$F_{\text{séd}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot h^2 \cdot K_{\text{séd}}$$

Avec :

K : coefficient de poussée des terres,

- Fluide $K=1$

- Poussée au repos $K=1-\sin\phi$ (formule de Jacky)
- Poussée active $K=\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$
- Poussée passive $K=\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$

γ_i : poids volumique des sédiments immergés,

$h_{\text{séd}}$: épaisseur de la couche des sédiments,

ϕ : angle de frottement interne des sédiments (généralement compris entre 15° et 30°).

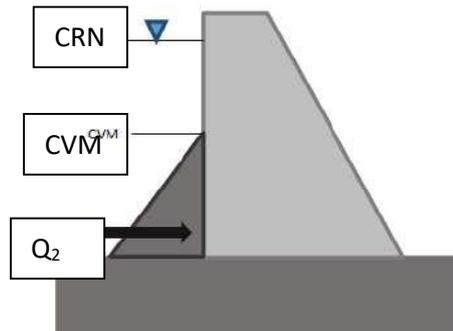


Figure II.8 : Action des sédiments sur le barrage

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. [14]

7.3 Poussée hydrostatique à l'amont Q_1

Le barrage est soumis à une variation de la pression de l'eau en fonction de 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 stabilisatrice vers le bas,
- Si le barrage contient de l'eau en aval il faut tenir compte d'une contrepoussée.

L'expression de la pression est :

$$P = \rho \cdot g \cdot h$$

Avec :

P : Pression en Pa (Pascal),

ρ : Masse volumique de l'eau en kg.m^3 ,

g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2/\text{s}$),

h : Hauteur d'eau au-dessus du point considéré en m.

Les différentes poussées hydrostatiques agissent au centre de gravité de leur surface représentative, leurs valeurs sont les suivantes :

- Poussée horizontale amont (sans déversement) : $E_{am-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot h^2$
- Poussée horizontale amont (avec déversement h_i) : $E_{am-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot (h_{am} + h_i) \cdot h_{am}$
- Poussée verticale amont : $E_{am-v} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot m_1 \cdot h_{am}^2$

La largeur de la base dépend de l'angle des parements par rapport à la verticale :

$$m_1 = \text{tg } \varphi_1 \text{ et } m_2 = \text{tg } \varphi_2$$

γ_w : poids volumique de l'eau 1 000 Kg/m³

h_i : hauteur de la lame déversant.

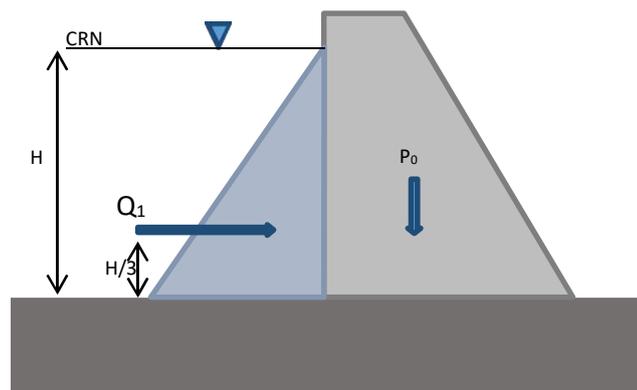


Figure II.9 : Action de la poussée hydrostatique

7.4 Poussée hydrostatique aval Q_3

Parmi les conséquences de la poussée hydrostatique, une retenue se forme à l'aval et peut être agissante sur le barrage, sa valeur Q_3 n'est pas de même importance que Q_1 mais on la prend en considération comme action agissante [19]:

- Poussée horizontale aval : $E_{av-h} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot h_{av}^2$
- Poussée verticale aval : $E_{av-v} = \frac{1}{2} \cdot \rho_e \cdot g \cdot m_2 \cdot h_{av}^2$

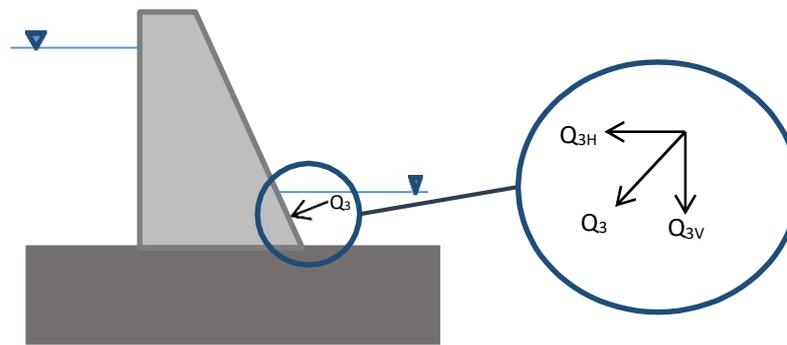


Figure II.10 : Action de la poussée hydrostatique aval Q_3

7.5 Sous pression P_1

La sous pression exerce une force hydrostatique importante active. Elle agit tant à l'intérieur d'un barrage en béton qu'en fondation. Elle est parfois difficile à évaluer, raison pour laquelle il existe de nombreuses hypothèses quant à sa répartition, ce qui implique différentes valeurs possibles à son intensité.

En raison de la différence de pression qui existe entre les parements amont et 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.

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau infiltrée va occuper des interstices en exerçant une pression sur les parois.

Cette pression 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. [1]

Face à ce problème, et en l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus favorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la **figure II-11** si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au piedaval.

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

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

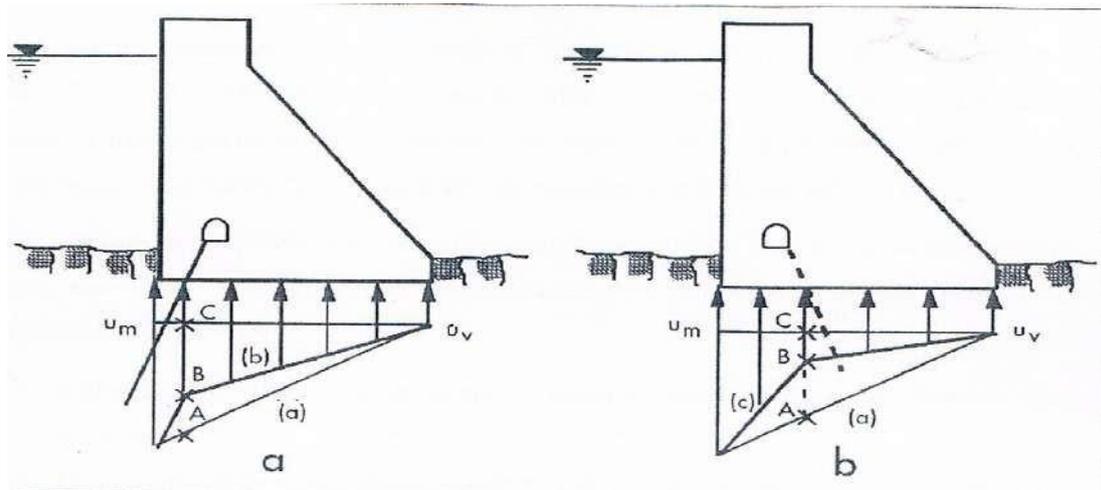


Figure II.11 : Diagrammes indicatifs des sous-pressions en fonction de l'injection et de drainage [2]

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

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fonction près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) [22] :

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

La considération des sous-pressions, élément important du comportement des barrages poids du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La **figure II.12** illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.

Par conséquent, l'écran d'étanchéité (A) va entraîner un autre problème, qui est le cumul d'eau dans les fondations pour y remédier on réalise un forage de drainage galvanisé vide (B), afin que l'eau emprisonnée puisse trouver un chemin de sortie vers la surface de la terre du côté du parementaval.

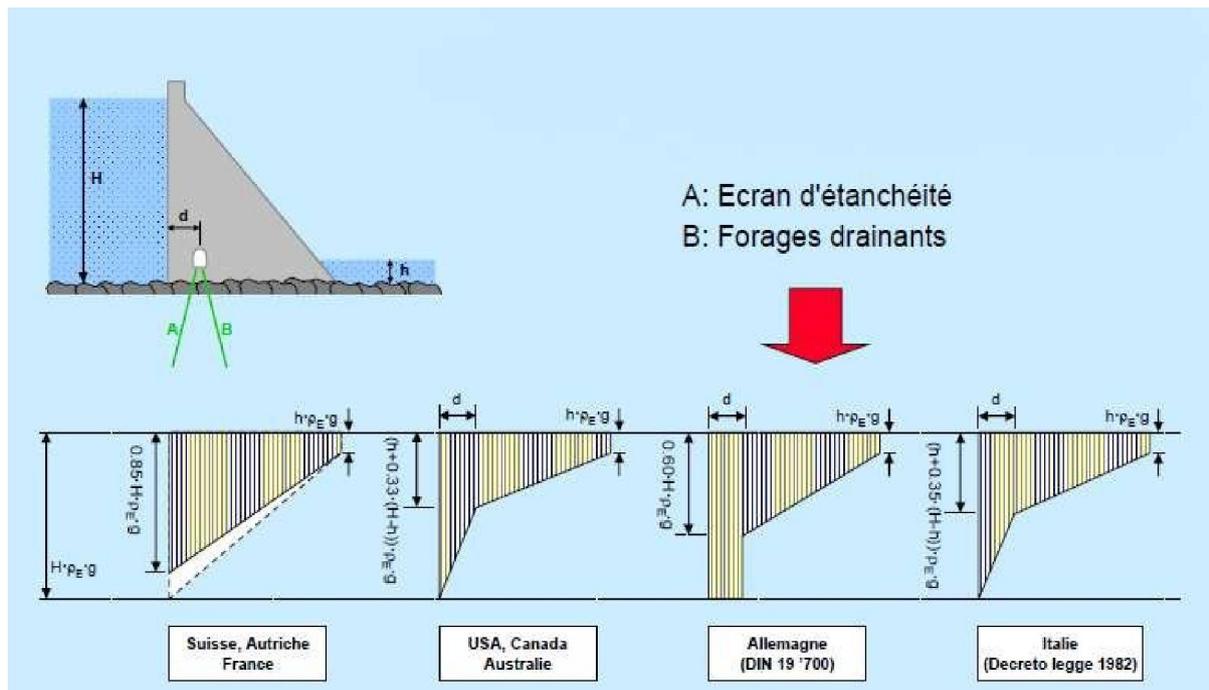


Figure II.12 : Diagrammes de la répartition des sous-pressions

Le diagramme de contrainte à la base de la fondation du barrage poids doit être obligatoirement aux limites admissibles en compression en pied aval et en traction en pied amont [8].

7.6 Température du béton

Dans un premier temps, la température consécutive à un dégagement de chaleur lors de la prise va s'ajouter à celle du béton frais. Par la suite, on observe un refroidissement naturel du béton qui est un processus très lent, car il s'effectue principalement par les parements amont et aval et, tant qu'elles sont en contact avec l'air, par les faces latérales et supérieures des plots. Dans certains cas, il est donc nécessaire d'accélérer ce refroidissement par des méthodes appropriées.

Quand le barrage a atteint son équilibre, les variations de température aux échanges avec son environnement direct : insolation, température de l'eau et de l'air. Un flux de chaleur pénètre dans le barrage à partir des parements. A l'intérieur, plus les températures retardent sur celles en parement (déphasage), plus elles sont atténuées. Les variations journalières de la température extérieure ne se font sentir que voisinement des parements sur une épaisseur de l'ordre du mètre. L'insolation des parements produit également un échauffement saisonnier qui n'est pas négligeable.[1]

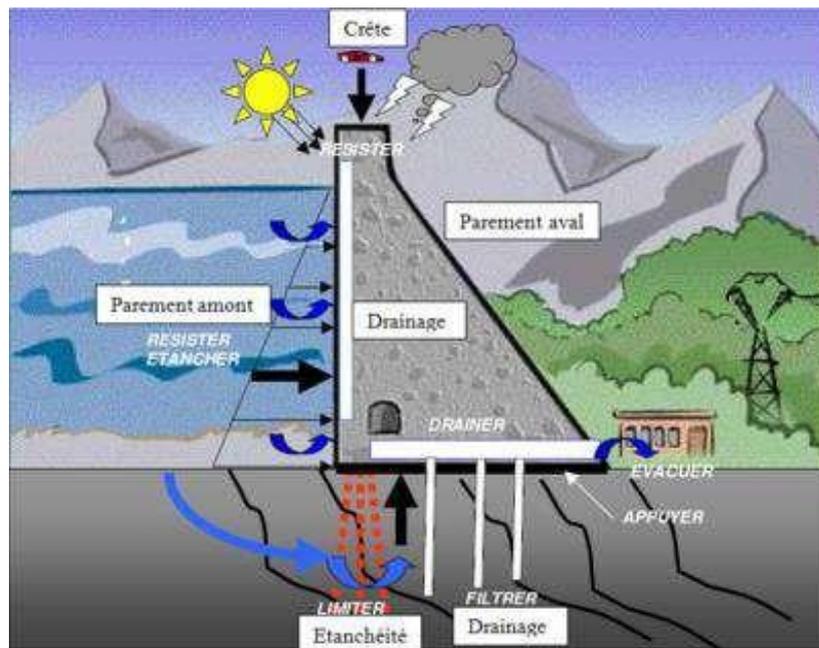


Figure II.13 : Effet thermique sur le barrage poids [9]

7.7 Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles peuvent varier avec le temps, la perméabilité, la charge hydrostatique et les conditions de drainage. Un réseau de ligne de courant et d'équipotentiels permet de connaître l'intensité et la répartition des pressions interstitielles. Il faut relever qu'en ce qui concerne la stabilité, les pressions interstitielles peuvent réduire la résistance au cisaillement.[1]

7.8 Charges roulantes

Dans le cas où des charges roulantes doivent être prises en compte, leur valeur doit être recherchée dans les normes en vigueur [1].

8. Influence du traitement des fondations de barrage

Quel que soit la nature du terrain des fondations de l'ouvrage, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage. Les sous-pressions sont la cause principale de ces percolations. C'est pour cela que la solution incontournable pour stabiliser un barrage poids, est le traitement des fondations par injection ou drainage.

8.1 Utilité des injections dans les barrages

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'apparition de fuite dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

De nombreuses techniques existantes aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter. De nombreux exemples illustrent ces méthodes[23].

Parmi ces techniques, nous avons les parois étanches, l'injection des coulis de ciment et le drainage dans les fondations des ouvrages hydrauliques.

8.2 Répartition de la sous pression en fonction de l'injection et le drainage

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence (**figure II-12 et II.14**).

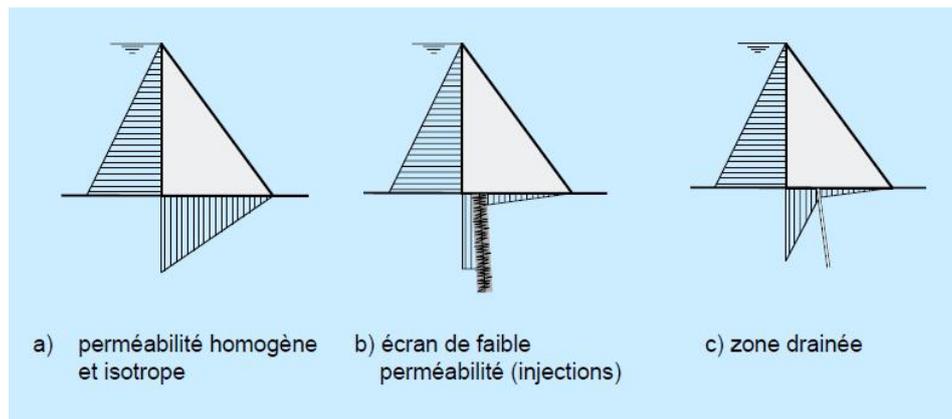


Figure II.14 : Répartition des sous-pressions [1]

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval.

8.3 Coefficient de souspression

Le coefficient de sous pression $\lambda = 1.0$ et une répartition triangulaire signifie que toute la sous pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation [1]. Le coefficient λ dépend de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont:

- $\lambda = 0.75$ à 0.80 rocher sain et bieninjecté,
- $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bieninjecté,
- $\lambda = 1.0$ en cas dedoute.

8.4 Traitement de fondation par paroi étanches

Les écrans étanches sont des structures enterrées destinées à réduire, empêcher ou détourner des écoulements souterrains ou établir une coupure imperméable pour isoler un site. Ils sont utilisés à titre provisoire et définitif pour réaliser soit des ouvrages hydrauliques soit des ouvrages de protection de l'environnement [24]. Il existe plusieurs types de parois :

- Parois en béton,
- Parois en bétonplastique,
- Parois auxcoulis.

L'objectif du traitement des fondations, consiste à améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance du sol, pour le coté mécanique. Et pour le coté hydraulique une réduction voire une suppression des débits d'infiltrations, et aussi réduire la vitesse de percolation et donc risque d'érosion des parties fines du sol.

9. Caractéristiques du procédé d'injection

9.1 La pression d'injection

La pression d'injection doit permettre à l'ouvrage des fissures et l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instables, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultats [21].

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appel à des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas prendre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. On a introduit une pression dite « de refus » au-delà de laquelle le massif rocheux ne devrait absorber aucun volume additionnel de coulis[1].

En revanche, il faut faire attention de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages [21], à cause du:

- risque de fuites par les fissures du terrain, jusqu'à des distances de 50 ou 100m,
- risque de soulèvement du terrain,
- risque de soulèvement des ouvrages.

On applique en général les règles mentionnées sur le **tableau II.1** :

Tableau II.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur [21]

Profondeur de tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm ²)
0 à 5	5
5 à 10	10
10 à 15	15
etc..., sans dépasser 40 à 50 kg/cm ²	

9.2 Les propriétés du coulis frais

La réalisation correcte d'une campagne d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que [20] :

- les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées,
- l'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible.

Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne soit pas homogène pour tout l'ouvrage et qu'il doit être subdivisé en plusieurs zones sur la base de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée par elle-même comme étant homogène et être traitée comme telle.

Nous n'examinerons donc que des « zones homogènes » tant du point de vue géologique que de celui des conditions imposées par l'ouvrage. Par ailleurs, en fonction de ce qui vient d'être dit, seuls des coulis stables seront pris en considération. On entend surtout montrer que la méthode d'injection retenue, pour chaque zone, doit être le résultat d'un projet étudié spécifiquement en fonction des conditions réelles du site et de l'ouvrage et non le résultat de la simple application de normes préconçues ou des clauses de cahiers de charges préexistants.

9.3 Nombre de lignes d'injection

Le voile d'étanchéité profond est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. Les forages sont alors disposés en quinconce.

En pratique, le nombre minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 mètres et ayant une profondeur de 8 mètres. Le nombre de rangées de trous varie avec la charge d'eau comme indiqué sur le **tableau II.3**.

Tableau II.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus	Zone de contact du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m.

Lorsque la charge d'eau est supérieure à 60m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. Les trous seront en général verticaux, localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière.

9.4 Espacement entre forage

Le voile d'injection est exécuté en différentes phases, réduisant à chaque phase la distance entre les forages **figure II.15**. En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12m.

Ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés.

Puis des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires, ...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié.

Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 mètres. Pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3 mètres, les injections sont exécutées alors avec des pressions réduites [1].

1. forages primaires
2. forages secondaires
3. forages tertiaires
4. forages obliques de contrôle
5. voile aularge

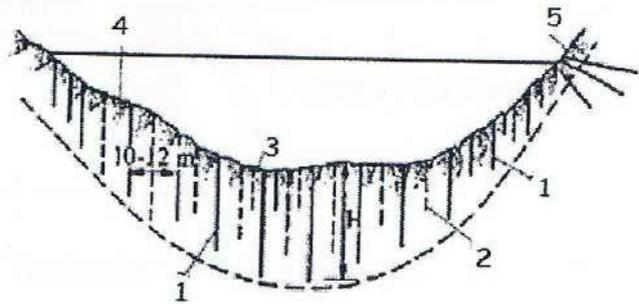


Figure II.15 : Schéma d'un voile d'injection [1]

L'orientation des forages est soit verticale, soit inclinée vers l'amont en fonction des propriétés géométriques de la fondation. Il s'agit de rechercher la ligne ou le plan qui recoupe le maximum de fissures afin de les remplir.

9.5 Profondeur du rideau d'injection

Cette dernière dépend de la géologie et de la hauteur du barrage. Elle varie de 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m. Dans le but de réduire les sous-pressions.

En relation avec la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur du voile d'injection égale à :

$$H_{\text{voile}} = \frac{1}{3} H + C$$

avec :

$$C = 8 \text{ à } 25 \text{ m}$$

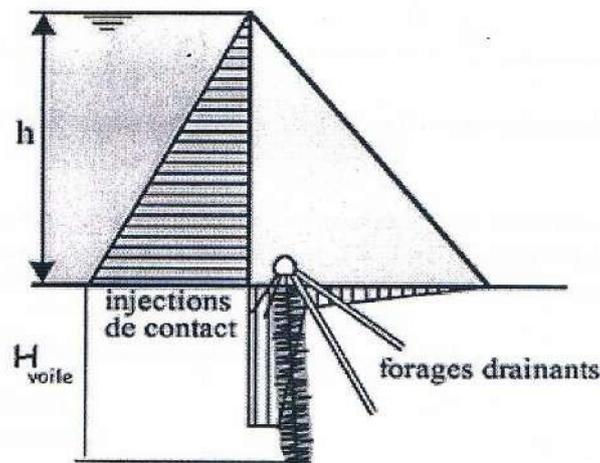


Figure II.16 : Profondeur du voile d'injection [1]

10. Vérification des critères de stabilité dynamique

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poids sont une approximation des séismes. La valeur ($\alpha.g$) est l'intensité du composante horizontale correspond au vecteur (g). La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur fonction de plusieurs paramètres:

$$\Delta P = 0,875.\alpha.\gamma_w.(H.Z)^{1/2} \text{ en Kpa.}$$

Avec :

- H : la hauteur du barrage(m),
- γ_w : le poids volumique en(KN/m^3).

Dans le cas d'un barrage déversant la poussée totale de l'eau est augmentée d'une valeur additive :

$$\Delta P = 0,58.\alpha.H^2 \text{ en (Kpa). [19]}$$

11. Conclusion

Les conditions géologiques, hydrologiques, de disponibilité des matériaux de construction et autres conduisent dans certains sites à opter pour des barrages à profil poids pour vu que la faisabilité économique l'exige. Leurs comportements et sécurité ne dépendent pas seulement de leur profil et des caractéristiques des matériaux mais également des dispositions constructives pendant leur réalisation. Ils offrent toutefois l'avantage d'incorporation de l'évacuateur des crues. Si leur conception est écartée, c'est à cause de leur aspect lié au volume du béton, de l'adoption de certains types de fondations ou aux contraintes thermiques du béton dans certaines zones.

Chapitre III

Les barrages à contreforts

1. Définition

Le barrage à contrefort est un grand mur en béton (mur voile), qui s'appuie sur des contreforts, et qui se constitue d'une série de murs parallèles généralement en forme triangulaire plus ou moins épais, et plus ou moins espacés, créant ainsi des évidements qui vont intégrer un enjeu économique du béton. Ce dernier est destiné à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre aux fondations.

2. Avantages et inconvénients des barrages à contreforts

Les barrages à contreforts, offrent relativement aux autres types de barrages, un certain nombre d'avantages liés au volume du béton, aux sous-pressions et aux contraintes thermiques.

Le plus important inconvénient réside dans sa résistance au séisme. Le **tableau III.1** récapitule les avantages et les inconvénients des barrages à contreforts.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des barrages à contreforts [8]

Avantages	Inconvénients
Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.	Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.
Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.	La fouille est importante.
Le volume du béton est faible. L'échauffement du béton est faible.	Le gradient des sous pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
Les risques de tassements sont moyens.	Les contraintes dues au gradient de températures peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

3. Caractéristiques du barrage à contreforts

Les caractéristiques les plus remarquables des barrages à contreforts sont la légèreté et l'élégance. La stabilité des barrages à contreforts est essentiellement obtenue en inclinant par rapport à la verticale le plan moyen de l'organe étanche, cette inclinaison permet de faire concourir la poussée hydrostatique à la stabilité.

Autre élément stabilisateur, le poids propre du barrage ne représente généralement qu'une fraction assez réduite de la résultante générale des forces agissant sur l'ouvrage. Néanmoins, ce poids propre et corrélativement le volume du barrage sont en rapport direct avec le coût d'investissement. Il est donc essentiel d'utiliser au mieux les matériaux mis en œuvre.

4. Aspects conceptuels

4.1 Profiltype

Les barrages à contreforts sont constitués par des murs, généralement de forme triangulaire, disposés parallèlement à l'axe de la rivière. Ce sont les contreforts et les bouchures perpendiculaires à l'axe de la vallée qui s'appuient sur les contreforts auxquelles elles transmettent la poussée de l'eau, puis les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations.

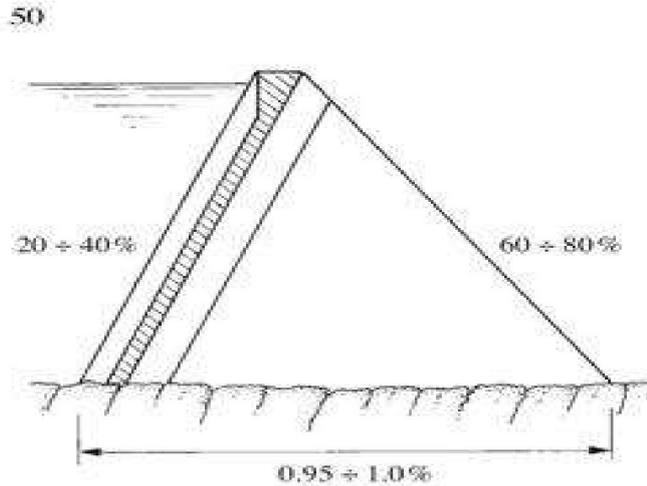


Figure III.1: Barrage à contreforts-dispositions géométriques générales

4.2 Conception des bouchures

Les bouchures peuvent être sous forme des dalles en béton, ou se forme des voûtes de faible épaisseur en béton armé, ce dernier est appelé barrage multi-voûtes.

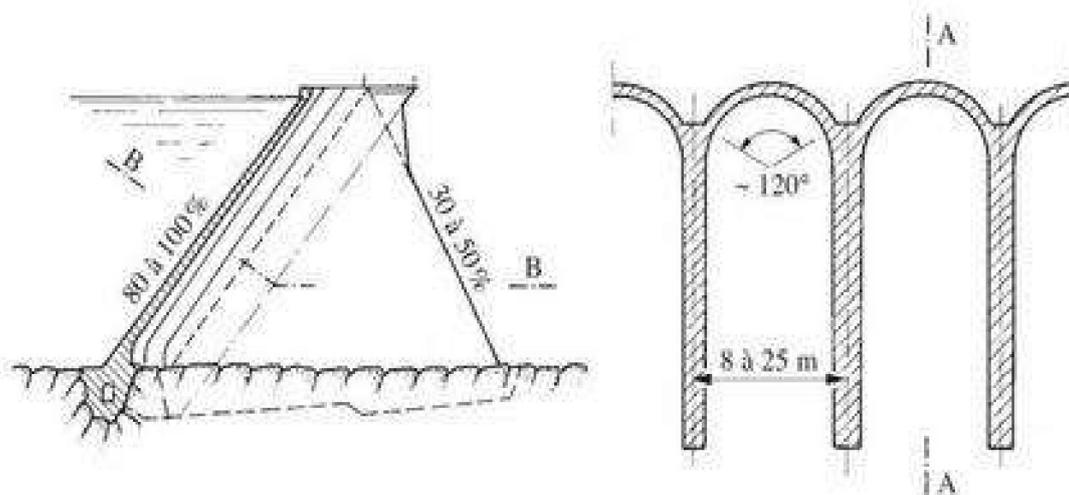


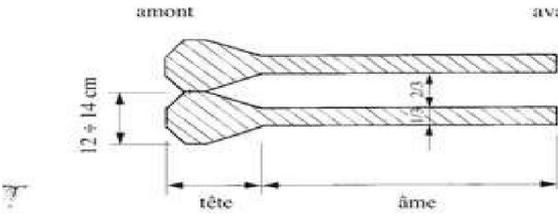
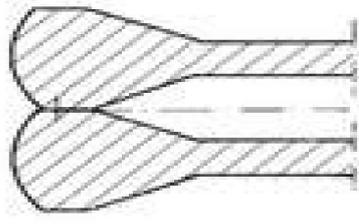
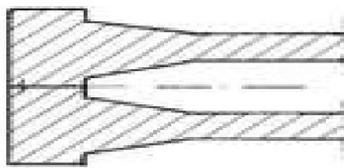
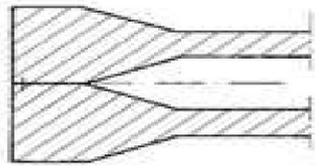
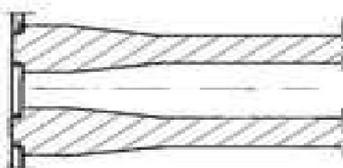
Figure III.2 : Barrage à voutes multiples - profil et section horizontale

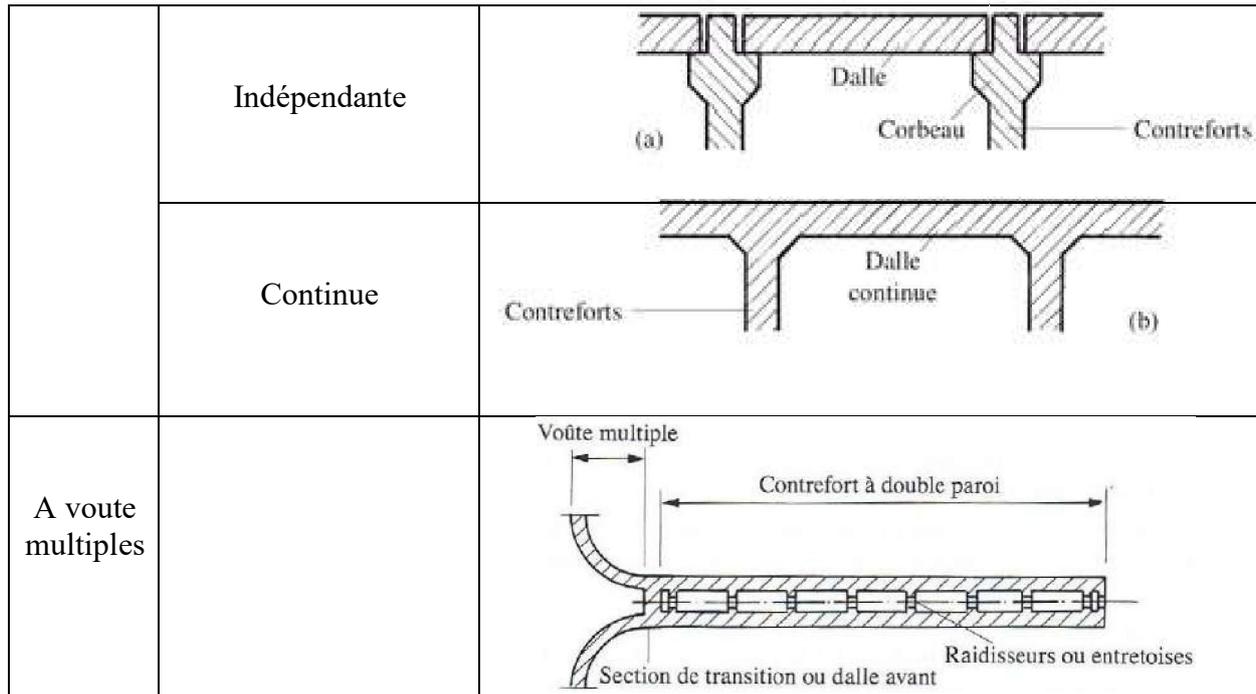
4.3 Type des contreforts

On compte différents types de contreforts :

- La tête que nous allons voir en détail sur le **tableau III.2** ci-dessous,
- L'âme, dont l'épaisseur est souvent constante et de l'ordre d'un tiers de la largeur de la tête, parfois l'âme est élargie à l'aval avec un changement de section progressif pour limiter la concentration des contraintes.[1]

Tableau III.2 : Types de contreforts [1]

Tête	Description	Exemple
	Diamant	
	Ronde	
	Forme de marteau	
	En forme de T	
Dalle plane		



5. Actions et sollicitations

Le **tableau III.3** récapitule l'ensemble des actions qui rentrent en ligne de mise pour l'analyse de la stabilité des barrages à contreforts.

Tableau III.3 : Types d'actions et sollicitation sur un barrage à contreforts [8]

Actions permanentes	Actions variables	Actions exceptionnelles
Poids propre. En présence permanente de l'eau : <ul style="list-style-type: none"> - Poussée de l'eau. - Sous-pressions. - Pressions interstitielles. 	Poussée de l'eau. Poussée des sédiments. Sous-pressions. Température du béton. Pressions d'écoulement des eaux de percolation. Pressions interstitielles. Neige. Poussée des glaces. Charges roulantes.	Crue. Séisme. Avalanche. Lave torrentielle (Chute d'aéronef).

Il existe également des barrages à contreforts, dont la face amont est constituée d'une succession de dalles planes en général en béton armé. Ces dalles faites d'éléments indépendants prennent appui sur des corbeaux intégrés à l'amont des contreforts, ce qui donne une structure flexible. La dalle soumise à la pression de l'eau travaille comme une poutre sur deux appuis. Les corbeaux et les faces amont des contreforts sont munis d'une armature. Une étanchéité (waterstop) entre la dalle et le pilier est indispensable pour éviter des fuites. La face amont peut aussi être continue, ce qui rend la structure plus rigide. Le voile travaille en flexion et est armé sur les deux faces. Pour les parties en béton armé, les règles usuelles sont appliquées.

De façon générale, les contreforts sont encastrés dans le rocher de fondation, ce qui engendre un effet favorable vis-à-vis de la résistance au glissement.

Quant au barrage à voutes multiples ; il s'agit d'un barrage à contreforts dont la face amont est constituée d'une série d'arcs. [1]

6. Analyse de la stabilité

La vérification de ce dernier est similaire à celle d'un barrage poids (bidimensionnel), seulement si l'ouvrage est suffisamment arqué ou qu'il est enchâssé entre les deux rives qu'un effet tridimensionnel peut être pris en compte avec des méthodes de calcul beaucoup plus complexes de type éléments finis. On étudie la stabilité du plot le plus haut, ou d'une tranche de 1m d'épaisseur de rive à rive [4]. Si les fruits des parements sont bien choisis, la stabilité au renversement est rarement critique. La stabilité au glissement doit être systématiquement vérifiée. Elle peut être améliorée en créant une butée active à l'aval avec des vérins **figure**

III.3 ou par la pose des tirants inclinés dans le rocher qui sont des opérations coûteuses. Une fondation inclinée du contrefort bonifie aussi la situation.

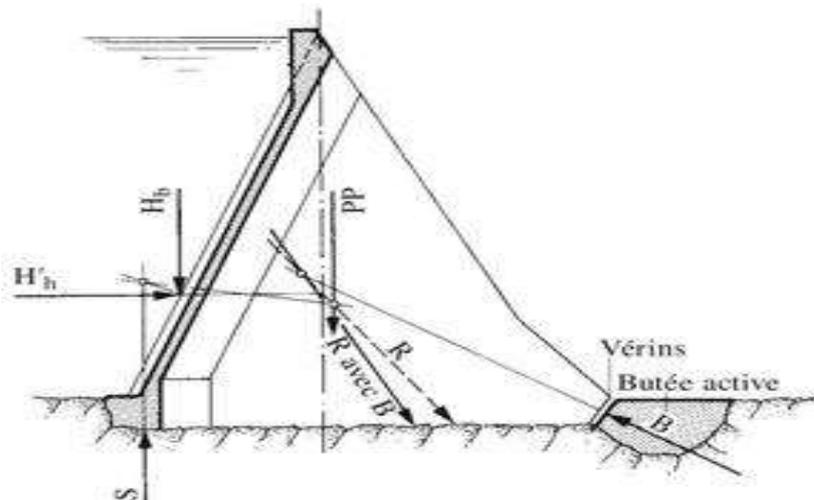


Figure III.3 : Amélioration de la stabilité au glissement d'un contrefort par une butée avec vérin [11]

En ce qui concerne la géométrie, le centre de gravité des sections horizontales et le noyau doivent être déterminés compte tenu de la forme exacte du contrefort, qui n'est plus un rectangle comme dans le cas du barrage poids.

6.1 Combinaisons à étudier

6.1.1 Pour l'étude statique

- Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau maximale,
- Cas de fonctionnement du barrage avec hauteur d'eau normale,
- Cas de fonctionnement du barrage en état de vidange.

6.1.2 Pour l'étude dynamique(pseudo-statique)

- Cas de présence deséisme.

6.2 Stabilité au glissement

Le glissement est du à la poussée de l'eau, des sédiments et des sous pressions.

Ce phénomène est défini comme un déplacement horizontal de l'ensemble du corps du barrage, et pour faire face à cela le barrage résiste par son poids propre, ainsi que par la création d'un frottement sur le plan de contact barrage-fondations.

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_{SG} = \frac{C.B + tg\varphi \cdot \sum F_v}{\sum F_H}$$

Avec :

C : Coefficient de la cohésion,

B : Surface de contact entre le barrage et sa fondation,

F_H : Forces horizontales,

F_v : Forces verticales,

φ : Angle de frottement interne entre le barrage et sa fondation, il est pris généralement à 45° pour un rocher sain et peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple 25° pour une fondation marneuse).

Tableau III.4 : Normes de F_S vis-à-vis au glissement [13]

	Combinaison	F_{SG}
Etude statique	Fonction avec hauteur d'eau maximale.	1.5
	Fonction avec hauteur d'eau normale.	1.5
	Cas de vidange rapide.	1.5
Etude dynamique	Présence de séisme	1.1

6.3 Stabilité au renversement

Dans cette partie on va s'intéresser aux règles de dimensionnement qui garantissent la stabilité au renversement, il faut également vérifier que l'ouvrage n'est pas susceptible de glisser ni de s'enfoncer.

Pour vérifier la stabilité au renversement d'un barrage, il est nécessaire de calculer le facteur de sécurité qui est une comparaison entre les moments stabilisateurs ($\sum M_{0res}$) et les moments de renversement ($\sum M_{0moteur}$), autour du piedaval.

Le facteur de sécurité est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{\Sigma M/0_{res}}{\Sigma M/0_{moteur}}$$

Tableau III.5 : Normes de F_s vis-à-vis au renversement [13]

Cas d'étude.	Normes F_s .
Etude normale.	1.5
Etude exceptionnel.	1.35
Etude accidentelle.	1.1

6.4 Stabilité interne:

En réalité, le corps du barrage n'est pas parfaitement rigide. La présence de flexibilité limite cette rigidité.

On peut vérifier la stabilité interne par la méthode de résistance des matériaux, qui consiste essentiellement d'assurer la stabilité de la partie de l'ouvrage située au dessus d'un plan horizontal le coupant à la profondeur Z , par vérification de la condition de MAURICE-LEVY : [13]

La contrainte verticale doit toujours rester supérieure à la pression de l'eau au même niveau, soit : $\sigma_n > \gamma_w \cdot Z$.

En fait, cette exigence n'est de rigueur que si le béton est de mauvaise qualité. Pour la qualité que l'on est en droit d'attendre des bétons actuels, la condition de MAURICE LEVY peut n'être satisfaite qu'à 75%.

Ce critère est donc celui que l'on retiendra le plus couramment:

$$\sigma_n > 0,75 \cdot \gamma_w \cdot Z.$$

6.3.1 Vérification des contraintes.

La contrainte est donnée par l'expression: [30]

$$\sigma_n = \frac{\Sigma F_V + \Sigma M}{b \cdot I}$$

Avec :

F_V : Somme des forces verticales,

M : Somme des moments appliqués sur l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la base b ,

b : Surface de la section centrale,

I : Moment d'inertie, ($I = 1ml \times \frac{l^3}{12}$),

Y : Ordonnée de la position du pied par rapport au pied amont du barrage (en général égale à la moitié de la base du barrage).

7 Vérification des critères de stabilité statique

7.1 Poids propre

Le poids propre est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité.[13]

On note P_0 le poids propre et il est calculé par la formule suivante :

$$P_0 = \gamma_b \cdot S \cdot B$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton en Kn/m^3 ,

S : Surface du profil étudié,

B : Largeur du barrage.

7.2 Poussée des sédiments

La poussée des sédiments est définie comme une poussée, les sédiments sont considérés comme un matériau pesant et frottant et non pas comme un fluide, il est défini par son poids volumique déjaugé ($\gamma'_{\text{séd}}$) et son angle de frottement interne ($\varphi_{\text{séd}}$), et venant interagir comme un milieu extérieur du barrage exerçant une action de poussée sur le parement amont.[14]

La poussée des sédiments est calculée par la formule suivante, issue de la théorie de Rankine : [15]

$$F_{\text{sed}} = 0.5 \gamma'_{\text{sed}} \cdot h_{\text{sed}}^2 \cdot g^2 \left(\frac{\pi - \varphi_{\text{sed}}}{2} \right)$$

Avec :

$\gamma'_{\text{séd}}$: poids volumique déjaugé des sédiments,

$h_{\text{séd}}$: hauteur des sédiments consolidés,

$\varphi_{\text{séd}}$: angle de frottement interne des sédiments.

7.3 Poussée hydrostatique

Le parement amont du barrage à contrefort est généralement incliné, alors la poussée de l'eau est divisée en 2 composantes :

- Une composante horizontale exercée par l'eau sur la surface immergée (plus on va en profondeur plus elle est importante), elle est notée $E_{\text{am-h}}$, et calculée comme suit :

$$E_{\text{am-h}} = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot B$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau ,

$h_w = Z_i$: Hauteur de l'eau (m),

B : Largeur du barrage.

- Une composante verticale, elle est considérée comme une force stabilisatrice notée E_{am-v} et calculée comme suit

$$E_{am-v} = \gamma_w \cdot V.$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau,

V : Volume de l'eau qui se trouve au dessus de la face amont du barrage (m^3).

7.4 Souspressions

Une des caractéristiques essentielles des barrages à contreforts est la réduction des sous-pressions, du fait de l'espace laissé libre entre les contreforts en aval de leurs têtes. [1]

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous pressions agissant sur le corps du barrage dans l'interface barrage-fondations. [14]

On distingue clairement les deux sections verticales à l'axe du contrefort et entre deux contreforts. Comme pour les barrages poids, les propositions des normes sont aujourd'hui couramment appliquées en Europe pour décrire le diagramme des sous-pressions. [1]

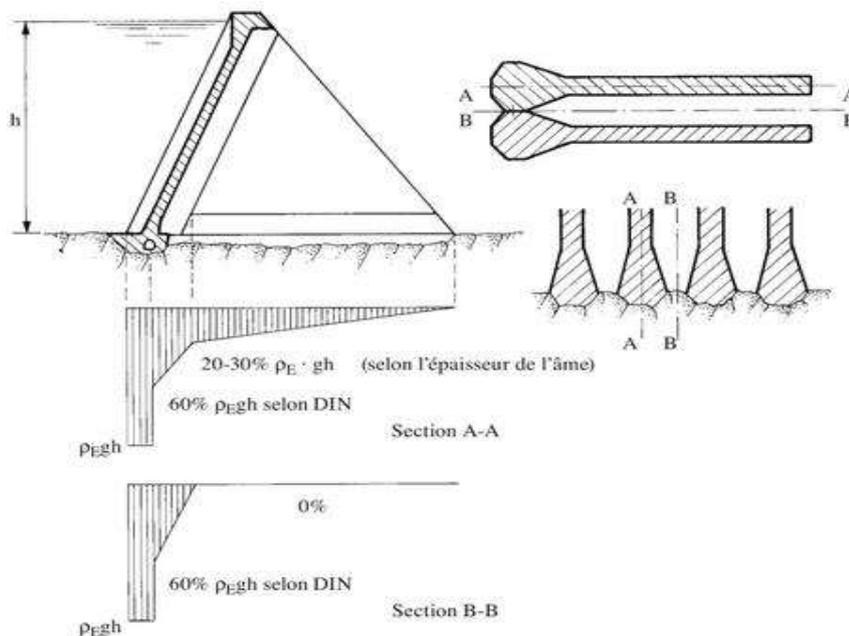


Figure III.4 : Diagrammes des sous-pressions sous un contrefort [1]

7.5 Effet de température

Les barrages à contreforts présentent lors de leur construction de grandes surfaces coffrées, permettant un refroidissement naturel aisé du béton. Ceci n'engendre pas la nécessité de prévoir des dispositifs de refroidissement artificiels. [1]

Par contre, les variations de température jouent un rôle important dans l'état de contrainte interne de l'ouvrage, sous charges normales. Les contreforts sont des structures relativement

minces ; ce qui va provoquer un effet immédiat aux variations de températures. En cas de conditions climatiques extrêmes, les gradients de température entre la tête et l'âme du contrefort peuvent être très importants, des contraintes de traction importantes peuvent de ce fait apparaître. [1]

La **figure III.5** montre la répartition de la température dans le béton selon une coupe horizontale située à l'axe d'un contrefort d'un barrage exposé à un climat désertique. On constate que la température est de 15 °C à l'amont, à proximité du parement en contact avec la retenue. A l'aval, où l'âme est mince, en contact avec l'atmosphère et soumis à l'ensoleillement, la température atteint près de 40°C.[1]

L'état de contrainte et les déformations sous l'effet de ce champ de température ont été calculés par la méthode des éléments finis, en supposant un matériau élastique linéaire. On constate que les tractions se développent dans la tête et sur le parement amont. Ces tractions peuvent atteindre 1 MPA dans la partie supérieure et provoquer l'ouverture des joints de reprise de bétonnage horizontaux.

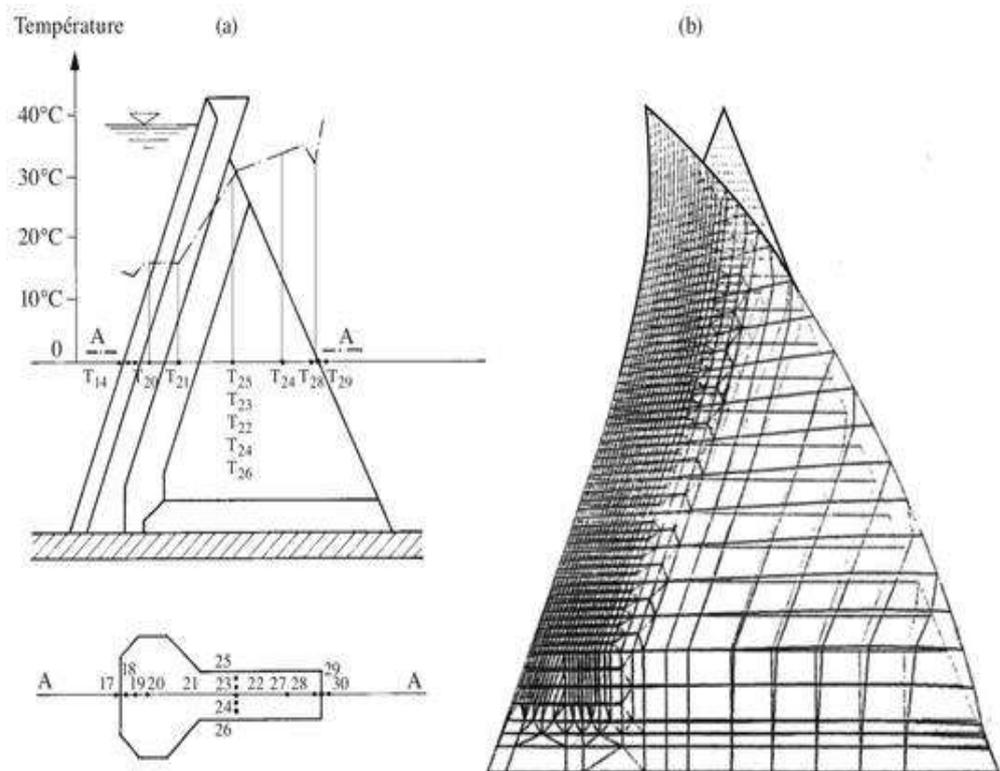


Figure III.5 : Effet de température sur les contreforts : (a) répartition de la température selon une section horizontale ; (b) déformation d'un contrefort sous l'effet de température [1]

Pour éviter ce gradient de température, on emploie le moyen le plus simple qui est de fermer les contreforts par un parement aval, lequel peut être par l'élargissement de l'âme (dans le cas où il est porteur et intégré dans la structure) ou par la mise en place d'un matériau isolant non porteur.

8. Vérification des critères de stabilité dynamique

Les barrages à contreforts sont particulièrement vulnérables au séisme. Pour cette raison, ce type d'ouvrage est à exclure des zones de forte ou de moyenne sismicité. Néanmoins, même

dans des zones de faibles risques sismiques, le comportement en cas de tremblement de terre doit être analysé. [1]

En règle générale, les forces dues au séisme sont comparables à celles prises en compte pour un barrage poids. Les calculs doivent être menés tant dans le sens transversale (amont-aval) que dans le sens longitudinal (rive gauche - rive droite). Dans le cadre d'une étude préliminaire, une approche par la méthode pseudo-statique peut être faite. Toutefois, en raison de l'inclinaison du parement amont, il faut tenir compte d'une augmentation de la pression hydrostatique dont Zangar (1952) [12] a proposé une relation permettant, en tenant compte de l'inclinaison de la face, de déterminer cette surpression à chaque niveau. Pour effectuer une analyse dynamique, on a recours à la méthode des éléments finis. Cette dernière est aussi utile pour le calcul de la réponse dynamique de l'ouvrage. L'emploi de la méthode de calcul en régime transitoire (time history) et celle du spectre de réponse est aussi possible.

Pour simplifier la description des phénomènes, on a recours à deux cas : selon les directions longitudinale de la sollicitation par rapport à l'axe du barrage.

8.1 L'analyse pseudo-statique

L'analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité d'un barrage en béton, le principe de cette méthode revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage, et simultanément la contrainte de poussée de l'eau sur la structure du barrage.

Dans l'eau, la valeur ($\alpha_h \cdot g$) est l'intensité de la composante horizontale du vecteur d'accélération. La contrainte de poussée de l'eau à la profondeur Z est augmentée d'une valeur ΔP dont Westergard propose l'expression suivante : [13]

$$\Delta P = 0,875 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (h \cdot Z)^{1/2}.$$

Avec :

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale,

γ_w : Poids volumique de l'eau,

h : Hauteur du barrage (m), Z

: Profondeur de l'eau (m).

La force accidentelle horizontale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{\text{esish}} = 0,58 \cdot C \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot h^2.$$

Avec :

C : Coefficient lié à la pente de la face amont du barrage, il est tiré à partir des graphes dans les **figures III.6** et **III.7**,

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale,

γ_w : Poids volumique de l'eau,

h : Hauteur du barrage (m).

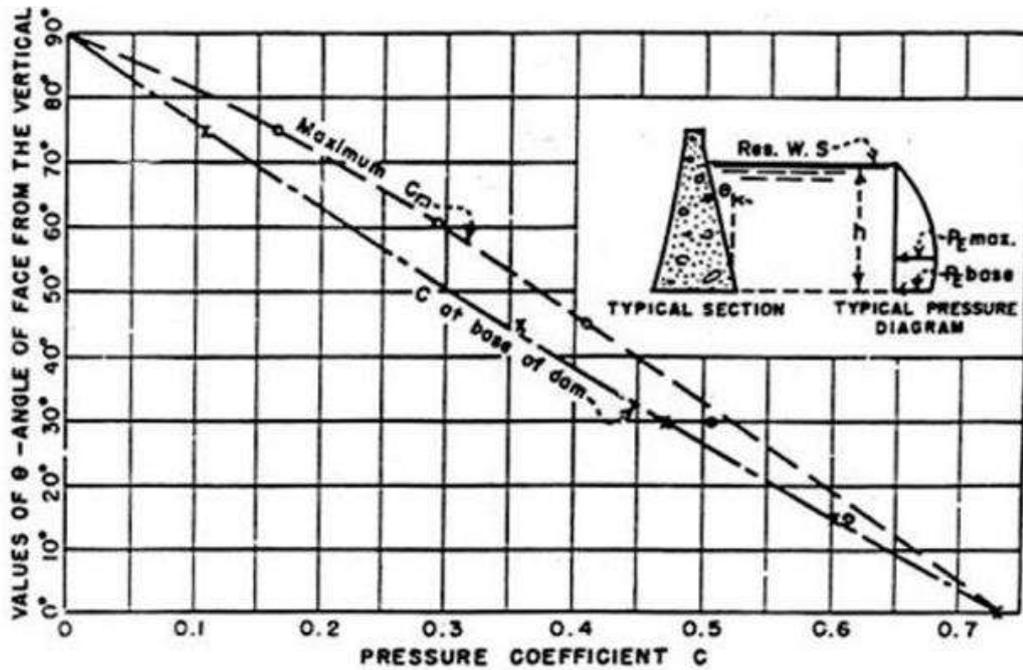


Figure III.6 : Relation entre l'angle de la face amont et le coefficient C [13]

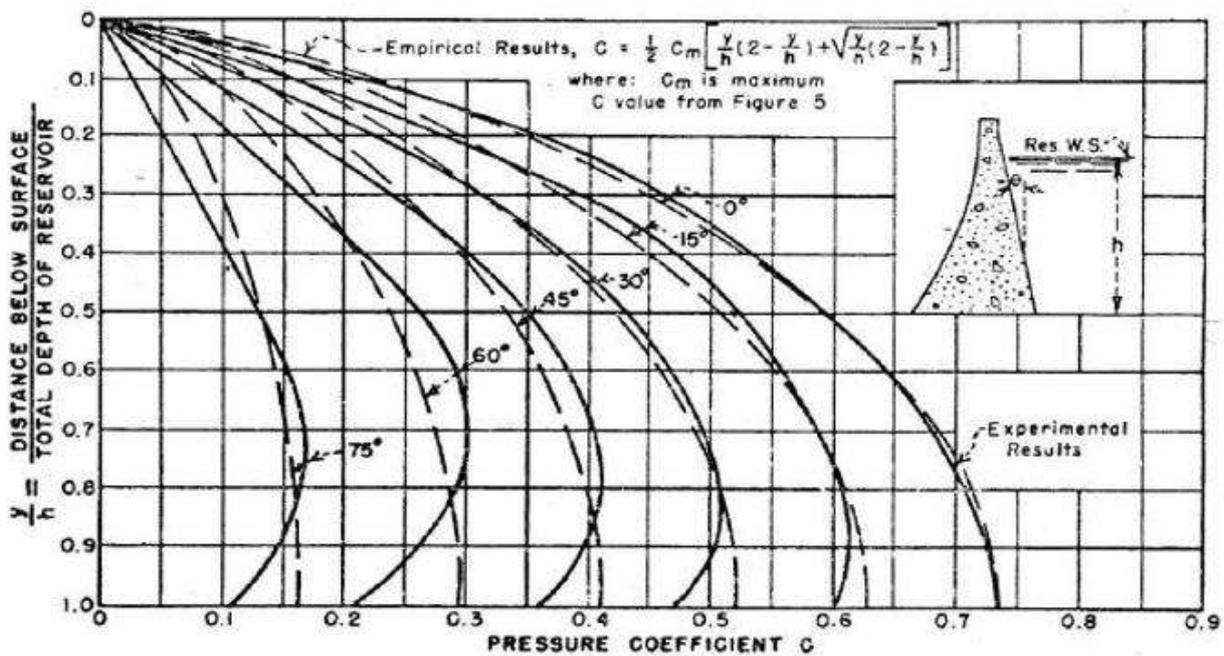


Figure III.7 : Comparaison pour la distribution expérimentale et empirique de pression courbe (coefficient pour la surface de courbe) [13]

La force accidentelle verticale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{\text{esiv}} = \alpha_v \cdot \gamma_w \cdot V.$$

Avec :

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale,

γ_w : Poids volumique de l'eau,

V : Volume de l'eau qui se trouve au dessus de la face amont du barrage (m^3).

Dans le béton du barrage la composante horizontale suivant le sens d'action le plus défavorable est donné par la formule suivante :

$$F_{bsish} = \pm \alpha_h \cdot P_0$$

Avec :

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale,

P_0 : Poids du barrage.

La composante verticale suivant le sens d'action le plus défavorable est donné par la formule suivante :

$$F_{bsisv} = \alpha_v \cdot \gamma_b \cdot V_b.$$

Avec :

α_v : Coefficient d'accélération sismique horizontale,

γ_b : Poids volumique du béton,

V_b : Volume du béton.

Les forces sismiques sont appliquées au 2/5 de la hauteur du barrage en partant du bas.

Lors de la vérification des efforts sismiques, il faut s'assurer qu'il y a absence d'effort de traction, ceci peut se produire au même moment de la secousse la plus sévère

8.2 Sollicitations longitudinales

L'accélération dans le sens longitudinal est la plus critique car la stabilité des contreforts dans cette direction est très faible.

Plusieurs mesures vont nous permettre de renforcer cette stabilité, en empêchant ou en limitant les possibilités de déplacement d'un plot vers son voisin :

- Mise en place d'un masque aval en élargissant les contreforts dans leur partie aval,
- Mise en place d'une semelle jointive entre les contreforts (ce qui implique des mesures particulières pour garantir le drainage de la fondation) ou de butons continus,
- Mise en place d'étrésillons entre les plots.

8.3 Sollicitations transversales

La partie supérieure de la tête du contrefort est la plus menacée par les vibrations en raison du caractère massif de cette zone de couronnement. Selon la forme mise en œuvre, des séismes importants peuvent provoquer des fissures horizontales dans le béton

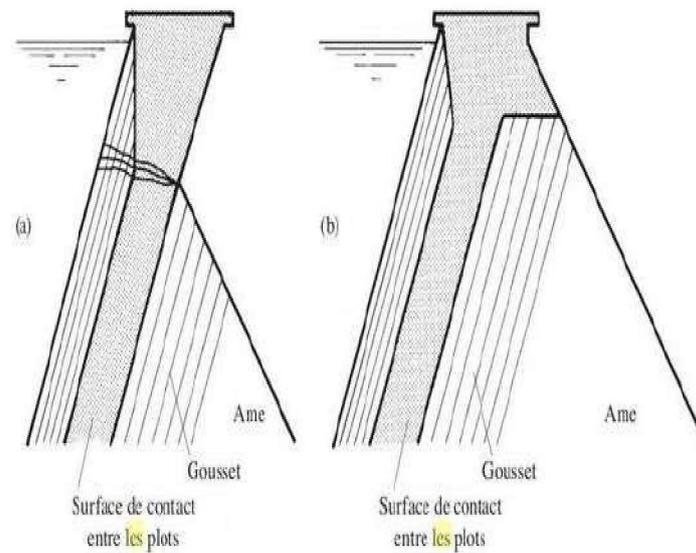


Figure III.8 : Fissuration du couronnement en cas de séisme : (a) solution classique ; (b) solution plus favorable [1]

9. Conclusion

Si l'inconvénient des barrages à contreforts réside dans leur sensibilité aux séismes et aux gradients thermiques à la tête, ils peuvent toutefois être très compétitifs par coût relativement faible (volume du béton), leur adaptation aux sites à géologie hétérogène et complexe ainsi que leur faisabilité sur sites à vallée large dans le cas des barrages enbéton.

Chapitre IV :

Analyse dynamique comparative du comportement
des barrages poids et à contreforts – cas du barrage
des Béni Bahdel

1. Introduction

La conception des barrages, tâche difficile et compliquée, intègre de nombreux paramètres et 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.

En zone sismique, les barrages voûtes sont les plus envisageables à condition que la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent. Un barrage voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc.

Le barrage poids de forme simple, s'adapte facilement à la topographie, le volume de béton important occasionne des contraintes faibles (béton peu sollicité), les sous-pressions sont importantes et déterminantes pour la stabilité, il y a changement important de l'état de contraintes dans la fondation entre lac vide et plein ainsi qu'une accumulation importante de chaleur dans le massif de béton.

Pour le barrage à contrefort, la stabilité est améliorée (composante verticale de la poussée de l'eau), il se démarque par les faibles sous-pressions (drainage libre), le volume de béton est réduit (-25 à 30%), dégagement aisé de chaleur. Néanmoins, la stabilité latérale en cas de séisme est relativement compromise.

Partant de ces critères, le présent chapitre du mémoire traite de multiples volets:

- en considérant le cas du barrage des Béni Bahdel dans la wilaya de Tlemcen, on s'intéresse aux deux variantes proposées lors de la conception initiale (1929) à savoir profil poids et profil contreforts à voûtes multiples.
- Une vérification de la stabilité des deux variantes de profils contre le glissement et le renversement, à savoir le profil poids et le profil à contreforts. Cette analyse est menée en considérant les deux situations: cas statique et cas dynamique ainsi que la variation du frottement à l'interface barrage -fondations.
- Une analyse dynamique comparative du comportement entre les deux variantes de profils de barrages poids et à contreforts.

L'outil utilisé à travers l'analyse comparative est la modélisation numérique guidée par le code de calcul CASTEM.

2. Présentation du projet

2.1 Historique

En 1929, la Direction des Travaux Publics de l'Algérie ouvrait un concours, auquel prirent part des ingénieurs de plusieurs pays d'Europe, en vue d'obtenir des projets pour l'exécution du barrage des Beni-Bahdel, situé sur l'Oued Tafna dans le Département d'Oran autrefois. Les

travaux s'exécutent, sous le contrôle de MM. Vergnieaud, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, et Drouhin, ingénieur des Ponts et Chaussées, tous deux à Oran, par l'entreprise Campenon Bernard, à Paris. C'est un barrage en béton armé à voûtes multiples de grande portée.

Ce projet fit l'objet du marché approuvé le 17 novembre 1933. En juin 1934, l'administration releva à la coté 647 m le niveau de la retenue et l'exécution des ouvrages fut entreprise sur ces nouvelles bases. Au début de l'année 1937, l'utilisation de la réserve des Béni Bahdel pour l'alimentation en eau potable de la ville d'Oran fut décidée et conduisait à porter le niveau de la retenus à 654m.

A cette époque l'exécution du barrage principal était très avancée et le problème posé par l'Administration, d'utiliser sans modifications profondes, les parties déjà construites de l'ouvrage en vue d'une surélévation de 7 m du plan d'eau était très difficile à résoudre.

La Société Campenonbernard, qui venait de s'assurer l'exploitation des procédés spéciaux et brevetés de précontrainte dû à l'éminent ingénieur Freyssinet, demanda à ce dernier de rechercher, avec Alfred Stucky, auteur du projet, une solution à ce problème. Freyssinet proposa un dispositif de consolidation et de surélévation mettant en œuvre les procédés de précontrainte et répondant exactement aux conditions imposées. [25]

2.2 Description del'aménagement

Le barrage des Beni Bahdel est situé sur l'Oued Tafna, au Nord-Ouest de l'Algérie, dans la wilaya de Tlemcen relevant à l'époque du département d'Oran. Le barrage de Béni Bahdel fait partie d'un complexe hydraulique important constitué par :

- Le barrage de BéniBahdel.
- Le barrage deMeffrouche.
- La conduite de BéniBahdel.
- Le périmètre irrigué deMaghnia.

Il est désigné sous le nom de système Béni Bahdel l'ensemble des aménagements suivants :

- Au pied du barrage, une usine hydroélectrique équipée de deux turbo alternateurs tournant à 500 tours/min turbinant au maximum $10 \text{ m}^3/\text{s}$. La production annuelle d'énergie est de huit millions deKW/h.
- Un souterrain de 11.4 Km de longueur à écoulementlibre
- Un bassin de compensation situé à Bouhlou de $84\,000 \text{ m}^3$
- Une station de filtration d'une capacité de clarification et pré-chloration de $110\,000 \text{ m}^3/\text{j}$
- Une conduite en charge de 170 Km de longueur, d'un diamètre de 1 100 mm en béton précontraint. L'adduction, a commande aval relie le système de Béni Bahdel à Oran et comporte neuf brises charges et deux cheminéesd'équilibre.
- Une usine hydroélectrique àTessala
- Une station de stérilisation en fin deconduite
- Une bretelle de raccordement du barrage Meffroucheau brise charge 2.[26]

2.3 Choix du type de barrage

Dans la construction d'un barrage, plus encore que pour tout autre ouvrage, le point capital qui doit orienter toutes les études ultérieures est le problème géologique : le choix du type de l'ouvrage ainsi que certaines dispositions d'exécution dépendent, en effet, de la nature du sol de fondation. A l'endroit choisi pour le barrage des Beni-Bahdel, la rivière coule sur des formations grés-schisteuses du Séquanien, c'est-à-dire du Jurassique supérieur. Les deux rives sont de nature assez différente ; tandis que sur la rive droite la structure gréseuse prédomine et se présente sous la forme de puissants bancs de grès quartzeux de belle tenue, sur la rive gauche, au contraire, on ne rencontre plus que des bancs de grès intercalés entre des bancs de schistes marneux relativement plus tendres ; en outre ces schistes ont une tendance au gonflement et au ramollissement lorsqu'ils sont exposés à l'air. Tout cet ensemble de couches de grès et de schistes a un pendage vers l'aval notablement plus fort que la pente de la rivière et, de ce fait, les différentes assises rocheuses se terminent en sifflet vers l'amont. Le fond du thalweg est rempli par une couche d'alluvions atteignant par places jusqu'à 10 m. d'épaisseur. La figure 1 représente la maquette géologique 1 de l'emplacement du barrage ; elle donne les positions relatives des diverses couches du terrain. On constate sur la rive gauche la présence d'une faille importante. Cet accident tectonique a nécessité des mesures de précaution au point de vue de la résistance de l'assise des fondations et de l'étanchement du bassin. Un vaste programme de travaux d'imperméabilisation est en cours d'exécution ; ce problème spécial n'est cependant pas traité ici car il sort du cadre de cette étude.

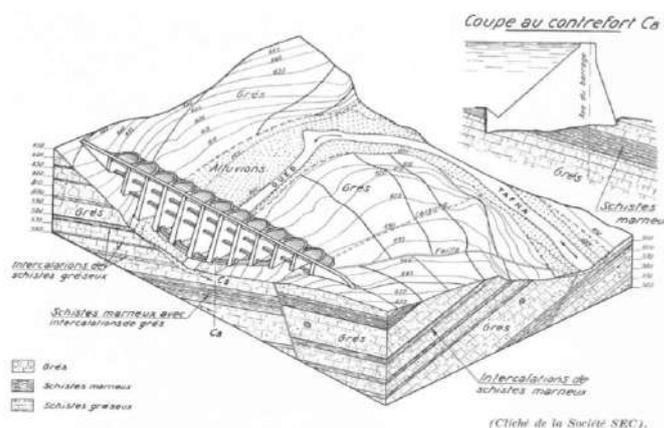


Figure IV.1 :Maquette géologique et coupe au contrefort C.8. La fondation du contrefort C.8 chevauche la zone des schistes marneux. L'aval et l'amont du contrefort sont assis sur les grès. Les couches de grès et de schistes plongent vers l'aval et s'arrêtent en «sifflet » vers l'amont [25]

2.4 Implantation du barrage

L'implantation du barrage a été choisie de façon que l'ouvrage soit le plus possible appuyé sur les grès, tout au moins sa partie aval ; sur la rive droite, cette condition a été réalisée facilement ; au contraire, sur la rive gauche, l'épaisseur des grès diminuant rapidement vers l'amont, le parapet de l'ouvrage plonge par endroits dans les schistes. Ce qui caractérise donc les terrains de fondation de l'ouvrage, c'est la présence sur la rive gauche de schistes assez résistants au moment de l'exécution de la fouille, mais s'altérant rapidement au contact

de l'air. On ne pouvait donc pas songer à ouvrir une large fouille comme cela se pratique pour les barrages poids. La désagrégation de la surface de fondation aurait nécessité alors un décapage continu conduisant à un approfondissement incessant et prohibitif de la fondation.

2.5 Description du barrage principal

Les éléments principaux du barrage sont les contreforts, le parafouille, les voûtes et les contreventements. La longueur totale de l'ouvrage est de 320 m, dont 220 m constituent le barrage à voûtes multiples proprement dit ; les ailes gauche et droite sont réalisées par des barrages poids. Les contreforts du barrage à voûtes multiples sont en béton non armé et écartés de 20 m d'axe en axe ; leur forme est sensiblement triangulaire ; leur parement amont est incliné à 1 : 0,95, tandis que leur parement aval a un fruit de 0,30. Leur épaisseur varie de 3 m au sommet à 4,80 m à la base et leur hauteur au dessus du terrain de fondation atteint 57 m.

Les fondations des contreforts sont reliées entre elles, à l'amont, par un mur parafouille de 6 m d'épaisseur formant, en plan, une succession de voûtes verticales épaisses. Ce mur parafouille prolonge dans les fondations les onze voûtes du barrage constituées elles-mêmes par des cylindres circulaires de 17,20 m de diamètre intérieur, de même inclinaison que le parement amont des contreforts. La base des voûtes s'encastre fortement dans le parafouille. L'épaisseur des voûtes varie de 0,70 m au sommet à 1,30 à leur extrémité inférieure. [25]



Figure IV.2 : Elévation amont - Aile droite [25]

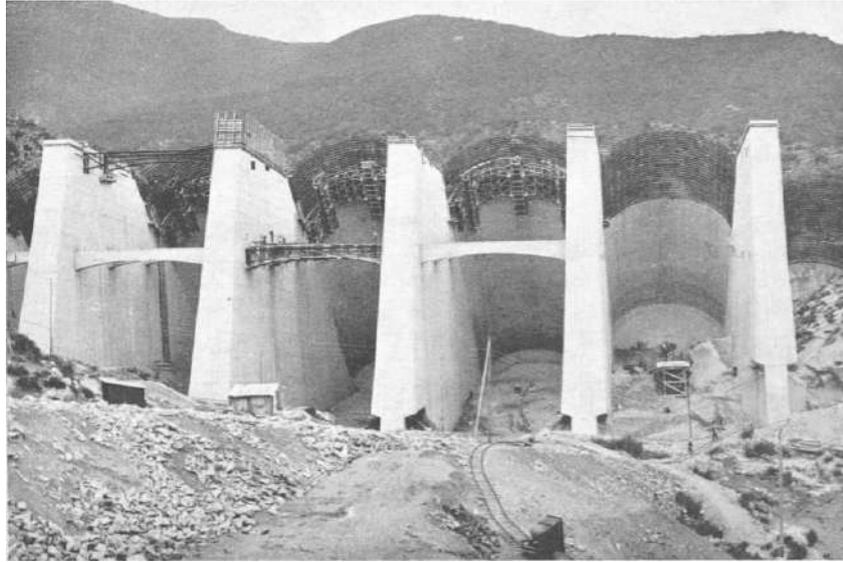


Figure IV.3 : Elévation aval- Les semelles de fondation aval ne sont pas encore bétonnées. On en distingue les armatures en attente [26]

Les figures IV.4 et IV.5 donnent respectivement la vue en plan de l'ouvrage principal ainsi que les coupes transversal et en élévation du profil du barrage principal.

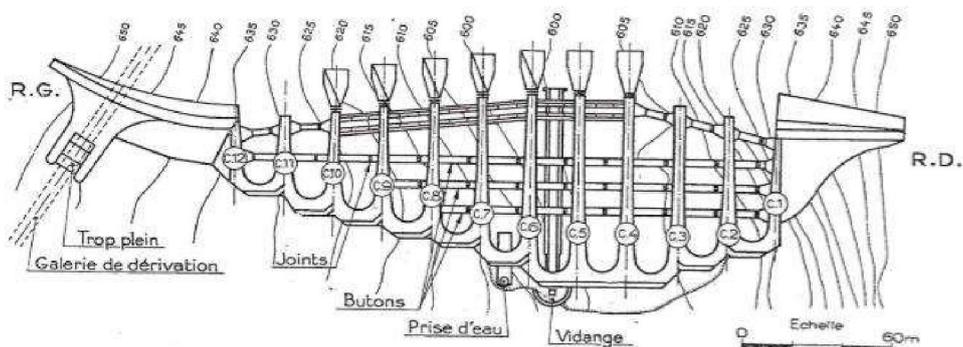


Figure IV.4 : Vue en plan de l'ouvrage principal [27]

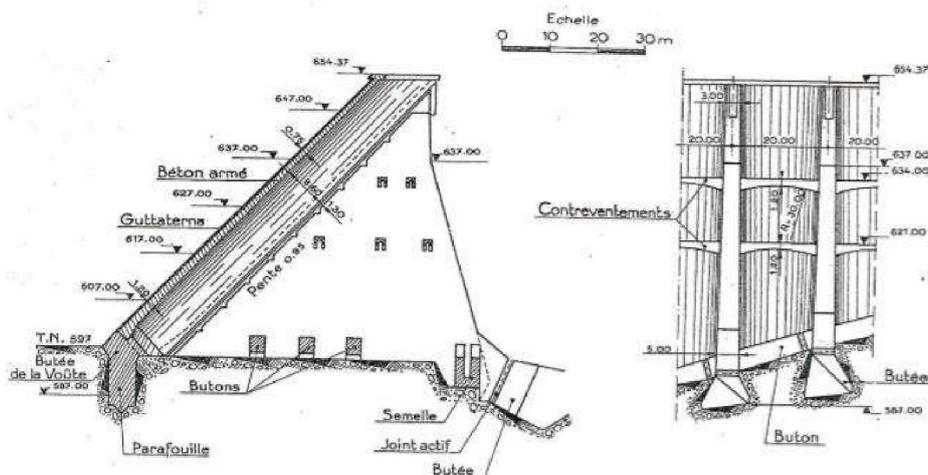


Figure IV.5 : (a) Coupe transversale - (b) Elévation aval du corps du barrage principal [29]

Les photos IV.1 et IV.2 montrent une vue aval du barrage ainsi que son évacuateur de crue à becs de canards.



Photos IV.1 et IV.2 : Vues en aval du barrage et de l'évacuateur de crue à becs de canards

3. Vérification de la stabilité au glissement et au renversement des profils de barrages

3.1 Barrage poids

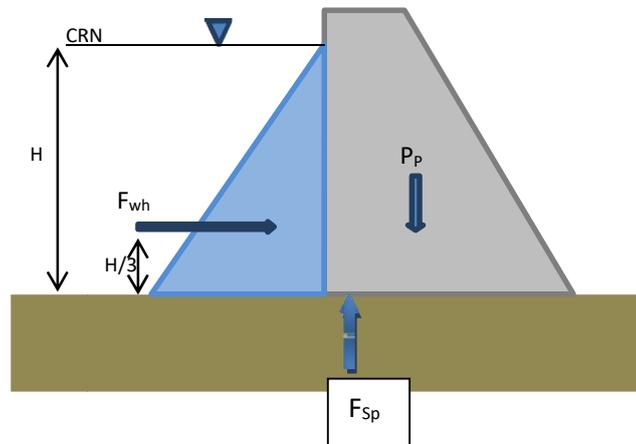


Figure IV.6 : Actions sur le barrage poids

3.1.1 Caractéristiques du barrage poids

$$\gamma_b = 23 \text{ kN/m}^3 ; \rho_{\text{eau}} = 1\,000 \text{ kg/m}^3 ; \rho_{\text{béton}} = 2300 \text{ kg/m}^3 ; H = 55 \text{ m}$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton,

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau.

$\rho_{\text{béton}}$: poids volumique du béton.

i. Calcul du fruit du barragef

Condition de non fissuration selon M. Levy :

$$f = (\gamma - 1)^{-1/2} = (2,3-1)^{-1/2} = 0,88$$

Condition pour une fissuration stable :

$$f = (2\gamma - 3)^{-1/2} = (2(2,3)-3)^{-1/2} = 0.79$$

ii. Calcul de la base du barrageB

$$B = 0.8 \times H = 0.8 \times 55 \quad \Rightarrow \quad B = 44\text{m}$$

iii. Surface du barragepoids

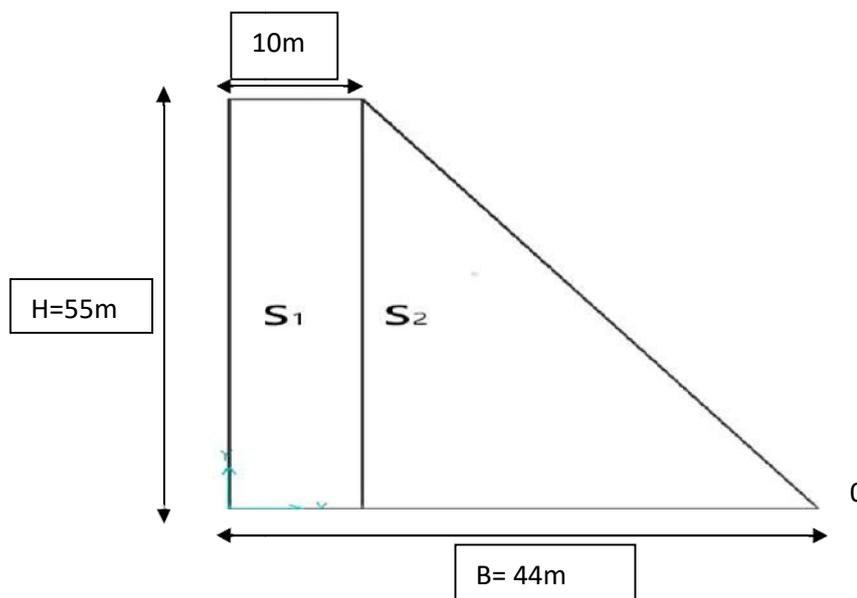


Figure IV.7 : Profil dimensionnel du barrage poids

$$S_{BP} = S_1 + S_2 = 55 \times 10 + \frac{34 \times 55}{2} \quad S_{BP} = 1485 \text{ m}^2$$

iv. Volume du barragepoids

$$V_{BP} = S_{BP} \times 1 \text{ ml} = 1485 \times 1 \quad \Rightarrow \quad V_{BP} = 1485 \text{ m}^3$$

v. Centre de gravité du barragepoids

$$CDG_X = \frac{H}{3} \times \frac{B_1 + 2 \times B_2}{B_1 + B_2} = \frac{55}{3} \times \frac{44 + 2 \times 10}{44 + 10} \quad \Rightarrow \quad CDG_X = 21.73\text{m}$$

3.1.2 Sollicitations

i. Poids propre du barrage poids P_p

$$P_p = V_{BP} \times \gamma_{\text{béton}} = 1485 \times 23 \Rightarrow P_p = 34\,155 \text{ kN.}$$

Avec :

V_{BP} : Volume du barrage poids,

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du barrage poids.

- Bras de levier D_p du P_p par rapport au pied aval du barrage

$$D_p = B - CDG_x = 44 - 21.73 \Rightarrow D_p = 22.27 \text{ m}$$

B : Base du barrage poids.

CDG_x : Centre de gravité du barrage poids dans le sens xx.

- Moment du P_p par rapport au point aval du barrage

$$M_{/P_p} = P_p \times D_p = 34\,155 \times 22.27 \text{ M} / P_p \Rightarrow 760\,631.85 \text{ kN.m}$$

P_p : Poids propre du barrage.

D_p : Bras de levier du poids propre par rapport au pied aval.

- Bras de levier D'_p du P_p par rapport au centre de gravité G

$$D'_p = 0 \text{ m}$$

- Moment du P_p par rapport au centre de gravité G

$$M_{G/P_p} = P_p \times D'_p \Rightarrow M_{G/P_p} = 0 \text{ kN.m}$$

P_p : Poids propre du barrage.

D'_p : Bras de levier du poids propre par rapport au centre de gravité du barrage G.

ii. Force de sous-pression F_{sp}

$$0.85 \times \rho_{\text{eau}} \times g = 0.85 \times 1\,000 \times 9.81 \times 55 \times 10^{-3} = 458.62 \text{ kN}$$

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

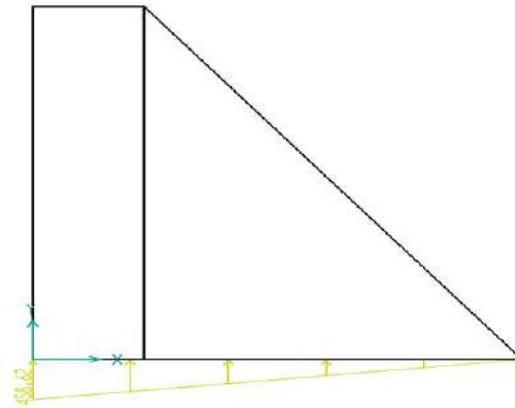


Figure IV.8 : Diagramme des sous pressions

$$F_{SP} = 548.62 \times B \times \frac{1}{2} = 548.62 \times 44 \times \frac{1}{2} \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad F_{SP} = 10\,089.64 \text{ kN}$$

B : Base du barrage.

- Bras de levier D_{SP} du F_{SP} par rapport au pied aval

$$D_{sp} = \frac{z}{3} \times B = \frac{z}{3} \times 44 \quad \Rightarrow \quad D_{sp} = 29.33 \text{ m}$$

- Moment du F_{SP} par rapport au pied aval du barrage

$$M/F_{SP} = F_{SP} \times D_{SP} = 10\,089.64 \times 29.33 \quad \Rightarrow \quad M/F_{SP} = 295\,929.1412 \text{ kN.m}$$

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

D_{SP} : Bras de levier de la force de sous-pression par rapport au point aval.

- Bras de levier D'_{SP} par rapport au centre de gravité G

$$D'_{SP} = D'_{SP} = 7.06 \text{ m}$$

- Moment du F_{SP} par rapport au centre de gravité G

$$M_G/F_{SP} = F_{SP} \times D'_{SP} = 10\,089.64 \times 7.06 \quad \Rightarrow \quad M_G/F_{SP} = 71\,232.86 \text{ kN.m}$$

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

D'_{SP} : Bras de levier de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G.

- iii. Force hydrostatique F_{EAU}

$$F_{RAU} = \frac{1}{2} \times \rho_{eau} \times g \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9.81 \times 55^2 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \quad F_{EAU} = 14\,837.625 \text{ kN}$$

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur du barrage.

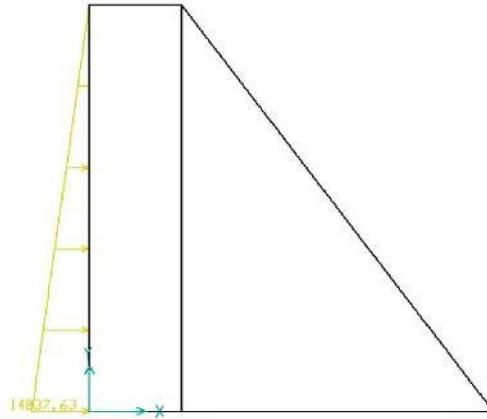


Figure IV.9 : Diagramme des forces hydrostatiques

- Bras de levier D_{EAU} du F_{EAU} par rapport au piedaval

$$D_{EAU} = \frac{1}{3} \times H = \frac{1}{3} \times 55 \Rightarrow D_{EAU} = 18.33 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du F_{EAU} par rapport au point aval du barrage

$$M / F_{EAU} = F_{EAU} \times D_{EAU} = 14\,837.625 \times 18.33 \Rightarrow M / F_{EAU} = 271\,973.6663 \text{ kN.m}$$

F_{EAU} : Force hydrostatique horizontale.

- Bras de levier D'_{EAU} du F_{EAU} par rapport au centre de gravité G

$$D'_{EAU} = \frac{1}{3} \times H = \frac{1}{3} \times 55 = D'_{EAU} = 18.33 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du F_{EAU} par rapport au centre de gravité G

$$M_G / F_{EAU} = F_{EAU} \times D'_{EAU} = 14\,837.62 \times 18.33 \Rightarrow M_G / F_{EAU} = 271\,973.6663 \text{ kN.m}$$

F_{EAU} : Force hydrostatique horizontale.

D'_{EAU} : Bras de levier de la force hydrostatique par rapport au centre de gravité G.

- iv. Force accidentelle horizontale eau $F_{H(\text{séisme-eau})}$

$\alpha_v = \alpha_h = 0.15$ (zone I – Tlemcen selon

RPA2003) $F_{H(\text{séisme-eau})} = 0.5 \times \alpha_h \times \gamma_w \times H^2 = 0.15 \times 10 \times 55^2$

$$\Rightarrow F_{H(\text{séisme-eau})} = 2\,631.75 \text{ kN}$$

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H_w : Hauteur de l'eau.

- Bras de levier D_{HS} du $F_{H(\text{séisme-eau})}$ par rapport au piedaval

$$D_{HS} = 0.425 \times H = 0.425 \times 55 \Rightarrow D_{HS} = 23.3 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du $F_{H(\text{séisme-eau})}$ par rapport au pied aval du barrage

$$\begin{aligned} M/F_{H(\text{séisme-eau})} &= F_{H(\text{séisme-eau})} \times D_{HS} = 5\,631.75 \times 23 \\ &\Rightarrow M/F_{H(\text{séisme-eau})} = 128\,729.25 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

D_{HS} : Bras de levier de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au piedaval.

- v. Force accidentelle horizontale barrage $F_{H(\text{séisme-barrage})}$

$$F_{H(\text{séisme-barrage})} = \alpha_v \times \gamma_{\text{béton}} \times V_p = 0.15 \times 23 \times 1\,485 \Rightarrow F_{H(\text{séisme-barrage})} = 5\,123.25 \text{ kN}$$

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale.

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton.

V_p : Volume du barrage.

- Bras de levier D_{VS} du $F_{H(\text{séisme-barrage})}$ par rapport au pointaval

$$D_{VS} = \frac{B_1 - CDG_x}{2} \Rightarrow \frac{21.73}{2} D_{VS} = 22.73 \text{ m}$$

- Moment du $F_{H(\text{séisme-barrage})}$ par rapport au point aval du barrage

$$\begin{aligned} M/F_{H(\text{séisme-barrage})} &= F_{H(\text{séisme-barrage})} \times D_{VS} \\ &\Rightarrow M/F_{H(\text{séisme-barrage})} = 111\,328.22 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$F_{H(\text{séisme-barrage})}$: Force accidentelle horizontale du barrage.

D_{VS} : Bras de levier de la force accidentelle horizontale du barrage par rapport au pied aval.

3.1.3 Calcul des coefficients de sécurité

Le **tableau IV.1** donne les forces agissant sur le barrage poids.

Tableau IV.1 : Forces agissant sur le barrage-profil poids

Forces	Désignations	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ point aval (KN.m)
P _P	Poids propre du barrage	34 155	22.27	760 631.85
F _{SP}	Force des sous pressions	10 089.64	29.33	295 929.1412
F _{EAU}	Force hydrostatique horizontale	14 837.625	18.33	271 973.6663
F _{H(séisme-eau)}	Force accidentelle horizontale eau	5 631.75	23.3	61 319.775
F _{H (séisme-barrage)}	Force accidentelle horizontale barrage	2 227.5	22.73	111 328.22
Fondations: C=5KN/m ² φ = 45°;54° Base du barrage B = 44m Coefficient d'accélération sismique horizontale α = 0.15 (zone I- Tlemcen)				

- a. Cas statique
 - i. Stabilité au glissement

$$\Sigma \text{forces horizontales} = F_{EAU} = 14\ 837.625 \text{ KN}$$

$$\Sigma \text{forces verticales} = P_P - F_{sp} = 24\ 065.36 \text{ KN}$$

$$K_s = \frac{f \Sigma F_v + C.F}{\Sigma F_H}$$

F_{EAU} : Force hydrostatique horizontale.

P_P: Poids propre du barrage.

F_{SP} : Force des sous-pressions. ΣF_v :

Sommes des forces verticales. C :

Cohésion des fondations.

F : Surface de contact barrage-fondation.

ΣF_H : Sommes des forces horizontales.

Pour : f = tg 45° = 1 Stabilité au glissement $K_s = 1.63$

Pour : f = tg 54° = 1.38 Stabilité au glissement $K_s = 2.25$

- ii. Stabilité au renversement

$$K_c (\text{renversement}) = \frac{\Sigma M_{rés}}{\Sigma M_{mot}}$$

$$\Sigma \text{moments moteurs} = M/F_{EAU} + M/F_{sp} = 567\ 902.81 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma \text{moments résistants} = M/P_P = 760\ 031.85 \text{ kN.m}$$

M/F_{EAU} : Moment de la force hydrostatique par rapport au point aval.

M/F_{sp} : Moment de la force de sous-pression par rapport au point aval.

M/P_p : Moment du poids propre du barrage par rapport au point aval.

Stabilité au renversement $K_c = 2.57$

b. cas dynamique

L'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « pseudo-statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage et simultanément, la contrainte de poussée de l'eau sur la structure du barrage. L'action sismique est décrite généralement par deux composantes.

- Composante horizontale

Dans l'eau, la valeur (α_h, g) est l'intensité de la composante horizontale du vecteur d'accélération. La force accidentelle horizontale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{H(\text{séisme})} = 0,58 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (h_w)^2$$

- Composante verticale

La force accidentelle verticale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{V(\text{séisme})} = \alpha_v \cdot \gamma_w \cdot V$$

- α_v : coefficient d'accélération sismique

- V : Volume du corps du barrage

Le calcul des coefficients de sécurité au glissement et au renversement K_c dans le cas dynamique est similaire au cas d'analyse de la stabilité statique avec considération des nouvelles sollicitations dynamiques en l'occurrence les forces accidentelle horizontale et verticale respectivement $F_{H(\text{séisme})}$ et $F_{V(\text{séisme})}$.

Tlemcen se situe en Zone I qui a une sismicité faible selon le RPA 99V2003 dont le coefficient d'accélération sismique est $\alpha = 0.15$.

i. Stabilité au glissement

$$K_s \text{ (Dynamique)} = \frac{\sum F(\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum F(\text{motrices})_{\text{statique}} + F_{H(\text{séisme-eau})} + F_{H(\text{séisme-barrage})}}$$

$$F_{H(\text{séisme-eau})} = 5\,631.75 \text{ KN}$$

$$F_{H(\text{séisme-barrage})} = 2\,227.5 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{\text{forces horizontales (statique)}} = F_{\text{EAU}} = 14\,837.625 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{\text{forces verticales (statique)}} = P_p - F_{\text{SP}} = 24\,065.36 \text{ kN}$$

F_{EAU} : Force hydrostatique horizontale.

P_p : Poids propre du barrage.

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

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

$F_{\text{H(séisme-barrage)}}$: Force accidentelle horizontale du barrage.

$$\text{Pour : } f = \text{tg } 45^\circ = 1 \text{ Stabilité au glissement } K_s = 1.05$$

$$\text{Pour : } f = \text{tg } 54^\circ = 1.38 \text{ Stabilité au glissement } K_s = 1.38$$

ii. Stabilité au renversement

$$K_c (\text{Dynamique}) = \frac{\sum M (\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum M (\text{motrices})_{\text{statique}} + M/F_{\text{H(séisme-eau)}} + M/F_{\text{H(séisme-barrage)}}$$

$$M/F_{\text{H(séisme-eau)}} = 61\,319.775$$

$$M/F_{\text{H(séisme-barrage)}} = 111\,328.22 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma_{\text{moments moteurs (statique)}} = M/F_{\text{EAU}} + M/F_{\text{SP}} = 2\,424\,932.5 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma_{\text{moments résistants (statique)}} = M/P_p = 3\,476\,581.5 \text{ KN.m}$$

M/F_{EAU} : Moment de la force hydrostatique par rapport au pied aval du barrage.

M/F_{sp} : Moment de la force de sous-pression par rapport au centre au pied aval du barrage.

M/P_p : Moment du poids propre du barrage par rapport au centre au pied aval du barrage.

$M/F_{\text{H(séisme-eau)}}$: Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au centre au pied aval du barrage.

$M/F_{\text{H(séisme-barrage)}}$: Moment de la force accidentelle horizontale du barrage par rapport au centre au pied aval du barrage.

$$\text{Stabilité au renversement } K_c = 1.47$$

c. Stabilité interne

Le **tableau IV.2** donne les bras de levier des forces agissant sur le barrage par rapport à son centre de gravité du barrage G. L'excentricité e est la distance séparant le centre de gravité g du centre de poussé C de la résultante des forces.

Tableau IV.2 : Forces et moments exercés sur le barrage-profil poids

Forces	Désignations	Valeurs (KN)	Bras (m)	M _G (KN.m)
(+) F _{EAU}	Force hydrostatique horizontale	14 837.625	18.33	271 973.67
(+) P _P	Poids propre du barrage	34 155	0	0
(+) F _{SP}	Force des sous pressions	10 089.64	7.06	71 232.86
Fondations: C=5KN/m ² φ = 45° ;54° Base du barrage B = 44 m Coefficient d'accélération sismique horizontale α =0.15				

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.

$$\Sigma_{\text{forces}} = P_P + F_{sp} + F_{EAU} = 59\ 082.265 \text{ KN}$$

$$\Sigma/G_{\text{moments résistants}} = M_G/F_{EAU} + M_G/ F_{SP} + M_G/P_P = 343\ 206.53 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma/G_{\text{moments moteurs}} = 0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma/G = \Sigma/G_{\text{moments résistants}} - \Sigma/G_{\text{moments moteurs}} = 343\ 206.53 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\sum M_G}{\sum F}$$

M_G/F_{EAU} : Moment de la force hydrostatique par rapport au centre de gravité G,

M_G/ F_{sp}: Moment de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G,

M_G/P_P: Moment du poids propre du barrage par rapport au centre de gravité G,

F_{EAU} : Force hydrostatique horizontale,

P_P: Poids propre du barrage,

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

$$e = 5.8 \text{ m} < B/6 = 7.33 \text{ m}$$

d. Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{\sum F_i^n S}{I} + \frac{\sum M / G}{I}$$

$$\sum F_V = P_p - F_{SP} = 24\,065.36$$

$$I = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{1 \times 44^3}{12} = 7089.66 \text{ m}^4 \text{ S}$$

$$= B \times 1 = 44 \text{ m}^2$$

$$(\sigma)_{n\max} = \frac{\sum F_V}{S} + \frac{\sum M/G}{I} = 122.96 \text{ KN/m}^2$$

$$(\sigma_n)_{\min} = \frac{\sum F_V}{S} - \frac{\sum M/G}{I} = 109.22 \text{ KN/m}^2$$

$\sum F_V$: Somme des forces verticales,

P_p : Poids propre du barrage,

F_{SP} : Force de la sous-pression,

$\sum M/G$: Somme des moments par rapport au centre de gravité G,

S : Surface de contact entre le barrage et lesol,

I : Moment d'inertie de la fondation.

3.2 Barrage à contreforts

Selon la documentation rare relative au barrage, nous avons procédé au regroupement des informations pour recoller les dimensions géométriques et le profil en travers du barrage. Afin de pouvoir atteindre la représentation du modèle numérique au modèle réel, le choix a été porté sur un élément composé de trois voûtes et quatre contreforts.

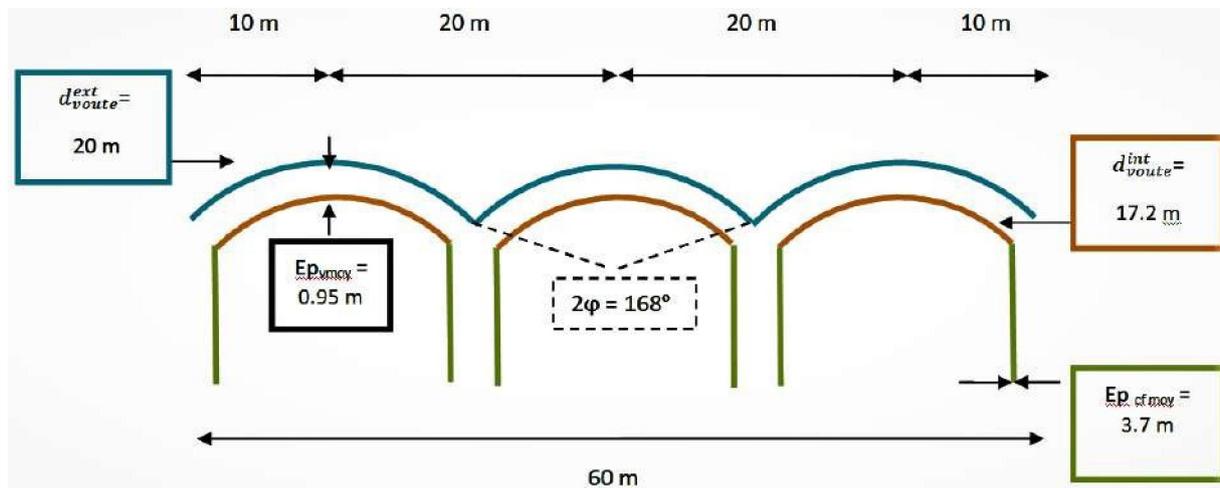


Figure IV.10 : Elément du barrage considéré pour l'analyse

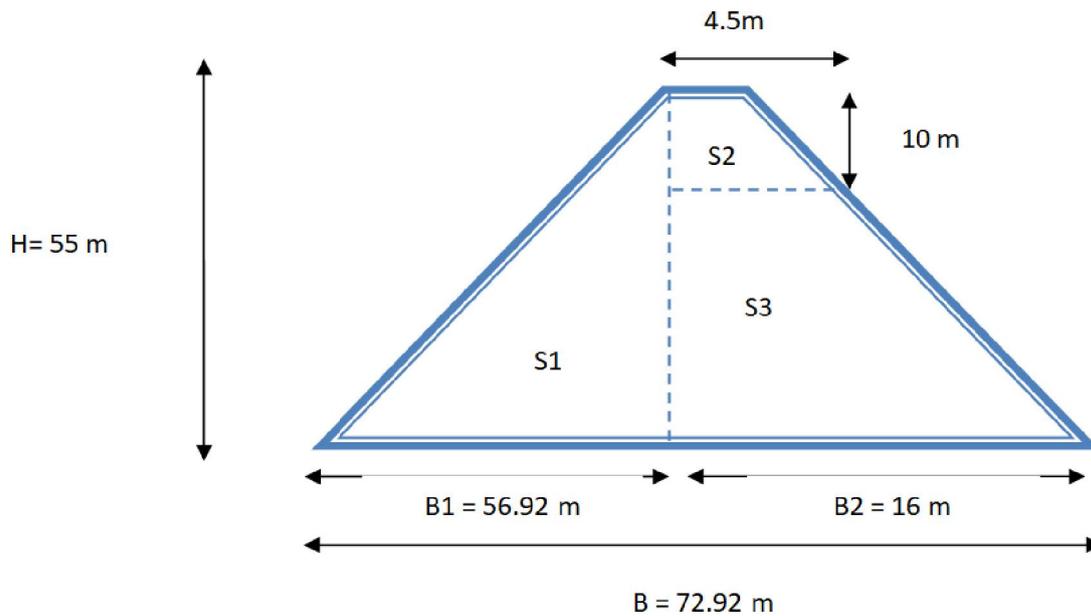


Figure IV.11 : Profil transversal des contreforts

3.2.1 Caractéristiques du barrage multi-voûtes à

contreforts $\gamma_b = 23 \text{ kN/m}^3$; $\rho_{\text{eau}} = 1\,000 \text{ kg/m}^3$; $\rho_{\text{béton}} = 2300 \text{ Kg/m}^3$

γ_b : Poids volumique du béton,

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau,

$\rho_{\text{béton}}$: Masse volumique du béton.

i. Les voûtes

a. Epaisseur des voûtes

$$ep_{V_{\text{moy}}} = \frac{ep_{\text{voûte}}^{\text{somme}} + ep_{\text{voûte}}^{\text{base}}}{2} = \frac{0.7 + 1.2}{2} \Rightarrow ep_{V_{\text{moy}}} = 0.95 \text{ m}$$

$ep_{\text{voûte}}^{\text{somme}}$: épaisseur de la voûte au sommet,

$ep_{\text{voûte}}^{\text{base}}$: épaisseur de la voûte à la base.

b. Hauteur des voûtes

$$H_v^2 = 56.92^2 + 55^2 \Rightarrow H_v = 75 \text{ m}$$

c. Surface des voûtes

$$S_v = \frac{d_{\text{voûte}}^{\text{sxt}} \times 2\varphi \times \Pi}{360} - \frac{d_{\text{voûte}}^{\text{int}} \times 2\varphi \times \Pi}{360}$$

$$\Rightarrow S_v = 152.706 \text{ m}^2$$

$d_{\text{voûte}}^{\text{sxt}}$: Diamètre de la voûte extérieure,

2φ : Ouverture de l'voûte.

d. Volume des voûtes

$$V_V = S_V \times H_V = 152.706 \times 75 \Rightarrow V_V = 11\,452.5 \text{ m}^3$$

S_V : Surface des voûtes,

H_V : Hauteur des voûtes.

e. Poids propre de l'voûte

$$P_1 = V_V \times \rho_{\text{béton}} = 11\,452.5 \times 23 \Rightarrow P_1 = 263\,419 \text{ kN}$$

V_V : Volume des voûtes,

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton.

ii. Contreforts

a. Épaisseur du contrefort

$$ep_{\text{cf moy}} = \frac{ep_{\text{cf}}^{\text{sommet}} + ep_{\text{cf}}^{\text{base}}}{2} = \frac{3 + 4.8}{2} \Rightarrow ep_{\text{cf moy}} = 3.9 \text{ m}$$

$ep_{\text{cf}}^{\text{sommet}}$: Épaisseur du contrefort au sommet, $ep_{\text{cf}}^{\text{base}}$

: Épaisseur du contrefort à la base.

b. Hauteur du contrefort

$$H_{CF} = H_V = 75 \text{ m}$$

H_V : Hauteur de la voûte.

c. Surface du contrefort

$$S_{CF} = S_1 + S_2 + S_3 = 42.5 + 1565.3 + 461.25 \Rightarrow S_{CF} = 2\,069.05 \text{ m}^2$$

d. Volume du contrefort

$$V_{CF} = S_{CF} \times \gamma_{\text{béton}} = 2\,069.05 \times 23 \Rightarrow V_{CF} = 8\,069.295 \text{ m}^3$$

S_{CF} : Surface du contrefort,

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton.

e. Poids propre d'un contrefort

$$P_2 = V_{CF} \times \gamma_{\text{béton}} = 8\,069.295 \times 23 \Rightarrow P_2 = 185\,593.785 \text{ kN}$$

V_{CF} : Volume du contrefort,

$\gamma_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton.

iii. Centre de gravité du barrage multi-voûtes à contreforts

$$CDG_X = \frac{2B}{3} = \frac{2 \times 72.52}{3} \Rightarrow CDG_X = 48.62 \text{ m}$$

$$CDG_Y = \frac{H}{2} = \frac{55}{2} \quad \Rightarrow \quad CDG_Y = 27.5m$$

H : Hauteur du barrage à contrefort,

B : Base du barrage à contrefort.

3.2.2 Sollicitations

i. Poids propre de 3 voûtes et 4 contreforts

$$P_p = 3 P_1 + 4 P_2 = 3 \times 263\,419 + 4 \times 185\,593.785 \quad \Rightarrow \quad P_p = 1\,532\,632.14kN$$

P_1 : poids propre d'une voûte ?

P_2 : poids propre d'un contrefort.

- Centre de gravité du P_p

$$CDG_{pp} = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i}$$

$$= \frac{586.43 \times 4.15 - 433.72 \times 3.83 + 1565.3 \times \dots}{586.43 - 433.72 + 1565.}$$

$$\Rightarrow CDG_{pp} = 29.66 m$$

- Bras de levier D_p du P_p par rapport au pied aval

$$D_p = B - CDG_{pp} = 72.92 - 29.66 \quad \Rightarrow D_p = 43.26m$$

B : Base du barrage ?

CDG_{pp} : Centre de gravité du poids propre du barrage.

- Moment du P_p par rapport au pied aval du barrage

$$M/P_p = P_p \times D_p \quad \Rightarrow \quad M / P_p = 66\,301\,666.38kN.m$$

P_p : Poids propre du barrage

D_p : Bras de levier du poids propre par rapport au pied aval.

ii. Force de sous-pression F_{sp}

$$F_{sp} = (S_{AX} L_{tete}) + (S_B + S_C \times L_{ame})$$

$$L_{tete} = 60m$$

Avec :

L_{tete} : Longueur de 3 voûtes et 4 contreforts.

$$L_{ame} = 4 \times e_{cf} = 4 \times 3.9 = 15.6 m$$

Avec :

L_{ame} : Longueur de 4 fois l'épaisseur du contrefort.

$$S_A = \text{Surface rectangle} = 539.55 \times 6 = 3\,237.3 \text{ m}^2$$

$$S_B = \text{Surface trapèze} = \frac{323.73 + 134.89}{2} \times 8 = 1\,834.48 \text{ m}^2$$

$$S_C = \text{Surface triangle} = \frac{58.92 \times 134.89}{2} = 3\,973.8594 \text{ m}^2$$

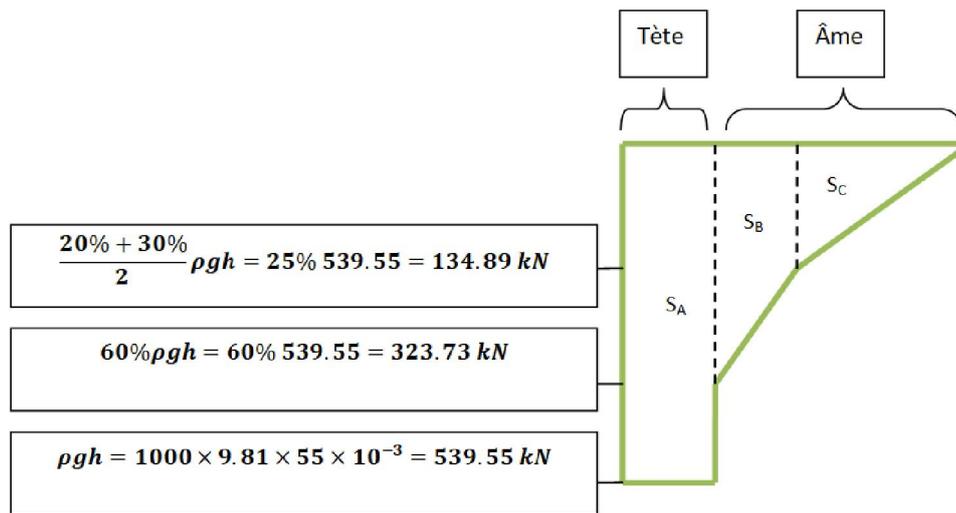


Figure IV.12 : Définition du diagramme des sous pressions au niveau de la tête et de l'âme des contreforts.

$$F_{SP} = (3\,237.3 \times 60) + (1\,834.48 + 3\,973.86) \quad \text{KN}$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur du barrage.

- Bras de levier D_{SP} du F_{SP} par rapport au piedaval

$$D_{SP} = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = \frac{3\,237.3 \times 3 + 1\,834.48 \times 6}{3\,237.3 + 1\,834.48 + 3\,973.86}$$

$$\Rightarrow D_{SP} = 17.89 \text{ m}$$

- Moment du F_{SP} par rapport au pied aval du barrage

$$M / F_{SP} = F_{SP} \times D_{SP} = 284\,847.95 \times 17.89 = 3\,352\,660.372 \text{ kN.m}$$

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

D_{SP} : Bras de levier de la force de sous-pression par rapport au pied aval.

- Bras de levier D'_{SP} de F_{SP} par rapport au centre de gravité G

$$D'_{SP} = CDG_{PP} - D_{SP} = 29.66 - 17.89 \quad D'_{SP} = 11.77 \text{ m}$$

CDG_{PP} : Centre de gravité du poids propre du barrage.

D_{SP} : Bras de levier.

- Moment du F_{SP} par rapport au centre de gravité G

$$M_{G/F_{sp}} = F_{sp} \times D'_{sp} = 284\,847.95 \times 11.77 \quad \Rightarrow \quad M_{G/F_{sp}} = 118755.0628$$

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

D'_{SP} : Bras de levier de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G.

iii. Force hydrostatique verticale F_{WV}

$$F_{WV} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{eau}} \times g \times V'$$

$$\text{avec } V' = \text{volume de } S_1 = \frac{B_1 \times H}{2} \times L_{\text{tete}} = \frac{56.92 \times 55}{2} \times 60 = 93\,918 \text{ m}^3$$

$$F_{WV} = 1\,000 \times 9.81 \times 93\,918 \times 10^{-3} \text{ F}_{WV} = 921\,335.58 \text{ kN}$$

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

V' : Volume de S₁.

H : Hauteur du barrage.

L_{tete}: Longueur de 3 voûtes et 4 contreforts.

B₁ : Base de S₁.

- Bras de levier D_{WV} du F_{WV} par rapport au pied aval

$$D_{WV} = \frac{2}{3} \times B + B_2 = \frac{2}{3} \times 72.92 + B_2 \quad \Rightarrow \quad D_{WV} = 53.94 \text{ m}$$

B : Base du barrage.

B₂ : Base de S₂.

- Moment du F_{WV} par rapport au pied aval du barrage

$$M/F_{WV} = F_{WV} \times D_{WV} = 921\,335.58 \times 53.94 \quad \Rightarrow \quad M/F_{WV} = 49\,696\,841.19 \text{ KN.m}$$

F_{WV} : Force hydrostatique verticale.

D_{WV} : Bras de levier de la force hydrostatique verticale par rapport au pied aval.

- Bras de levier D'_{WV} du F_{WV} par rapport au centre de gravité G

$$D'_{WV} = \frac{2}{3} \times B_1 - (B_1 - CDG_x) \quad \Rightarrow \quad D'_{WV} = 10.68 \text{ m}$$

B₁ : Base de S₁.

CDG_x = Centre de gravité du barrage au sens xx.

- Moment du F_{WV} par rapport au centre de gravité G

$$M_{G/F_{WV}} = F_{WV} \times D'_{WV} = 921\,335.58 \times 10.68 \Rightarrow M_{G/F_{WV}} = 9\,839\,863.99 \text{ kN.m}$$

F_{WV} : Force hydrostatique verticale.

D'_{WV} : Bras de levier de la force hydrostatique verticale par rapport au centre de gravité G..

- iv. Force hydrostatique horizontale F_{WH}

$$F_{WH} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{eau}} \times g \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1\,000 \times 9.81 \times 55^2 \times 10^{-3} \Rightarrow F_{WH} = 14\,837.625 \text{ kN}$$

ρ_{eau} : Masse volumique de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur du barrage.

- Bras de levier D_{WH} du F_{WH} par rapport au point aval

$$D_{WH} = \frac{2}{3} \times H = \frac{2}{3} \times 55 \Rightarrow D_{WH} = 36.66 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du F_{WH} par rapport au point aval du barrage

$$M_{F_{WH}} = F_{WH} \times D_{WH} = 14\,837.625 \times 36.66 \Rightarrow M_{F_{WH}} = 543\,947.3325 \text{ kN.m}$$

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale.

D_{WH} : Bras de levier de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval.

- Bras de levier D'_{WH} du F_{WH} par rapport au centre de gravité G

$$D'_{WH} = \frac{2}{3} \times H = \frac{2}{3} \times 55 \Rightarrow D'_{WH} = 36.66 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du F_{EAU} par rapport au centre de gravité G

$$M_{G/WH} = F_{WH} \times D'_{WH} = 14\,837.62 \times 36.6 = 543\,056.892 \text{ Kn.m}$$

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale.

D'_{WH} : Bras de levier de la force hydrostatique horizontale par rapport au centre de gravité G.

- v. Poids propre de la voûte

$$P_1 = 263\,419 \text{ kN}$$

- Bras de levier D'_1 par rapport au centre de gravité G

$$D'_1 = CDG_X + \frac{L_x}{2} = 33.96 \text{ m}$$

CDG_X : Centre de gravité au sens xx.

- Moment de P_1 par rapport au centre de gravité G

$$M_{P1/G} = P_1 \times D'_1 = 26\,837\,127.72 \text{ Kn.m}$$

P_1 : Poids propre de la voûte.

D'_1 : Bras de levier du poids propre de la voute par rapport au centre de gravité G.

- vi. Poids propre du contrefort

$$P_2 = 185\,593.785 \text{ kN}$$

- Bras de levier D'_2 de P_2 par rapport au centre de gravité G

$$D'_2 = CDG_X = 6.8 \text{ m}$$

- Moment de P_2 par rapport au centre de gravité G

$$M_G / P_2 = 185\,593.785 \times 6.8 = 1\,262\,037.53 \text{ KN.m}$$

P_2 : Poids propre du contrefort.

D'_2 : Bras de levier du poids propre du contrefort par rapport au centre de gravité G.

- vii. Force accidentelle horizontale eau $F_{H(\text{séisme-eau})}$

$$\alpha_V = \alpha_h = 0.15 \text{ (zone I – Tlemcen selon RPA2003)}$$

$$F_{H(\text{séisme-eau})} = 0.58 \times \alpha_h \times \gamma_w \times (h_w)^2 = 0.58 \times 0.15 \times 10 \times 55^2$$

$$\Leftrightarrow F_{H(\text{séisme-eau})} = 2\,631.75 \text{ kN}$$

Avec :

α_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

H_w : Hauteur de l'eau.

- Bras de levier D_{HS} du $F_{H(\text{séisme-eau})}$ par rapport au point aval

$$D_{HS} = 0.425 \times H = 0.425 \times 55 \Leftrightarrow D_{HS} = 23.3 \text{ m}$$

H : Hauteur du barrage.

- Moment du $F_{H(\text{séisme-eau})}$ par rapport au pied aval du barrage

$$M / F_{H(\text{séisme-eau})} = F_{H(\text{séisme-eau})} \times D_{HS} = 2\,631.75 \times 23.3$$

$$M / F_{H(\text{séisme-eau})} = 61\,319.775 \text{ kN.m}$$

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

D_{HS} : Bras de levier de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au pied aval.

viii. Force accidentelle horizontale barrage $F_{H(séisme-barrage)}$

$$F_{H(séisme-barrage)} = \alpha_v \times \gamma_{béton} \times V_{CF} = 0.15 \times 23 \times 1485$$

$$\Rightarrow F_{H(séisme-barrage)} = 229\,894.82 \text{ kN}$$

α_v : Coefficient d'accélération sismique verticale.

$\gamma_{béton}$: Poids volumique du béton.

V_{CF} : Volume du barrage à contrefort.

- Bras de levier D_{VS} du $F_{H(séisme-barrage)}$ par rapport au pied aval

$$D_{VS} = \frac{C_{stat}}{2} D_{VS} = 21.63 \text{ m}$$

- Moment du $F_{H(séisme-barrage)}$ par rapport au pied aval du barrage

$$M/F_{H(séisme-barrage)} = F_{H(séisme-barrage)} \times D_{VS} = 229894.82 \times 21.63$$

$$\Rightarrow M/F_{H(séisme-barrage)} = 4\,972\,624.957 \text{ kN.m}$$

$F_{H(séisme-eau)}$: Force accidentelle horizontale du barrage.

D_{VS} : Bras de levier de la force accidentelle horizontale du barrage par rapport au pied aval.

3.2.3 Calcul des coefficients de sécurité

a. cas statique

Le **tableau IV.3** donne les forces exercées sur le barrage à contreforts.

Tableau IV.3 : Forces et moments agissant sur le barrage à contreforts

Forces	Désignations	Valeurs (KN)	Bras (m)	M/ point aval (KN.m)
P_P	Poids propre de 3 voûtes et 4 contreforts	1 532 632.14	43.26	66 301 666.38
P_1	Poids propre de la voute	263 419		
P_2	Poids propre du Contrefort	185 593.785		
F_{SP}	Force des sous pressions	284 847.95	17.89	3 352 660.372
F_{WH}	Force hydrostatique Horizontale	14 837.625	36.66	543 947.3325
F_{WV}	Force hydrostatique Verticale	921 335.58	53.94	49 696 841.19
$F_{H(séisme-eau)}$	Force accidentelle horizontale eau	2 631.75	23.3	61 319.775
$F_{H(séisme-barrage)}$	Force accidentelle horizontale barrage	229 894.82	21.63	4 972 624.957
Fondations: $C=5\text{KN/m}^2$ $\phi = 45^\circ; 54^\circ$ Base du barrage $B = 72.92\text{m}$ Coefficient d'accélération sismique horizontale $\alpha = 0.15$ (zone I- Tlemcen)				

i. Stabilité au glissement

$$\Sigma_{\text{forces horizontales}} = F_{WH} = 14\,837.625 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{\text{forces verticales}} = F_{WV} + P_P - F_{SP} = 2\,169\,119.77 \text{ kN}$$

$$K_s = \frac{f \Sigma F_V + C.F}{\Sigma F_H}$$

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale.

F_{WV} : Force hydrostatique verticale.

P_P : Poids propre du barrage.

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

ΣF_V : Sommes des forces verticales.

C : Cohésion des fondations.

F : Surface de contact du barrage avec ses fondations.

ΣF_H : Sommes des forces horizontales.

Pour : $f = \text{tg } 45^\circ = 1$ Stabilité au glissement $K_s = 2.43$

Pour : $f = \text{tg } 54 = 1.38$ Stabilité au glissement $K_s = 3.36$

ii. Stabilité au renversement

$$K (\text{renversement}) = \frac{\Sigma M_{rés}}{\Sigma M_{mot}}$$

$$\Sigma_{\text{moments moteurs}} = M/F_{WH} + M/F_{SP} = 896\,607.7045 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma_{\text{moments résistants}} = M/P_P + M/F_{WV} = 66\,350\,986.16 \text{ KN.m}$$

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

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

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

M/P_P : Moment du poids propre du barrage par rapport au pied aval.

Stabilité au renversement $K_c = 3.7$

b. Casdynamique

L'action d'un séisme est prise en compte classiquement par la méthode dite « pseudo-statique », qui revient à modifier le vecteur des forces de pesanteur pour le calcul du poids propre de l'ouvrage et simultanément, la contrainte de poussée de l'eau sur la structure du barrage. L'action sismique est décrite généralement par deux composantes.

- Composantehorizontale

Dans l'eau, la valeur ($\alpha_h \cdot g$) est l'intensité de la composante horizontale du vecteur d'accélération. La force accidentelle horizontale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{H(\text{séisme})} = 0,58 \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \cdot (h_w)^2$$

- Composanteverticale

La force accidentelle verticale appliquée en interaction eau/structure est donnée par la formule suivante :

$$F_{V(\text{séisme})} = \alpha_v \cdot \gamma_w \cdot V$$

α_v : Coefficient d'accélération sismique

V : Volume du corps du barrage

Le calcul des coefficients de sécurité au glissement et au renversement K_c dans le cas dynamique est similaire au cas d'analyse de la stabilité statique avec considération des nouvelles sollicitations dynamiques en l'occurrence les forces accidentelle horizontale et verticale respectivement $F_{H(\text{séisme})}$ et $F_{V(\text{séisme})}$.

Tlemcen se situe en Zone I qui a une sismicité faible selon le RPA 99V2003 dont le coefficient d'accélération sismique est de $\alpha = 0.15$

i. Stabilité auglissement

$$K_s \text{ (Dynamique)} = \frac{\sum F(\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum F(\text{motrices})_{\text{statique}} + F_{H(\text{séisme-eau})} + F_{H(\text{séisme-barrage})}}$$

$$F_{H(\text{séisme-eau})} = 5\,631.75 \text{ KN}$$

$$F_{H(\text{séisme-barrage})} = 2\,227.5 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{\text{forces horizontales (statique)}} = F_{WH} = 14\,837.625 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{\text{forces verticales (statique)}} = P_p + F_{SP} + F_{WV} = 2\,738\,815.67 \text{ KN}$$

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale.

F_{WV} : Force hydrostatique verticale.

P_p : Poids propre du barrage.

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

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

$F_{H(\text{séisme-barrage})}$: Force accidentelle horizontale du barrage.

$$\text{Pour : } f = \text{tg } 45^\circ = 1 \text{ Stabilité au glissement } K_s = 2.35$$

$$\text{Pour : } f = \text{tg } 54^\circ = 1.38 \text{ Stabilité au glissement } K_s = 3.24$$

ii. Stabilité a renversement

$$K_c(\text{Dynamique}) = \frac{\sum M(\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum M(\text{motrices})_{\text{statique}} + M/F_{H(\text{séisme-eau})} + M/F_{H(\text{séisme-barrage})}}$$

$$M / F_{H(\text{séisme-eau})} = 61\,319.775 \text{ kN.m}$$

$$M / F_{H(\text{séisme-barrage})} = 4\,972\,624.957$$

$$\text{kN.m} \Sigma_{\text{moments moteurs (statique)}} = M / F_{WH} +$$

$$M / F_{SP} \Sigma_{\text{moments résistants (statique)}} = M / P_p + M / F_{WV}$$

M / F_{WH} : Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au pied aval du barrage.

M / F_{sp} : Moment de la force de sous-pression par rapport au pied aval du barrage.

M / P_p : Moment du poids propre du barrage par rapport au pied aval du barrage.

$M / F_{H(\text{séisme-eau})}$: Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au pied aval du barrage.

$M/F_{H(séisme-barrage)}$: Moment de la force accidentelle horizontale du barrage par rapport au pied aval du barrage.

Stabilité au renversement $K_c = 3.61$
--

c. Stabilité interne.

Le **tableau IV.4** donne les bras de levier des forces agissant sur le barrage par rapport à son centre de gravité du barrage G. L'excentricité e est la distance séparant le centre de gravité g du centre de poussée C de la résultante des forces.

Tableau IV.4 : Forces et moments agissant sur le barrage-contreforts par rapport au centre de gravité du corps du barrage

Forces	Désignations	Valeurs (KN)	Bras (m)	M_G (KN.m)
(+) F_{WH}	Force hydrostatique horizontale	890 257.5	36.66	32 583 424.5
(-) F_{WV}	Force hydrostatique verticale	921 335.58	10.68	9 839 863.99
(-) P_1	Poids propre de 3 voûtes	790 257	33.96	26 837 127.72
(+) P_2	Poids propre de 4 contreforts	742 375.12	6.8	5 048 150.82
(+) F_{SP}	Force des sous pressions	284 847.95	7.06	71 232.86
Fondations: $C=5KN/m^2$ $\varphi = 45^\circ ; 54^\circ$ Base du barrage $B = 72.92m$ Coefficient d'accélération sismique horizontale $\alpha = 0.15$				

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 .

$$\Sigma_{forces} = P_1 + F_{sp} + F_{WV} + P_2 + F_{WH} = 3\,629\,073.15 \text{ KN}$$

$$\Sigma/G_{moments\ résistants} = M_G/F_{WH} + M_G/F_{SP} + M_G/P_2 = 37\,702\,808.18 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma/G_{moments\ moteurs} = M_G/F_{WV} + M_G/p_1 = 36\,676\,991.71 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma/G = \Sigma/G_{moments\ résistants} - \Sigma/G_{moments\ moteurs} = 1\,025\,816.47 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\Sigma M_G}{\Sigma F}$$

F_{WH} : Force hydrostatique horizontale,

F_{WV} : Force hydrostatique verticale,

P_p : Poids propre du barrage,

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

M_G/F_{WH} : Moment de la force hydrostatique horizontale par rapport au centre de gravité G,

M_G/F_{WV} : Moment de la force hydrostatique verticale par rapport au centre de gravité G,

M_G/F_{SP} : Moment de la force de sous-pression par rapport au centre de gravité G,

M_G/P_P : Moment du poids propre du barrage par rapport au centre de gravité G,

$M_G/F_{H(\text{séisme-eau})}$: Moment de la force accidentelle horizontale de l'eau par rapport au centre de gravité G,

$M_G/F_{H(\text{séisme-barrage})}$: Moment de la force accidentelle horizontale du barrage par rapport au centre de gravité G.

$$e = 0.28 \text{ m} < B/6 = 12.16 \text{ m}$$

d. Vérification des contraintes

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{S} + \frac{\sum M/G}{I}$$

$$I = \frac{B \times h^3}{12} + \frac{B \times 4 \times E_{PCF}}{12} = 154\,894.79 \text{ m}^4$$

$$S = B \times L = 4375.2 \text{ m}^2$$

$$\sum M/G = 1\,025\,816.47 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_v = -F_{WV} - P_1 + P_2 + F_{SP} = 205\,557.99 \text{ Kn}$$

$$(\sigma)_{\text{max}} = \frac{\sum F_v}{S} + \frac{\sum M/G}{I} = 53.60 \text{ MPa}$$

$$(\sigma)_{\text{min}} = \frac{\sum F_v}{S} - \frac{\sum M/G}{I} = 40.35 \text{ MPa}$$

$\sum F_v$: Somme des forces verticales.

P_1 : Poids propre de la voûte.

P_2 : Poids propre des contreforts.

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

F_{WV} : Force hydrostatique verticale.

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

S : Surface de contact entre le barrage et le sol.

I : Moment d'inertie de la fondation.

4. Synthèse sur les résultats d'analyse analytique

Les tableaux IV.5 et IV.6 récapitulent, chacun, pour les deux variantes de profils du barrage analysés, les résultats d'analyse de la stabilité du barrage sous sollicitations statiques et dynamiques.

Tableau IV.5 : Synthèse sur les résultats d'analyse de la stabilité - cas statique

Paramètres	Profil barrage poids		Profil barrage à contreforts
Sollicitations statiques			
Stabilité au glissement	$\varphi = 45^\circ$	$K_s = 1.63$	$K_s = 2.43$
	$\varphi = 54^\circ$	$K_s = 2.25$	$K_s = 3.36$
Stabilité au renversement	$K_c = 2.57$		$K_c = 3.7$
Stabilité interne	$e = 5.8 \text{ m}$		$e = 0.28 \text{ m}$
	$\sigma_{am-max} = 122.96 \text{ MPa}$		$\sigma_{am-max} = 53.6 \text{ MPa}$
	$\sigma_{av-max} = 109.22 \text{ MPa}$		$\sigma_{av-max} = 40.35 \text{ MPa}$

Tableau IV.6: Synthèse sur les résultats d'analyse de la stabilité - cas dynamique

Catégories d'analyse	Profil barrage poids		Profil barrage à contreforts
Sollicitations dynamiques			
Stabilité au glissement	$\varphi = 45^\circ$	$K_s = 1.05$	$K_s = 2.35$
	$\varphi = 54^\circ$	$K_s = 1.38$	$K_s = 3.24$
Stabilité au renversement	$K_c = 1.47$		$K_c = 3.61$
Stabilité interne	$e = 5.8 \text{ m}$		$e = 0.28 \text{ m}$
	$\sigma_{am-max} = 122.96 \text{ MPa}$		$\sigma_{am-max} = 53.6 \text{ MPa}$
	$\sigma_{av-max} = 109.22 \text{ MPa}$		$\sigma_{av-max} = 40.35 \text{ MPa}$

5. Présentation logiciel CAST3M pour la modélisation du barrage BENIBAHDEL

Cast3M est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. CAST3M est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA).

Le développement de CAST3M entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant

servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants.

CAST3M est notamment utilisé dans le secteur de l'énergie nucléaire, comme outil de simulation ou comme plateforme de développement d'applications spécialisées. En particulier, Cast3M est utilisé par l'Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN) dans le cadre des analyses de sûreté des installations nucléaires françaises.

CAST3M se caractérise par une très grande adaptabilité aux multiples applications propres à chaque utilisateur. Les problèmes traités sont variés : mécanique (en statique et en dynamique, en linéaire ou non-linéaire), thermique, thermomécanique, fluides, électromagnétisme ...).

Il s'agit d'un système complet intégrant non seulement des fonctions de calcul, mais également des préprocesseurs utiles à la construction des modèles, et des post-processeurs facilitant l'exploitation des résultats.

Les progrès du matériel informatique a alors permis de développer de nombreuses fonctions qui réduisaient les temps de préparation des jeux de données. Ainsi, il fallait remettre à niveau tous les codes en répercutant dans chacun les améliorations et corrections effectuées dans l'un d'entre eux. De plus, les jeux de données devenaient de plus en plus compliqués et le post-traitement devait être capable de relire des fichiers différents selon les codes de calcul utilisés. À ces problèmes se sont ajoutés de nouveaux besoins tels que des structures plus complexes mettant en jeu des phénomènes variés et couplés (couplage mécanique-thermique) ou bien intégration des fonctions de maillage dans le processus de calcul (optimisation de forme).

Toutes ces considérations ont conduit à repenser à la base le problème du calcul numérique de manière à développer un code de calcul de nouvelle génération : Cast3M.

Contrairement aux anciens codes de calcul, écrits pour résoudre des problèmes donnés et auxquels l'utilisateur doit se plier, Cast3M peut s'adapter aux besoins de l'utilisateur pour résoudre ses problèmes. De plus, Cast3M donne à l'utilisateur la connaissance du problème effectivement posé et des méthodes employées [28].

Une analyse générale effectuée à l'aide des codes de calcul numérique basé sur la méthode éléments finis peut se décomposer en quatre grandes étapes :

- le choix de la géométrie et du maillage,
- la définition du modèle mathématique,
- la résolution du problème discrétisé,
- l'analyse et le post-traitement des résultats.

Chacune des étapes peut également être décomposée en une série de processus élémentaires.

5.1 Choix de la géométrie et du maillage

- Définition des points, lignes, surfaces et volumes.
- Discrétisation.

5.2 Définition du modèle mathématique

- Définition des données caractérisant le modèle : type d'analyse : déformations ou contraintes planes, axisymétrie, séries de Fourier, etc... formulation : mécanique, thermique, fluide, etc... Comportement du matériau : élastique (isotrope, orthotrope, ...), plastique (isotrope, parfait, ...), etc... type d'éléments : poutres, barres, coques, etc...
- Définition des propriétés matérielles (constantes d'élasticité, masse volumique, etc...).
- Définition des propriétés géométriques (section des poutres, inerties, épaisseur des coques, etc..).
- Définition des conditions aux limites.
- Définition des sollicitations.
- Conditions initiales.
- ...

5.3 Résolution du problème discrétisé

- Calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini.
- Assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète.
- Application des conditions aux limites.
- Application des chargements.
- Résolution du système d'équations.

5.4 Analyse et post-traitement des résultats

- Quantités locales : déplacements, contraintes, déformations, etc...
- Quantités globales : déformation maximale, énergie de déformation, etc...

Les modèles utilisés dans notre simulation:

Afin d'évaluer le comportement non linéaire de deux variantes du barrage des Béni Bahdel, un modèle proposé basé sur la théorie d'endommagement développé par [29], a été récemment modifié afin de prendre en compte l'énergie de fissuration. Ce modèle est implémenté dans les versions récentes de CAST3M, et appelé « MICROISO » pour décrire le comportement du béton. En parallèle un modèle mécanique élastique isotrope pour la fondation.

Estimation de l'ouverture des fissures (OUVFIIS DEVELLEPE MATLLAH 2009), l'approche choisie s'inspire librement du travail proposé par les auteurs appliqués dans l'opérateur OUVFISS présent dans CAST3M. La procédure utilisée dans ce travail permet de calculer le champ des ouvertures de fissures ainsi que leurs orientations pour chaque pas de temps de calcul mécanique. [29]

6. Modélisation du barrage des Béni Bahdel en profil poids

6.1 Discrétisation.

6.1.1 Présentation géométrique du profil du barrage à étudier

Le barrage est modélisé en 2D dans cette partie avec une hauteur $H= 55\text{m}$, une base $B= 44\text{m}$, une largeur en crête $L= 10\text{m}$, et un fruit aval $f= 0.84$.

En ce qui concerne la base elle est modélisée en rectangle, on a prit la profondeur égale à la hauteur du barrage 55m et une largeur de 4 fois la hauteur du barrage 220m .

La liaison entre le barrage et la fondation sont supposé parfaite et encastree.

Le modèle mécanique pour la fondation est élastique isotrope, et pour le barrage mécanique endommageable.

Les **tableaux IV.7** donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la fondation et le corps du barrage.

Tableau IV.7: Valeurs des paramètres du modèle utilisés dans les simulations - Profil poids

Paramètre de modèle	Valeur
Corps du barrage	
'RHO' masse volumique	2350 [Kg /m ³]
'YOUN' module de Young	34000 [MPa]
'NU' coefficient de poisson	0.25
Fondations	
'RHO' masse volumique	2350 [Kg /m ³]
'YOUN' module de Young	34000 [MPa]
'NU' coefficient de poisson	0.25
'FP _C ' résistances à la traction	24.9 [MPa]
F _t ' résistance à la traction	2.9 [MPa]
G _f ' énergie du rupture	250 [N/mm ²]
'MP1' facteur influence	0.1 * 'YOUN'

6.1.2 Caractérisation du signal

La **figure IV.13** représente l'historique temporel de l'accélération enregistré durant le séisme de Boumerdès le 31 mai 2003 à 19 heures 44 minutes. La secousse avait une magnitude de 6.8.

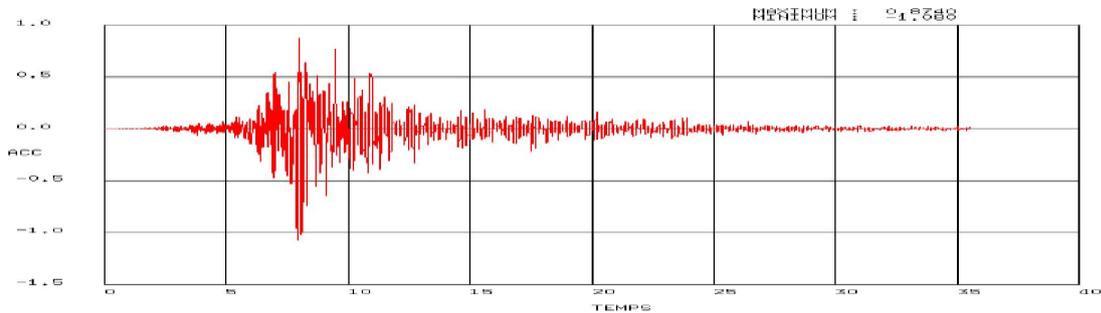


Figure IV.13 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès-2003

6.2 Chargements

Notre barrage est soumis à différentes sollicitations, comme illustré sur la **figure IV.14**:

- Poids propre,
- Souspressions,
- Force hydrostatique,
- Excitations sismique.

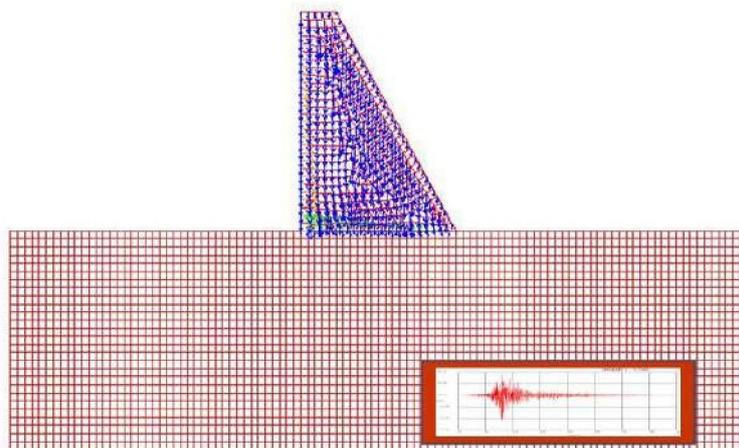


Figure IV.14 : Modélisation barrage des Beni Bahdel avec différentes sollicitations - Profil poids

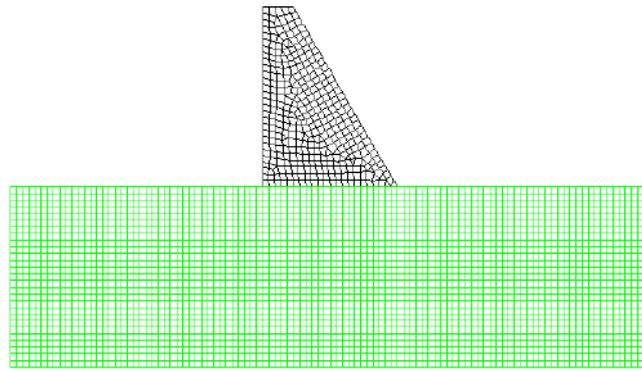


Figure IV.15 : Discretisation du barrage - Profil poids

6.3 Résultats de lamodélisation

6.3.1 Réponselocale

Les figures IV.16 et IV.17 schématisent l'évolution des contraintes suivant l'axe X et Y.

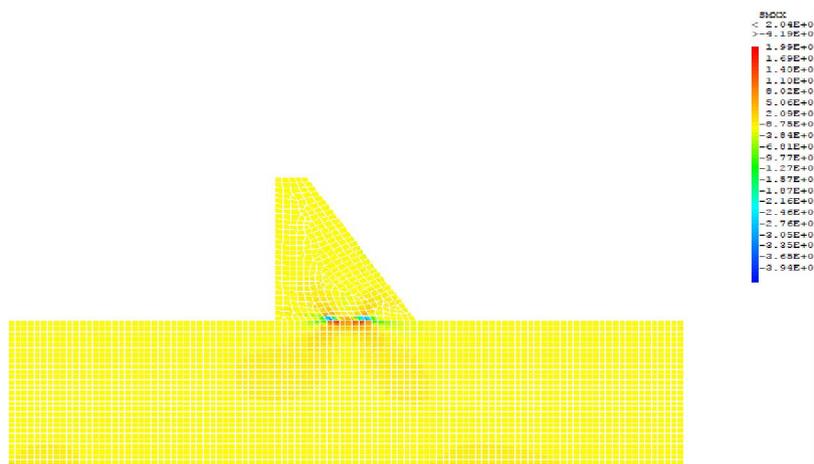


Figure IV.16 : Distributions des champs de contraintes principales suivant X (σ_{xx}) - Profil poids

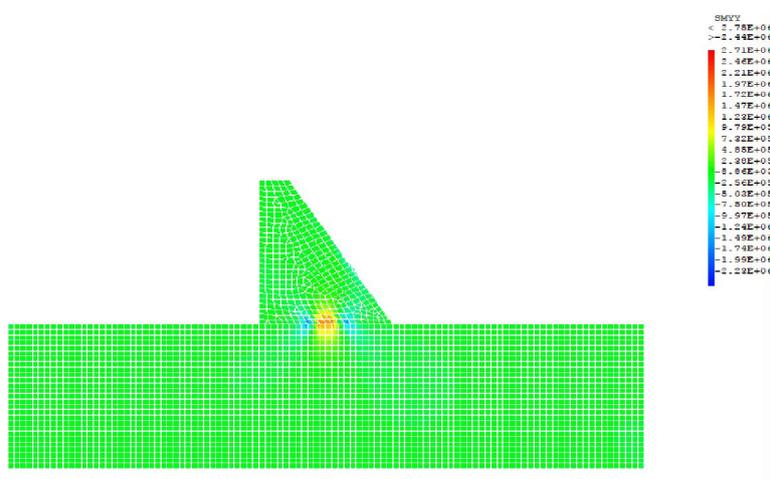


Figure IV.17: Distributions des champs de contraintes principales suivant Y (σ_{yy}) - Profil poids

Au niveau du tableau IV.8 sont récapitulées les plages enveloppes des contraintes de traction et de compressions dans les deux directions.

Tableau IV.8 : Valeurs des contraintes suivant les deux directions X et Y - Profil poids

	Contraintes de compression	Contraintes de traction
Direction X	$\sigma_{x\max} = 1.99 \text{ MPa}$	$\sigma_{x\min} = - 3.94 \text{ MPa}$
Direction Y	$\sigma_{y\max} = 2.71 \text{ MPa}$	$\sigma_{y\min} = - 2.2 \text{ MPa}$

Les contraintes extrêmes sont localisées au niveau de la base du barrage à mi-distance du parement amont. Les contraintes, notamment de traction, restent dans les limites des contraintes de traction admissibles pour les barrages en béton soit $4 < \sigma_{\max} < 6 \text{ MPa}$. La concentration des contraintes à la base du barrage est due essentiellement à l'influence des souspressions.

La figure IV.18 représente les valeurs des microfissurations, après excitation sismique, dont les valeurs extrêmes se localisent sur la moitié de la base du barrage (B/2), allant de 1.30 mm jusqu'à 8.30 mm.

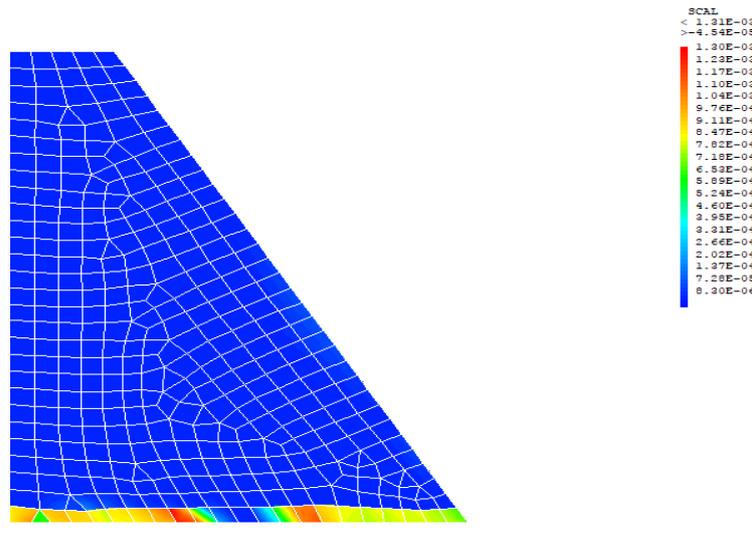


Figure IV.18: Développement de la fissuration sous excitation sismique - Profil poids

La figure IV.19 représente l'endommagement du barrage après excitation sismique, sa valeur est de 0.99. Ce paramètre est souvent compris entre 0 et 1. Une valeur supérieure témoigne de la perte de rigidité du béton du barrage.

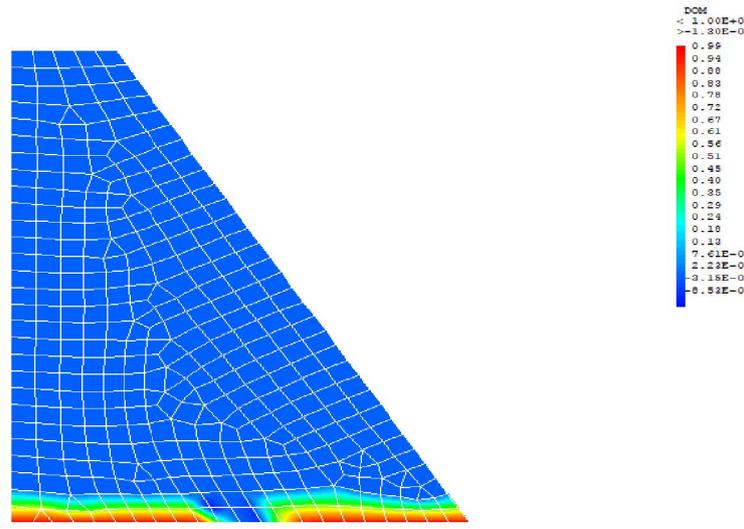


Figure IV.19 : Endommagement du barrage après excitation sismique - Profil poids

6.3.2 Réponse globale

La réponse globale consiste à évaluer les déplacements du barrage en crête. Selon la **figure IV.20**, le déplacement maximal en crête est compris entre 25mm et 30mm.

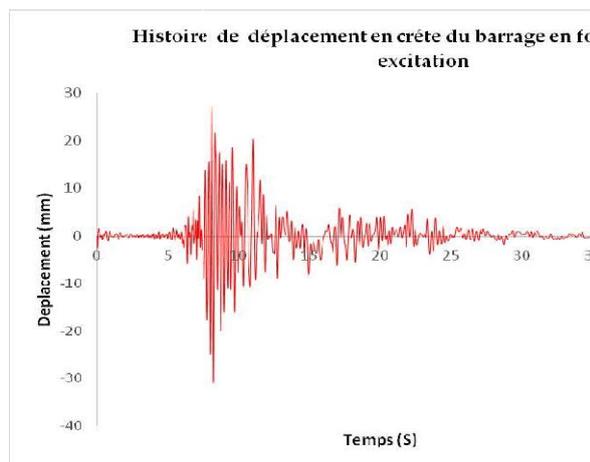


Figure IV.20 : Déplacement en crête du barrage - Profil poids

7. Modélisation barrage des Béni Bahdel en profil contreforts à voûtes multiples

7.1 Discretisation du profil

7.1.1 Présentation du profil du barrage à étudier

Le barrage est modélisé en 3D dans cette partie, la longueur totale du barrage est de 320m. Le modèle choisi se compose de trois éléments de voûtes et quatre contreforts. Ce choix est motivé par la considération réelle relative au comportement du barrage. Le modèle géométrique choisi possède une distance entre axes de 20m, une base $B = 72.92\text{m}$ et une hauteur de $H = 55\text{m}$. La longueur est de 60m. Le **tableau IV.9** récapitule toutes les dimensions utilisées pour la modélisation numérique.

Tableau IV.9 : Dimensions du modèle pour le profil contreforts à voûtes multiples

Dimensions	Voûte	Contreforts
Epaisseur moyenne [m]	0.95 m	3.7
Ouverture [°]	168	-
Diamètre extérieur [m]	20	-
Diamètre intérieur [m]	17.2	-

7.1.2 Hypothèses et conditions aux limites

La liaison entre le barrage et la fondation est supposée parfaite et encadrée.

La liaison contreforts-fondation est du type parfaite et encadrée.

Les liaisons contreforts-contreforts, contreforts-voûtes et voûtes-voûtes sont du type parfaites et encadrées.

Le modèle mécanique défini pour les fondations est élastique isotrope, et pour le barrage mécanique endommageable.

Le **tableau IV.10** donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour les fondations et le corps du barrage.

Tableau IV.10: Valeurs des paramètres du modèle utilisés dans les simulations - Profil contreforts

Paramètre de modèle	Valeur
Corps du barrage	
'RHO' masse volumique	2350 [Kg /m ³]
'YOUN' module de Young	34000 [MPa]
'NU' coefficient de poisson	0.25
Fondations	
'RHO' masse volumique	2350 [Kg /m ³]
'YOUN' module de Young	34000 [MPa]
'NU' coefficient de poisson	0.25
'F _t ' résistances à la traction	2.9 [MPa]
'G _f ' énergie de rupture	250 [N/mm ²]
'MP1' facteur influence	0.1 * 'YOUN'

'ALFA' paramètre de plasticité	40
--------------------------------	----

7.1.3 Caractérisation dusignal

La **figure IV.13** représente l'historique temporel de l'accélération enregistrée durant le séisme deBoumerdès le 31 mai 2003 a 19 heure 44 minutes. La secousse avait une magnitude de 6.8

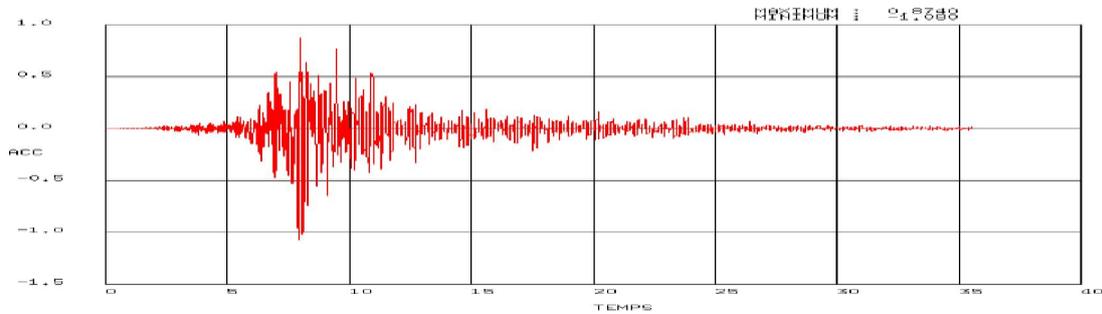


Figure IV.21 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès- 2003

7.2 Chargements

Le modèle est sollicité par les actions décrites ci-dessous:

- Poids propre des voûtes,
- Poids propre des contreforts,
- Sous-pressions,
- Force hydrostatiquehorizontale,
- Force hydrostatiqueverticale,
- Excitationsismique.

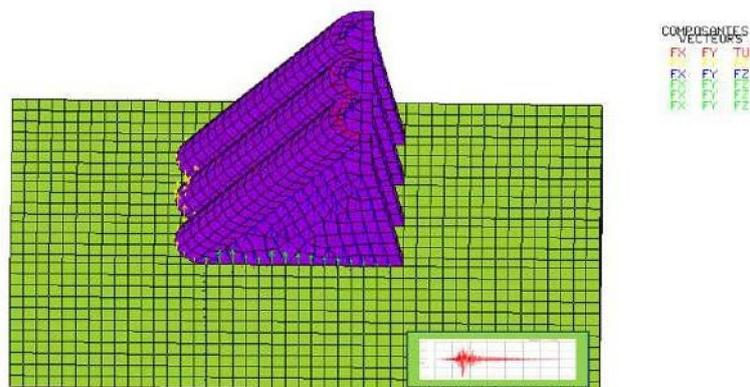


Figure IV.22 : Modélisation du barrage des Béni Bahdel en variante contreforts à voûtes multiples avec différentes sollicitations.

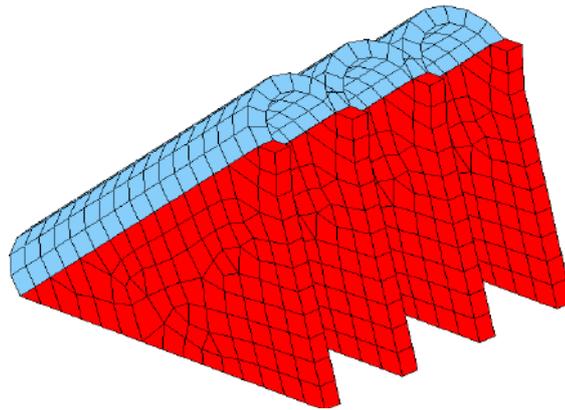


Figure IV.23 : Discrétisation du barrage des Béni Bahdel en variante contreforts à voûtes multiples

7.3 Résultats de lamodélisation

7.3.1 Réponselocale

Les figures IV.24, IV.25 et IV.26 schématisent l'évolution des contraintes suivant l'axe X, Y et Z.

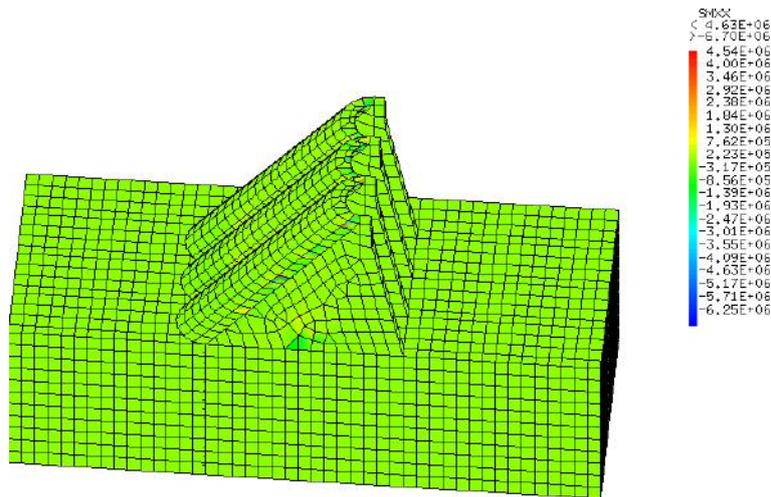


Figure IV.24 : Distributions des champs de contraintes principales suivant X (σ_{xx}) - Profil contreforts

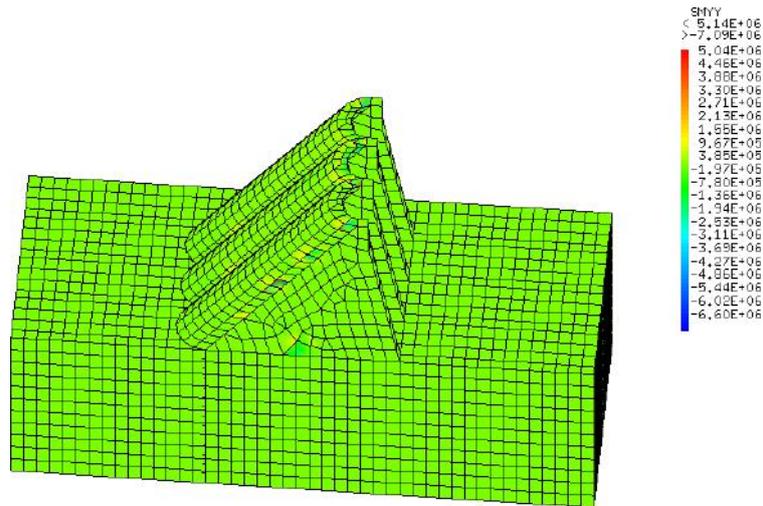


Figure IV.25 : Distributions des champs de contraintes principales suivant Y (σ_{yy}) - Profilcontreforts

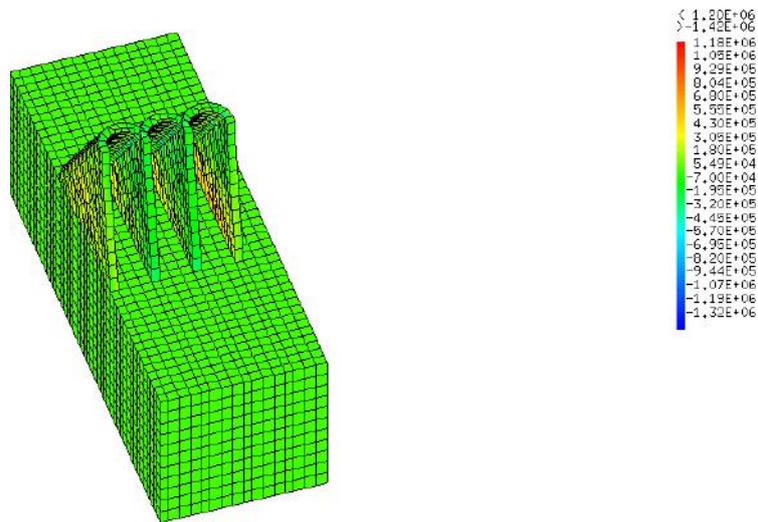


Figure IV.26 : Distributions des champs de contraintes principales suivant Z (σ_{zz}) - Profilcontreforts

Au niveau du **tableau IV.11** sont récapitulées les plages enveloppes des contraintes de traction et de compressions dans les troisdirections.

Tableau IV.11 : Valeurs des contraintes enveloppes suivant les trois directions X, Y et Z - Profil contreforts à voûtes multiples

	Contraintes de compression	Contraintes de traction
Axe X	$\sigma_{xmax} = 4.54 \text{ MPa}$	$\sigma_{xmin} = - 6.25 \text{ MPa}$
Axe Y	$\sigma_{ymax} = 5.04 \text{ MPa}$	$\sigma_{ymin} = - 6.60 \text{ MPa}$
Axe Z	$\sigma_{ymax} = 1.18 \text{ MPa}$	$\sigma_{ymin} = - 1.32 \text{ MPa}$

Les contraintes extrêmes sont localisées dans la direction Y. Les contraintes de traction maximales fluctuent entre 6.25 et 6.60 MPa. Ces valeurs limites ne tiennent pas compte des caractéristiques du béton et de la présence de ferrailage dans le barrage.

La figure IV.27 représente les valeurs des microfissurations, après excitation sismique, dont les valeurs extrêmes se localisent au niveau de l'âme et la tête des contreforts. Les valeurs varient entre 1.29 mm et 2.11 mm.

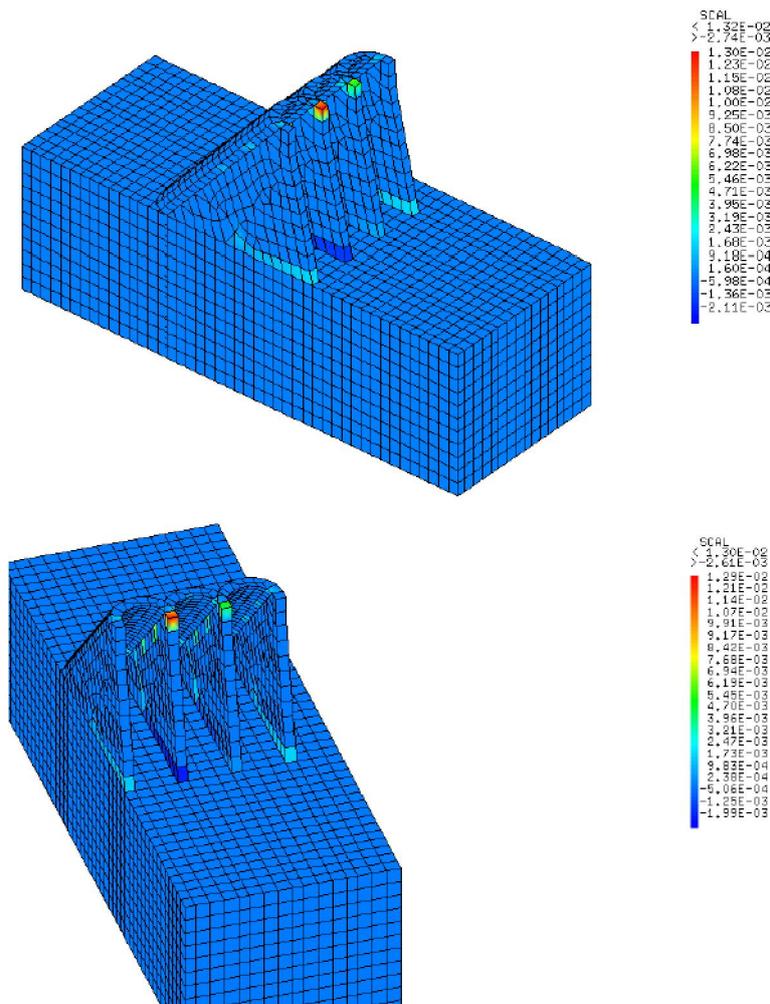


Figure IV.27 : Développement de la fissuration sous excitation sismique - Profil contreforts

La **figure IV.28** représente l'endommagement du barrage après excitations sismique.

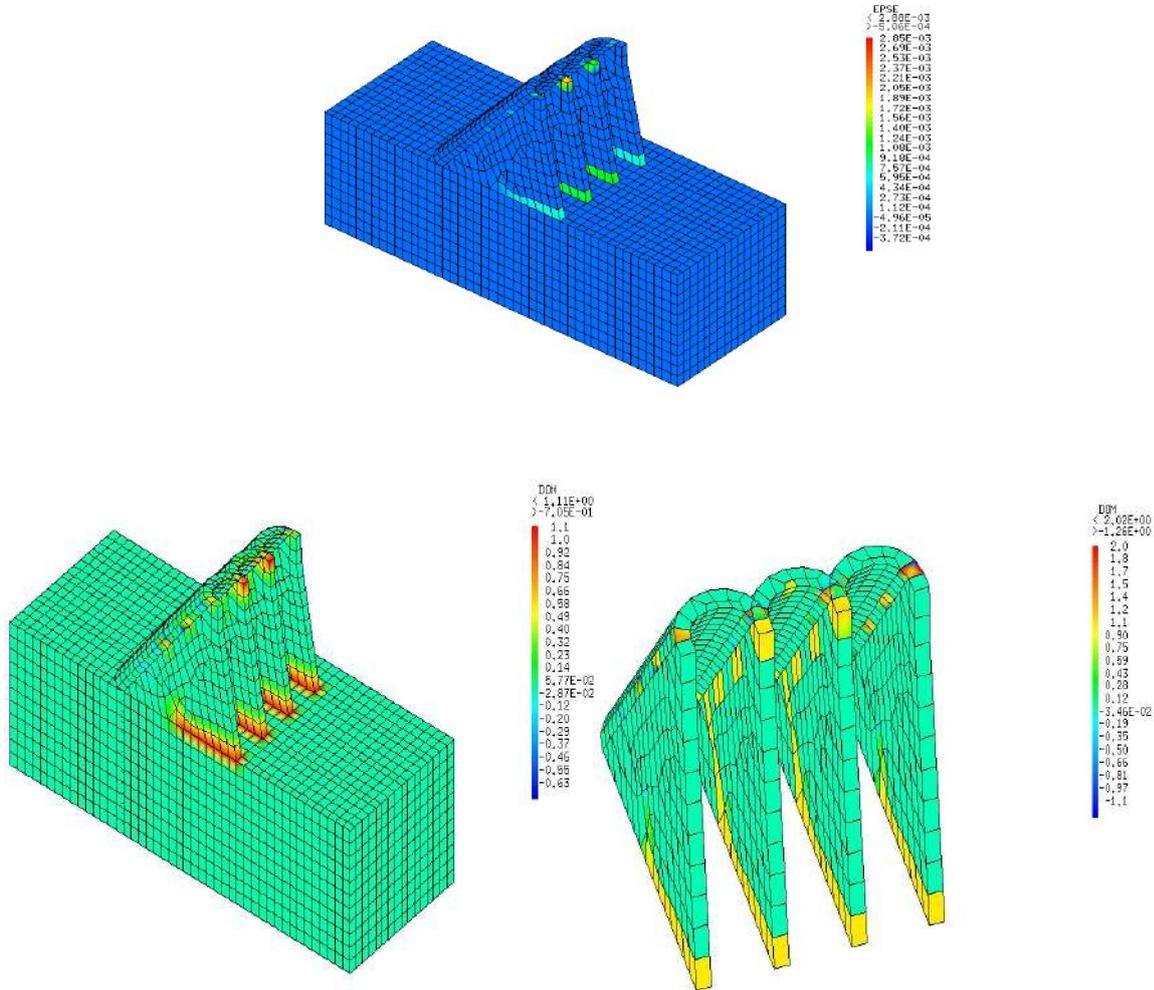


Figure IV.28:Endommagement du barrage après excitation sismique - Profil contreforts

La **figure IV.28** représente l'endommagement du barrage après excitation sismique, sa valeur est de 2. Ce paramètre est souvent compris entre 0 et 1. Une valeur supérieure témoigne de la perte de rigidité du béton du barrage.

7.3.2 Réponse globale

La réponse globale consiste à évaluer les déplacements du barrage en crête. Selon la **figure IV.29**, le déplacement maximal en crête est compris entre 6mm et 11mm.

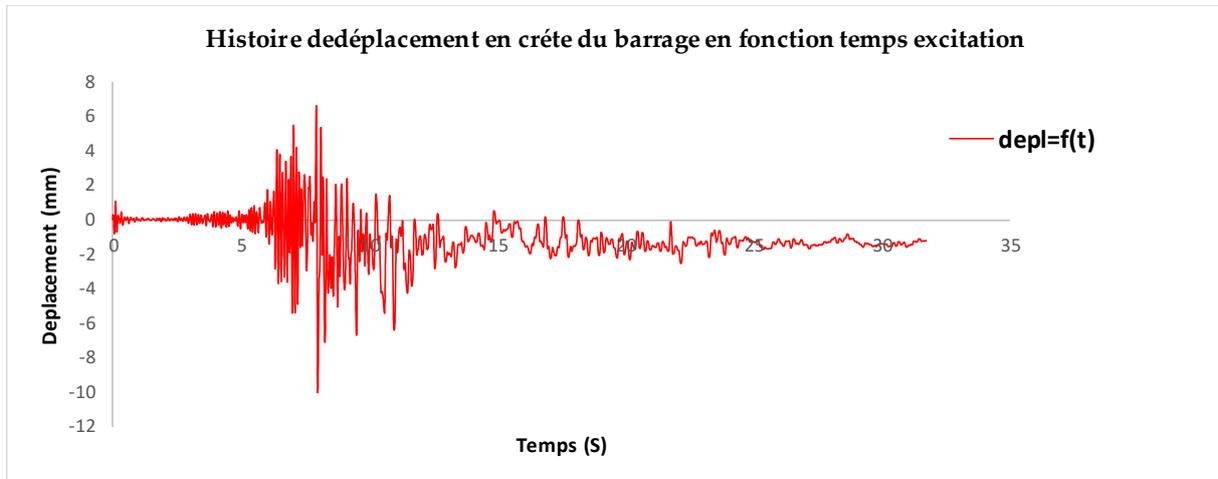


Figure IV.29 : Déplacement en crête du barrage - Profil contreforts

8. Etude comparative entre le barrage poids et le barrage à contreforts multi-voûtes

8.1 Stabilité au glissement et aurenversement

- Le profil contrefort offre de meilleures conditions de stabilité aussi bien contre le glissement que contre le renversement en situation statique.
- La stabilité du profil poids, en situation dynamique est étroitement liée aux conditions de frottement barrage-rocher.
- Le profil contreforts, en matière de stabilité interne, offre des conditions très favorables par rapport au profil poids.
- La répartition des conditions en fondation est plus uniforme en variante contreforts qu'en variante poids. Les contraintes transmises aux fondations sont dans un rapport de 2 entre les deux profils.
- Pour le profil poids, les contraintes diffèrent pour le cas de retenue pleine ou vide.
- Le barrage à profil contreforts présente un autre avantage technique, il n'est pas soumis à une sous-pression appréciable.
- La conception du profil à contreforts en coques cylindriques (voûtes) inclinées avec un fruit $f = 0.95$ permet de mobiliser l'action de l'eau comme sollicitation verticale améliorant la sécurité de l'ouvrage.

8.2 Comportement dynamique

La **figure IV.30** donne un aperçu sur la comparaison des deux profils étudiés en termes de fissuration.

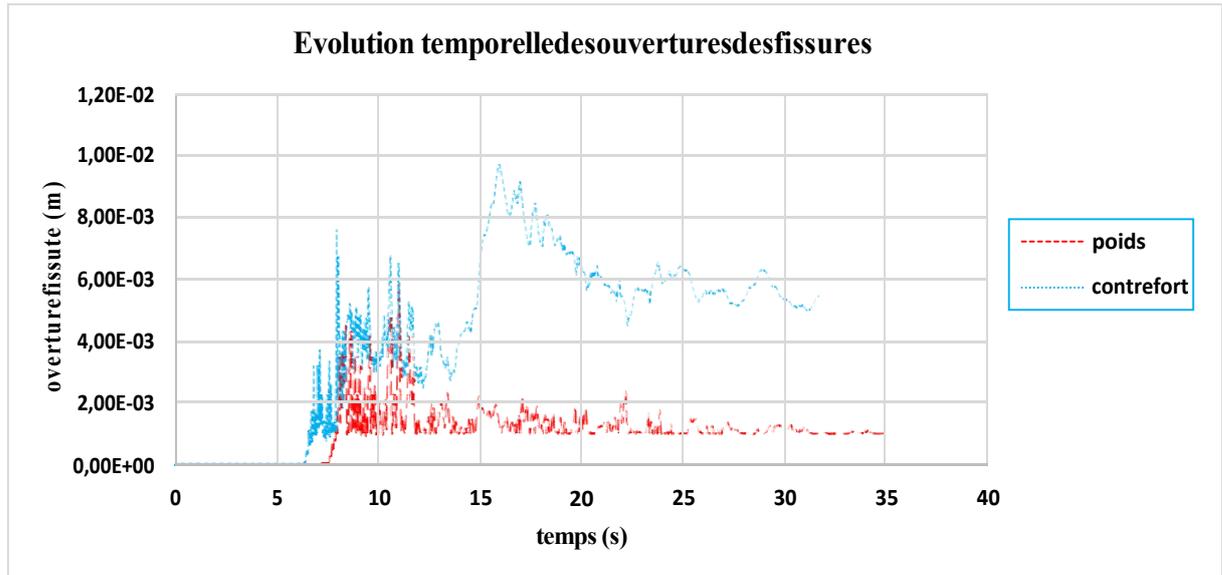


Figure IV.30 : Comparaison des ouvertures des fissures en fonction du temps d'excitation pour les deux variantes

- Les contraintes développées au niveau du profil contreforts sont relativement plus élevées que la variante poids mais reste dans les limites acceptables, notamment en traction.
- En matière de fissuration, un comportement plus ou moins analogue entre les deux profils est enregistré.
- Les déplacements en crête pour le profil poids sont plus importants que le profil contreforts.

8.3 Faisabilité économique

En général, les profils contreforts offrent, pour un même site, une économie en béton de 25 à 30 % par rapport au profil poids. Cette économie devient importante si l'ouverture des voûtes et leurs rayons de courbure sont minimisés. Aussi et pour le cas du barrage à profil contreforts, des Béni Bahdel son adaptation par rapport à l'hétérogénéité géologiques des fondations est meilleure.

Conclusion générale

Le progrès technologique des barrages en remblai a été enregistré particulièrement à travers le développement de la mécanique des sols et des roches. Pour les barrages en béton, la recherche d'outils conceptuels pour dimensionner, en particulier, les barrages voûtes et comprendre leur comportement s'est développée en même temps que s'affinaient les applications de la théorie de l'élasticité et la résistance des matériaux à partir des années 1860 en parallèle avec l'étude des barrages poids. Au début du XIX^e siècle, et en relation avec les moyens disponibles à cette époque, la fabrication, la mise en place et les résistances des bétons, le développement des calculs conceptuels par la méthode des éléments finis n'ont pas connu des progrès et développements considérables. Le manque d'outils conceptuels performants pour dimensionner les barrages voûte et pour comprendre et maîtriser leur comportement constituait des contraintes de taille pour prétendre réaliser des barrages de hauteurs relativement importantes.

Le barrage des Béni Bahdel, dont les études ont démarré en 1929, ouvrage achevé en 1944, présentait de multiples spécificités conceptuelles des ouvrages. Ces spécificités à l'époque, ont constitué des défis techniques assez particuliers dans l'histoire des grands barrages avec de profondes modifications structurelles opérées lors des travaux. Ceci témoigne de nos jours de la qualité originale de l'engineering ayant surmonté l'ensemble des aspects de faisabilité du barrage et de ses ouvrages annexes.

Le modeste travail élaboré dans le présent mémoire, avec 75 années de recul, a permis de consolider le choix technique décidé lors des études de l'aménagement avec une variante de barrages à contreforts à voûtes multiples. Ce choix judicieux n'est pas lié uniquement au profil type du barrage mais également aux détails techniques de choix secondaires. En effet, les aspects conceptuels de détails ont été d'un grand apport quant au comportement de l'ouvrage et qui se résument en:

- Des coques cylindriques dont l'angle d'ouverture est de 168° s'appuyant sur des contreforts inclinés. En amont, les coques cylindriques s'appuient sur un mur parafouille continu d'une largeur de 6 m et de profondeur variant de 8 à 20m.

- Des contreforts, dont le plan médian est vertical et perpendiculaire à la direction générale du barrage, sont pleins, en béton ordinaire. Ils comportent à leur partie basse une semelle d'appui armée d'acier doux. Leur parement amont, sur lequel s'appuient les voûtes, par rapport à l'horizontale, ont une pente de 0.95, le parement aval présente un fruit de 0,30 de la base à la côte 637 m, puis de 0,05 de la côte 637 m au sommet. Pour éviter leur flambement, les contreforts sont contreventés par deux séries d'entretoisés établies à la côte 634 m et trois à la côte 621 m. Au niveau du sol de fondation, tous les contreforts sont réunis en amont par le mur dit parafouille surmonté des massifs de butée des voûtes.

Les conclusions fondamentales déduites de ce travail en relation avec l'analyse comparative des deux variantes de conception du barrage des Béni Bahdel à savoir le profil poids et à contreforts peuvent être résumées en ce qui suit:

Conclusion générale

- Le profil contrefort offre de meilleures conditions en matière de stabilité contre le glissement et contre le renversement en mode statique et dynamique, en terme de stabilité interne et enfin, en ce qui concerne la répartition des contraintes en fondations,
- La stabilité du profil poids, en situation dynamique est étroitement liée à la qualité du rocher des fondations, et exige impérativement un angle de frottement béton-rocher supérieur ou égal à 45° ,
- Le profil en barrage poids est influencé par le remplissage du réservoir en matière de répartition des contraintes amontaval,
- Les sous pressions en fondations ont un impact sur la stabilité et sur l'économie des profils de barrages étudiés, la situation est plus favorable pour le profil à contreforts,
- La conception du profil à contreforts en coques cylindriques (voûtes) inclinées avec un fruit $f = 0.95$ a contribué à la mobilisation de l'action de l'eau comme sollicitation verticale améliorant la sécurité de l'ouvrage,
- Les contraintes développées au niveau du profil contreforts sont relativement plus élevées que la variante poids mais reste dans les limites acceptables, notamment en traction,
- En matière de fissuration, un comportement plus ou moins analogue entre les deux profils est enregistré.
- Les déplacements en crête pour le profil poids sont plus importants que le profil contreforts.

Le choix de la conception en barrage à contreforts avec des coques cylindriques inclinées vers l'aval est une conception qui a permis, outre l'aspect économique appréciable de l'ouvrage, l'adaptation aux conditions géologiques spécifiques, d'assurer la stabilité et la sécurité du barrage sans risques majeurs.

Références bibliographiques

- [1] : **SCHLEIS, A.J et POUGATSCH, H.** 2011. Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaire romandes.
- [2] : **ROUISSAT, B.** 2014-2020. Cours ouvrages hydrauliques, département d'hydraulique, université Abou-bekrBelkaid, Tlemcen
- [3] : **LE DELLIOU, P.** 2007. Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition. Presse universitaire de Lyon.
- [4] : **CFGB.**2002. Comité français des grands barrages. Groupe de travail "barrages poids". Justification des barrages poids.
- [5] : **SHNITTER, NJ.** 1994. A history of dams : The usefulpyramids. Balkema, Rotterdam.
- [6] : **MEMENTO DES ELUS LOCAUX.** 2004. Prévention des risques d'origine naturelle et technologique, 5^{ème} édition.
- [7] : **MAISON DES ASSOCIATIONS.**Des vies et des barrages. 2013. Chambéry. Conférence sur l'impact social des grands barrages dans les pays en voie de développement.
- [8] : **EPFL.** 2006. Conception des barrages. Ecole polytechnique de Lausanne.
- [9] : **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 II.
- [10] : **BOUTIN, C.** 1996. Modélisation et analyse sismique des barrages poids en béton et corrélation expérimentale : cas du barrage de Beaucharnois.
- [11] : **CRESPO, F.** 1996. Calcul des barrages. Cours de travaux hydrauliques,Technicum du soir Lausanne.
- [12] :**ZANGAR, C.N.** 1952. Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects, Engineering monograph N° 11, bureau of Reclamation.
- [13] : **AZOUZ, D.** 2017. Etude de stabilité interne d'un barrage rigide (en présence d'un séisme), cas du barrage k'sob. Mémoire de master en génie civil, Université Mohammed Boudiaf M'sila.
- [14] :**CFGB.** 2012. Recommandations pour la justification du comportement des barragesvoûtes, Comité français des grands barrages.
- [15] : **DURAND, J M et al.**1999.Techniquesdes petit barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, Cemagref éditions.
- [16] : **FELL, R et al.** 2005. Geotechnical engineering of dams. British Library Cataloguing in Publication Data.
- [17] : **CARRERE, A.**1994. Barrages,Traité construction, C5 555,p 2-24.
- [18] : **ROYET, P.** 2002. La surveillance et l'entretien des petits barrages, Cemagref.
- [19] : **EL BOUDKHILI, M A.** 2014.Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids. Mémoire de master, université Abou-bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [20] : **LOMBARDI, J.**1998.Idée reçues sur l'injection des roches, école polytechnique fédérale de lausanne.
- [21] : **STUCKY, M.J.**1975. Aménagement de chute d'eau et irrigation : barrage en béton. Ecole polytechnique fédérale de lausanne.
- [22] : **DEGOUTTE, G.**2002. Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref éditions.

Références bibliographiques

- [23] : **GOUVENOT, D et BOURGOISE,F.D.**2002. Traitement des fruits du barrage : nouvelles technologies.
- [24] : **C.I.M béton.** 2004. Les coulis et les bétons pour les fondations spéciales, documentation technique.
- [25] : **STUCKY, A.** 1937. Le barrage des Béni Bahdel, ouvrage en béton armé à voûtes de 20 m de portée. Bulletin technique de la suisse romande.
- [26] : **SEGGTH.** 1966. Monographie des grands barrages, le barrage de Meffrouche. Service des études générales et grands travaux hydrauliques, arrondissement études d'Oran.
- [27] : **CAMPENON, B.** 1951. Les travaux de construction du barrage des Béni Bahdel, Congrès des grands barrages, New Delhi.
- [28] : **LE FICHOUX, E.**2011. Critère et utilisation de Cast3m.Ecole nationale supérieur des techniques avancées.
- [29] : **MATALLAH, M et al.**2009. A practical method to estimate crack openings in concrete structures, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.