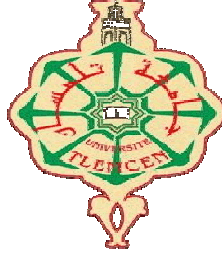


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان  
Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen  
Faculté de TECHNOLOGIE



## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master

En : Génie civil

Spécialité : Structures

**Mouhsine ROUISSAT**

**Inès Fatima SAFI-BENSLIMANE**

Sujet

# ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES VOÛTES

Soutenu publiquement, en juin 2024, devant le jury composé de

M. Abou-bekr Nabil	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M. Matallah Mohammed	Professeur	Univ. Tlemcen	Encadreur
M. Taibi Abdelsemi	Docteur	Univ. Tlemcen	Co- Encadreur
Mme Benmansour Nassima	MCA	Univ. Tlemcen	Examinatrice

## **Dédicaces**

Le premier hommage va à mes chers parents, mon père pour sa présence et son sacrifice et ma mère pour sa bienveillance illimitée.

A mes frères Chaib, Abdelhak, Kheireddine et Chakib pour leur soutien indéfectible

Mes vifs remerciements à mes belles sœurs, mon très cher oncle Fethi Benchabane ainsi que tous mes oncles et tantes et cousines

A toute ma famille pour leur soutien permanent

A mes amis (es) pour leur présence et leur amitié précieuse qui a accompagné mon parcours.

**Inès Fatima SAFI-BENSLIMANE**

A mes chers parents

A mon frère Abdelhakim et ma sœur Wafaâ

A tous mes proches

A mes amis (es)

Aux collègues de ma promotion

**Mouhsine ROUISSAT**

## Remerciements

La réalisation de ce travail ne pouvait se faire sans la participation et la contribution précieuses de plusieurs personnes que le devoir nous exige de remercier en leur adressant notre profonde gratitude.

En premier lieu, les dettes de reconnaissances contractées tout au long de la confection de ce mémoire vont au Professeur Mohammed Maatallah pour son aide, son encadrement, ses enrichissements scientifiques de très haut niveau et ses orientations valeureuses. Sa vision professionnelle, son expérience du terrain ont constitué un appui fondamental pour la qualité du travail élaboré.

Nos remerciements appuyés vont également au Dr Taibi Abdelsemi qui mérite notre profonde reconnaissance pour tous les efforts qu'il a déployés tout au long de l'élaboration du présent travail. Notre gratitude s'adresse à lui en guise de sa disponibilité, sa patience, son dévouement et ses compétences dans le calcul des structures.

Professeur Abou-bekr Nabil nous a fait l'honneur d'accepter de présider notre jury, qu'il trouve ici l'expression de notre gratitude. Outre sa qualité de Président, le Professeur Abou-bekr Nabil, possédant une large expérience dans le domaine, a constamment manifesté son intérêt pour ce type de thématiques.

Dr Benmansour Nassima, maître de conférences a bien voulu lire et examiner ce mémoire. Sa présence dans le jury nous a beaucoup honoré et on la prie de vouloir trouver ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.

Notre sincère reconnaissance va également à tous nos enseignants qui nous ont permis, à travers le transfert de leurs connaissances, d'acquérir des aptitudes académiques et scientifiques pour l'élaboration de ce projet de fin d'études.

## Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	
Liste des annotations	
Résumés	
Introduction générale	

### Chapitre I : Le monde des barrages

<b>1. INTRODUCTION</b>	5
<b>2. BREF HISTORIQUE ET PROGRES SCIENTIFIQUES DES BARRAGES</b>	5
<b>3. IMPACTS CAUSES PAR LES BARRAGES</b>	6
3.1. Impact social et environnemental	6
3.2. Impact politique	7
3.3. Impact énergétique	8
3.4. Impact économique	8
<b>4. ENJEUX SECURITAIRES ASSOCIES AUX BARRAGES</b>	9
4.1. Conséquences de ruptures des barrages	9
4.2. Enseignements des ruptures des barrages	9
4.3. Exposé de la rupture du barrage de Derna en Lybie	10
<b>5. CRITERES DE CHOIX DU TYPE DU BARRAGE</b>	11
<b>6. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE ET SELECTION DU TYPE DE BARRAGE</b>	12
6.1. Principaux critères d'orientation	12
6.2. Exemple d'étude de sélection du type de barrage	13
<b>7. DIFFERENTS TYPES DES BARRAGES</b>	14
7.1. Barrages en remblais	14
7.1.1. Les barrages en terre homogène	15
7.1.2. Les barrages en terre à noyau étanche	15
7.1.3. Les barrages en terre à masque amont	15
7.1.4. Les barrages en enrochement	15
7.2. Barrages en béton	17
7.2.1. Barrage poids BCV	17
7.2.2. Barrages poids BCR	18
7.2.3. Les barrages voûtes et multi-voûtes	20
7.2.4. Les barrages à contreforts	21
<b>8. CONCLUSION</b>	22

## Chapitre II : Critères conceptuels des barrages en béton

<b>1. INTRODUCTION</b> .....	24
<b>2. SITUATIONS DE PROJET</b> .....	24
<b>3. CRITERES SECURITAIRES</b> .....	25
<b>4. ELEMENTS CONCEPTUELS</b> .....	26
4.1. Barrage poids .....	26
4.1.1. Profil géométrique .....	26
4.1.2. Caractérisation des sollicitations .....	28
4.1.3. Stabilité des barrages poids .....	32
4.1.4. Calcul de l'excentricité de la résultante des forces .....	33
4.1.5. Vérification dynamique, approche simplifiée : méthode pseudo-statique.....	34
4.2. Barrages à contreforts .....	35
4.2.1. Avantages et limitation du profil .....	35
4.2.2. Distribution des sollicitations .....	37
4.3. Barrage voûtes.....	39
4.3.1. Caractérisation du profil type .....	41
4.3.2. Rôle de la double courbure.....	44
<b>5. CONCLUSION</b> .....	45

## Chapitre III : Exploration du comportement des barrages voûtes

<b>1. COMPLEXITE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES VOUTES</b> .....	48
1.1. Importance des fondations dans les projets de barrages .....	48
1.2. Exigences géologiques.....	48
1.3. Comportement au niveau de l'interface barrage-fondation.....	51
1.3.1. Caractérisation de la zone de contact .....	51
1.3.2. Résistance au cisaillement de l'interface béton-rocher .....	52
1.3.3. Glissement au niveau de l'interface barrage-fondations .....	52
1.4. Cisaillement à la base des consoles centrales.....	53
1.5. Comportement des joints de contraction.....	54
1.6. Contraintes excessives dans le béton .....	54
1.7. Déformations et déplacements .....	54
1.8. Vieillissement.....	56
1.8.1. Gonflement.....	57
1.8.2. Retrait, fluage du béton.....	57

1.8.3.	Dégradation conjuguée composants -milieu.....	57
1.8.4.	Faible résistance au gel-dégel.....	58
1.8.5.	Fissuration du béton des barrages voûtes .....	58
1.9.	Résistance aux sollicitations dynamiques .....	58
<b>2.</b>	<b>REPONSE DES BARRAGES VOÛTES AUX CONTRAINTES THERMIQUES.....</b>	<b>59</b>
2.1.	La température de clavage de la voûte.....	60
2.2.	La température de l'air.....	60
2.3.	La température de l'eau .....	60
2.4.	Distribution des contraintes thermiques.....	60
<b>3.</b>	<b>AUSCULTATION DES BARRAGES VOÛTES .....</b>	<b>61</b>
3.1.	Objectifs.....	61
3.2.	Instruments et moyens de mesure des barrages.....	62
3.2.1.	Comportement mécanique du barrage .....	63
3.2.2.	Comportement hydraulique du barrage.....	63
<b>4.</b>	<b>SYNTHÈSE SUR LE COMPORTEMENT DES BARRAGES VOÛTES .....</b>	<b>64</b>
<b>5.</b>	<b>EXPLORATION CONCEPTUELLE DES BARRAGES VOÛTES, ÉTUDE DE CAS .....</b>	<b>64</b>
5.1.	Contexte global .....	64
5.2.	Paramètres conceptuels du profil type conjugués aux critères de stabilité .....	65
5.2.1.	Morphologie de la vallée.....	65
5.2.2.	Rigidité.....	65
5.2.3.	Ouverture de l'arc et rayon de courbure .....	65
5.3.	Analyse paramétrée des critères conceptuels, étude de cas.....	65
5.3.1.	Elancement de la vallée.....	66
5.3.2.	Ouverture de l'arc et rayon de courbure .....	66
5.4.	Analyse de la stabilité du barrage au glissement.....	66
5.4.1.	Sollicitations .....	66
5.4.2.	Influence du frottement sur l'interface barrage – fondations .....	67
5.4.3.	Influence de la cohésion sur l'interface barrage – fondations .....	67
5.5.	Analyse de la stabilité du barrage au renversement.....	68
5.6.	Calcul de l'excentricité de la résultante .....	68
5.7.	Mise en évidence de l'effet voûte sur la stabilité du barrage .....	69
<b>6.</b>	<b>CONCLUSION .....</b>	<b>69</b>
	<b>Chapitre IV : Analyse numérique du comportement mécanique des barrages voûtes</b>	
<b>1.</b>	<b>ROLE DE LA MODELISATION DANS L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES.....</b>	<b>72</b>

<b>2. EQUATIONS FONDAMENTALES POUR LES MODELES NUMERIQUES</b> .....	73
2.1. Modèle de Fichant .....	73
2.2. Evaluation des ouvertures des fissures (OUVFISS).....	75
<b>3. ANALYSE DU COMPORTEMENT STATIQUE D'UN BARRAGE VOUTE DE 100 M DE HAUT</b> .....	76
3.1. Description du modèle de barrage .....	76
3.2. Résultats de l'analyse du comportement statique du barrage.....	78
3.2.1. Analyse des déplacements.....	78
3.2.2. Evaluation analytique des déformations au niveau de la clé centrale .....	81
3.2.3. Analyse des contraintes.....	82
3.2.4. Analyse du comportement non linéaire.....	83
<b>4. ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE</b> .....	84
4.1. Caractéristiques du signal sismique considéré dans la modélisation.....	85
4.2. Analyse du comportement linéaire du barrage.....	86
4.2.1. Analyse des contraintes.....	86
4.2.2. Analyse des déplacements.....	87
4.3. Analyse du comportement non linéaire du barrage .....	88
<b>5. RETOUR D'EXPERIENCE SUR LE COMPORTEMENT DES BARRAGES VOUTES</b> ..	90
<b>6. CONCLUSION</b> .....	91

## Chapitre V : Analyse numérique du comportement thermique des barrages voûtes

<b>1. INTRODUCTION</b> .....	95
<b>2. MODÈLE NUMÉRIQUE ET DONNÉES D'ENTRÉE POUR LE MODÈLE</b> .....	95
<b>3. ÉTAPES POUR LE CALCUL DES CONTRAINTES</b> .....	97
<b>4. ANALYSE LINÉAIRE</b> .....	98
4.1. Analyse des déplacements .....	98
4.2. Analyse des contraintes .....	99
<b>5. COMPARAISON ENTRE RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET ANALYTIQUES</b> .....	100
5.1. Calcul Analytique .....	101
5.2. Comparaisons des résultats .....	101
<b>6. CONCLUSION</b> .....	102

**Conclusion générale**

**Références bibliographiques**

# Liste des figures

## Chapitre I

<b>Figure I.1.</b> Ruptures des barrages en fonction de leurs types(Poupart, 2020)	10
<b>Figure I.2.</b> Ruptures des barrages en fonction des états critiques (Poupart, 2020)	10
<b>Figure I.3.</b> Propagation de l'onde de rupture du barrage Derna en Lybie	11
<b>Figure I.4.</b> Ampleur des dégâts - Rupture du barrage Derna en Lybie	11
<b>Figure I.5.</b> Différents types de barrages en remblais	14
<b>Figure I.6.</b> Barrage en terre homogène	16
<b>Figure I.7.</b> Profil type d'un barrage en terre homogène	16
<b>Figure I.8.</b> Barrage zoné à noyau central	16
<b>Figure I.9.</b> Profils types d'un barrage zoné	16
<b>Figure I.10.</b> Barrage à masque amont	16
<b>Figure I.11.</b> Profils types d'un barrage à masque amont	16
<b>Figure I.12.</b> Barrage en enrochements	16
<b>Figure I.13.</b> Profil type d'un barrage en enrochements	16
<b>Figure I.14.</b> Types de barrages en béton	17
<b>Figure I.15.</b> Profil type d'un barrage poids BCV	18
<b>Figure I.16.</b> Barrage poids BCV (Norris, USA)	18
<b>Figure I.17.</b> Profil type d'un barrage poids BCR	20
<b>Figure I.18.</b> Barrage poids BCR (Koudiat Acérdoune, Algérie)	20
<b>Figure I.19.</b> Profil type d'un barrage voûte	21
<b>Figure I.20.</b> Photos d'un barrage poids voûte	21
<b>Figure I.21.</b> Profil type d'un barrage à contreforts	21
<b>Figure I.22.</b> Barrage à contreforts (Ksob, Algérie)	21

## Chapitre II

<b>Figure II.1.</b> Forces exercées sur un barrage poids à profil triangulaire	26
<b>Figure II.2.</b> Diagramme des sous pressions considérés sur un barrage poids	28
<b>Figure II.3.</b> Diagrammes de sous-pressions – absence de dispositif de drainage	29
<b>Figure II.4.</b> Diagrammes de sous-pressions – présence de dispositif de drainage	29
<b>Figure II.5.</b> Illustration du contact béton – rocher pour un barrage poids	30
<b>Figure II.6.</b> Forces agissant sur un barrage poids	31
<b>Figure II.7.</b> Relation entre la surface de base comprimée et la position de la résultante	34
<b>Figure II.8.</b> Types de profils des barrages à contreforts	36
<b>Figure II.9.</b> Dispositions conceptuelles des barrages à contreforts évidés	36
<b>Figure II.10.</b> Répartition de la charge entre le contrefort et la fondation propre de la voûte	38
<b>Figure II.11.</b> Distribution des sous pressions sous les barrages à contreforts	39
<b>Figure II.12.</b> Fonctionnement conjugué arc-console d'un barrage voûte	40
<b>Figure II.13.</b> Différents type de barrages voûtes	41
<b>Figure II.14.</b> Eléments conceptuels des arcs et consoles des barrages voûtes	42



<b>Figure II.15.</b> Définitions des critères géométriques des arcs	<b>43</b>
<b>Figure II.16.</b> Profil type d'un barrage voûte à simple et double courbure	<b>44</b>
<b>Figure II.17.</b> Avantages structurels des barrages voûtes à simple et double courbure	<b>45</b>

### **Chapitre III**

<b>Figure III.1.</b> Géologie typique de faisabilité des barrages voûtes	<b>50</b>
<b>Figure III.2.</b> Réalisation et ancrage des plots de rives d'un barrage voûte	<b>50</b>
<b>Figure III.3.</b> Fondations et redans inclinés vers l'amont	<b>52</b>
<b>Figure III.4.</b> Fondations inclinés vers l'amont	<b>52</b>
<b>Figure III.5.</b> Direction et l'ampleur de la force de poussée de la fondation au niveau de l'interface barrage voûte-fondation	<b>53</b>
<b>Figure III.6.</b> Fissuration du pied amont – Ouverture du contact amont	<b>54</b>
<b>Figure III.7.</b> Déplacement absolu amont-aval de la voûte lors du premier remplissage	<b>55</b>
<b>Figure III.8.</b> Illustration des déplacements en crête et en pied de la console de clé pour un cycle saisonnier	<b>56</b>
<b>Figure III.9.</b> Décomposition phénoménologique de la réponse en déformation du béton des barrages	<b>57</b>
<b>Figure III.10.</b> Effets de la température sur les déformations des barrages voûtes	<b>63</b>
<b>Figure III.11.</b> Effets de la température sur les déformations des barrages voûtes	<b>63</b>
<b>Figure III.12.</b> Mesure des sous pressions, des débits de fuite et de drainage	<b>64</b>
<b>Figure III.13.</b> Exploration de l'effet voûte pour la stabilité du barrage	<b>69</b>

### **Chapitre IV**

<b>Figure IV.1.</b> Caractérisation du modèle numérique du barrage	<b>77</b>
<b>Figure IV.2.</b> Chargement – Pression hydrostatique	<b>77</b>
<b>Figure IV.3.</b> Déplacement radial (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire	<b>79</b>
<b>Figure IV.4.</b> Déplacement orthoradial (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire	<b>79</b>
<b>Figure IV.5.</b> Variation des déplacements en clé en relation avec les angles d'ouverture de la voûte	<b>81</b>
<b>Figure IV.6.</b> Contraintes radiales (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire	<b>82</b>
<b>Figure IV.7.</b> Contraintes orthoradiales (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire	<b>83</b>
<b>Figure IV.8.</b> Champs d'endommagement (angles d'ouverture de 80 à 140°), analyse statique non linéaire	<b>84</b>
<b>Figure IV.9.</b> Signal sismique de Boumerdès, 31 mai 2003 à 19h44	<b>86</b>
<b>Figure IV.10.</b> Variation des contraintes radiales, analyse dynamique linéaire	<b>86</b>
<b>Figure IV.11.</b> Variation des contraintes orthoradiales, analyse dynamique linéaire	<b>87</b>
<b>Figure IV.12.</b> Variation des déplacements en fonction du temps, analyse dynamique linéaire	<b>87</b>
<b>Figure IV.13.</b> Champs d'endommagement, analyse dynamique non linéaire (angles d'ouverture de 100 et 130°)	<b>89</b>
<b>Figure IV.14.</b> Ouverture des fissures- EP-YY- Clé	<b>89</b>
<b>Figure IV.15.</b> Ouverture des fissures- EP-YY- Naissance	<b>89</b>
<b>Figure IV.16.</b> Evolution de l'ouverture des fissures en fonction du temps pour $2\varphi = 100^\circ$	<b>90</b>

## Chapitre V

<b>Figure V.1.</b> Courbe de température quotidienne moyenne annuelle	<b>96</b>
<b>Figure V.2.</b> Répartition de la température de l'eau du réservoir sous un niveau d'eau normal	<b>97</b>
<b>Figure V.3.</b> Étapes de calcul des contraintes thermiques	<b>97</b>
<b>Figure V.4.</b> Déplacements pour $2\varphi = 160^\circ$	<b>98</b>
<b>Figure V.5.</b> Déplacements pour $2\varphi = 130^\circ$	<b>98</b>
<b>Figure V.6.</b> Variation des contraintes radiales et orthoradiales ( $2\varphi = 160^\circ$ )	<b>99</b>
<b>Figure V.7.</b> Variation des contraintes radiales et orthoradiales ( $2\varphi = 130^\circ$ )	<b>100</b>

# Liste des tableaux

## Chapitre I

<b>Tableau I.1.</b> Analyse technico-économique pour le choix du type de barrage	<b>13</b>
--	-----------

## Chapitre III

<b>Tableau III.1.</b> Impact des considérations géologiques sur les fondations des barrages	<b>49</b>
<b>Tableau III.2.</b> Illustration des déplacements en crête	<b>56</b>
<b>Tableau III.3.</b> Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton	<b>62</b>
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitation appliquées sur le barrage	<b>66</b>
<b>Tableau III.5.</b> Modules des forces appliquées au barrage	<b>66</b>
<b>Tableau III.6.</b> Calcul de stabilité au glissement – Effet du frottement	<b>67</b>
<b>Tableau III.7.</b> Calcul de stabilité au glissement – Effet de la cohésion	<b>68</b>
<b>Tableau III.8.</b> Calcul de stabilité au renversement	<b>68</b>
<b>Tableau III.9.</b> Influence des ouvertures de la voûte et de l'angle d'attaque sur la stabilité au glissement du barrage	<b>69</b>

## Chapitre IV

<b>Tableau IV.1.</b> Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation	<b>78</b>
<b>Tableau IV.2.</b> Variation des déplacements extrêmes, en crête, en relation avec les angles d'ouverture de la voûte - Analyse statique linéaire	<b>80</b>
<b>Tableau IV.3.</b> Variation des déformations à l'interface barrage-fondations en relation avec les angles d'ouverture de la voûte	<b>81</b>
<b>Tableau IV.4.</b> Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes basée sur l'auscultation	<b>91</b>

## Chapitre V

<b>Tableau V.1.</b> Paramètres utilisés pour l'analyse thermique	<b>96</b>
<b>Tableau V.2.</b> Comparaison des contraintes de traction – Analyse thermique et mécanique	<b>100</b>
<b>Tableau V.3.</b> Comparaison des résultats numériques et analytiques du comportement thermique du barrage	<b>101</b>

## Liste des abréviations

<b>Abréviation</b>	<b>Significations</b>
<b>BBC</b>	<b>British Broadcasting Corporation</b>
<b>BCR</b>	<b>Béton Compacté au Rouleau</b>
<b>BCV</b>	<b>Béton Conventionnel Vibré</b>
<b>CASTEM</b>	Abréviation du logiciel de Calcul et Analyse des <b>S</b> T <b>Structures En Mécanique</b>
<b>CFBR</b>	<b>Comité Français des Barrages et Réservoirs</b>
<b>CIGB</b>	<b>Commission International des Grands Barrages</b>
<b>EDF</b>	<b>Électricité De France</b>
<b>EPFL</b>	<b>Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne</b>
<b>FERC</b>	<b>Federal Energy Regulatory Commission</b>
<b>GPa</b>	<b>GigaPascal</b>
<b>ICOLD</b>	<b>International Comite Of Large Dams</b>
<b>MPa</b>	<b>MegaPascal</b>
<b>MW</b>	<b>MegaWatts</b>
<b>OUVFISS</b>	Procédure de calcul des <b>O</b> U <b>V</b> ertures de <b>F</b> I <b>S</b> Sures – Logiciel castem
<b>USA</b>	<b>United States of America</b>
<b>USACE</b>	<b>United States Army Corps of Engineers</b>

## Liste des annotations

Symboles	Désignations
<b>E</b>	Poussée hydrostatique
<b>P ou W</b>	Poids du barrage
<b>S</b>	Force de sous pressions
<b>b ou B</b>	Base du barrage
<b>h, H</b>	Hauteur d'eau dans le reservoir
<b>m</b>	Fruit du parement aval du barrage
$\rho_b$	Masse volumique du béton
$\rho_e$	Masse volumique de l'eau
$\rho_s$	Masse volumique de la vase
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_b$	Poids volumique du béton
<b>g</b>	Accélération de la pesanteur
<b>K</b>	Coefficient des sous pressions
<b>M<sub>i</sub></b>	Moments de renversement du barrages
$\gamma$	Densité du béton
$\nu$	Coefficient de poisson
<b>d ou D</b>	Distance depuis du parement amont du barrage jusqu'à l'axe de la galerie de visite et de drainage
<b>X</b>	Longueur de la fissure amont
<b>F<sub>i</sub>, G<sub>i</sub>, P<sub>i</sub></b>	Sollicitations sur un barrage poids
<b>2 φ</b>	Angle d'ouverture de la voûte
$\phi$	Angle de frottement
<b>f</b>	Coefficient de frottement de l'interface barrage-rocher
$\beta$	Angle d'attaque de la voûte aux naissances
$\delta$	Déplacement au niveau de l'interface barrage-fondations
<b>C</b>	Cohesion
<b>S<sub>b</sub></b>	Surface de contact au barrage-fondations
<b>e</b>	Exentricité de la résultante des forces sur un barrage poids

<b>R</b>	Résultante des forces sur un barrage poids
<b>r</b>	Rayon de courbure
<b><math>\Delta P</math></b>	Surpression due au séisme
<b><math>\alpha_h</math></b>	Coefficient de l'accélération sismique horizontale
<b><math>\alpha_v</math></b>	Coefficient de l'accélération sismique verticale
<b>Z</b>	Profondeur par rapport à la hauteur du barrage
<b>V</b>	Volume du béton du barrage
<b><math>e_m</math></b>	Epaisseur moyenne de la voûte
<b><math>r_c</math></b>	Rayon de courbure de la voûte
<b><math>\lambda</math></b>	Coefficient d'élanement de la vallée
<b>Lc</b>	Longueur développée en crête du barrage
<b>Sc</b>	Longueur en crête du barrage
<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte dans le béton du barrage
<b><math>e_b</math></b>	Epaisseur en base de la voûte
<b><math>e_c</math></b>	Epaisseur en crête de la voûte
<b><math>d_e</math></b>	Variable d'endommagement
<b><math>G_f</math></b>	Energie de fissuration
<b><math>E_B</math></b>	Module de déformation du béton
<b><math>E_R</math></b>	Module de déformation du rocher
<b><math>f_c</math></b>	Résistance à la compression du béton
<b><math>f_t</math></b>	Résistance à la traction du béton
<b><math>\sigma_{ij}</math></b>	Tenseur des contraintes
<b><math>\tilde{\sigma}_{ij}</math></b>	Tenseur des contraintes effectives
<b><math>C^0_{ijkl}</math></b>	Tenseur de la rigidité élastique non endommagée
<b><math>\varepsilon^p_{ij}</math></b>	Tenseur de déformation plastique
<b><math>\hat{\varepsilon}_e</math></b>	Déformation équivalente
<b><math>\varepsilon_{d0}</math></b>	Seuil de déformation

$B$	Paramètre de contrôle la courbe de ramollissement
$d'$ et $d^c$	Variables d'endommagement
$q_p$	Paramètre du modèle d'endommagement
$\mathcal{W}$	Domaine élastique dans l'espace des contraintes
$\tilde{p}$	Souche plastique efficace
$(\alpha_t, \beta_t, \alpha_c, \beta_c)$	Paramètres constants du modèle d'endommagement
$\mathbf{K}_t$	Conductivité thermique
$\varepsilon$	Déformation thermique
$\Delta T$	Variation de température
$\alpha_{DT}$	Coefficient de dilatation thermique
$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}$	Tenseur des contraintes
$\varepsilon_{ij}$	Déformation totale dans le béton
$C_{ijkl}^0$	Tenseur de rigidité élastique intact
$\varepsilon_{ij}^{uco} = (C_{ijkl}^0)^{-1} \sigma_{ij}^{in}$	Tenseur de la déformation d'ouverture de fissure
$\sigma_{ij}^{in} = \sigma_{ij}^e - \sigma_{ij}^s$	Tenseur des contraintes inélastiques
$\delta_n = n_i \delta_{ij} n_j = n_i h_c \varepsilon_{ij}^{uco} n_j$	Valeur normale du déplacement d'ouverture de fissure
$\vec{n}$	Vecteur unitaire normal à la fissure
$\delta_n$	Déplacement normal de l'ouverture de la fissure.

## Résumé

Le comportement des barrages voûtes est le plus complexe parmi les autres types de barrages en béton. L'effet d'arc permet de mobiliser les appuis en rives, ce qui est bénéfique, principalement, dans le cas de sites fortement sismiques. De multiples critères, non exhaustifs, avec des composantes souvent interactives, sont à considérer pour l'optimisation du couple sécurité – économie. En s'articulant sur ces considérations à enjeux sécuritaires importants, le présent mémoire traite, à travers l'analyse paramétrique et la modélisation numérique du comportement mécanique des barrages voûtes par rapport aux critères de conception du profil type dans le cas des sollicitations statiques et dynamiques. Le comportement thermique est également exploré.

Mots clés : Barrage voûte, comportement statique, dynamique, thermique.

## Abstract

The behavior of arch dams is the most complex among other types of concrete dams. The arc effect makes it possible to mobilize the abutments supports, which is beneficial, mainly, in the case of highly seismic sites. Multiple non-exhaustive criteria, with often interactive components, must be considered for optimizing the safety – economy couple. By focusing on these considerations with important safety issues, this thesis deals, through parametric analysis and numerical modeling, with the mechanical behavior of arch dams under static and dynamic loadings. The thermal behavior is also explored.

Key words: Arch dams, static behavior, dynamic, thermal behavior

## ملخص

يعد سلوك السدود المقوسة الأكثر تعقيداً بين الأنواع الأخرى من السدود الخرسانية . يتيح تأثير القوس تعبئة الدعامات، وهو أمر مفيد , بشكل أساسي, في حالة المواقع شديدة الزلازل. يجب أخذ معايير متعددة غير شاملة، مع مكونات تفاعلية في كثير من الأحيان، في الاعتبار لتحسين السلامة والاقتصاد. من خلال التركيز على هذه الاعتبارات مع قضايا السلامة الهامة، تتناول هذه الأطروحة، من خلال التحليل البارامتري والنمذجة العددية، السلوك الميكانيكي للسدود المقوسة تحت الأحمال الساكنة والديناميكية. يتم أيضاً استكشاف السلوك الحراري.

الكلمات المفتاحية: السدود المقوسة، السلوك الساكن، الديناميكي، السلوك الحراري



## Introduction générale

La conception des barrages en béton, tient compte généralement de l'utilisation simultanée des caractéristiques et avantages qu'offrent les matériaux de construction ainsi que les matériaux constituant les sols en interface avec le béton. La conception considère simultanément la conception de l'ouvrage, l'environnement auquel l'ouvrage est soumis, les conditions d'exploitation et les sollicitations associées. Contrairement au barrage poids dont la stabilité est conditionnée par le rapport entre la poussée de l'eau et le poids du barrage, les barrages-voûtes utilisent leur résistance à la compression pour transférer de grandes charges d'eau et d'autres charges au moyen des arcs. Le comportement complexe des barrages voûtes ne cesse d'attirer l'attention des concepteurs pour des connaissances avancées en ingénierie qui sont requises pour l'analyse du comportement de type d'ouvrages.

Les barrages en béton en général et ceux voûtes résistent bien aux efforts de compression et beaucoup moins aux efforts de traction notamment au niveau des reprises de bétonnage qui constituent des zones de faiblesses dans la masse du matériau. D'un autre côté, le rocher de la fondation présente souvent des insuffisances, des hétérogénéités, des discontinuités et des diaclases qu'il faut caractériser avec précision en vue de les intégrer dans l'analyse du comportement global. Pour un barrage voûte, l'interface béton – rocher au niveau du fond de la vallée (clé de la voûte) et au niveau des appuis (naissances des voûtes) mérite une attention particulière de la part des concepteurs en fonction du type d'encastrement considéré, de l'action de l'eau à ces niveaux et des sollicitations générées. La préoccupation conceptuelle majeure réside dans le fait de mobiliser d'avantages des contraintes de compression. Toutefois, ces dernières sont souvent accompagnées de l'apparition de contraintes de traction et de cisaillement induises à travers l'équilibre des sollicitations recherché par la structure.

D'un autre angle, la structure des barrages voûtes n'est pas totalement monolithique. Les joints dans la direction des consoles et des arcs, souvent mal caractérisés en matière de comportement, constituent des zones de faiblesses de résistance et paradoxalement des zones de compensation des efforts, notamment sous sollicitations sismiques.

L'élançement de la voûte (épaisseur relative par rapport au rayon), la courbure relative (rayon aval par rapport à la largeur de la vallée) ainsi que la raideur des fondations (ratio des modules de déformation entre le béton et le rocher) sont des critères qui influent le comportement des arcs. En effet, un arc soumis à la pression d'extrados est tendu à l'amont aux naissances et à l'aval en clé.

La transmission de la poussée de l'eau par les arcs vers les rives induit des forces orientées vers l'aval. Cette situation est enregistrée avec des arcs épais et de faible angle au centre. Les consoles prennent une part du chargement en flexion et cisaillement et on peut assister à un phénomène de soulèvement des consoles centrales. Cette situation peut être très préjudiciable si elle est combinée à de fortes sous pressions.

Aussi, les contraintes thermiques sont problématiques pour les barrages en béton y compris ceux en voûtes. En effet, les sollicitations thermiques provoquent des déformations réversibles, qui, lors d'épisodes thermiques exceptionnels, peuvent induire des sollicitations excessives en traction.

De tout ce qui a découlé comme paramètres et critères à prendre en compte dans l'analyse du comportement des barrages voûtes, la modélisation numérique s'avère un outil pertinent pour élucider la compréhension physique des phénomènes et apporter les solutions techniques qui s'impose. Elle peut servir également de référentiel de comparaison du comportement du barrage en phase d'exploitation pour évaluer la pertinence des choix conceptuels techniques.

Dans le présent mémoire, l'analyse du comportement d'un barrage voûte de 100 m de hauteur érigé sur une vallée étroite en V a été pris comme modèle afin d'analyser l'influence des divers paramètres de conception sur son comportement mécanique et thermique.

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

- Le travail proprement dit devait impérativement être précédée, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant deux volets importants et concernant les critères de choix des types de barrages ainsi que les aspects conceptuels relatifs aux barrages en béton en relation avec les enjeux sécuritaires.
- Une part importante de cette partie bibliographique a été consacrée à l'exploration du comportement des barrages voûtes englobant des aspects liés à la complexité du comportement des barrages voûtes, aux exigences géologiques pour la faisabilité de ce type de barrage, au comportement au niveau de l'interface barrage-fondation, aux phénomènes de cisaillement à la base des consoles centrales, au comportement des joints de contraction, aux contraintes excessives dans le béton, aux déformations et déplacements dans les barrages voûtes ainsi qu'aux phénomènes de vieillissement du béton. La réponse aux contraintes thermiques ainsi que la procédure d'auscultation des barrages voûtes ont été également des aspects traités.

- Cette partie du travail a été suivie par la recherche d'un pré-requis fondamental relatif à l'ensemble des aspects liés au comportement des barrages voûte en interaction avec leur environnement. Elle a concerné les critères liés à la morphologie de la vallée, à la rigidité des voûtes, à l'influence de l'ouverture des arcs et rayons de courbures. Un cas d'étude a été analysé (barrage voûte de 100 m de hauteur) à travers une étude paramétrée relative à la stabilité au glissement et au renversement avec paramètres d'influence à savoir le frottement et la cohésion sur l'interface barrage – fondations. Une exploration de l'effet voûte a été également explicitée avec son apport à la stabilité au glissement en fonction des angles d'ouverture de la voûte et des angles d'attaque au niveau des naissances.

L'analyse du comportement mécanique et thermique du barrage voûte, cas d'étude a constitué le cœur de ce mémoire. Cette analyse a été conduite par l'intermédiaire de la modélisation numérique à travers le code de calcul Castem. L'analyse a porté sur l'étude des contraintes, des déplacements et de l'endommagement dans des situations statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires.

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

Chapitre I : Le monde des barrages

Chapitre II : Critères conceptuels des barrages en béton

Chapitre III : Exploration du comportement des barrages voûtes

Chapitre IV : Analyse numérique du comportement mécanique des barrages voûtes

Chapitre V : Analyse numérique du comportement thermique des barrages voûtes

# *Chapitre I*

---

## *Le monde des barrages*

## **1. INTRODUCTION**

Quel que soit le type de barrage, qu'il soit en projet, en construction ou en exploitation, un problème permanent est posé : celui de sa sécurité. Ce thème est sous-jacent à toutes les démarches, plus aujourd'hui que jamais. Il stimule les développements les plus spéculatifs, il passionne les praticiens, il motive les règlements et les cahiers des charges.

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, 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 (Royet et peyras, 2011).

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 significatifs.

## **2. BREF HISTORIQUE ET PROGRES SCIENTIFIQUES DES BARRAGES**

L'avancement technologique des barrages en remblai a été étroitement lié au développement de la mécanique des sols et des roches. Concernant les barrages en béton, l'émergence d'outils conceptuels pour leur dimensionnement, en particulier les barrages voûtes, ainsi que la compréhension de leur comportement, ont progressé simultanément avec les applications de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux à partir des années 1860, en corrélation avec l'étude des barrages poids (Bordes, 2010).

En 1840, Edouard H.T Méry et Jean-Baptiste Belanger ont établi les premières bases théoriques pour le calcul des barrages poids en proposant une distribution linéaire des contraintes. Cependant, cette approche était incomplète car elle ne prenait pas en compte l'effet de la sous-pression. Par la suite, Thomas Hawksley (1807-1893) a proposé une diminution linéaire des sous-pressions de l'amont vers l'aval, tandis que Georges Deacon (1843-1909) a intégré l'effet du drainage sur la répartition des sous-pressions. Maurice Lévy (1843-1910) a ensuite avancé sa règle postulant qu'aucun point du parement amont ne devrait

avoir des sous-pressions verticales inférieures à la pression de l'eau en ce point (CFBR, 2013). Dans le domaine des barrages voûtes, François Zola (1795-1847) a été l'un des précurseurs en projetant le calcul du premier barrage voûte en maçonnerie. Il a envisagé le mur comme composé d'arcs horizontaux indépendants, chargés par la poussée de l'eau correspondant à la profondeur de l'arc sous le niveau de la retenue, formulant ainsi la notion de "formule du tube". Les méthodes de calcul se sont ensuite perfectionnées, notamment grâce aux travaux d'Alfred Stucky (1892-1969) et d'Henri Gicot (1897-1982), qui ont développé une nouvelle méthode d'analyse (James et Hubert, 2002).

Avec les progrès de l'informatique, les ingénieurs disposent désormais d'outils performants pour l'analyse du comportement statique et dynamique des barrages. L'émergence de la méthode des éléments finis constitue un jalon majeur dans ce développement.

### **3. IMPACTS CAUSES PAR LES BARRAGES**

#### **3.1. Impact social et environnemental**

Les répercussions environnementales et sociales néfastes des grands barrages sont bien documentées et englobent une gamme d'effets, notamment la perturbation des régimes climatiques locaux, la fragmentation des habitats, la production de gaz méthane, la perte de biodiversité et l'inondation de zones urbaines et de terres agricoles très fertiles.

La recherche sur les impacts environnementaux a été prolifique au cours des dernières décennies, permettant d'évaluer les changements dans la faune et la flore aquatiques, les altérations de l'hydrologie des rivières en aval, la fragmentation généralisée des habitats et les réactions de la végétation riveraine dans les cours d'eau régulés à travers le monde.

Il est largement admis que les grands barrages peuvent induire des transformations significatives dans les zones côtières et la végétation riveraine tant en amont qu'en aval. La modification du régime naturel d'écoulement de l'eau constitue le principal mécanisme par lequel les barrages influent sur la végétation riveraine, bien que d'autres facteurs associés aux

barrages puissent également altérer les communautés végétales environnantes. (New et Xie, 2008).

### **3.2. Impact politique**

Les barrages sont souvent à l'origine de tensions diplomatiques entre les nations. Par exemple, le barrage de la Renaissance en Éthiopie a suscité des désaccords concernant le partage des eaux du Nil. En 1959, un accord entre le Soudan et l'Égypte attribuait 55,5 milliards de mètres cubes d'eau au Caire et 18,5 milliards de mètres cubes à Khartoum, excluant les pays situés en amont. En réponse, Addis-Abeba a mené diverses initiatives diplomatiques pour rallier les pays riverains du Nil et contester cet accord datant de la guerre froide. En 2010, six pays (Burundi, Éthiopie, Kenya, Rwanda, Tanzanie et Ouganda) ont signé le New Nile Cooperative Framework Agreement, un traité établissant de nouvelles règles pour la gestion du Nil et la construction de barrages. Libérée du contrôle et du veto égyptien, l'Éthiopie a lancé la construction de plusieurs centrales hydroélectriques, dont le barrage de la Renaissance, une structure massive de 1,8 kilomètre de long et 145 mètres de haut, qui devrait produire plus de 5 000 mégawatts. Cela permettra à l'Éthiopie de doubler sa production d'électricité, actuellement accessible à seulement la moitié de ses 120 millions d'habitants (Le Monde, 2023). Un autre exemple des impacts politiques des barrages est celui de la centrale hydroélectrique d'Itaipu, située à la frontière entre le Brésil et le Paraguay. L'origine de cette centrale remonte à l'époque du régime militaire brésilien (1964-1985), période durant laquelle la géopolitique du cône sud voyait le Brésil et l'Argentine se disputer l'hégémonie régionale. La stratégie du gouvernement brésilien pour intégrer le Paraguay dans sa sphère d'influence incluait la construction de la centrale hydroélectrique d'Itaipu, le pont de l'Amitié, et l'inauguration de l'autoroute BR-277 (Filho et Neto, 2022).

Le classement des productions des barrages hydroélectriques les plus puissants au monde couplés à une centrale hydroélectrique se résume ainsi :

- Barrage des Trois-Gorges (Chine) :	22 500 MW
- Barrage de Baihetan (Chine) :	16 000 MW
- Barrage d'Itaipu (Brésil – Paraguay) :	14 000 MW
- Barrage de Xiluodu (Chine) :	13 860 MW
- Barrage de Belo Monte (Brésil) :	11 233 MW
- Barrage de Guri (Venezuela) :	10 200 MW

En Afrique, la plus importante production hydroélectrique se situe en Ethiopie, barrage de renaissance avec une production de 5 150 MW (Morel, 2018).

### **3.3.Impact énergétique**

On reste sur le cas du barrage Itaipu situé sur la frontière entre le Brésil et le Paraguay. Le barrage est utilisé pour générer de l'énergie hydroélectrique. En 2020, le barrage d'Itaipu était le leader mondial de la production d'énergie hydroélectrique. La centrale fournit 10,8 % de l'énergie consommée au Brésil et 88,5 % de l'énergie consommée au Paraguay. Ce qui rend le Paraguay dépendant de ce barrage, et sa rupture peut causer le dysfonctionnement de tous les secteurs du pays (Filho et Neto, 2022).

### **3.4.Impact économique**

La réalisation des barrages participe au développement économique des nations pour les secteurs d'agriculture, de l'énergie, de l'industrie...ect. Les budgets alloués à la réalisation des barrages sont parfois très importants comme c'est le cas du barrage des trois gorges en chine dont le prix de revient a avoisiné les 17 milliards de dollars. Ce budget est équivalent à celui pour construire 21 nouveau stade Bernabéu,11 Burj Khalifa ou 11 grande mosquée d'Alger. Ce chiffre hallucinant surpasse de loin tous les budgets de réalisation des ouvrages les plus importants en génie civil au XXIe siècle (Giblin, 2023).



## **4. ENJEUX SECURITAIRES ASSOCIES AUX BARRAGES**

### **4.1. Conséquences de ruptures des barrages**

Les barrages sont construits à partir de divers matériaux et selon différentes conceptions et mécanismes. Ils représentent des projets d'ingénierie majeurs avec de nombreuses applications, notamment dans les domaines de l'irrigation, de l'hydroélectricité, de l'approvisionnement en eau, des loisirs et de la gestion des inondations. En général, on peut classer les barrages en deux grandes catégories selon les matériaux principaux utilisés : les barrages en béton et les barrages en terre. Comme tout projet d'ingénierie, les barrages peuvent être sujets à des ruptures, lesquelles peuvent provoquer des destructions importantes, des dommages environnementaux ainsi que des pertes économiques et humaines. Les causes de ces défaillances incluent les défauts de construction, les faiblesses structurelles, les tremblements de terre, les inondations, ou encore les lacunes dans la conception et les matériaux (Scheleiss et Pougatsch, 2011).

### **4.2. Enseignements des ruptures des barrages**

Sur la base des enquêtes sur les accidents des barrages et du registre des barrages menée par le comité international des grands barrages CIGB (bulletins 1974, 1983, 1955) et Foster et al. (1998, 2000), La submersion et l'érosion interne occupent respectivement 48 et 46% des taux de ruptures. Pour leur part, l'instabilité statique et celle sismique enregistrent 4% et 2% respectivement (ICOLD 2017). Dans le cadre de la mise à jour du bulletin 99 "Ruptures de barrages, Analyse statistique" du Comité de la sécurité des barrages de la CIGB, il a été avancé que la majorité des ruptures concernent les barrages en terre avec un taux de l'ordre de 3.81% (Figure I.1). Aussi, la surverse, l'érosion interne et les causes structurelles, pour les barrages en remblais, représentent respectivement 44, 34 et 20% des ruptures. Pour les barrages rigides, la défaillance structurelle est dominante (Figure I.2).

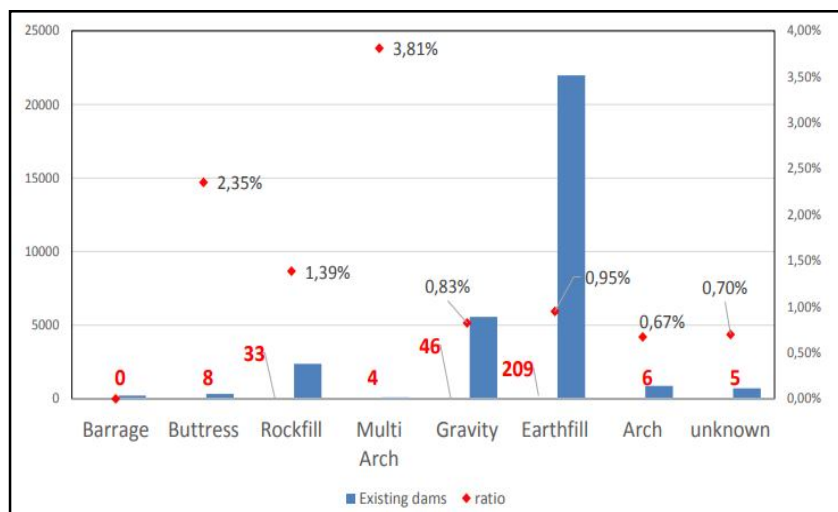


Figure I.1. Ruptures des barrages en fonction de leurs types (Poupart, 2020).

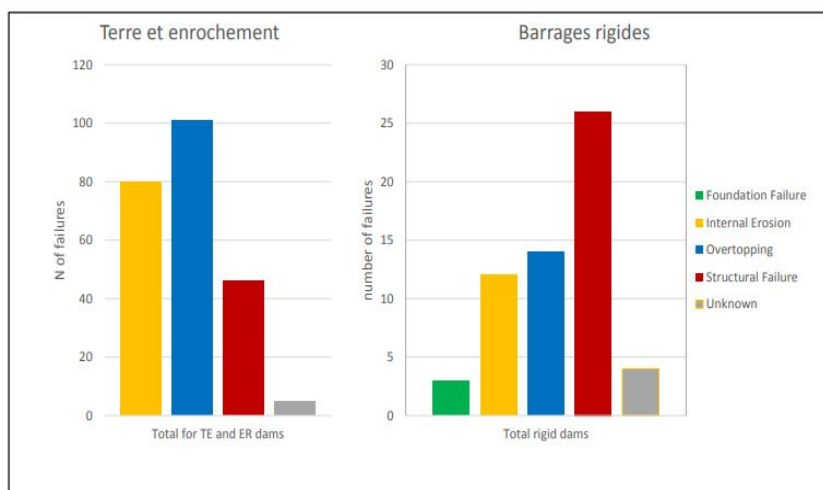
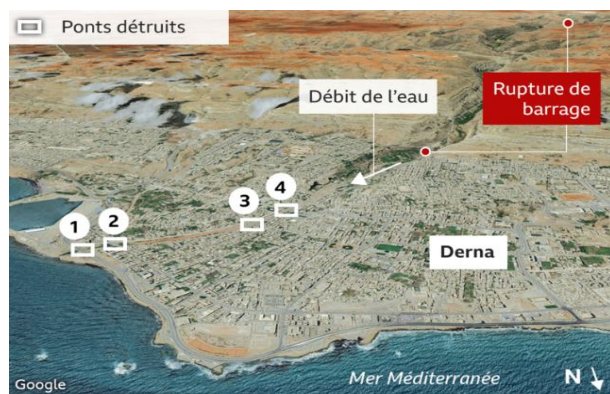


Figure I.2. Ruptures des barrages en fonction des états critiques (Poupart, 2020).

### 4.3. Exposé de la rupture du barrage de Derna en Libye

L'exemple récent de l'inondation de la ville de Derna en Libye est témoin de l'ampleur des dégâts que peut causer la rupture d'un barrage. Le bilan des morts à Derna a dépassé les 20 000 personnes selon le maire de la ville. Des quartiers entiers ont disparu dans la mer lorsqu'un énorme torrent d'eau semblable à un tsunami a balayé la ville portuaire de l'est de la Libye. Les survivants ont décrit la situation comme étant « plus que catastrophique ». Deux barrages débordés : Le barrage supérieur avait une capacité de stockage de 1,5 millions de mètres cubes d'eau, tandis que le barrage inférieur pouvait contenir 22,5 millions de mètres cubes (BBC news, 2023).

Les figures I.3 et I.4 montrent respectivement la propagation de l'onde de rupture jusqu'à l'embouchure de l'oued ainsi que l'ampleur des dégâts matériels enregistrés.



**Figure I.3.** Propagation de l'onde de rupture du barrage Derna en Lybie



**Figure I.4.** Ampleur des dégâts - Rupture du barrage Derna en Lybie

## 5. CRITERES DE CHOIX DU TYPE DU BARRAGE

La définition du type et du profil d'un barrage est étroitement liée aux critères sécuritaires et économiques. Le choix de la géométrie reste tributaire des sollicitations exercées sur l'ouvrages qu'elles soient statiques ou dynamiques, des caractéristiques des matériaux mis en place et enfin de la qualité de l'interface rocher-barrage. La recherche du compromis conjuguant les critères sécuritaires et économiques reste une tâche qui stimule et passionne, de nos jours, les développements et progrès technologiques (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Pour sa part, le rocher de la fondation a subit une histoire géologique. Il présente donc ses propres défauts, ses hétérogénéités et ses fissures et failles qu'il faut déceler. L'idéal pour l'ingénieur serait de comprendre parfaitement les qualités et défauts du béton et du rocher et de décider par la suite de la forme et du profil du barrage qui sollicite au mieux ces matériaux (ICOLD, 2002).

Les critères relatifs à la topographie et apports du bassin versant, à la morphologie de la vallée, à la géologie et conditions de fondation, aux matériaux disponibles, aux crues et ouvrages hydrauliques, au risque sismique, à la qualité du rocher des fondations et d'appuis, aux critères économiques et aux critères climatiques de la région représentent la base

d'initiation de réflexion sur le profil du barrage mais ne constituent nullement le choix final. Les projets de barrages sont exclusivement individuels et singuliers (CFBR, 2015).

## **6. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE ET SELECTION DU TYPE DE BARRAGE**

### **6.1. Principaux critères d'orientation**

En fonction de la géomorphologie de la région, un couloir d'implantation est défini pour caractériser les relations largeur/hauteur moyennement ouvertes afin de décider sur les valeurs de l'élanement de la vallée. Sa valeur oriente considérablement le type de barrage. Ensuite, du point de vue géologique, les sites présélectionnés sont classés en fonction de la présence d'ensemble rocheux, ou meubles. Les caractéristiques du rocher des fondations au-delà des couvertures alluvionnaires renseignent sur les conditions favorables ou pas pour la faisabilité d'un barrage rigide, notamment de type poids.

Dans le couloir d'implantation défini, il faut également localiser les zones d'instabilité des pentes sans ou avec grandes continuités.

L'existence de zones d'exploitation de matériaux argileux ou limoneux à des distances compatibles avec son exploitation viable du point de vue technique et économique empêche ou approuve la considération de solutions alternatives en terre, soit du type homogène soit du type zoné.

Les valeurs des débits maximaux de la crue de dimensionnement de l'évacuateur de crues est capitale. En effet, la solution type poids gravité en béton, intégrant dans son corps tous les ouvrages hydrauliques annexes, devra être la plus favorable du point de vue économique par rapport à une variante terre ou enrochement.

Pour des débits de crues de chantier à évacuer en période de construction, le système de dérivation provisoire intégré dans le corps du barrage (barrages en béton et particulièrement du type poids) ou combiné en galerie et batardeaux est aussi un paramètre qui a son poids dans la décision de sélection du type de barrage. Enfin, il est évident que les critères coûts et

délais de réalisation ont leur pondération relativement importante au niveau de l'étude technico-économique.

## 6.2. Exemple d'étude de sélection du type de barrage

Cet exemple traite d'une étude d'alternative de variantes entre un barrage poids et un barrage en enrochement. En effet, sur le site la présence de massifs calcaires milite pour ces deux variantes, soit en matière de résistance et portance des fondations, soit en matière de matériaux pour la réalisation du barrage. Afin de se fixer sur le choix du profil à adopter, les critères ci-dessus peuvent être résumés dans un tableau comparatif sommaire (Tableau I.1). Les critères de sélection constituent ceux généralement adoptés lors du choix des variantes des profils des barrages. Pour éviter une subjectivité dans l'évaluation, la note maximale à affecter à chaque critère sera plafonnée à 3. Chaque variante a été notée sur une échelle de 1 à 3.

*Tableau I.1. Analyse technico-économique pour le choix du type de barrage*

Critères	Variante enrochement	Variante Béton	
		BCV	BCR
Volume de l'ouvrage	1	3	3
Durabilité	1	3	2
Résistance au séisme	1	2	2
Comportement en crue	1	3	3
Durée des travaux	2	1	3
Disponibilité des matériaux de construction	1	2	3
Complexité de mise en œuvre	2	1	3
Intégration des organes hydrauliques	1	3	3
Prix global de l'ouvrage	1	2	3
<b>Score de sélection</b>	<b>11</b>	<b>20</b>	<b>25</b>

Selon cette grille de sélection, un barrage poids, type BCR est l'alternative retenue dans cet exemple.

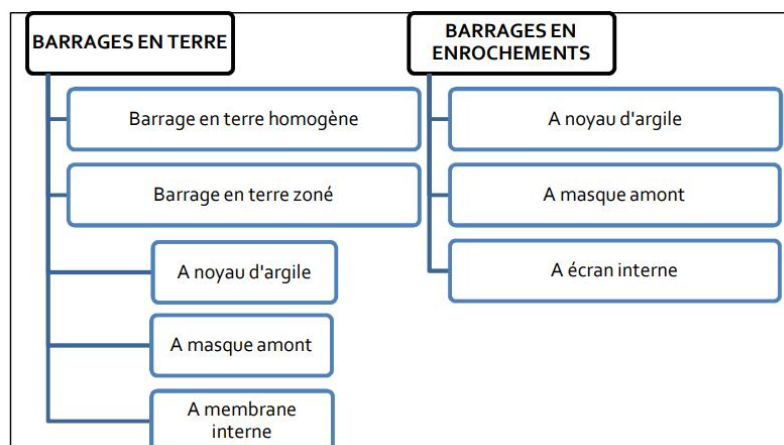
## 7. DIFFERENTS TYPES DES BARRAGES

### 7.1. Barrages en remblais

Les barrages en remblai sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. On distingue deux catégories de barrages en remblai :

- Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sol naturels meubles prélevés dans des zones d'emprunt,
- Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constitué de matériau de carrière concassé. Le choix du profil dépend essentiellement des paramètres liés à la quantité des matériaux, leurs qualités d'étanchéité, leurs résistances aux écoulements ainsi que leurs résistances mécaniques (USBR, 1987).

La figure I.5 illustre la répartition des types de barrages en remblais en terre et en enrochement.



*Figure I.5. Différents types de barrages en remblais*

On distingue les profils ci-dessous:

#### **7.1.1. Les barrages en terre homogène**

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai.

#### **7.1.2. Les barrages en terre à noyau étanche**

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux.

#### **7.1.3. Les barrages en terre à masque amont**

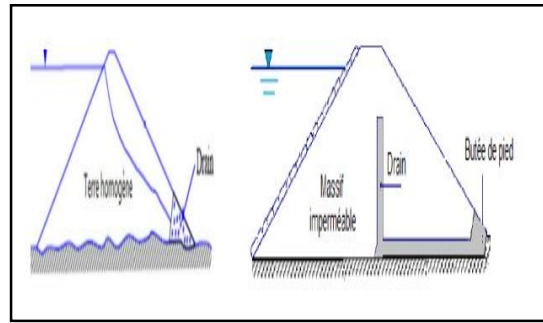
Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables dotés d'un écran imperméable, appelé masque, placé sur le parement amont. Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque, à condition qu'il soit peu déformable et capable de garantir la stabilité globale de l'ouvrage contre le glissement. Le masque, qui assure l'étanchéité, peut être réalisé en béton, en produits bitumineux ou en géo-membrane (Bonelli, 2001).

#### **7.1.4. Les barrages en enrochement**

Les barrages en enrochements comportent des blocs qui peuvent atteindre des dimensions de plusieurs dizaines de centimètres (« tout-venant » de carrière). Ces ouvrages en enrochements présentent une évolution des déformations relativement importante au cours du temps (Le Delliou, 2007). Les barrages en enrochements sont essentiellement de trois types : barrages en enrochement à noyau central, barrages en enrochements à masque amont et barrages en enrochements à écran interne (ICOLD, 2010). Les figures de I.6 à I.13 décrivent les différents types de barrages en remblais ainsi que leurs profils respectifs.



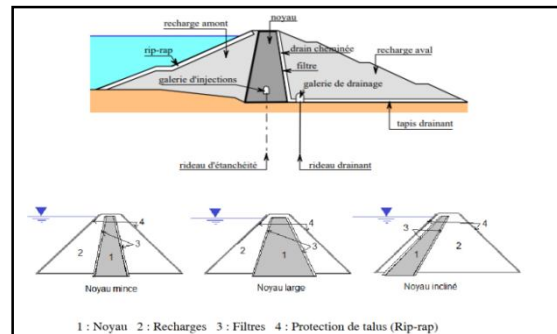
**Figure I.6.** Barrage en terre homogène



**Figure I.7.** Profil type d'un barrage en terre homogène



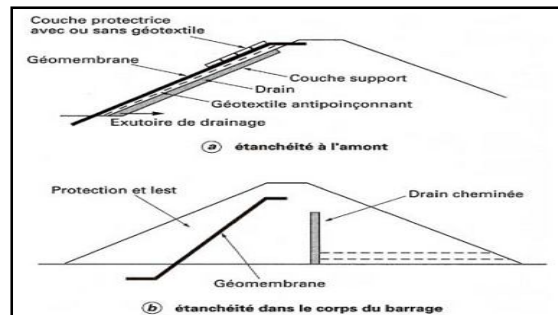
**Figure I.8.** Barrage zoné à noyau central



**Figure I.9.** Profils types d'un barrage zoné



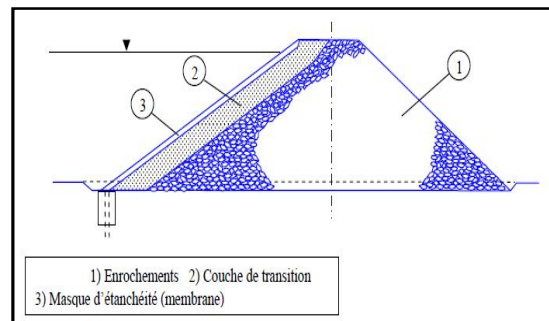
**Figure I.10.** Barrage à masque amont



**Figure I.11.** Profils types d'un barrage à masque amont



**Figure I.12.** Barrage en enrochements

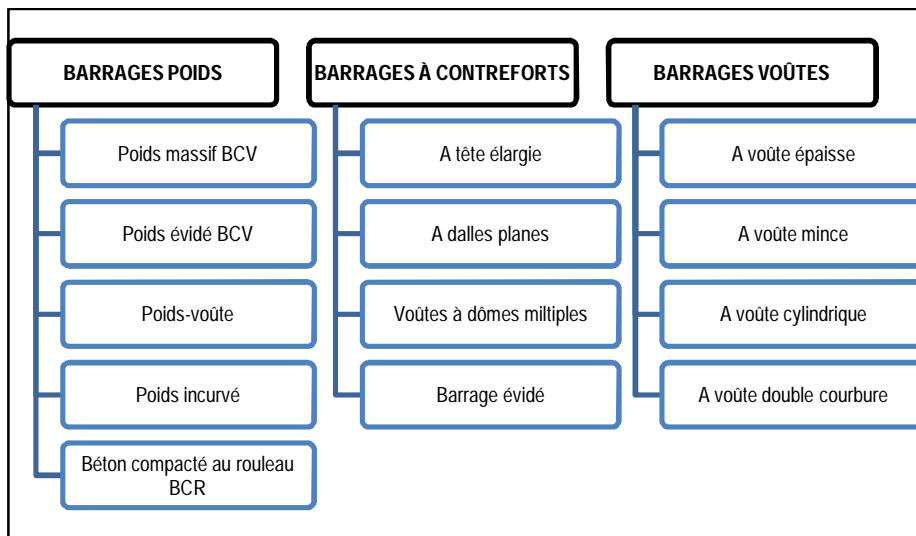


**Figure I.13.** Profil type d'un barrage en enrochements



## 7.2. Barrages en béton

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 (ICOLD, 2002). On distingue quatre principales catégories de barrages en béton : barrages poids en béton conventionnel vibré BCV ou barrages poids en béton compacté au rouleau BCR, barrages voûtes et ceux à contreforts. La figure I.14 récapitule les types de barrages en béton.



*Figure I.14. Types de barrages en béton*

### 7.2.1. Barrage poids BCV

Pour un barrage de type poids, c'est la masse du béton qui assure l'équilibre contre la poussée hydrostatique et les sous-pressions. De manière simplifiée, un barrage-poids se présente comme un bloc en béton suffisamment massif pour résister à la force qui tenterait de le faire glisser ou basculer sur sa base. Les premiers barrages de ce type étaient des murs dont le profil se rapprochait d'un rectangle. À l'origine construits en maçonnerie de moellons, ces barrages ont ensuite été édifiés en béton non armé, avec un dosage très limité pour réduire les phénomènes thermiques pendant le processus de prise du béton. Lors de la construction, le barrage est divisé en plots verticaux, entre lesquels des joints d'étanchéité sont mis en place avant le remplissage de la retenue (CFBR, 2012).

Dans le cas d'un barrage de type poids, c'est la masse de l'ouvrage (et non sa géométrie, comme dans le cas d'un barrage voûte) qui assure l'équilibre contre la poussée hydrostatique et les sous-pressions. Les critères de dimensionnement de l'ouvrage portent sur la répartition des contraintes normales et sur l'inclinaison de la résultante. Cette méthode de calcul souligne l'importance cruciale des sous-pressions dans l'équilibre des barrages poids et donc la nécessité d'un drainage efficace. Par ailleurs, il convient de noter que le barrage poids en béton est un ouvrage rigide, avec un module de béton traditionnel généralement supérieur à celui des fondations rocheuses sur lesquelles il repose (Degoutte, 2002).

Les principaux inconvénients de ce type de barrage résident dans l'importance des sous-pressions dans les fondations, le volume conséquent de béton à utiliser, les excavations importantes nécessaires, les contraintes thermiques et la sensibilité aux séismes et aux tassements (ICOLD, 2005). Cependant, un avantage majeur des barrages poids est la possibilité d'intégrer des installations hydrauliques, notamment les dispositifs d'évacuation des crues. De plus, le dispositif de dérivation temporaire pendant les travaux n'est pas problématique par rapport aux barrages en remblai.

Les figures I.15 et I.16 montrent respectivement le profil type d'un barrage poids BCV ainsi qu'une photo du même type de barrage.

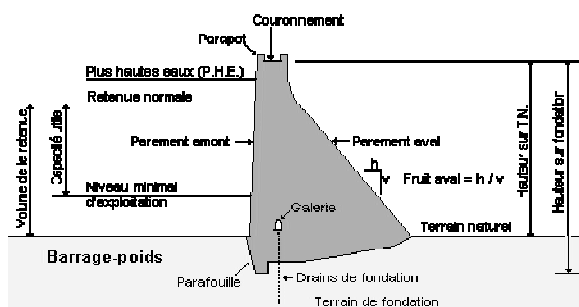


Figure I.15. Profil type d'un barrage poids BCV



Figure I.16. Barrage poids BCV (Norris, USA)

### 7.2.2. Barrages poids BCR

Les barrages poids ont été construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle, puis en béton au début du XXe siècle. Leur popularité a diminué en raison de leur volume, des contraintes

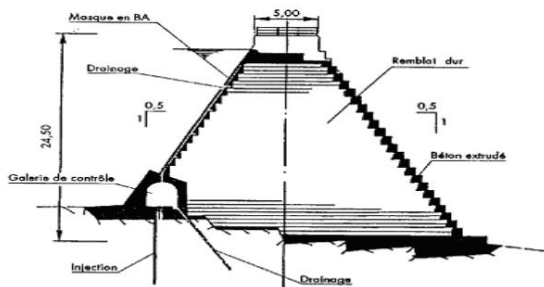
thermiques et de leur coût relativement élevé, jusqu'à l'introduction du béton compacté au rouleau (BCR) dans les années 1980, qui a revitalisé cette technique. Les barrages gravitaires en BCR ont été développés pour combiner les meilleurs aspects des barrages en terre et des barrages poids en béton conventionnel vibré. Les principaux avantages de cette méthode sont la rapidité de mise en place et les économies réalisées (Brandt et Johnson, 2017).

Pour optimiser les coûts et les délais de réalisation, les concepteurs ont cherché à combiner les avantages des barrages en terre et en béton. Ils ont adopté des techniques de construction des barrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage, tout en utilisant les matériaux des barrages en terre. Cette approche a conduit au développement des barrages en béton compacté au rouleau, intégrant la technologie du béton et la mécanique des sols (Hamid et al., 2015).

Les barrages en BCR sont construits par couches successives, compactées avant la mise en place de la couche suivante. Cette méthode permet une construction rapide, offrant des avantages économiques significatifs. La mécanisation des travaux, le faible taux de ciment par rapport aux barrages en béton conventionnel vibré, et la facilité d'intégration des ouvrages d'évacuation des crues sont parmi les avantages les plus notables des barrages en BCR (Zarrin et al., 2016).

Le BCR, utilisé pour la construction de barrages ou de routes, possède une structure interne spécifique, avec plus de 75% de granulats et une faible quantité de pâte de ciment, ce qui lui confère une consistance très sèche. Bien que la quantité de liant soit réduite (entre 70 et 120 kg/m<sup>3</sup> en moyenne) par rapport à un barrage poids en béton conventionnel vibré, les contraintes thermiques restent un défi. Pour améliorer la maniabilité et réduire les déformations thermiques, on utilise souvent des cendres volantes, éliminant ainsi la nécessité de dispositifs de refroidissement du béton après sa mise en place (ICOLD, 2003).

Il est présenté au niveau des figures I.17 et I.18 respectivement le profil type d'un barrage poids BCR ainsi qu'une photo du même type de barrage.



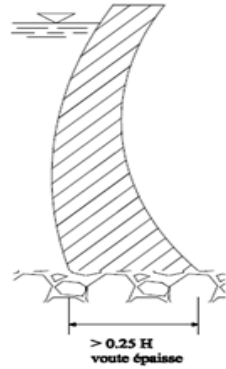
**Figure I.17.** Profil type d'un barrage poids BCR



**Figure I.18.** Barrage poids BCR (Koudiat Acérdoune, Algérie)

### 7.2.3. Les barrages voûtes et multi-voûtes

Un barrage voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. La stabilité de ce genre d'ouvrage diffère essentiellement de celle des barrages poids, qui résulte d'une certaine inégalité entre la poussée de l'eau et le poids. La géométrie influence la sécurité et l'économie des barrages voûtes (Peyras, 2002). Le barrage voûte s'adapte en vallée encaissée avec des flancs presque verticaux, en vallée étroite en V et moins en vallée large. Il s'impose d'avantage si la géologie et l'intégration des ouvrages annexes le permettent (Carrere, 2001). 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 de crues (CFBR, 2021). La technique de barrage-voûte nécessite une vallée plutôt étroite et un bon rocher de fondation. Le barrage voûte offre des avantages liés au volume d'excavation faible, à la haute résistance aux séismes, aux faibles sous pressions comparées au barrage poids. Toutefois, les contraintes dans le béton et le rocher, l'échauffement durant la prise du béton, les difficultés d'intégration de l'évacuateur des crues et les risques de glissement d'appuis à cause des sous pressions dans les fissures du rocher sont les principaux inconvénients de ce type de barrage (Carrere, 2005).



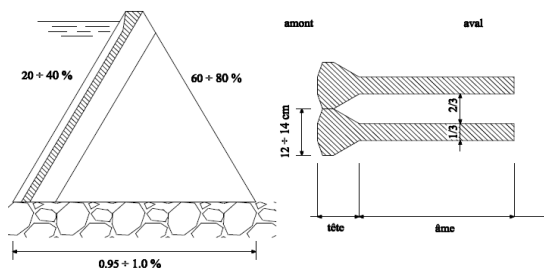
**Figure I.19.** Profil type d'un barrage voûte



**Figure I.20.** Photos d'un barrage poids voûte

#### 7.2.4. Les barrages à contreforts

Le développement des barrages à contreforts a été réalisé durant la même période que celle des barrages voûtes. 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 faire rentrer en jeu l'économie du béton. Le barrage à contreforts est destiné à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre aux fondations. Les caractéristiques les plus remarquables des barrages à contreforts sont la légèreté et l'adaptation aux fondations. 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 permettant de faire concourir la poussée hydrostatique à la stabilité. Il présente quelques inconvénients qui résident en des contraintes de température qui peuvent devenir importantes à la tête du contrefort ainsi que sa haute sensibilité aux séismes notamment par rapport à la composante transversale.



**Figure I.21.** Profil type d'un barrage à contreforts



**Figure I.22.** Barrage à contreforts (Ksob, Algérie)

## 8. CONCLUSION

Quelque soient leurs types, les projets de barrages mettent 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. Cette étanchéité vise à la fois l'étanchéité propre du corps du barrage, l'étanchéité du bassin de retenue ainsi que l'étanchéité de ses fondations. La préoccupation secondaire des concepteurs réside dans la prise en charge de leur stabilité et résistance à des coûts rationnels. Une conception rationnelle et sûre met en évidence la combinaison des caractéristiques et avantages qu'offrent les matériaux de construction ainsi que les matériaux constituant les sols en interface avec le béton. Le développement des outils de calcul et de conception, notamment numériques, permet la maîtrise des aspects sécuritaires des barrages mais le retour d'expérience et l'appréciation des experts restent une option forte importante pour la pertinence des choix techniques conceptuels.

# *Chapitre II*

---

## *Critères conceptuels des barrages en béton*

## **1. INTRODUCTION**

A part quelques exceptions, les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse. Les barrages rigides ou en béton sont des structures généralement projetés dans les cas ou situations suivantes :

- Nécessité d'évacuer des crues importantes,
- Présence de fonctions hydrauliques complexes dans l'ouvrage (ouvrage vanné pour assurer, par exemple, l'évacuation des sédiments et garantir la pérennité de la retenue, vidange de fond de fort débit),
- Incertitude sur l'hydrologie : les ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement que les ouvrages en remblai. Sur les sites où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses (limitation des ouvrages de dérivation provisoire et plus grande sécurité vis-à-vis du risque hydraulique). Il faut toutefois noter que la stabilité des barrages poids est très sensible au niveau des plus hautes eaux.

De façon générale, un ouvrage en béton est envisagé chaque fois que les ouvrages hydrauliques ont une importance significative dans le projet (souvent le cas pour les barrages de prise d'eau sur les aménagements hydroélectriques). Il faut aussi savoir que même si ces raisons citées se présentent, il y a deux conditions requises pour pouvoir projeter un ouvrage rigide. La première condition porte sur la qualité de la fondation. La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer, dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaires à sa construction.

Ces deux exigences sont d'ailleurs souvent satisfaites simultanément (ICOLD, 2013).

Quel que soit le type de barrage, qu'il soit en projet, en construction ou en exploitation, un problème permanent est posé : celui de sa sécurité (Royet et peyras, 2011).

## **2. SITUATIONS DE PROJET**

Pour les barrages en béton, 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 considérées comme constantes. Les situations de projet fixent les états-limites à justifier, selon l'ouvrage considéré. Le concepteur définit dans les notes de calculs les situations de projet qu'il envisage pour le projet. Pour cela, il tient compte de la conception de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations associées, du mode de fonctionnement des installations et de la vraisemblance des situations de défaillances (CFBR, 2012 ; Deroo, 2019).

### **3. CRITERES SECURITAIRES**

Il existe quatre principales catégories de barrages en béton : les barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) ou en béton compacté au rouleau (BCR), les barrages voûtes et les barrages à contreforts. Les barrages poids sont caractérisés par leur propre masse qui suffit à contrer la pression exercée par l'eau. Ils sont souvent épais et de forme généralement simple, mais présentent l'avantage d'intégrer des dispositifs d'évacuation des crues.

La technique du barrage voûte requiert une vallée étroite et un substrat rocheux solide. Cependant, même dans ces conditions idéales, les barrages voûtes sont souvent concurrencés par les barrages poids en béton ou enrochements, dont la mise en œuvre peut être plus mécanisée. Lorsque les conditions ne sont pas favorables, le barrage à contreforts permet une économie de matériaux significative. Il se compose d'un mur plat ou multi-voûtes en béton appuyé sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, transférant ainsi la pression de l'eau vers les fondations et les rives (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Le problème majeur des barrages en béton est la fissuration dont les deux causes majeures sont:

- Les réactions internes au barrage entre les différents composants du béton,

- Les causes externes telles que le changement de température, le tassement des fondations et les charges dynamiques causées par les tremblements de terre.

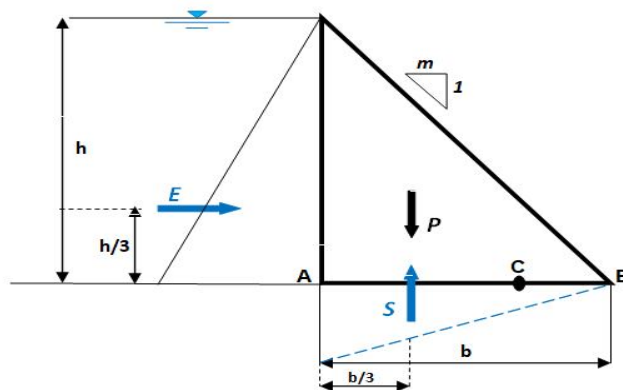
Les barrages en béton ont des points communs. D'une part, l'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé, mis en place à une cadence élevée avec des moyens fortement mécanisés. D'autre part, de manière générale, la géométrie est optimisée de sorte à éviter l'apparition de tractions dans le béton en quelques points pour des conditions normales d'exploitation. Cependant, des contraintes de traction ou l'apparition de fissures ne mettant pas en cause l'intégrité structurale peuvent être tolérées en cas de charges exceptionnelles, tel un séisme (Malcolm et al., 2017).

## 4. ELEMENTS CONCEPTUELS

### 4.1. Barrage poids

#### 4.1.1. Profil géométrique

L'estimation du fruit du parement aval tient compte de la conjugaison de l'ensemble des forces agissant sur le barrage et qui sont présentées sur la figure II.1.



*Figure II.1. Forces exercées sur un barrage poids à profil triangulaire*

En supposant, pour simplifier, que le parement amont sur lequel s'exerce la poussée de l'eau est vertical, la sous-pression est triangulaire et son coefficient vaut  $k$ . Selon la répartition réelle de la sous-pression, influencée par l'écran d'étanchéité et du drainage sous la fondation.

Le parement aval a un fruit :  $m = b/h$ .

Considérons, pour simplifier, que ce profil est soumis aux trois forces principales suivantes :

- Poids propre  $P = \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$  appliqué au centre de gravité G
- Poussée de l'eau  $E = \frac{1}{2} \cdot \rho_E \cdot g \cdot h^2 \cdot L$  appliquée au  $(1/3)h$  de la base
- Sous pressions  $S = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho_E \cdot g \cdot b \cdot h \cdot L$  appliquée au  $(1/3)b$  du pied amont

Avec :

**h** : Hauteur du barrage, **b** : Largeur de la base,  $\rho_B$  : Masse volumique du béton,  $\rho_E$  : masse volumique de l'eau, **k** : Coefficient de sous-pression, **L** : Longueur dans la troisième dimension, souvent égal à 1 pour un modèle bidimensionnel.

Pour que les contraintes soient nulles au pied du parement amont, la résultante doit passer par le point **C** indiqué sur la figure II.1.

En établissant l'équation d'équilibre des moments au point C, on obtient :

$$\sum M_C = E \cdot \frac{h}{3} + S \cdot \frac{b}{3} - P \cdot \frac{b}{3} = 0.$$

Or  $b = m \cdot h$ .

Le développement de cette équation permet d'exprimer m :

$$m = \sqrt{\frac{\rho_E}{\rho_B - k \cdot \rho_E}}$$

Le fruit du parement aval est ainsi indépendant de la hauteur du barrage. Cette relation simple est souvent appelée la règle de Lévy. Lorsque l'on admet  $\rho_B/\rho_E = 2.5$  et k compris entre 0.85 et 1.0, on obtient une valeur minimale pour le fruit du parement aval  $m \geq 78\% - 82\%$  (CFBR, 2012)

D'autres méthodes, donnent une autre estimation des fruits aval en considérant les conditions de fissuration :

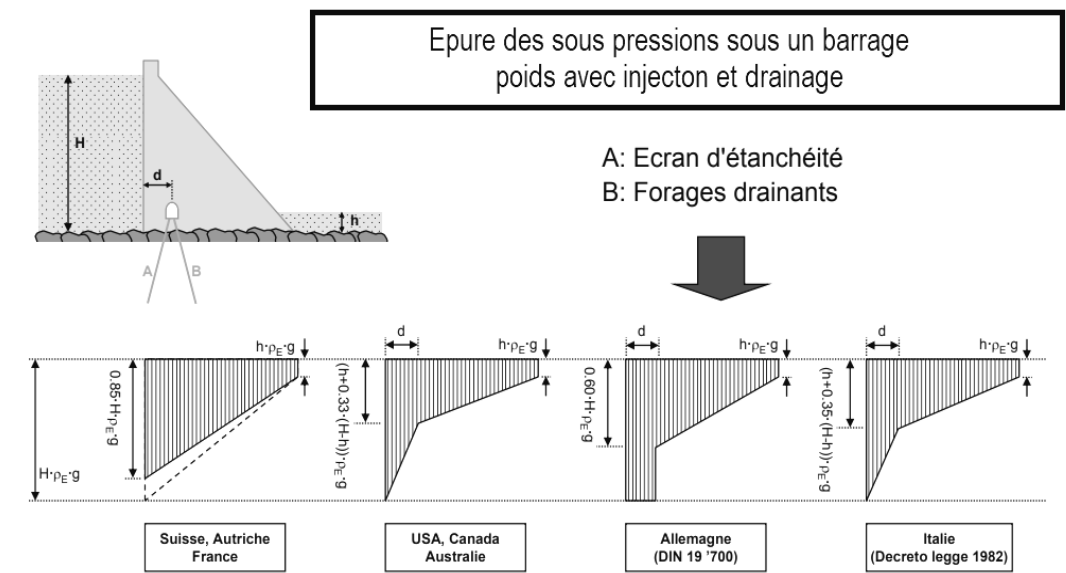
- Condition de non fissuration (M.Lévy)  $m \geq (\gamma - 1)^{-1/2}$ .
- Condition pour une fissuration stable  $m \geq (2\gamma - 3)^{-1/2}$ .

Avec  $\gamma$  densité du béton du barrage. Pour une densité moyenne de 2,35, souvent adoptée pour les cas réels, les valeurs correspondantes sont 0,86 et 0,77 (Lino, 2001; EPFL, 2006).

#### 4.1.2. Caractérisation des sollicitations

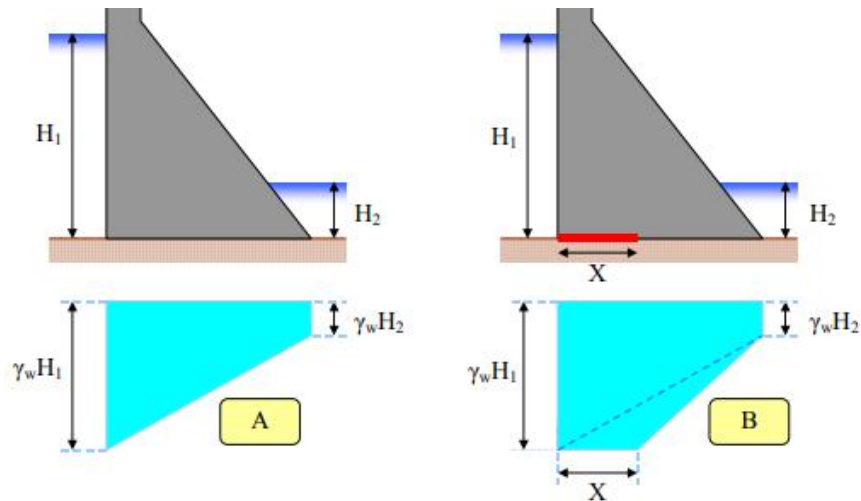
##### a) Sous pressions

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression du plan d'eau en pied amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en pied aval. De même, si un voile d'injection a été réalisé près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval. La considération des sous-pressions, élément importants du comportement des barrages du point de vue stabilité, diffère d'un pays à l'autre. La figure II.2 illustre les différents cas de diagrammes considérés pour l'évaluation des sous-pressions tenant compte des voiles d'injection et de drainage.



**Figure II.2.** Diagramme des sous pressions considérés sur un barrage poids (EPFL, 2006)

Lorsque le barrage ne dispose pas de dispositif de rabattement des sous-pressions, il existe deux situations pour l'estimation des diagrammes des sous-pressions : avec et sans fissures (Figure II.3). En absence de fissures, la sous-pression varie de façon linéaire entre la pression hydrostatique amont et la pression hydrostatique aval (diagramme A). En cas de fissuration, on considère généralement la pleine sous-pression à l'amont de la fissure, et puis un décroissement linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval (diagramme B).

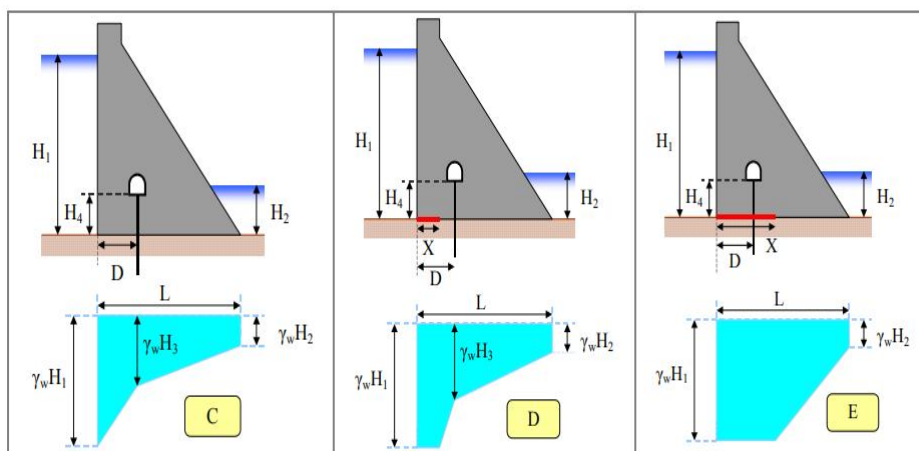


**Figure II.3.** Diagrammes de sous-pressions – absence de dispositif de drainage.

Avec l'existence du dispositif de rabattement des sous-pressions, diverses possibilités existent pour l'estimation du diagramme des sous-pressions lorsque le barrage est muni d'un dispositif de rabattement des sous-pressions (Figure II.4). Elles dépendent de la distance  $D$  des drains par rapport au parement amont et de la longueur  $X$  de la fissure.

Les diagrammes de sous-pressions adoptés sont :

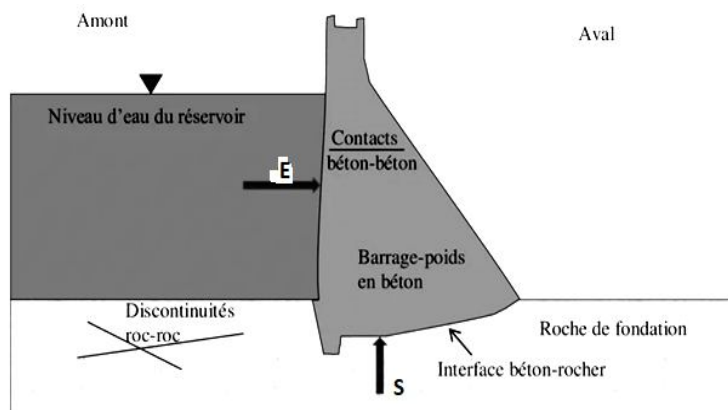
- lorsque le barrage dispose d'un dispositif de drainage et lorsqu'il n'y a pas de fissuration (Diagramme C),
- lorsqu'il y a une fissure qui ne dépasse pas le voile de drainage (Diagramme D)
- lorsqu'il y a une fissure qui dépasse le voile de drainage (Diagramme E).



**Figure II.4.** Diagrammes de sous-pressions – présence de dispositif de drainage.

## b) Contact béton – rocher

Pour les barrages poids, la stabilité est directement liée aux caractéristiques mécaniques des différentes discontinuités composant le barrage et sa fondation rocheuse. Ces discontinuités correspondent aux reprises de bétonnage dans l'ouvrage, à l'interface barrage-fondation ou aux discontinuités présentes en fondation. Les caractéristiques mécaniques en jeu sont la résistance à la traction, liée à un mode de rupture par fissuration et renversement, ainsi que la résistance au cisaillement, liés à un mode de rupture par glissement (Coubard et al., 2018 ; ICOLD, 2000).



*Figure II.5. Illustration du contact béton – rocher pour un barrage poids*

La résistance mécanique de l'interface entre barrage et fondations dépend de la qualité du traitement de la fondation rocheuse, de la qualité de la préparation et de la géométrie du fond de fouille (géométrie en général complexe à redans pour assurer le meilleur ancrage possible). L'interface fondation-barrage est donc rarement un simple plan mais plutôt une zone de quelques mètres d'épaisseur (dépendant de la géométrie du contact et de l'épaisseur des traitements de collage). En première approche, si la fondation est une roche saine présentant des bonnes qualités mécaniques, la valeur souvent proposée pour la tangente de l'angle de frottement barrage-fondations est voisine de 1, pouvant atteindre 1,2 à 1,4 (CFBR, 2012).

c) Sollicitation sur le barrage

La recherche des conditions de stabilité des ouvrages et le calcul des contraintes dans les matériaux qui les constituent nécessitent la connaissance des forces appliquées à ces ouvrages.

La figure II.6 illustre les différentes sollicitations appliquées sur un barrage poids.

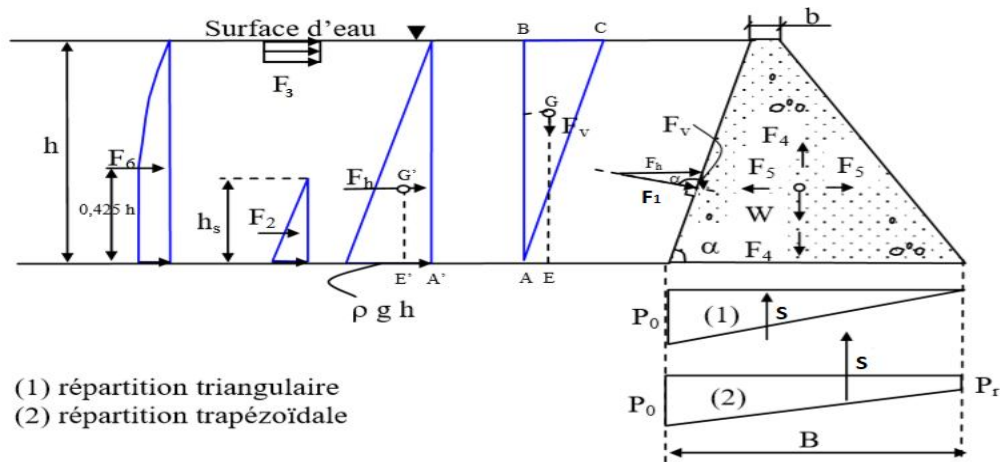


Figure II.6. Forces agissant sur un barrage poids (Malek et Zouheir, 2012)

- Poussée hydrostatique  $F_1$

C'est la résultante de la composante horizontale de la force de pression hydrostatique de l'eau  $F_h$  et de la composante verticale de pression  $F_v$ .

- Force de pression des vases  $F_2$

Cette force représente la pression des vases déposées à la base du barrage. Cette pression peut être calculée par la théorie de Rankine pour la pression des terres, appliquée au poids apparent ou submergé des vases.

- Poussée de la glace  $F_3$

La glace qui se forme à la surface du plan d'eau du réservoir en hiver, exerce une poussée horizontale au couronnement en haut du parement amont du barrage. Cette poussée peut varier de 10 à 50 t/ml. A titre indicatif, les barrages suédois sont calculés avec une force de 30 t/m<sup>2</sup>

- Forces d'actions des séismes  $F_4$  et  $F_5$

Ces forces représentent les composantes horizontale et verticale des forces d'accélération dues aux séismes. Aux USA, la plus part des barrages des régions actives ont été dimensionnés pour une accélération égale à 0.1g, soit le dixième de l'accélération de la pesanteur, agissant dans toutes les directions.

- Force d'inertie d'un tremblement de terre  $F_6$

Cette force représente la force d'inertie de l'eau sur la face amont du barrage, suite à un tremblement de terre. Une bonne approximation de cette force est donnée par Von Karman.

- Force de sous-pressions  $S$

Cette force agit sur toute la longueur de base du barrage. La distribution des sous-pressions sur la base plane du barrage est, en général, supposée linéaire pour le calcul de stabilité, elle décroît de l'amont vers l'aval du fait des pertes de charge. Pour une répartition triangulaire, la sous-pression sur le parement amont est  $P_0 = \rho g h$  et s'annule sur le parement aval. Si le parement aval contient une certaine profondeur d'eau, la répartition des sous pressions est trapézoïdale, comprise entre  $P_0$  en amont et  $P_r$  en aval.

- Poids propre  $W$

Cette force s'applique au centre de gravité de la section transversale du barrage et dépend de la forme de cette dernière et de la densité moyenne du béton. Dans le cas d'un barrage poids en béton, la densité est de l'ordre de 2.3 à 2.4 (CFBR, 2012).

#### **4.1.3. Stabilité des barrages poids**

##### **a) Stabilité au glissement**

Les forces horizontales  $\sum F_h$ , telles que la poussée de l'eau  $F$ , celle des vases, qui s'exercent sur le barrage tendent à le déplacer vers l'aval. La résistance à ces forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par les fondations grâce à leur cohésion  $c$ , et à leur coefficient de frottement  $\text{tg } \varphi$ . En général, la cohésion est considérée négligeable et la résistance du barrage aux forces horizontales est offerte par les fondations grâce au frottement généré à la base du barrage. Le coefficient de frottement est égale à :  $f = \text{tg} \varphi$ . Ce coefficient



peut être approché par les valeurs suivantes en fonction de la nature des sols de fondations :  
 $f = 0.7$  pour les roches,  $f = 0.3-0.36$  pour les formations sableuses et  $f = 0.2-0.25$  pour les argiles (EPFL, 2006 ; Asthana, 2022).

La stabilité au glissement est assurée si la condition suivante est satisfaite.

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq \text{tg} \varphi$$

Le coefficient de sécurité au glissement doit vérifier :

$$K_c(\text{glissement}) = \frac{f \cdot \sum F_v + C \cdot S_b}{\sum F_H} > 1$$

Avec :

$K_c$  : Coefficient de sécurité au glissement

$f$  : Coefficient de frottement

$C$  : Cohésion des fondations

$S_b$  : Surface d'emprise du barrage avec sa fondation

$\sum F_h$  : Somme des forces horizontales

$\sum F_v$  : Somme des forces verticales (plan AB)

#### b) Stabilité au renversement

Le rapport moments résistants  $M_r$  (poids propre de l'ouvrage  $W$ ) et des moments moteurs  $M_m$  (poussée de l'eau  $F$  et sous-pression  $S$  par exemple) définit le coefficient de sécurité au renversement :

$$K_c(\text{renversement}) = \frac{\sum M_r}{\sum M_m} > 1$$

#### 4.1.4. Calcul de l'excentricité de la résultante des forces

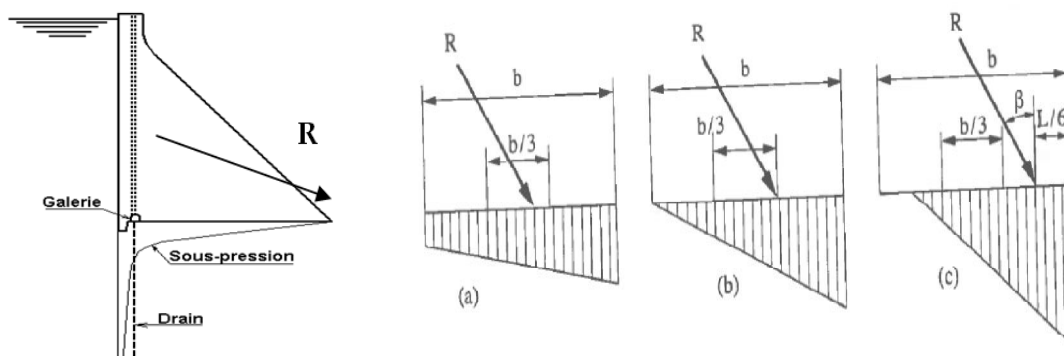
L'excentricité, définie par la distance entre le centre de gravité du barrage et le point d'application de la résultante des forces qui ne doit pas excéder la valeur de  $b/6$  ( $b$  étant la base du barrage) peut être évaluée par :

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

Avec

$\sum M_c$  : Somme des moments au centre de la ligne de base.

$\sum F$  : Somme de toutes les forces



**Figure II.7.** Relation entre la surface de base comprimée et la position de la résultante a) Dans le tiers central, b) A la limite aval du tiers central, c) A la limite aval tolérable en cas de séisme (Schleiss et Pougatsch, 2011).

#### 4.1.5. Vérification dynamique, approche simplifiée : méthode pseudo-statique

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.

##### a) Composante horizontale

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  $\Delta P$  dont Westergard propose l'expression suivante :

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

Avec :

- $\alpha_h$  : coefficient d'accélération sismique horizontale
- $h_w$  : charge d'eau
- $Z$  : profondeur
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau

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

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

$C$  : est le coefficient lié à la pente de la face amont du barrage.

## b) Composante verticale

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

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

-  $\alpha_V$  : coefficient d'accélération sismique verticale

-  $V$  : 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 accidentelles horizontale et verticale respectivement  $F_{H(\text{séisme})}$  et  $F_{V(\text{séisme})}$  (Altunisik, 2015).

- Stabilité au glissement

$$K_c(\text{Dynamique}) = \frac{\sum F(\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum F(\text{motrices})_{\text{statique}} + F_{V(\text{séisme})} + F_{H(\text{séisme})}}$$

- Stabilité au renversement

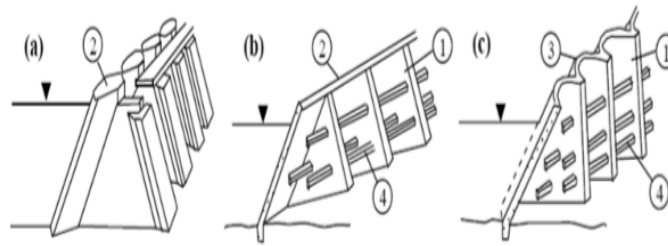
$$K_c(\text{Dynamique}) = \frac{\sum M(\text{resis})_{\text{Statique}}}{\sum M(\text{motrices})_{\text{statique}} + M_{V(\text{séisme})} + M_{H(\text{séisme})}}$$

## 4.2. Barrages à contreforts

### 4.2.1. Avantages et limitation du profil

Ces barrages offre un avantage considérable pour la quantité de béton nécessaire : il faut 4 à 5 fois moins de béton pour un barrage à contreforts par rapport à un barrage-poids de même hauteur. Inversement, il s'agit de structures complexes, plus sensibles aux effets thermiques et aux séismes et qui nécessitent une attention particulière pour le contact avec le rocher de fondation.

On distingue plusieurs profils de barrages à contreforts : barrage à dalle courbée, à dalle plane et à multi-voûtes (Figure II.8)

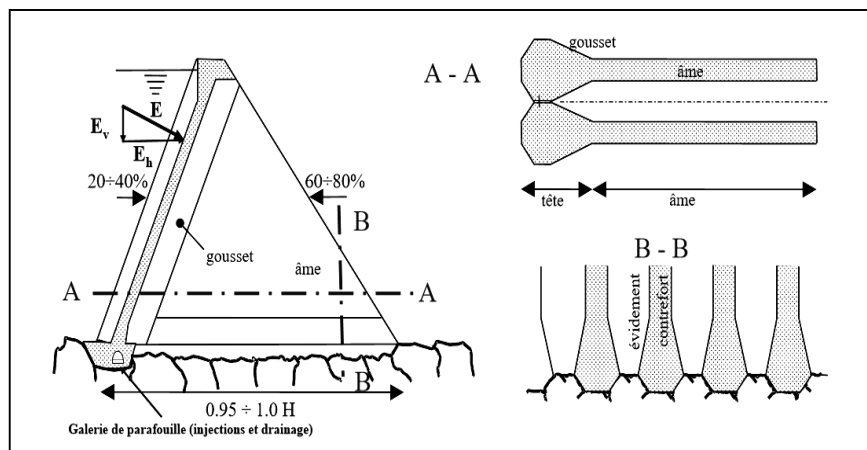


Barrages à contreforts, a) à dalle courbée, b) à dalle plane, c) à multi-voûtes.

**Figure II.8.** Types de profils des barrages à contreforts

Aussi, on compte différents types de contreforts :

- La tête,
- 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.



**Figure II.9.** Dispositions conceptuelles des barrages à contreforts évidés

Une variante majeure de ce dernier type forme les barrages à voûtes multiples : une vallée trop large pour être barrée par une seule voûte est découpée par plusieurs contreforts et la bouchure est constituée par une voûte plus importante (CFBR, 2015).

Pour les barrages en béton, la recherche de critères de sécurité combinée à une optimisation des coûts a toujours été un défi pour les concepteurs. Les conceptions de barrages en béton sont réalisées dans le but de réduire les contraintes de traction dans le matériau provoquant des fissures, notamment lors de tremblements de terre (Pouraminian et Ghaemian, 2017).

L'évolution de la conception des barrages et de la maîtrise de leur comportement a permis de réaliser d'importantes économies. Concernant par exemple les barrages à contreforts, le développement du profil des têtes et des contreforts à épaisseur variable a permis une économie d'environ 14 % sur le volume de béton (Ilinca et al., 2014).

Cependant, la fissuration du béton reste encore une contrainte majeure, notamment sous l'effet des chargements dynamiques. La sécurité des barrages en béton, en particulier ceux à contreforts, est étroitement liée au problème de la fissuration lors des tremblements de terre (ICOLD, 2001). Sous l'effet de la fissuration, la sécurité des barrages peut être encore davantage compromise par des conditions de charge en eau sévères (Pouya et Vu, 2012).

De nombreux anciens barrages en béton ont été conçus à l'aide de méthodes obsolètes ou de critères de conception sismiques qui ne tenaient pas compte des charges sismiques réelles, en particulier dans le sens traversant la vallée (USACE, 2019).

Les contraintes sur le sol de fondation sont notablement plus élevées pour un barrage poids que pour un barrage à contreforts de même hauteur. Le barrage à contreforts provoque sur le sol de fondation des contraintes presque uniformément réparties. Pour le barrage poids, ces contraintes diffèrent pour les cas de retenue pleine ou vide. Le barrage à contreforts présente un autre avantage technique, il n'est pas soumis à une sous-pression appréciable. 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 permettant 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 (CFBR, 2015).

#### **4.2.2. Distribution des sollicitations**

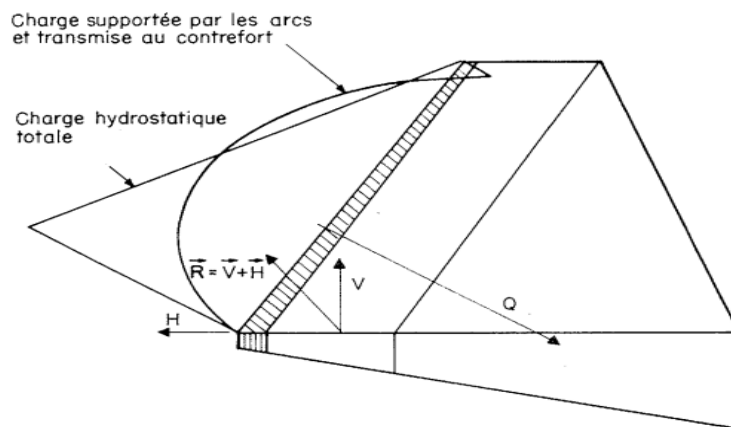
##### **a) Poussée hydrostatique**

Pour un barrage à contreforts à voûtes multiples, le type le plus couramment adopté aujourd'hui, la poussée de l'eau s'exerce presque entièrement sur les voûtes. Actuellement, ces

poussées sont équilibrées non seulement par la réaction des contreforts, mais aussi par le rocher situé sous leurs fondations. La composante horizontale  $H$  de cette force se manifeste sous forme d'effort tranchant à la base des consoles. La portion de la poussée totale absorbée directement par la fondation des voûtes est significative par rapport à la poussée totale. Toutefois, on suppose généralement que la poussée de l'eau est intégralement transférée sur la face amont du contrefort (Jansen, 2003).

#### b) Mode d'appui des contreforts

En général, les contreforts sont simplement posés sur le rocher. La surface de contact béton-rocher doit de ce fait être considérée comme une liaison unilatérale apte à transmettre exclusivement des contraintes de compression. Si le contrefort était simplement sollicité par une flexion latérale, cette dernière donnerait lieu, au niveau de l'appui, à des extensions incompatibles avec ce mode de liaison.

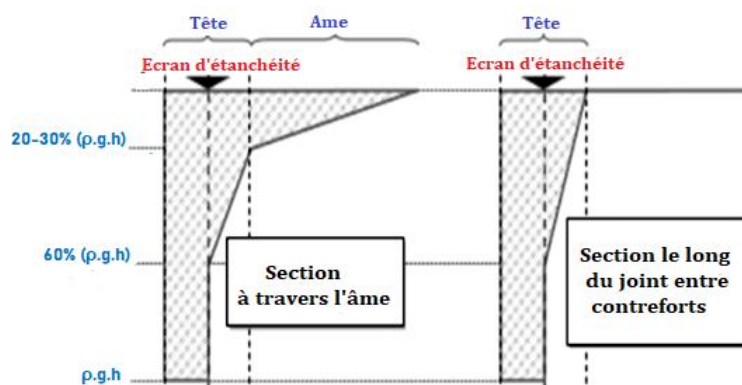


**Figure II.10.** Répartition de la charge entre le contrefort et la fondation propre de la voûte.

#### c) Distribution des sous pressions

Une comparaison entre un barrage poids et un barrage à contreforts de même hauteur est intéressante. En effet, au point de vue des contraintes sur le sol de fondation, et sous l'effet du poids propre, de la poussée de l'eau et de leur résultante, pour le barrage à contreforts, souvent, les contraintes sont très approximativement uniformes pour le poids propre comme pour la poussée de l'eau. Au contraire, pour le barrage-poids, les contraintes sont maxima à

l'amont lorsque le lac est vide, et maximum à l'aval lorsque le lac est plein. Du point de vue sous pressions, le profil du barrage à contreforts, sur site équivalent offre de meilleurs conditions de drainage et une réduction des sous pressions par rapport à la variante profil poids. Aussi, la concentration des sous pressions est enregistrée principalement au niveau de la tête des contreforts. La figure II.11 donne la répartition des sous pressions au niveau de l'âme et de la tête des contreforts et selon les sections à travers l'âme et les joints entre les contreforts.



*Figure II.11. Distribution des sous pressions sous les barrages à contreforts*

#### d) Analyse de la stabilité

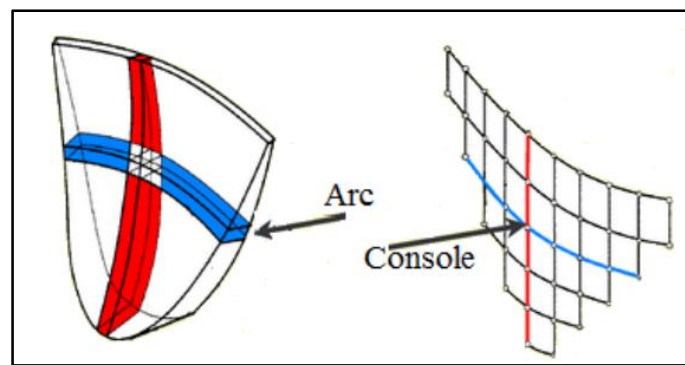
La vérification de la stabilité des barrages à contreforts est similaire à celle d'un barrage poids (bidimensionnel). Si l'ouvrage est suffisamment arqué ou qu'il est enchâssé entre les deux rives, un effet tridimensionnel peut être pris en compte avec des méthodes de calcul beaucoup plus complexes de type éléments finis. On étudie la stabilité du plot le plus haut, ou d'une tranche de 1m d'épaisseur de rive à rive.

### 4.3. Barrage voûtes

Les barrages-voûtes sont des structures monolithiques, bien qu'ils ne soient pas construits en une seule étape. Pendant la construction, le barrage est divisé en plots verticaux de dix à vingt mètres de longueur. Chaque plot est édifié par levées de bétonnage successives, avec un serrage du béton par vibration. Une fois tous les plots construits, on procède au clavage de la

voûte en injectant, sous pression, les espaces entre les plots, redonnant ainsi à la structure son fonctionnement global (USACE, 2005).

En zone sismique, les barrages-voûtes sont souvent plus adaptés que les barrages poids, à condition que la géologie et l'intégration des ouvrages annexes soient favorables. Les barrages-voûtes sont particulièrement appropriés pour les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), où la qualité des fondations, surtout sur les rives, est excellente. Le comportement des barrages-voûtes combine les caractéristiques des consoles et des arcs. Un barrage-voûte transfère la majeure partie de la poussée de l'eau vers les rives par des effets d'arc. Un type intermédiaire de conception entre les barrages poids et les barrages-voûtes est le barrage poids-voûte, qui bénéficie des avantages de chaque type. Les barrages poids-voûte équilibrent la poussée de l'eau en utilisant une partie de leur poids et transmettent une partie de cette poussée aux rives et aux fondations (CFBR, 2021).



**Figure II.12.** Fonctionnement conjugué arc-console d'un barrage voûte

La stabilité des barrages-voûtes dépend principalement de la capacité des appuis rocheux à supporter les efforts concentrés résultant de la poussée des arcs et de l'encastrement de la structure. Un barrage-voûte nécessite une vallée étroite et un rocher de très bonne qualité mécanique. Deux critères principaux doivent être respectés dans ce contexte : la résistance à la compression des arcs et la résistance des appuis, y compris les interfaces béton-fondation, aux poussées transmises (Carrere et Coyne, 2001).



En réalité, l'encastrement des arcs au niveau des rives génère des moments fléchissant et des efforts tranchants, réorientant les poussées vers l'aval. Aux naissances des arcs, cela entraîne une augmentation des contraintes de compression à l'aval et une diminution à l'amont, pouvant aller jusqu'à des tractions (CFBR, 2021).

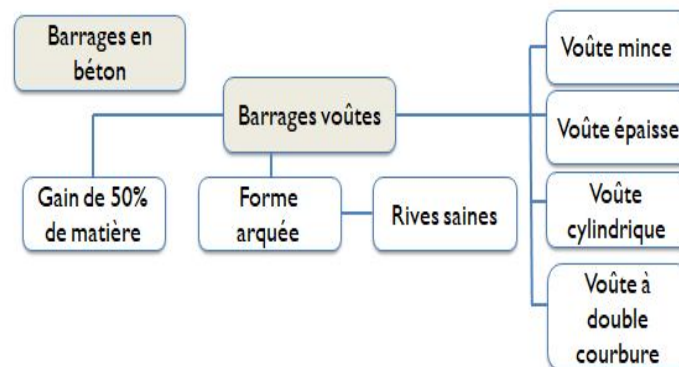
#### 4.3.1. Caractérisation du profil type

##### a) Classes du profil type

Le barrage voûte est une sorte de barrage nommé en raison de sa forme arquée distinctive. La forme courbée de ces barrages permet une résistance à la pression de l'eau. Certains barrages voûtes sont arqués selon les deux plans (horizontal et vertical), dans ce cas on parle de barrage voûte à double courbure. Ces ouvrages représentent 4,4% de tous les barrages et 25% des barrages en béton. En plan, sa coupe a une forme courbée, ce qui lui permet de transférer la majeure partie des forces dues à l'action de l'eau sur ses parois vers les roches d'ancrage situées sur les deux rives. L'incorporation par contre des évacuateurs de crue est difficile et onéreuse puis qu'elle nécessite, en général, de grands massifs de support (Hoonakker, 2017).

Les barrages voûte sont classifiés (Figure II.13) selon les catégories ci-dessous:

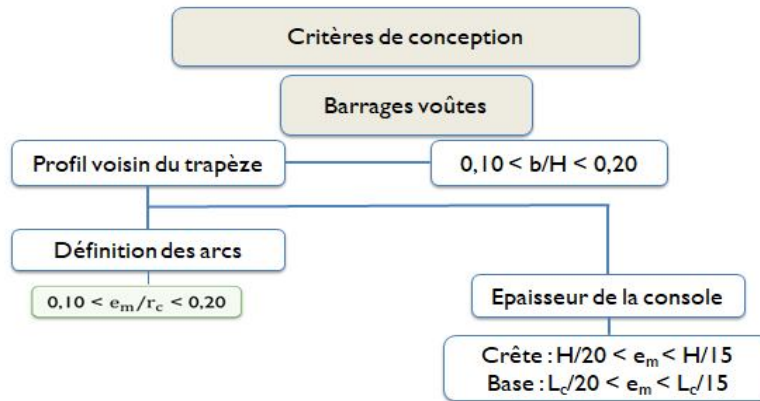
- Barrage à voûte épaisse,
- Barrage à voûte mince,
- Barrage à voûte cylindrique,
- Barrage à voûte à double courbure.



*Figure II.13. Différents type de barrages voûtes*

## b) Critères de rigidité

Les profils en travers ont une forme générale voisine de celle d'un trapèze, avec le rapport  $b/H$  en générale compris entre 0.10 et 0.20, avec  $b$  et  $H$  sont respectivement la largeur de base et la hauteur maximale du barrage (Figure II.14). Ce rapport est voisin de 0.75 pour un barrage poids (Fengjie, 2018)



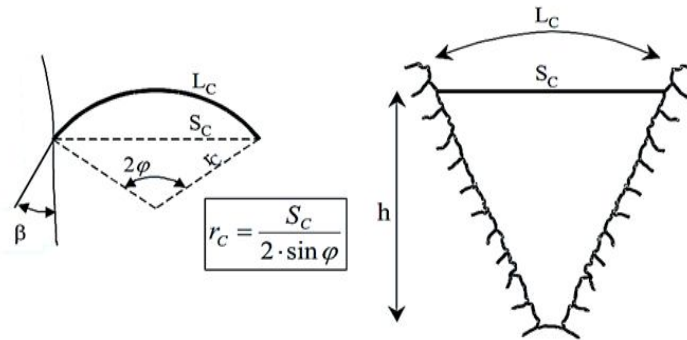
**Figure II.14.** *Éléments conceptuels des arcs et consoles des barrages voûtes*

## c) Ouverture de l'arc et rayon de courbure

Il est judicieux de rechercher les faibles rayons qui induisent des faibles contraintes et par conséquent des épaisseurs moindres : gain de volume. La limite réside au niveau de la crête, l'arc supérieur devant avoir des incidences convenables sur les rives. Plus bas, on ne peut réduire trop vite les rayons sous peine d'aboutir à une forme non stable sous son propre poids. La Figure II.15 indique les principaux paramètres descriptifs des arcs. La géométrie préliminaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rayon de courbure  $r_c$  diminue de manière continue du haut vers le bas,
- Au niveau du couronnement, l'angle d'ouverture au centre  $2\varphi$  est de l'ordre de 120 à 130°,
- A mi-hauteur, l'angle d'ouverture au centre  $2\varphi$  est supérieur à 85°,

- A la base, l'angle d'ouverture au centre  $2\varphi$  est environ égale à  $80^\circ$ , cette condition est relativement facile à satisfaire dans les vallées en forme de V, mais beaucoup plus difficile dans les vallées en forme U (Sadeghi, 2023).



**Figure II.15.** Définitions des critères géométriques des arcs

d) Détermination de l'angle d'ouverture de l'arc par la formule du tube

Pour calculer l'angle d'ouverture économique du barrage, le rayon de courbure et l'épaisseur de la voûte  $R$  et  $e$  doivent être exprimés en fonction de la contrainte dans l'arc  $\sigma$  (EPFL, 2006 ; Panicker, 2021).

$$e = P \cdot R / \sigma$$

Le volume du barrage peut être approché par  $V = 2\varphi \cdot R \cdot e \cdot l$

$$V = 2 \cdot \frac{P \cdot R^2}{\sigma} \cdot \varphi$$

$R$  peut être exprimé également par  $R = L_c / 2 \sin \varphi$

Et donc le volume devient 
$$V = \frac{2 \cdot P \cdot L_c^2}{4 \sigma \sin^2 \varphi} = \frac{P \cdot L_c^2}{2 \sigma} \cdot \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi}$$

On pose  $K = P \cdot L_c / 2 \cdot \sigma$ , l'expression du volume devient 
$$V = K \cdot \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi}$$

Le minimum de  $V$  coïncide avec celui de l'expression  $\varphi / \sin^2 \varphi$ , c'est-à-dire pour la valeur de  $\varphi$  annulant sa dérivée, ce qui donne :

$$\frac{\delta V}{\delta \varphi} = K \cdot \left[ \frac{\sin^2 \varphi - 2\varphi \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{\sin^4 \varphi} \right] = 0$$

$$\sin^2\varphi - 2\varphi.\sin\varphi.\cos\varphi = 0$$

$$\sin^2\varphi = 2\varphi.\sin\varphi.\cos\varphi$$

$$\sin\varphi = 2\varphi.\cos\varphi$$

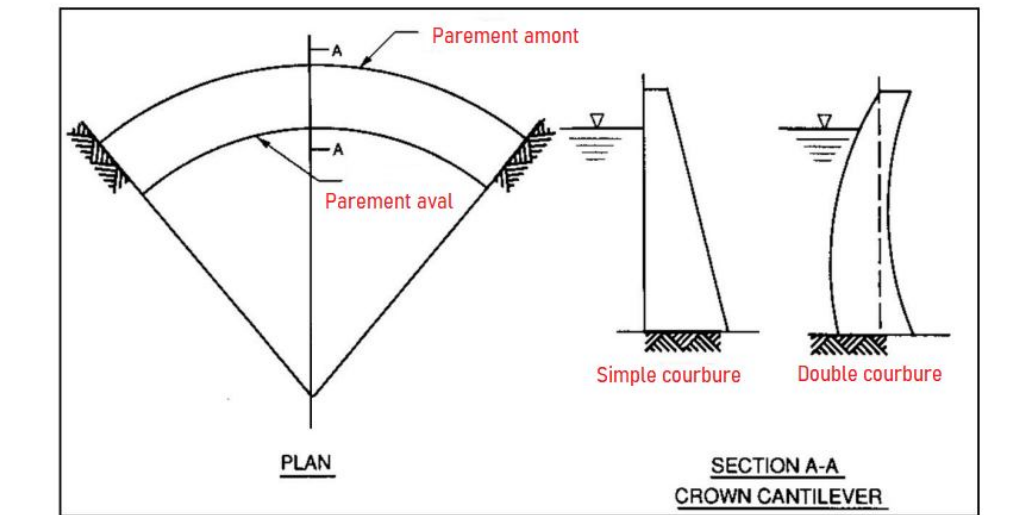
$$\sin\varphi / \cos\varphi = 2\varphi$$

$$\operatorname{tg}\varphi = 2\varphi$$

Ce qui correspond à :  $2\varphi = 133^\circ$

#### 4.3.2. Rôle de la double courbure

Elle permet de réduire les rayons des arcs les plus chargés vers le bas. Aussi, elle permet de réduire les cisaillements horizontaux en pied de consoles centrales. La double courbure permet également de pré contraindre le béton en pied amont en concentrant le poids là où des tractions sont attendues, et réduit l'ampleur des ouvertures de pied amont (Goulas, 2016).

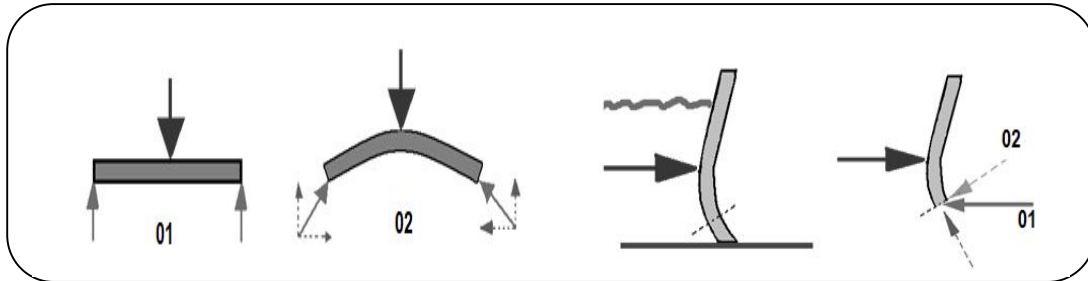


**Figure II.16.** Profil type d'un barrage voûte à simple et double courbure (Goulas, 2016)

La figure II.17 récapitule les avantages structurels des barrages voûtes à simple et à double courbures en matière de réactions au rocher et aux efforts tranchants. En effet le rôle de l'arc est décrit dans deux situations:

- Situation 1 : Réactions du rocher parallèles à la poussée de l'eau et égales à sa moitié,
- Situation 2 : Réactions avec deux composantes dont l'horizontale va induire une compression dans la voûte.

En matière de la courbure : la situation 1 est le cas d'un barrage à simple courbure et la situation 2 est relative à la double courbure. La double courbure permet la diminution de l'effort tranchant.



**Figure II.17.** Avantages structurels des barrages voûtes à simple et double courbure

Dans le cas de la courbure variable avec des arcs circulaires, les consoles latérales plus courtes mobilisent une plus grande part de la poussée hydrostatique, en conséquence à un niveau donné un arc n'est pas chargé uniformément, il est virtuellement plus chargé au centre que vers les rives. Plutôt que de réduire son épaisseur en allant de la clé vers les rives, ce qui présente beaucoup d'inconvénients, on préfère augmenter les rayons de courbure. Ceci peut être fait brutalement ou bien mieux progressivement avec la spirale logarithmique (Patil et Charhate, 2017).

## 5. CONCLUSION

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. Les barrages poids BCV sont progressivement substitués par ceux en BCR et ce en vue des énormes avantages qu'offre ce dernier profil. 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. Ce sont là les premières orientations pour le choix du profil préliminaire du barrage poids ou à contreforts.

Pour les barrages voûtes, structures hyperstatiques, elles sont le siège de processus normaux d'adaptation et de redistribution d'efforts. Ces processus lorsqu'ils dépassent ceux acceptables dans le cadre d'un état-limite de service peuvent conduire à des ruptures locales qui doivent

être distinguées des processus de rupture globale de l'ouvrage, attribuables principalement à celle des appuis.

Les barrages-voûtes sont ceux qui se comportent le mieux lors des séismes. La tenue d'un barrage-voûte dépend essentiellement de la tenue de ses appuis. Aussi, ce type de barrages est sensible aux maladies du béton (gonflement, retrait, fluage..etc) ainsi qu'aux contraintes de traction élevées provoquant de l'endommagement et de la fissuration.

En guise de synthèse, 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. La conception des barrages en béton, tient compte généralement des conditions de stabilité générale par rapport aux qualités du rocher de fondations mais également de tous les aspects liés à l'endommagement et à la fissuration du béton.

# *Chapitre III*

---

## *Exploration du comportement des barrages voûtes*

## **1. COMPLEXITE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES VOUTES**

Ces dernières années, de nombreuses études de sécurité ont été réalisées en insistant sur des préoccupations relative à la stabilité à la base des barrages-voûtes dans les vallées larges, la poussée sur des blocs de butée avec excavation peu profonde en raison de la température ou du gonflement du béton, interactions barrage-voûte et fondation, gonflement, fluage, résistance aux séismes, etc. Ces études ont abouti à des conclusions méthodologiques en matière d'évolutions en termes de modélisation non linéaire, couplage hydraulique/mécanique dans les fissures, prise en compte des effets thermiques, etc (ICOLD, 2018a). De plus, il est difficile de définir des critères précis en raison du caractère de comportement hyperstatique et tridimensionnel des barrages-voûtes.

### **1.1. Importance des fondations dans les projets de barrages**

Aujourd'hui, les fondations d'un barrage sont une composante essentielle de l'aménagement hydraulique, nécessitant une attention particulière tant pendant la durée de vie de l'ouvrage qu'avant même sa construction. En effet, elles déterminent en grande partie le type de barrage pouvant être construit sur un site donné. Une étude géologique détaillée ainsi qu'une caractérisation mécanique et hydraulique approfondie sont indispensables pour la réalisation d'un projet de barrage. Sans cela, les conséquences peuvent aller d'un simple surcoût à une catastrophe. Les hétérogénéités et discontinuités géologiques et géo-mécaniques des fondations rendent le système complexe et difficile à caractériser complètement par des mesures ponctuelles. De plus, les fondations subissent, tout au long de la vie de l'ouvrage, des sollicitations considérables provenant des efforts directement transmis par le barrage, influencés par les cycles thermiques et de remplissage, ainsi que de l'action permanente de l'eau de retenue et de ses infiltrations, qui modifient leur comportement (De Granrut, 2019).

### **1.2. Exigences géologiques**

Les exigences de fondations liées aux considérations géologiques affectent le choix du type de barrage. Les considérations géologiques de base sont liées aux interactions entre les



structures génie civil et les masse de terrain concernées. Le tableau III.1 récapitule les impacts de quelques considérations géologiques sur les barrages voûtes.

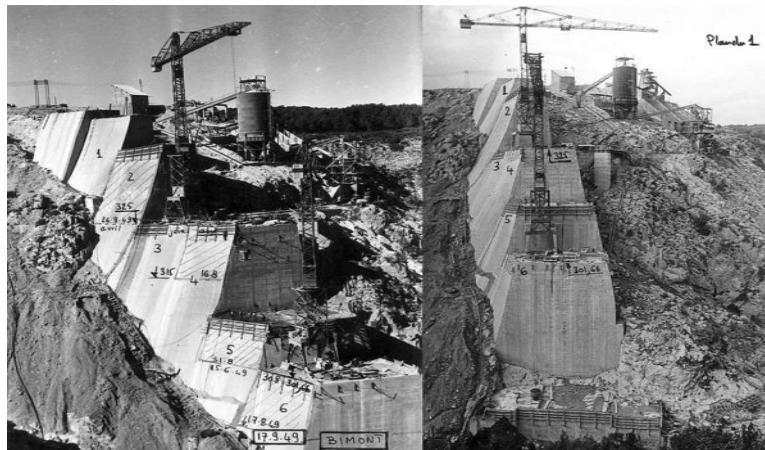
**Tableau III.1.** Impact des considérations géologiques sur les fondations des barrages (ICOLD, 2005)

Considération géologique	Exigences pour les fondations des barrages
Considération de base	<p>Les exigences les plus sévères s'appliquent aux barrages voûtes à double courbure. Les parois de la vallée doivent résister aux forces imposées sans déformations excessives.</p> <p>Identification de blocs de rocher potentiellement instables</p>
Stabilité (glissement, glissement des coins du rocher..etc)	<p>La présence de couches rocheuses inclinées vers l'aval donnant sur une face ouverte va dérangé la stabilité du barrage.</p> <p>La pression hydraulique dans les pores et les fissures peut déstabiliser d'avantage des parties de rocher potentiellement instables.</p>
Mesure corrective: Approfondissement de l'excavation, ancrage, injection, drainage, clés de cisaillement..etc	

A titre d'illustration, les figures III.1 et III.2 montrent la nature géologique ainsi que le type d'ancrage des fondations de certains barrages voûtes. Il s'agit de vallées étroites en V, idéales pour la projection de barrages voûtes. L'encastrement dans ce type de vallée octroi au barrage sa caractéristique d'hyperstatique. La stabilité des voûtes dépend essentiellement de la capacité des appuis rocheux à supporter des efforts relativement concentrés, dus à la poussée des arcs et à l'encastrement de la structure. Le barrage voûte exige une vallée étroite et un rocher de très bonne qualité mécanique.



**Figure III.1.** Géologie typique de faisabilité des barrages voûtes



**Figure III.2.** Réalisation et ancrage des plots de rives d'un barrage voûte

Aussi, et sur le plan géomorphologique, un nombre important de barrages voûte ont été construits sur des fondations présentant des structures géologiques complexes. Dans certain projets, les culées des deux rives sont asymétriques, ce qui a un effet négatif sur la sécurité et la stabilité du barrage-voûte. Dans l'histoire de la construction de barrages-voûtes, le manque d'attention portée à l'impact de l'asymétrie géologique a eu de graves conséquences. Par exemple, la rupture du barrage-voûte de Malpasset (construit en 1954) a été provoquée par la faible pente rive gauche et les joints et fissures de la fondation (Zelin et al., 2021 ; Mostafaei et al., 2022).

### **1.3. Comportement au niveau de l'interface barrage-fondation**

Des contraintes de traction élevées peuvent se produire principalement au niveau du pied amont sous l'effet de la pression du réservoir, conduisant à la formation de fissures. Ces fissures restent stables tant que les contraintes de cisaillement ne dépassent pas la résistance au cisaillement du béton massif et de la roche. De plus, les éléments d'interface entre le barrage et la fondation du massif rocheux doivent être définis si la charge de soulèvement doit être prise en compte dans l'analyse. La stabilité d'un barrage-voûte dépend essentiellement de la qualité de ses fondations, le principe de comportement d'un barrage-voûte reposant sur le transfert d'efforts vers les culées par effet d'arc. Les déformations des culées, notamment en cas de déplacements irréversibles, représentent le principal enjeu, car la rupture d'une culée entraînerait à terme la rupture du barrage. Des fuites d'eau au niveau des rives peuvent également provoquer des ruptures en générant des pressions excessives qui déstabilisent ces zones critiques du barrage (ICOLD, 2018b).

#### **1.3.1. Caractérisation de la zone de contact**

Le mode de transmission des efforts par effet d'arc entraîne une compression de l'interface au niveau des rives, tandis qu'au niveau des plots centraux, la prédominance des effets consoles peut engendrer des sollicitations en cisaillement plus importantes, voire une mobilisation en compression de la butée aval. Des sollicitations en cisaillement accrues dans les parties hautes des appuis peuvent poser un défi pour la stabilité des culées. Il est crucial d'évaluer la profondeur de l'encastrement de la voûte, car plus elle est importante, plus la diffusion des contraintes en profondeur dans la fondation est facilitée, le rocher dans la zone d'appui étant généralement de meilleure qualité en profondeur.

Les mécanismes qui interviennent dans la conception des fondations des barrages voûtes se résument principalement aux critères suivants :

Le massif rocheux proprement dit, qui peut présenter des faiblesses dues à une altération homogène du massif ou à une fissuration et/ou fracturation intense dans plusieurs directions

de l'espace. En général, le rocher altéré avec les plus faibles résistances mécaniques se trouve en surface, et la qualité mécanique de la fondation s'améliore avec la profondeur.

Les discontinuités éventuellement présentes dans la masse rocheuse, ayant de faibles propriétés de résistance au cisaillement (CFBR, 2021 ; Andersson et Seppälä, 2015).

### 1.3.2. Résistance au cisaillement de l'interface béton-rocher

Le comportement au cisaillement de cette interface dépend de l'effort normal appliqué, des déformabilités de la roche et du béton, de la morphologie de la surface rocheuse et éventuellement de la propreté avant le coulage. Dans la littérature, un effet d'échelle a été mis en évidence : les évaluations de la résistance au cisaillement réalisées expérimentalement sur de petites interfaces au laboratoire donnent des valeurs différentes de celles estimées par rétro-analyse sur barrages existants (Mouzannar, 2016). Dans certains cas de figure, l'inclinaison des fondations vers l'amont avec ou sans redans permet d'améliorer d'avantage la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche comme l'indique les figures III.3 et III.4.

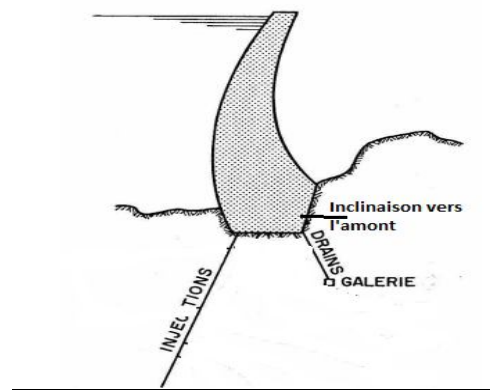
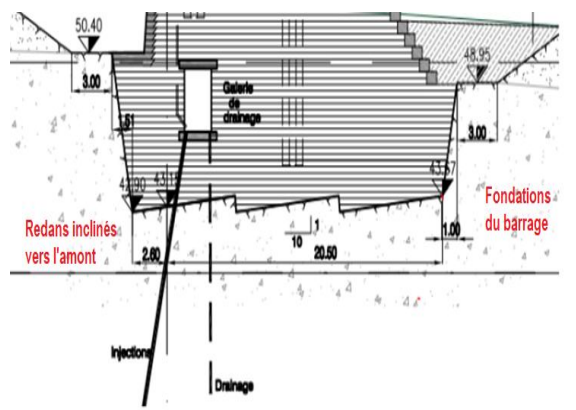


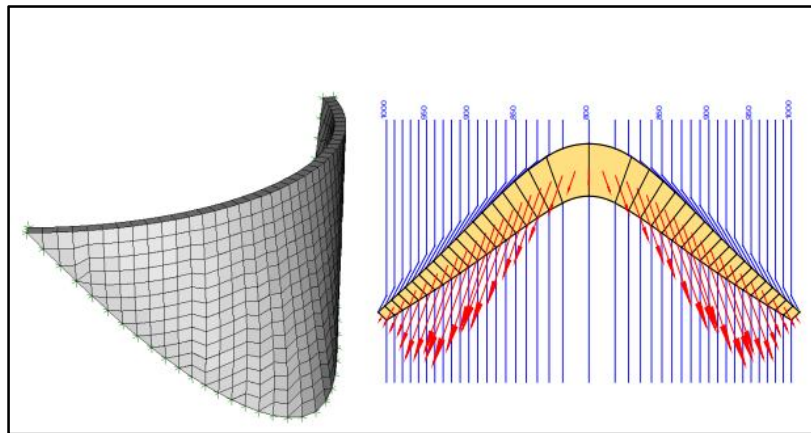
Figure III.3. Fondations et redans inclinés vers l'amont

Figure III.4. Fondations inclinées vers l'amont

### 1.3.3. Glissement au niveau de l'interface barrage-fondations

Le processus d'évaluation de la possibilité d'une rupture par glissement pour les barrages-voûtes n'est pas aussi simple comme c'est le cas des barrages poids. Les mécanismes de défaillance doivent être considérés en 3D. Si l'arc est bien ancré dans la fondation, le glissement vers l'aval ne peut être permis que par le haut de la culée de glissement. La figure

III.5 illustre la direction et l'ampleur de la force de poussée de la fondation au niveau de l'interface barrage-voûte pour un barrage-voûte typique (Wu et al., 2019 ; FERC, 2018)

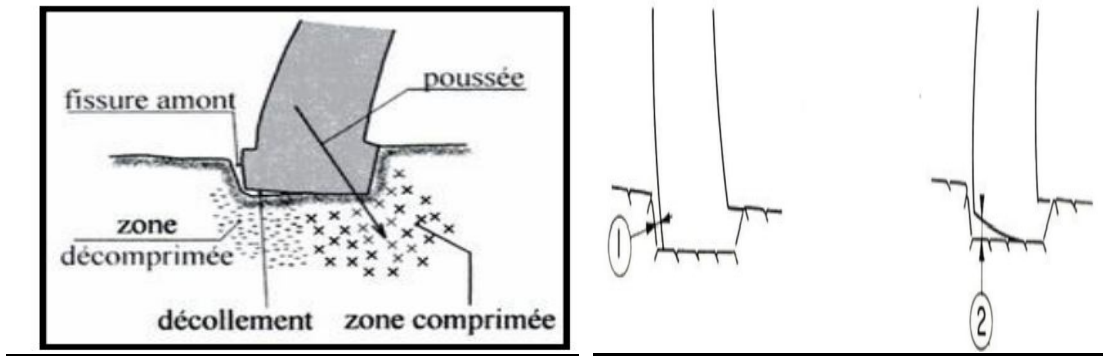


*Figure III.5. Direction et l'ampleur de la force de poussée de la fondation au niveau de l'interface barrage voûte-fondation (FERC, 2018)*

#### **1.4. Cisaillement à la base des consoles centrales**

Dans le cas de barrages construits dans de larges vallées et/ou dans des fonds de vallées plats, un cisaillement des consoles centrales peut se produire sous l'effet du transfert vertical des charges par les consoles et les sollicitations de flexion sous la charge hydrostatique du réservoir (Hu et al., 2023).

La fissuration du pied amont a été à ce jour observé sur de nombreuses grandes voûtes et affecte particulièrement les voûtes minces situées en vallée large. Le comportement en traction du pied amont conduit en général à l'apparition d'une fissuration du béton au pied du parement amont, ou du rocher de fondation sous le contact, ou encore du contact entre le béton et le rocher, généralement au niveau du fond de vallée (plots centraux). Cette fissuration du pied amont de la voûte se traduit notamment par une brusque montée des sous-pressions mesurées sous l'ouvrage. La figure III.6 illustre ce phénomène en fonction de l'orientation de l'ouverture des fissures.



**Figure III.6.** Fissuration du pied amont – Ouverture du contact amont : ouverture "horizontale" (1), ouverture "verticale" (2)

### 1.5. Comportement des joints de contraction

Un barrage-voûte en béton est construit comme un ensemble de blocs monolithiques séparés par des joints de contraction. Les monolithes sont construits séparément afin de permettre le refroidissement et le retrait de se manifester de manière indépendante. Ces joints sont injectés sous haute pression dans le but de former une structure monolithique complète. Même après leur injection, les joints de contraction continuent de fonctionner, notamment sous des sollicitations dynamiques (Leitão et al., 2023).

### 1.6. Contraintes excessives dans le béton

La résistance du béton dépend de la résistance à la compression des arcs. La contrainte de traction n'est pas problématique mais nécessite des modèles plus complexes. Il ya lieu de s'assurer que les fissures induites par des contraintes de traction excessives ne couvre pas une grande surface soumise à des contraintes de cisaillement (CFBR, 2021).

### 1.7. Déformations et déplacements

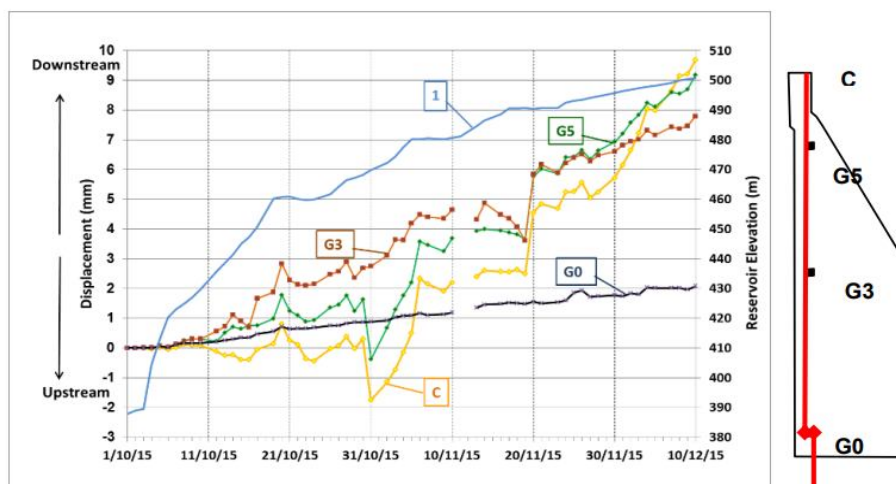
Après une phase initiale qui suit leur mise en eau et pendant laquelle des déplacements irréversibles vers l'aval, dus principalement au retrait et au fluage du béton ou de la roche sont observés, un nombre grandissant d'ouvrages en voûte présentent une évolution inverse vers l'amont après 30 ou 50 ans d'exploitation (Bourdarot, 2010).

Les effets des déformations irréversibles s'ajoutent aux effets des chargements apportés par le poids propre, la retenue mais également les situations thermiques d'été et d'hiver. Les

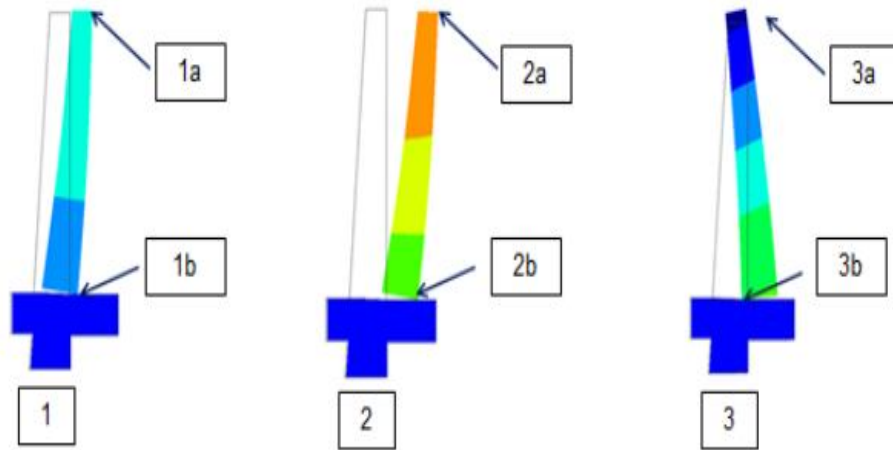
conséquences en terme de distributions de contraintes peuvent aisément expliquer dans certains cas les faciès de fissuration observés (Bourdarot, 2016).

Les déformations, dans certains cas, peuvent ne pas être uniformes. La Figure III.7 montre les déplacements non uniformes dans la partie supérieure d'un barrage-poids-voûte.

Les calculs cycliques sont particulièrement pertinents pour les barrages-voûtes situés dans de larges vallées. La figure III.8 concerne un barrage relativement mince ( $e_{\max}/H_{\max} = 0,13$ ) avec un rapport L/H d'environ 5. Des calculs non linéaires ont confirmé une ouverture significative au contact barrage/fondation. De plus, un déplacement tangentiel irréversible est déclenché sous les consoles centrales. Le déplacement en crête pour le premier cas de chargement (niveau d'eau normal RN à la mi-saison) est appelé D (ICOLD, 2018a).



**Figure III.7.** Déplacement absolu amont-aval de la voûte lors du premier remplissage 1 : Niveau du réservoir (ICOLD, 2018a)



**Figure III.8.** Illustration des déplacements en crête et en pied de la console de clé pour un cycle saisonnier  
 1 : RN- mi-saison, 2 : RN-hiver, 3 : RN été (ICOLD, 2018a)

Le tableau III.2 élucide les différentes situations mentionnées sur la figure IV.2.

**Tableau III.2.** Illustration des déplacements en crête

Situations	Déplacements
1a	Déplacement = D
1b	Déplacement=0,25D
2a	Déplacement=2D
2b	Déplacement=1,3D
3a	Déplacement=0D
3b	Déplacement=1,3D

Les déplacements réversibles radiaux sont importants. Les valeurs en crête en clé sont sensiblement proportionnelles au rayon de la voûte.

### 1.8. Vieillessement

Outre les aléas externes (crues, séismes) auxquels sont exposés les barrages, les voûtes et leurs ouvrages annexes sont, comme l'ensemble des ouvrages en béton, soumis à des processus internes de vieillissement qui s'ils ne sont pas détectés à temps et maîtrisés, font courir des risques importants à la structure. Ces processus sont multiples et complexes, du fait principalement de l'action permanente de l'eau, mais aussi des autres actions environnementales auxquelles le barrage est soumis au cours de sa vie (rayonnement solaire,



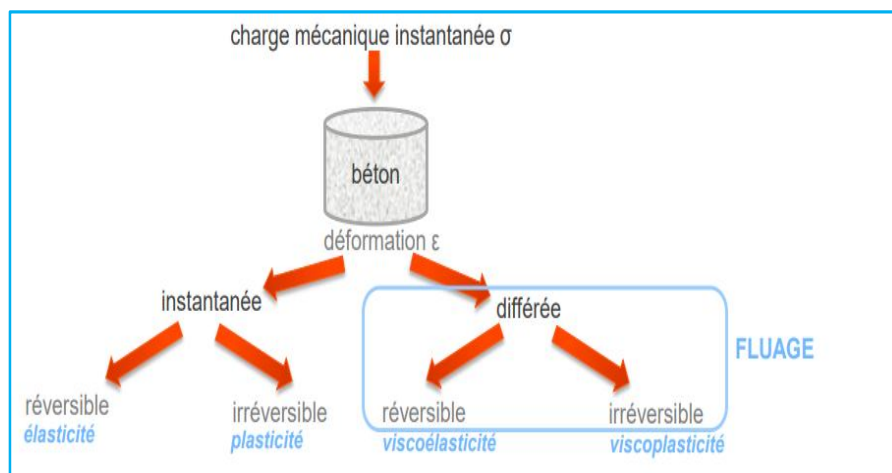
cycles de gel/dégels etc). Ils sont caractérisés par des cinétiques variées, et peuvent apparaître au cours de la vie de l'ouvrage, s'interrompre, puis reprendre. La combinaison de l'ensemble de ces évolutions temporelles contribue au vieillissement de l'ouvrage (Hagos et al., 2019).

### 1.8.1. Gonflement

Le gonflement du béton est une catégorie de réactions chimiques favorisées par la présence d'eau, d'où une vulnérabilité particulière des barrages et leurs ouvrages annexes face à ce type de dégradation.

### 1.8.2. Retrait, fluage du béton

Le béton est un matériau dont les déformations présentent une part différée, qui peut être d'origine physico-chimique ou mécanique. Ces phénomènes peuvent remettre en cause la durabilité des structures, c'est pourquoi ils font l'objet de recherches intensives car leurs mécanismes complexes, sont encore aujourd'hui mal compris, et il n'existe à ce jour pas de consensus quant aux lois permettant de les décrire. La figure III.9 illustre les différentes réponses en déformation du béton des barrages voûtes (Taibi et al., 2023).



**Figure III.9.** Décomposition phénoménologique de la réponse en déformation du béton des barrages (De Granrut, 2019).

### 1.8.3. Dégradation conjuguée composants -milieu

Ce scénario fait référence à la dégradation par des agents externes (eau, température) des propriétés mécaniques et hydrauliques du béton par phénomènes physico-chimiques. Cette dégradation est facilitée par une perméabilité importante du béton au niveau des joints et les

surfaces de levées de bétonnage qui constituent des points faibles de la structure provoquant des ouvertures de fissures superficielles induite par des variations rapides de température (CFBR, 2021).

#### **1.8.4. Faible résistance au gel-dégel**

Les ouvrages en béton exposés à l'action de l'eau sous des climats froids peuvent être endommagés par les cycles de gel – dégel, qui sont fréquents en début et fin de périodes froides

#### **1.8.5. Fissuration du béton des barrages voûtes**

La fissuration du béton est un processus complexe qui concerne, d'une part, les propriétés du matériau, et la géométrie de la structure ou d'une partie de la structure d'autre part. Dans les barrages voûtes, l'apparition de fissures dues à des forces de cisaillement importantes par rapport aux efforts normaux est plus préoccupante. L'interaction arcs- consoles met en évidence un fort moment d'encastrement des consoles dans la fondation, en particulier pour la console de clé. Ces moments de flexion sont susceptibles d'induire des tractions importantes en pied amont, ou même des fissurations sur une section non négligeable. Les basses températures réduisent l'impact d'arc et augmentent corrélativement l'effort repris par les consoles. La fissuration du pied amont de la voûte se reflète en particulier par une brusque montée des sous pressions mesurées sous l'ouvrage (Bourdarot, 2016 ; Bessaid et al., 2021).

### **1.9. Résistance aux sollicitations dynamiques**

L'hyperstatisme des barrages-voûtes permet une meilleure réponse aux sollicitations dynamiques par rapport aux autres barrages. L'hyperstatisme induit plus de contraintes mécaniques pour équilibrer les sollicitations. Les contraintes internes à l'intérieur de la structure se réorganisent, sans conduire à des ruptures. L'interconnexion des arcs horizontaux dans un barrage-voûte rend donc la structure hyperstatique et plus résistance (Liu et al., 2022). Toutefois, les tractions qui sont des contraintes indésirables tendant à provoquer la fissuration du béton et qu'il faut, en outre, compenser par une valeur équivalente de compression. Le

problème à résoudre réside dans le fait de transmettre au terrain la résultante de deux forces, à savoir : la poussée de l'eau et le poids du barrage. L'idéal serait de ne transmettre au terrain que des compressions, ceci ne peut être atteint que par des ouvrages isostatiques. L'encastrement des appuis induit l'hyperstatique et en même temps, introduit dans les zones d'appui des moments de flexion qui sont problématiques. Cet aspect paradoxal aux avantages de l'hyperstatisme mérite une attention particulière lors des conceptions des barrages voûtes (Carrère, 2019).

## **2. REPONSE DES BARRAGES VOÛTES AUX CONTRAINTES THERMIQUES**

Des contraintes principalement d'origine thermique peuvent se développer dans les barrages en béton, notamment en voûtes soumis aux variations de température. L'évaluation de la réponse thermique d'un barrage doit se faire en prenant en compte la température du barrage et les mécanismes de transfert de chaleur entre le barrage, l'air ambiant, la fondation et le réservoir

En outre, des études ont montré sur certains aménagements que les mouvements amont-aval reliés aux cycles saisonniers thermiques pouvaient favoriser la propagation des fissures transversales et horizontales dans le barrage. Les fissures horizontales se trouvent en majorité sur le côté aval soumis à de sévères conditions climatiques en plus des radiations solaires et les cycles de gel/dégel (Wang et al., 2019).

Ils existent trois facteurs qui affectent la température dans le béton, ce qui permet la détermination de l'état thermique du barrage qui change au cours de l'année, ces trois paramètres sont :

- La température de l'air et le vent sur le parement aval,
- La température de l'eau ou de l'air sur le parement amont,

La variation uniforme de température s'applique bien dans le plan horizontal que le plan vertical. Sous l'effet de changement de température, on observe un déplacement vertical du

couronnement sans apparition de contraintes additionnelles. La force hyperstatique dans le centre élastique de l'arc est accompagnée de moments de flexion dans les arcs, dus à l'hyperstaticité (Prakash et Balomenos, 2021).

De façon générale, le calcul des actions thermiques d'une voûte nécessite de considérer les trois paramètres suivants :

### **2.1. La température de clavage de la voûte**

C'est la température du béton de la voûte, lors de l'injection des joints de plots. Elle est généralement mal connue et considérée comme uniforme.

### **2.2. La température de l'air**

Elle peut être fournie par la station météorologique fiable la plus proche, éventuellement corrigée de l'écart d'altitude par rapport au site du barrage et modulée suivant les parements et la cote.

### **2.3. La température de l'eau**

Ses dépendances avec la profondeur et la cote d'exploitation du réservoir peuvent être prises en compte. Elle peut être mesurée, calculée ou à défaut estimée. Un usage est de considérer une température constante à une profondeur d'eau de l'ordre de 30 à 40 m et des variations linéaires par rapport à une température externe qu'on prélève à la surface de l'eau (CFBR, 2021).

### **2.4. Distribution des contraintes thermiques**

Les barrages voûtes sont intrinsèquement sensibles aux sollicitations thermiques, qui s'ajoutent aux actions hydrostatiques et, éventuellement, aux phénomènes de vieillissement. Bien que ces sollicitations thermiques puissent générer des déformations réversibles, elles peuvent également provoquer ou accélérer, lors d'épisodes thermiques exceptionnels, le vieillissement des voûtes, notamment par une sollicitation excessive en traction.

Les barrages, en particulier les barrages voûtes, se distinguent par leur géométrie spécifique et leur topographie variables d'une région à l'autre. Dans un barrage voûte, la distribution de la radiation solaire sur le parement aval n'est pas uniforme en raison de sa forme arquée et des variations de l'intensité de la radiation solaire et de l'ombre tout au long de la journée. Les modèles statistiques estiment les déformations thermiques à partir des mesures de température enregistrées par les thermocouples installés. Cependant, la plupart des barrages ne sont pas équipés d'un nombre suffisant de thermocouples, rendant nécessaire un réseau de capteurs dense et bien réparti dans le corps du barrage pour éviter une analyse thermique biaisée. Une méthode numérique, construisant le champ thermique à partir des températures aux parements, est donc préférable (Belmokre, 2020).

Plusieurs chercheurs ont déterminé la distribution des contraintes thermiques dans un barrage voûte en utilisant un modèle tridimensionnel en éléments finis. Outre la température de l'air, la fluctuation de la température de l'eau et la radiation solaire sont considérées comme des conditions aux limites pour résoudre le problème du transfert de chaleur au sein de la structure. Les résultats des analyses par éléments finis montrent que les charges thermiques ont les effets les plus significatifs sur la provocation de fissures en aval par rapport aux poids propres et à la poussée hydrostatique. Les zones fissurées à l'aval correspondent aux régions ayant la température la plus élevée (Belmokre, 2019).

### **3. AUSCULTATION DES BARRAGES VOÛTES**

#### **3.1. Objectifs**

Pour un barrage neuf, quelle que soit son importance, le dispositif d'auscultation doit être prévu et conçu dès l'avant-projet et mis en place pendant la construction (Mériaux, 2008). Le dispositif d'auscultation est conçu pour permettre de juger rapidement le comportement du barrage et de ses fondations au regard des charges qui le sollicitent. Le choix des instruments et les techniques de mise en œuvre garantissent que les contrôles peuvent être effectués au

cours des différentes phases de construction ainsi que de la phase de remplissage jusqu'à l'exploitation du barrage, en vue de pouvoir détecter rapidement tout comportement anormal.

### 3.2. Instruments et moyens de mesure des barrages

On a intérêt à rechercher des grandeurs physiques directement mesurables, qui constituent d'ailleurs la réponse de la structure aux sollicitations qui lui sont appliquées. Il s'agit :

- Des mouvements et déplacements
- Des déformations
- Des inclinaisons et rotations
- De la pression
- Du niveau
- Des charges et forces
- Des températures

Le tableau III.3 récapitule les instruments et moyens de mesure pour l'auscultation des barrages voûtes.

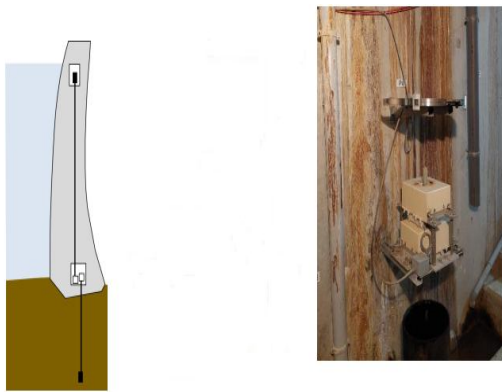
*Tableau III.3. Instruments et moyens de mesure pour les barrages en béton (Bombardier et Cordier, 2023)*

Type de mesure	Instruments et moyens de mesure
Déformation de la structure	- Pendule direct - Pendule inverse - Alignement par fil - Extensomètre - Réseau extérieur (Nivellement, Polygone, Mesures d'angle Mesures de vecteur, Alignement)
Mouvements particuliers (fissures, joints)	- Fissuromètres - Vinchon
Températures dans le corps du barrage	- Thermomètre - Thermomètre électrique
Sous –pressions au contact béton – fondation	- Relevé de niveau par câble à témoins - Manomètre - Piézomètre - Cellule de pression hydraulique ou électrique
Débits de percolation et de drainage	- Déversoir - Mesure volumique - Venturi
Chimie des eaux de fuite	Analyse au laboratoire

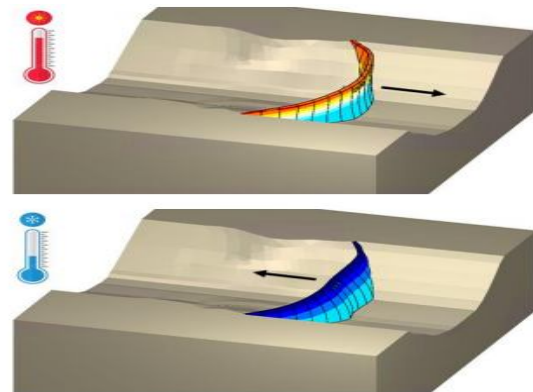
Pour les barrages voûtes, l'analyse porte sur deux volets :

### 3.2.1. Comportement mécanique du barrage

La préoccupation réside autour de la question « comment l'ouvrage se déforme-t-il au cours du temps » en fonction des variations hydrostatiques (dépendant de la cote de retenue), des variations saisonnières (dépendant de la température) ainsi que les effets irréversibles (tassements, pathologie de gonflement du béton). Les instruments utilisés sont les repères topographiques et les pendules. La figure III.10 montre le principe de mesure des déformations internes dans un barrage voûte par pendule. La figure III.11 illustre les déformations saisonnières enregistrées au niveau des barrages voûtes en fonction de la variation des températures ambiantes.



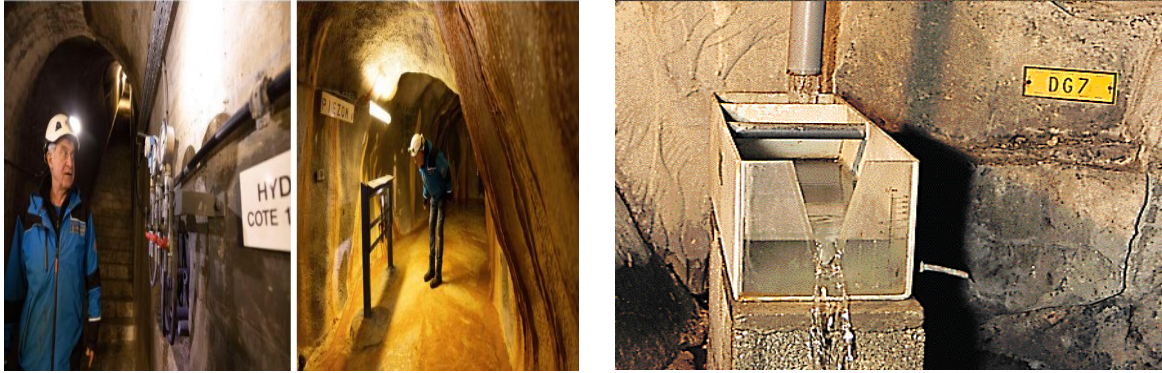
*Figure III.10. Effets de la température sur les déformations des barrages voûtes (Bombardier et Cordier, 2023)*



*Figure III.11. Effets de la température sur les déformations des barrages voûtes (Bombardier et Cordier, 2023)*

### 3.2.2. Comportement hydraulique du barrage

Ce comportement est analysé en fonction des variations hydrostatiques (dépendant de la cote de retenue) et des effets irréversibles (défaillance du voile d'étanchéité, colmatage des drains). On utilise souvent des seuils de mesure des fuites (débits), piézomètres (pressions).



*Figure III.12. Mesure des sous pressions, des débits de fuite et de drainage*

#### **4. SYNTHÈSE SUR LE COMPORTEMENT DES BARRAGES VOÛTES**

L'analyse de l'accidentologie et de l'incidentologie des barrages-voûtes fournit un ensemble d'informations utiles tant à la compréhension du comportement des ouvrages, que dans l'exercice délicat consistant à se projeter dans des situations proches de la rupture. Structures hyperstatiques, elles sont le siège de processus normaux d'adaptation et de redistribution d'efforts. Ces processus lorsqu'ils dépassent ceux acceptables dans le cadre d'un état-limite de service peuvent conduire à des ruptures locales qui doivent être distinguées des processus de rupture globale de l'ouvrage, attribuables principalement à celle des appuis.

Les barrages-voûtes sont ceux qui se comportent le mieux lors des séismes. La tenue d'un barrage-voûte dépend essentiellement de la tenue de ses appuis. Aussi, ce type de barrages est sensible aux maladies du béton (gonflement, retrait, fluage..etc) ainsi qu'aux contraintes de traction élevées provoquant de l'endommagement et de la fissuration. Les justifications des barrages voûtes s'appuient d'une part sur l'évaluation des sollicitations, d'autre part sur la quantification des critères de performance avec une économie rationnelle.

#### **5. EXPLORATION CONCEPTUELLE DES BARRAGES VOÛTES, ÉTUDE DE CAS**

##### **5.1. Contexte global**

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. Un barrage voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. La stabilité de ce genre d'ouvrage diffère essentiellement de celle des barrages poids, qui résulte d'une certaine inégalité entre la poussée de l'eau et le poids. La géométrie influe la sécurité et l'économie des barrages voûtes. La minimisation simultanée des coûts de la construction du barrage et de la contrainte de traction maximale admissible doit être étudiée pour une approche de conception économique et sûre.

## **5.2. Paramètres conceptuels du profil type conjugués aux critères de stabilité**

### **5.2.1. Morphologie de la vallée**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Sur une vallée encaissée ou étroite en V, 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.

Pour une hauteur du barrage  $H$  et une ouverture en crête  $L_c$ , l'élancement  $E = L_c/H \leq 5-6$  caractérise souvent les sites de faisabilité des barrages voûtes.

### **5.2.2. Rigidité**

Les épaisseurs moyennes des voûtes à la base  $e_b$  et au couronnement  $e_c$  (EPFL, 2006) sont fonction de la hauteur du barrage  $H$  et de l'ouverture de la vallée en crête  $L_c$  :

$$(H/20 < e_c < H / 15 \text{ et } L_c/20 < e_b < L_c / 15).$$

### **5.2.3. Ouverture de l'arc et rayon de courbure**

Le rayon de courbure  $r_c$  diminue de manière continue du haut vers le bas. Une relation permet de relier la longueur en crête  $L_c$ , le rayon de courbure  $r_c$  ainsi que l'angle d'ouverture de la voûte  $\varphi$  ( $r_c = L_c / 2\sin\varphi$ ).

## **5.3. Analyse paramétrée des critères conceptuels, étude de cas**

Sur la base de ces critères conceptuels, nous présentons ci-dessous une analyse paramétrée de la stabilité d'un barrage voûte considéré comme modèle. L'objectif est d'explorer l'influence

des paramètres conceptuels et leurs pondérations sur la stabilité du barrage. Un autre objectif est de démontrer l'effet de la courbure du barrage sur sa stabilité.

Le modèle est un barrage voûte de 100 m de hauteur et de 520 m de longueur en crête.

### 5.3.1. Elancement de la vallée

Le coefficient  $\lambda = L_c / H$  de valeur 5.2 caractérise une vallée de faisabilité d'un barrage voûte.

### 5.3.2. Ouverture de l'arc et rayon de courbure

L'ouverture de la voûte considéré est  $2\varphi = 130^\circ$ .

## 5.4. Analyse de la stabilité du barrage au glissement

### 5.4.1. Sollicitations

- Parement amont vertical

- Parement aval incliné 0.8H/1V

-  $e_b = 520/15 = 35$  m       $e_c = H/20 = 5$  m

Le tableau III.4 et III.5 récapitulent respectivement les différentes sollicitations appliquées sur le barrage ainsi que leurs modules.

**Tableau III.4. Sollicitations appliquées sur le barrage**

Forces appliquées	Expressions	Considérations
Poussée hydrostatique $F_e$	$F_e = \frac{1}{2} \rho_e \cdot g \cdot H^2$	H étant la charge d'eau amont H = 90 m
Force de pression des vases $F_v$	$F_v = \frac{1}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \rho_s \cdot g \cdot h^2$	Force de la vase négligée
Force de sous-pressions S	$S = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot B \cdot H$	En fonction de l'épure des sous pressions considérée triangulaire avec maximum à l'amont
Poids propre P	$P = \rho_b \cdot g \cdot (\text{volume du barrage})$	En fonction du profil du barrage

$\rho_e$  : masse volumique de l'eau, g : accélération de la pesanteur, H : hauteur amont du barrage,  $\alpha$  est l'angle que fait le parement amont avec l'horizontal,  $\rho_s$  : masse volumique des vases,  $\varphi$  : angle de frottement au niveau des fondations, h : profondeur des vases déposées,  $\rho_b$  étant la masse volumique du béton.

**Tableau III.5. Modules des forces appliquées au barrage**

Forces appliquées	Modules (KN)
Poussée hydrostatique $F_e$	40 500,00
Force de sous-pressions S	15 750,00
Poids propre P	46 000,00

#### 5.4.2. Influence du frottement sur l'interface barrage – fondations

Sur la base des modules des forces appliquées sur le barrage, une analyse paramétrée de l'influence du frottement au niveau de l'interface barrage-fondations a été implémentée avec des valeurs usuelles de l'angle  $\varphi$  allant de 37 à 55°. Les résultats mentionnés sur le tableau III.6 montrent l'instabilité du barrage au glissement même pour des angles de l'ordre de 55°. Ceci explique la nécessité de passer au barrage poids-voûte ou poids pour assurer la stabilité.

**Tableau III.6.** Calcul de stabilité au glissement – Effet du frottement

Sollicitations		Angle interface $\varphi$ (°)	Cisaillement		Effet cohésion	Bilan des forces
P (KN)	46 000,00		37	P-S	30 250,00	
S (KN)	15 750,00	f(P-S)		22 687,50	$\Sigma FH$	40 500,000
Fe (KN)	40 500,00	Fe+Fv		40 500,00	$\Sigma Fv$	30 250,000
Fv (KN)	0					
f = (tg $\Phi$ )	0,75					
C (Kpa)	50,00				f $\Sigma Fv$ + C.B	24 437,50
					<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,603</b>
<b>Effet du frottement de l'interface barrage-fondations</b>						
C (KPa)	50,00	45			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,79</b>
C (KPa)	50,00	50			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,93</b>
C (KPa)	50,00	55			<b>Kc (glissement)</b>	<b>1,103</b>

#### 5.4.3. Influence de la cohésion sur l'interface barrage – fondations

Dans une deuxième étape, l'influence de la cohésion sur l'interface barrage-fondations a été analysée. Des valeurs allant de 60 à 200 KPa ont été introduites dans le calcul de stabilité au glissement en fixant l'angle d'interface béton-rocher à 45°. Les résultats sont consignés sur le tableau III.7.

**Tableau III.7. Calcul de stabilité au glissement – Effet de la cohésion**

Sollicitations		Angle interface $\varphi$ (°)	Cisaillement		Effet cohésion	Bilan des forces
P (KN)	46 000,00		45	P-S	30 250,00	
S (KN)	15 750,00	f(P-S)		30 250,00	$\Sigma FH$	
Fe (KN)	40 500,00	Fe+Fv		40 500,00	$\Sigma Fv$	30 250,000
Fv (KN)	0					
f = (tg $\Phi$ )	1					
C (KPa)	60,00				f $\Sigma Fv$ + C.B	32 350,00
					<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,79</b>
<b>Effet de la cohésion de l'interface barrage-fondations</b>						
C (KPa)	70,00	45			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,807</b>
C (KPa)	80,00	45			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,81</b>
C (KPa)	100,00	45			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,833</b>
C (KPa)	200,00	45			<b>Kc (glissement)</b>	<b>0,92</b>

### 5.5. Analyse de la stabilité du barrage au renversement

Le tableau III.8 récapitule les calculs du coefficient de sécurité au renversement du barrage à travers les bilans des moments résistants et moteurs par rapport au pied aval du barrage.

**Tableau III.8. Calcul de stabilité au renversement**

Forces (KN)	Modules (KN)	Bras de levier (m)	Moments (KN.m)
Poids P <sub>1</sub> (Partie rectangulaire)	11 500	32.5	1 063 750
Poids P <sub>2</sub> (Partie triangulaire)	34 500	20	
Sous pressions S	15 750	23.33	1 582 447.5
Poussée hydrostatique F <sub>e</sub>	40 500	30	
Ks (Renversement) = $\Sigma M_R / \Sigma M_M = 1\ 063\ 750 / 1\ 582\ 447,5 = 0.671$			

Il est constaté que les valeurs des coefficients de sécurité sont inférieures aux normes de stabilité et que l'octroi de la forme voûte s'impose pour la transmission des efforts aux rives du barrage.

### 5.6. Calcul de l'excentricité de la résultante

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.

$$\Sigma_{\text{forces}} = P - S + F_e = 70\ 750,00 \text{ KN}$$

$$\Sigma_{\text{moments}} = M/P(-) + M/F_e(+) + M/S(+) = 518\ 697,50 \text{ KN.m}$$

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

$e = 7.33 \text{ m} > B/6 = 5.83 \text{ m}$ , la condition du tiers central n'est pas vérifiée

### 5.7. Mise en évidence de l'effet voûte sur la stabilité du barrage

Dans cette partie de l'exploration conceptuelle, nous avons voulu mettre en évidence l'effet de la voûte sur la stabilité du barrage avec considération du rayon de courbure et des angles d'attaque de la voûte sur les rives. Pour ce faire, nous avons considéré des ouvertures de la voûte allant de  $2\phi = 80$  à  $150^\circ$  avec les estimations respectives des angles d'attaque et des poussées hydrostatiques transmises aux rives. La figure III.13 résume les paramètres considérés pour cette analyse.

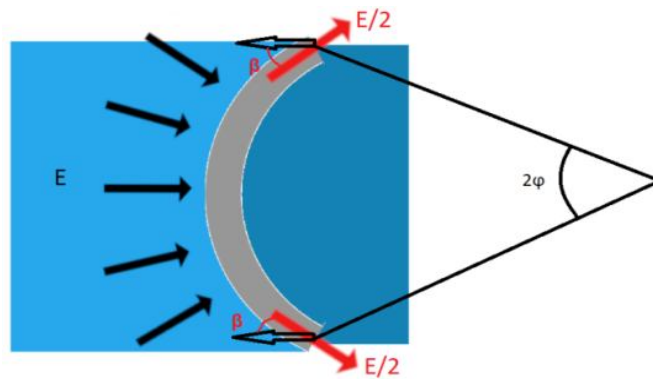


Figure III.13. Exploration de l'effet voûte pour la stabilité du barrage

Le tableau III.9 résume les calculs des coefficients de sécurité au glissement du barrage en fonction des ouvertures de la voûte et son angle d'attaque sur les rives.

Tableau III.9. Influence des ouvertures de la voûte et de l'angle d'attaque sur la stabilité au glissement du barrage

Ouverture de la voûte $2\phi$ (°)	Angle d'attaque $\beta$ (°)	Poussée hydrostatique (KN)	Ks (Glissement)
$2\phi = 80$	50	13 016	1.87
90	45	14 318	1.70
100	40	15 512	1.57
110	35	16 587	1.47
120	30	17 537	1.39
130	25	18 352	1.31
140	20	19 028	1.29
150	15	19 559	1.09

$\phi_{\text{sol}}=37^\circ$ ,  $C=50 \text{ KPa}$ ,  $F_e = 40\,500 \text{ KN}$   
 Exemple :  $2\phi = 100^\circ$ ,  $\phi=50^\circ$ ,  $\beta=40^\circ$   
 $F_e = 0,5 \cdot 40\,500 \cdot \cos 40^\circ = 15\,512 \text{ KN}$ ,  $K_s = 1.57$

## 6. CONCLUSION

Ce chapitre a permis un pré-requis fondamental relatif à l'ensemble des aspects liés au comportement des barrages voûte en interaction avec leur environnement. Il a traité de

critères et paramètres importants dans la compréhension conceptuelle et comportementale de ce type de barrage en l'occurrence : la morphologie de la vallée, les paramètres de rigidité, l'influence de l'ouverture de l'arc et rayon de courbure. Le cas analysé (barrage voûte de 100 m de hauteur) était très instructif en relation avec l'analyse paramétrée des critères conceptuels engagée. L'analyse de la stabilité du barrage contre le glissement et le renversement a mis en évidence l'influence du frottement et de la cohésion sur l'interface barrage – fondations, la mise en évidence évaluée de l'effet voûte sur la stabilité du barrage en fonction des angles d'ouverture de la voûte et des angles d'attaque au niveau des naissances. La modélisation numérique programmée dans les objectifs de ce mémoire ne pouvait être entamée sans que ces aspects conceptuels et de comportement ne soient maîtrisés.

# *Chapitre IV*

---

*Analyse numérique du comportement  
mécanique des barrages voûtes*

## **1. ROLE DE LA MODELISATION DANS L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES**

Ce chapitre a pour objectif d'élucider à travers la modélisation numérique les différents aspects liés au comportement du barrage voûte considéré comme cas d'étude dans le chapitre III. Il contient également le post traitement des résultats obtenus. Un modèle numérique est un outil utilisé pour évaluer et diagnostiquer des problématiques techniques spécifiques. Il convient de reconnaître que la modélisation des barrages voûtes présente des limites et constitue une simplification de la réalité : dans certains cas, l'expérience et l'expertise peuvent être prédominantes. La modélisation est l'art de concevoir des modèles mathématiques et qui sont traduits numériquement dans des outils de calcul. Le rôle du concepteur est donc de concevoir un modèle adapté à la représentation du phénomène étudié, d'analyser les résultats en tenant compte des hypothèses formulées sur les mécanismes de dégradation ou de rupture, et d'extrapoler le comportement du barrage pour des situations non encore rencontrées mais envisageables. Toutes les simplifications doivent être cohérentes avec l'objectif de l'étude et ne doivent pas compromettre la validité des résultats (CFBR, 2021).

Souvent, et lors de l'exploitation des barrages, les analyses des données de surveillance du barrage sont comparées au comportement du barrage, déduit d'études de modélisation. La modélisation est la référence à laquelle est comparé le comportement des barrages en exploitation. Il permet de vérifier certaines hypothèses de conception et de valider les résultats liés au comportement réel du barrage (Li et al., 2020). La forte interaction développée entre la surveillance et la modélisation lors du projet, de la construction et des premières années d'exploitation d'un barrage, peut se poursuivre tout au long de la vie de l'ouvrage (Wang et al., 2018). L'analyse des données de surveillance et les résultats de la modélisation sont interactifs et complémentaires. Ils apportent une nouvelle référence de normalité sur le comportement du barrage et participent ainsi à son diagnostic (Mata et al., 2021 ; He et al., 2022).



Pendant leur durée de vie, les barrages voûtes sont soumis à des sollicitations mécaniques pouvant entraîner leur dégradation. Mécaniquement parlant, une dégradation se traduit généralement en perte de résistance. Afin de pouvoir modéliser ces dégradations, des modèles de comportements non linéaires doivent être utilisés. Dans le présent chapitre, un modèle d'endommagement couplé à la plasticité est utilisé pour la prédiction de la dégradation des barrages voûtes soumis à des sollicitations statiques et dynamiques (sismiques). Le modèle d'endommagement que l'on va utiliser est connu pour sa capacité prédictive des dégradations dans le béton. Il sera couplé avec l'approche « OUVFISS » qui permet d'interpréter les résultats de dégradations en termes d'ouverture de fissures.

## 2. EQUATIONS FONDAMENTALES POUR LES MODELES NUMERIQUES

### 2.1. Modèle de Fichant

Le modèle de Fichant repose sur la mécanique de l'endommagement. L'endommagement est caractérisé par une variable scalaire unique "d", ce qui permet son couplage avec des modèles basés sur la plasticité pour mieux reproduire le comportement du béton dans des conditions complexes (Fichant et al., 1999). La loi fondamentale est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = (1 - d) \tilde{\sigma}_{ij} = (1 - d) C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p)$$

$\sigma_{ij}$  est le tenseur des contraintes,  $\tilde{\sigma}_{ij}$  est le tenseur des contraintes effectives et  $C_{ijkl}^0$  est le tenseur de la rigidité élastique non endommagée.  $\varepsilon_{ij}^p$  est le tenseur de déformations plastiques. Pour prendre en compte l'effet unilatéral, une décomposition du tenseur des contraintes en une partie positive et une partie négative est adoptée.

$$\sigma = \langle \sigma \rangle_+ + \langle \sigma \rangle_-$$

Sous chargements cycliques, la relation contrainte-déformation donne l'équation fondamentale:

$$\sigma = \left\langle (1 - d^t) C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p) \right\rangle_+ + \left\langle (1 - d^c) C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p) \right\rangle_-$$

Deux variables d'endommagement sont donc introduites. Une loi d'endommagement en traction donnée par :

$$d^t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\tilde{\varepsilon}_e} \exp(B(\varepsilon_{d0} - \tilde{\varepsilon}_e))$$

$\hat{\varepsilon}_e$  est la déformation équivalente donnée par :

$$\tilde{\varepsilon}_e = \sqrt{\langle \varepsilon_e^1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^3 \rangle^2}$$

$\varepsilon_{d0}$  est le seuil de déformation.  $B$  est le paramètre qui contrôle la courbe d'adoucissement sous des charges de traction. Les variables d'endommagement  $d^t$  et  $d^c$  décrivent l'influence de l'endommagement sur la réponse du matériau sous traction et compression respectivement. Les deux variables sont liées par les équations suivantes :

$$d^c = (d^t)^\alpha$$

La partie plastique du modèle est décrite par deux surfaces de limite de plasticité de Drucker-Prager ( $F_t$  et  $F_c$ ). L'une est utilisée pour limiter la contrainte de traction, tandis que l'autre est employée pour modéliser la compression ainsi que le régime de compression-compression en contrainte bi-axiale. La fonction de limite de plasticité est formulée dans un espace tridimensionnel comme suit :

$$\begin{cases} F_t = \alpha_t J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_t I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(\tilde{p}) - w_0 \\ F_c = \alpha_c J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_c I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(\tilde{p}) - w_0 \end{cases}$$

Les fonctions de chargement sont exprimées en termes de contraintes plastiques. Nous considérons une évolution plastique linéaire pour la variable de durcissement :

$$w(\tilde{p}) = q_p * \tilde{p} + w_0$$

$q_p$  est un paramètre du modèle,  $\mathcal{V}_0$  représente le domaine élastique dans l'espace des contraintes.  $\tilde{p}$  est la souche plastique efficace.  $(\alpha_t, \beta_t, \alpha_c, \beta_c)$  sont des paramètres constants. La loi d'évolution du tenseur de déformation plastique est définie par la règle de normalité

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{dF}{d\tilde{\sigma}_{ij}}$$

Sous chargement en traction (Mode I), le comportement de ramollissement est régi par le paramètre d'énergie de fracture. Le critère plastique proposé permet une régularisation complète des dommages et de la plasticité. L'énergie de fracture est donc donnée par :

$$G_f = h_c \int_0^\infty E \left( \varepsilon_{d0} \exp \left[ B \left( \varepsilon_{d0} - \varepsilon + \varepsilon^p \right) \right] \right) d\varepsilon = h_c \frac{E \varepsilon_{d0}^2}{2} + h_c \frac{E \varepsilon_{d0}}{B(1-\zeta)}$$

Avec  $\zeta = E / \left( E + \frac{q}{df_t / d\sigma} \right)$ ,  $E$  est le module d'Young,  $f_t = E^* \varepsilon_{d0}$  et  $h_c$  la taille des éléments

finis liée à la largeur de la bande localisée

## 2.2. Evaluation des ouvertures des fissures (OUVFISS)

L'évaluation des ouvertures de fissures repose sur une approche de modélisation continue. Cette méthode, élaborée par Matallah et al en 2010, est mise en œuvre dans Cast3M via la procédure (OUVFISS). Cette approche de post-traitement repose sur une régularisation énergétique, supposant que la fissure se situe dans une bande d'une certaine largeur où l'on considère une répartition uniforme des microfissures (Matallah et al., 2010).

Le tenseur des contraintes est donc donné par :

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}$$

La déformation totale dans le béton  $\varepsilon_{ij}$  est décomposée en deux parties, à savoir : (i) une partie élastique  $\varepsilon_{ij}^e$  et (ii) une partie fissurée représentée par le tenseur de déformation d'Ouverture Unitaire de Fissures (Maatallah et La Borderie, 2009).

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{uco}$$

En multipliant l'équation précédente par le tenseur de rigidité élastique intact  $C_{ijkl}^0$ , on obtient :

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^e + C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^{uco} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^{in}$$

Ainsi, le tenseur de la déformation d'ouverture de fissure est donné par :

$$\varepsilon_{ij}^{uco} = (C_{ijkl}^0)^{-1} \sigma_{ij}^{in}$$

Le tenseur des contraintes inélastiques est donc donné par :

$$\sigma_{ij}^{in} = \sigma_{ij}^e - \sigma_{ij}^s$$

La valeur normale du déplacement d'ouverture de fissure est donnée par :

$$\delta_n = n_i \delta_{ij} n_j = n_i h_c \varepsilon_{ij}^{uco} n_j$$

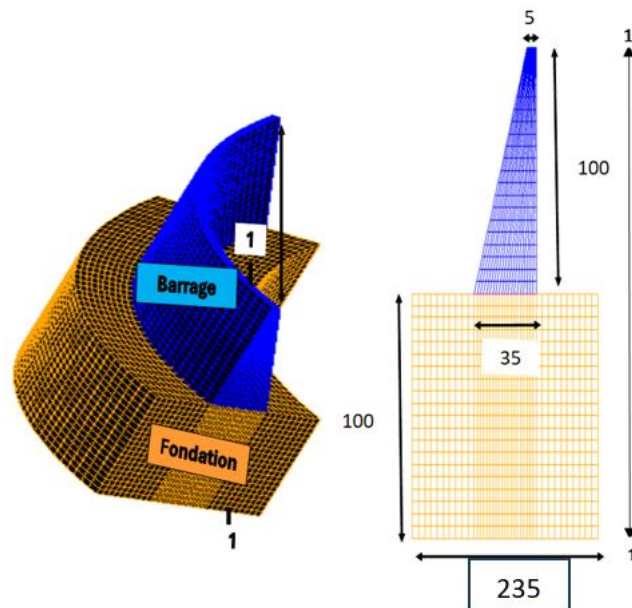
$\vec{n}$  est le vecteur unitaire normal à la fissure et  $\delta_n$  est l'ouverture de la fissure.

### 3. ANALYSE DU COMPORTEMENT STATIQUE D'UN BARRAGE VOUTE DE 100 M DE HAUT

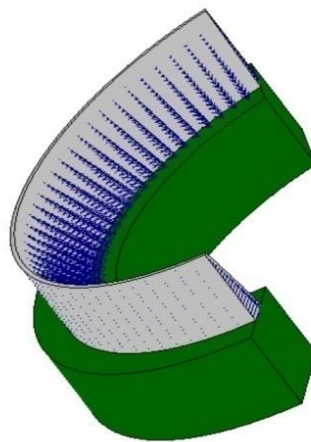
#### 3.1. Description du modèle de barrage

Il a été considéré le barrage, objet de l'exploration conceptuelle traitée dans le chapitre III. Il s'agit d'un barrage de type voute à simple courbure. Ce barrage en béton, d'une hauteur de 100 mètres, possède un réservoir de 100 mètres de profondeur et une crête s'étendant sur 520 mètres. L'épaisseur de la voûte au couronnement est de 35 mètres, tandis que celle de sa crête est de 5 mètres seulement. Il convient de noter que ce barrage est une structure en béton massif. Les fondations s'étendent sur une distance de 100 mètres (équivalente à la hauteur du barrage) vers le bas. L'interaction entre le réservoir et le barrage est modélisée comme une pression exercée sur l'amont du barrage (poussé hydrostatique). La modélisation du modèle en 3D a été effectuée à l'aide du logiciel « Cast3M » avec la méthode des éléments finis par des éléments cubiques à 8 nœuds, avec les éléments du barrage et des fondations décomposés en 48 000 éléments : 16 000 pour la voûte et 32 000 pour la fondation.

La figure IV.1 et la figure IV.2 représentent, respectivement, la configuration du barrage et ces paramètres géométriques ainsi que le chargement par la pression hydrostatique.



*Figure IV.1. Caractérisation du modèle numérique du barrage*



*Figure IV.2. Chargement – Pression hydrostatique*

Pour des besoins de la modélisation, le tableau IV.1 résume les principales caractéristiques des matériaux utilisées.

*Tableau IV.1. Caractéristiques des matériaux utilisées pour la modélisation*

Matériaux	Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	Coef poisson $\nu$	$f_t$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$G_f$ (N/m <sup>2</sup> )
Béton	2 300	35 000	0,2	3	24	200
Fondations	2 650	15 000	0,25	–	–	–

### **3.2. Résultats de l'analyse du comportement statique du barrage**

#### **3.2.1. Analyse des déplacements**

Le barrage voûte, avec sa forme convexe du côté amont, est principalement soumis à des contraintes de compression dues à la pression de l'eau en amont. Cette distribution initiale des contraintes peut avoir un impact sur la réponse du barrage à des charges ultérieures. Ainsi, une analyse statique est réalisée en amont de toute analyse dynamique (Pan et al., 2022). Pour cette analyse statique, la pression hydrostatique de l'eau à une profondeur de 100 mètres, correspondant au niveau normal du réservoir, ainsi que le poids propre du barrage, sont considérés comme les charges statiques initiales dans le modèle par éléments finis. Les figures IV.3 et la figure IV.4 illustrent les résultats du calcul linéaire du barrage sous la charge statique pour différents angles d'ouverture de la voûte. Ces résultats graphiques sont exprimés en termes de déplacements dans le repère local du barrage (coordonnées cylindriques). Les déplacements sont tracés sur une déformée amplifiée (exagérée).

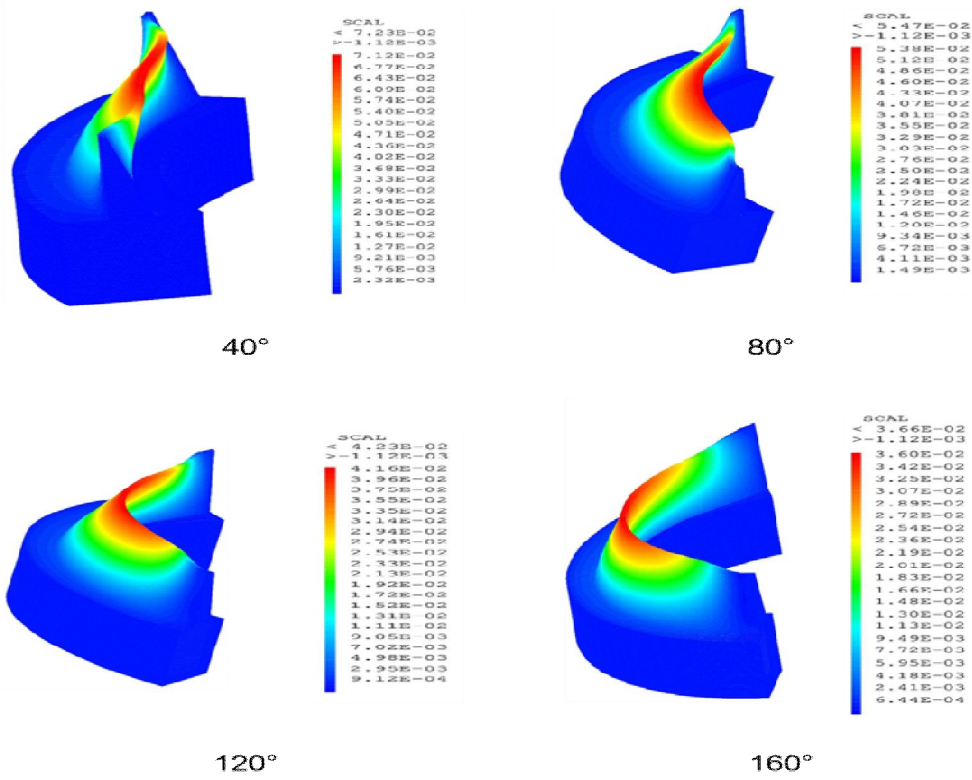


Figure IV.3. Déplacement radial (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire

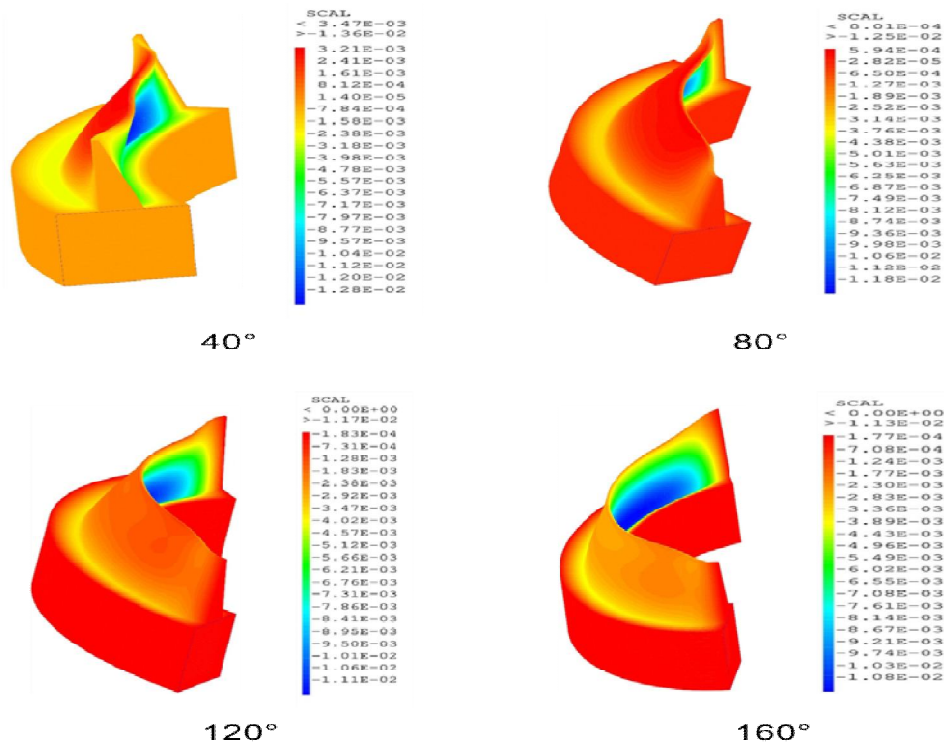


Figure IV.4. Déplacement orthoradial (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire

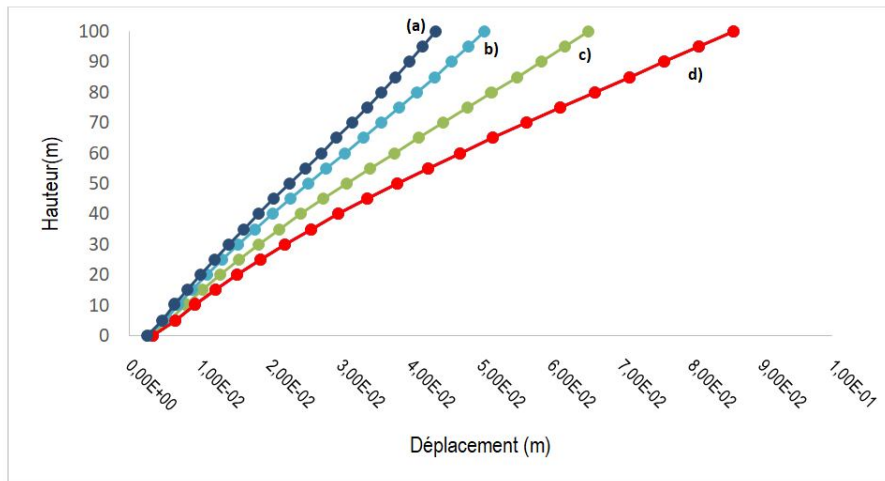
On observe une diminution graduelle des déplacements radiaux du centre du barrage vers les rives et de la crête vers la base. Pour les déplacements orthoradiaux, une augmentation est constatée de l'amont vers l'aval. Les zones présentant les déplacements radiaux les plus importants se concentrent principalement au centre et en partie supérieure du barrage. Les déplacements radiaux et orthoradiaux maximaux présentent une tendance à la diminution proportionnelle à l'augmentation de l'angle d'ouverture du barrage. Les valeurs extrêmes des déplacements, en crête, sont répertoriées dans le tableau suivant IV.2.

**Tableau IV.2.** Variation des déplacements extrêmes, en crête, en relation avec les angles d'ouverture de la voûte  
*Analyse statique linéaire*

<b>Déplacement radial (m)</b>		
<b>Angles d'ouverture</b>	<b>Déplacement minimal</b>	<b>Déplacement maximal</b>
<b>40°</b>	$2,32.10^{-3}$	$7,12.10^{-2}$
<b>80°</b>	$1,49.10^{-3}$	$5,38.10^{-2}$
<b>120°</b>	$9,12.10^{-4}$	$4,16.10^{-2}$
<b>160°</b>	$6,4.10^{-4}$	$3,60.10^{-2}$
<b>Déplacement orthoradial (m)</b>		
<b>40°</b>	$3,21.10^{-3}$	$-1,28.10^{-2}$
<b>80°</b>	$5,94.10^{-4}$	$-1,18.10^{-2}$
<b>120°</b>	$-1,83.10^{-4}$	$-1,11.10^{-2}$
<b>160°</b>	$-1,77.10^{-4}$	$-1,08.10^{-2}$

La figure IV.5 représente les variations des déplacements linéaires en crête en fonction des variations des angles d'ouverture de la voûte.





**Figure IV.5.** Variation des déplacements en clé en relation avec les angles d'ouverture de la voûte  
a)  $2\varphi = 160^\circ$ , b)  $2\varphi = 120^\circ$ , c)  $2\varphi = 80^\circ$ , d)  $2\varphi = 40^\circ$

### 3.2.2. Evaluation analytique des déformations au niveau de la clé centrale

Les déformations au niveau de la clé centrale peuvent être estimées également avec le modèle ci-dessous avec deux hypothèses fondamentales :

- Déformations estimées particulièrement au niveau de l'interface barrage-fondation
- Rapport entre les modules de déformation du béton et du rocher des fondations égal à 2

$$\delta = (\beta \cdot P \cdot r^2) / (e \cdot E_B)$$

$\delta$  : Déformation à l'interface

$r$  : Rayon moyen de l'arc à l'axe

$e$  : Epaisseur de l'arc

$E_B$  : Module d'élasticité du béton

$\beta$  : valeur d'encastrement =  $f(R/e, E_B/E_R)$

Le tableau IV.3 donne les valeurs des déplacements à l'interface barrage-fondations

**Tableau IV.3.** Variation des déformations à l'interface barrage-fondations en relation avec les angles d'ouverture de la voûte

Ouverture de la voûte (°)	Sin ( $\varphi$ )	Rayon de courbure (m)	Valeur d'encastrement $\beta$	Déplacement radial (m)
<b>40</b>	0,34	85	2,34	0,0217
<b>80</b>	0,64	160	2,2	0,0724
<b>120</b>	0,86	215	2,13	0,1266
<b>160</b>	0,98	245	2,01	0,1551

Nous constatons que l'augmentation des déformations est inversement proportionnelle aux angles d'ouvertures de la voûte et atteignent 15.5 cm pour une ouverture  $2\varphi = 160^\circ$ .

### 3.2.3. Analyse des contraintes

Les contraintes maximales et minimales dans les directions radiales et orthoradiales, observées sur les parements amont et aval du barrage voûte, sont présentées sur les figures IV.6 et IV.7. Les résultats graphiques ont été paramétrés en relation avec la variation des angles d'ouverture de la voûte.

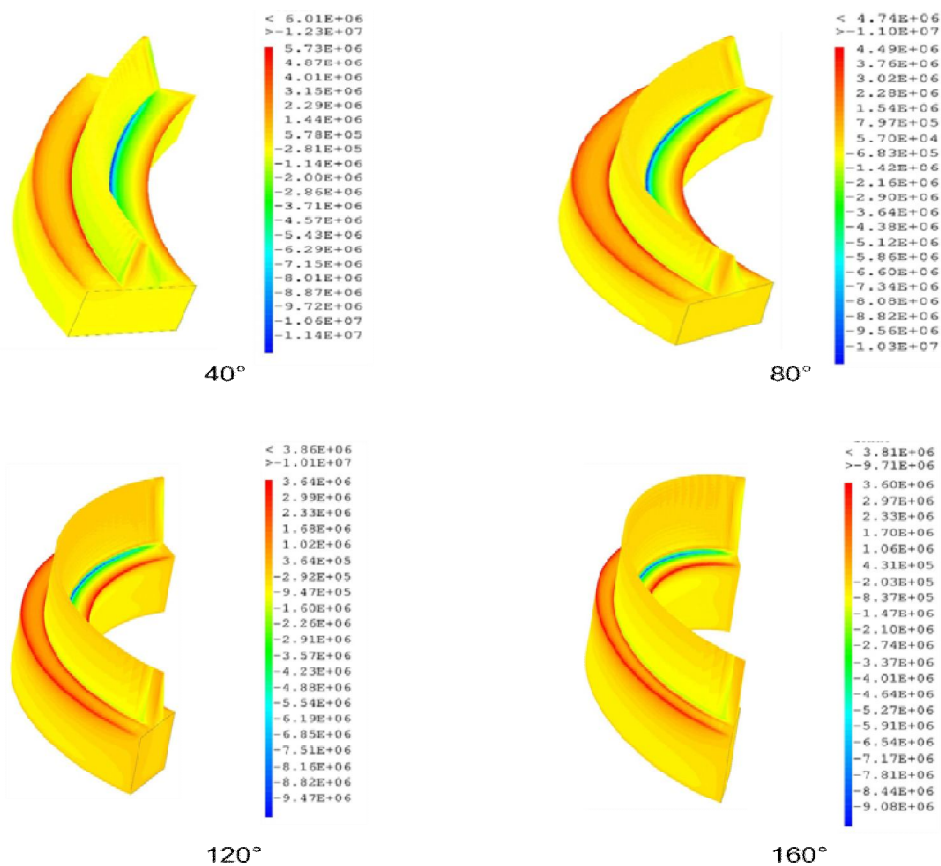
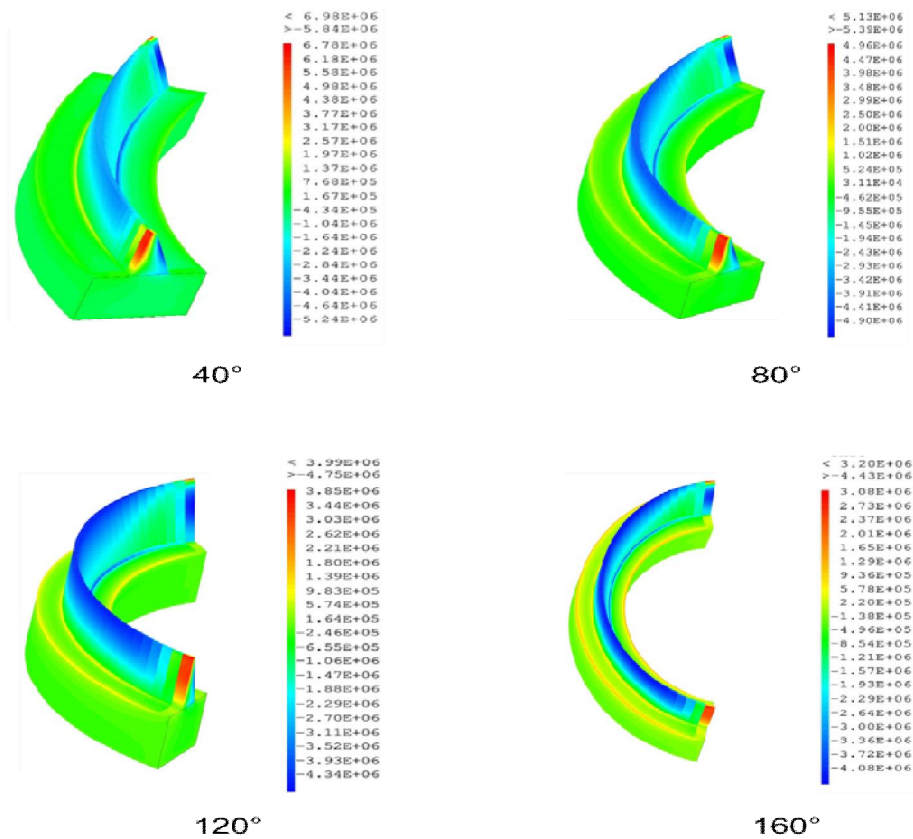


Figure IV.6. Contraintes radiales (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire

L'analyse des contraintes radiales met en évidence que le corps du barrage est principalement soumis à des contraintes de compression sous l'effet combiné de la pression de l'eau en amont et du poids propre. Les zones présentant des contraintes importantes en traction se situent principalement à l'interface du parement amont avec la fondation, avec une contrainte maximale observée au pied du barrage due à une concentration des sollicitations. Les contraintes de compression, quant à elles, se concentrent près de la limite entre le parement aval et la fondation. Il est notable que les contraintes maximales de traction, sont situées au

niveau de l'interface barrage – fondations et augmentent avec la diminution de l'angle d'ouverture, dépassant ainsi la contrainte admissible imposée dans toutes les variantes.



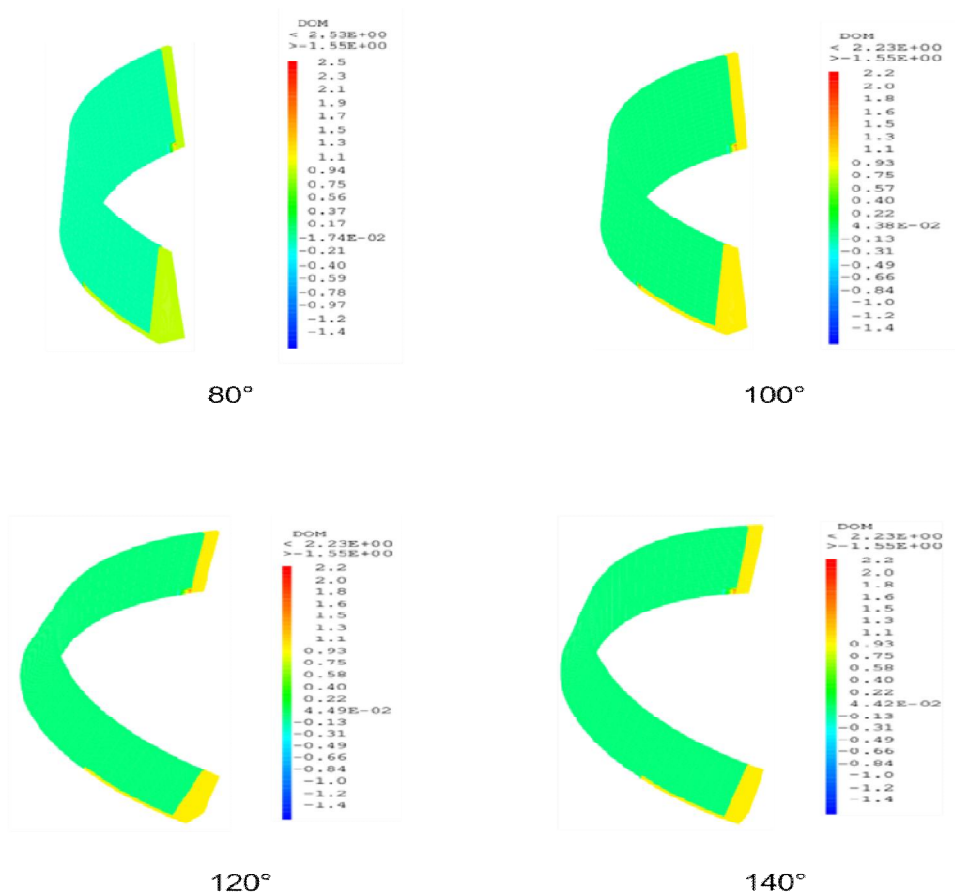
**Figure IV.7.** Contraintes orthoradiales (angles d'ouverture de 40 à 160°), analyse statique linéaire

En ce qui concerne les contraintes orthoradiales, il est constaté une prédominance des contraintes de compression à travers l'ensemble de la structure du barrage ainsi que de sa fondation. Toutefois, une concentration notable des contraintes de traction se manifeste dans une zone spécifique, principalement sur les parements amont des naissances du barrage.

### 3.2.4. Analyse du comportement non linéaire

En ce qui concerne le comportement non linéaire du barrage, le modèle d'endommagement décrit précédemment est utilisé.

La figure IV.8 schématise les résultats graphiques de l'endommagement pour différents angles d'ouverture de la voûte.



**Figure IV.8.** Champs d'endommagement (angles d'ouverture de 80 à 140°), analyse statique non linéaire

En ce qui concerne l'endommagement, la figure IV.8 démontre que les déformations les plus importantes se trouvent aux rives du barrage, dues à la concentration des contraintes de traction dans cette zone. Ces résultats montrent que les barrages voûtes doivent leurs stabilités aux rives. Nous avons supposé que les interfaces au niveau des rives sont encastées (résistance absolue). Les résultats trouvés peuvent être traduits par la question suivante : Quelles sont les caractéristiques mécaniques (du massif rocheux) nécessaires pour reprendre ces sollicitations générées au niveau des rives ? La réponse à cette question dépasse le cadre de ce travail.

#### 4. ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE

Dans le domaine de l'ingénierie des barrages, l'analyse dynamique revêt une importance capitale. En effet, les barrages sont soumis à diverses charges dynamiques, telles que les séismes, les vents violents, les vagues et les charges hydrodynamiques, qui peuvent influencer

considérablement leur comportement structurel. Parmi ces charges, les séismes constituent l'une des principales menaces, en raison de leur capacité à provoquer des déformations importantes et potentiellement destructrices.

L'analyse dynamique des barrages vise à évaluer leur réponse structurelle sous l'effet des séismes, en tenant compte des caractéristiques géotechniques du site, des propriétés des matériaux de construction, ainsi que de la géométrie et de la configuration spécifique de la structure. Cette analyse permet d'anticiper les éventuelles défaillances du barrage. Dans le cadre de ce mémoire, nous nous focaliserons spécifiquement sur l'analyse dynamique du barrage voûte à simple courbure confrontée au signal sismique de Boumerdès (mai 2003) en Algérie. Nous examinerons les résultats obtenus à partir des simulations numériques. Ces résultats nous permettront de mieux expliciter la réponse du barrage voûte face au séisme.

#### **4.1. Caractéristiques du signal sismique considéré dans la modélisation**

La figure IV.9 donne l'historique temporel de l'accélération enregistrée lors du séisme de Boumerdes en Algérie survenu le 31 mai 2003 à 19h44. Le séisme avait une magnitude de 6,8. Les calculs dynamiques sont réalisés en imposant une accélération. Nous limiterons l'investigation à deux angles d'ouverture de la voûte (100 et 130) et à une durée limitée du signal (10 seconde).

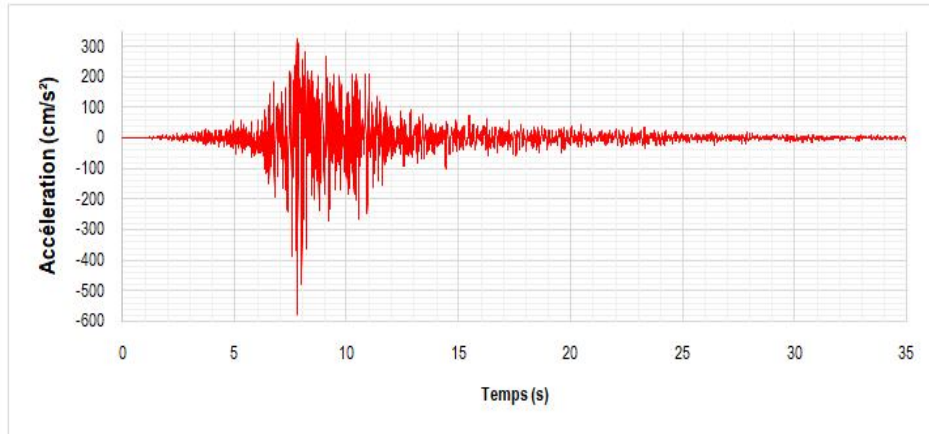


Figure IV.9. Signal sismique de Boumerdès, 31 mai 2003 à 19h44

## 4.2. Analyse du comportement linéaire du barrage

### 4.2.1. Analyse des contraintes

Les figures IV.10 et IV.11 représentent les résultats graphiques de la variation des contraintes radiales et orthoradiales respectivement pour des angles d'ouverture de la voûte de 100° et 130°.

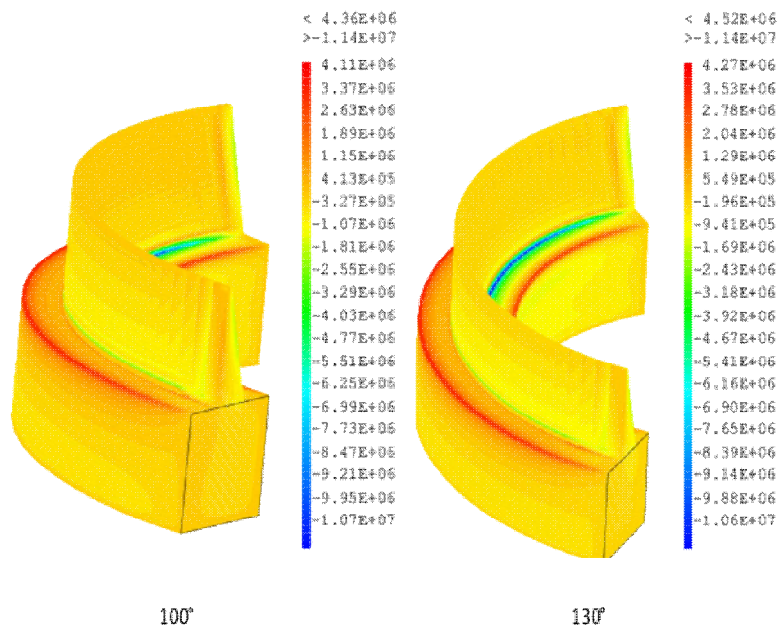


Figure IV.10. Variation des contraintes radiales, analyse dynamique linéaire

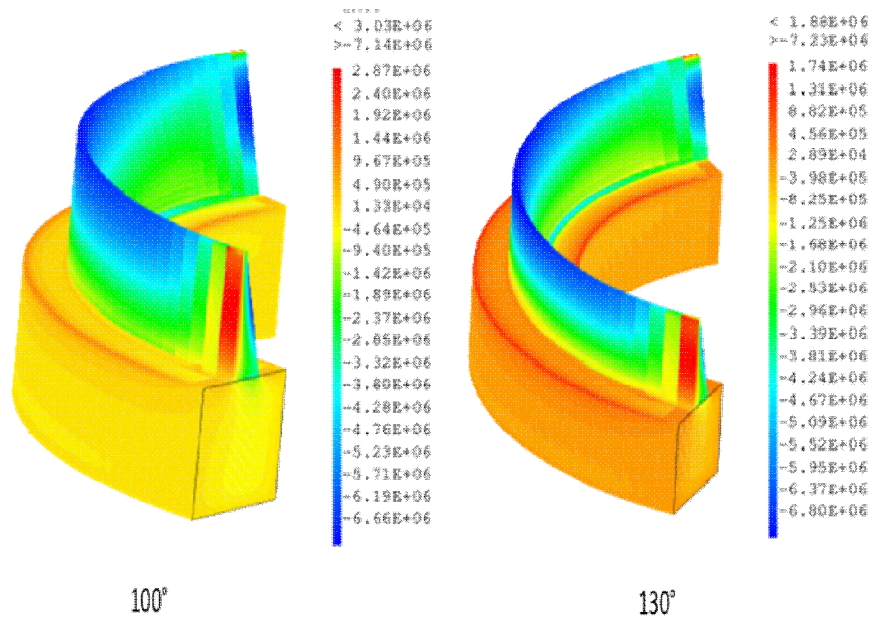


Figure IV.11. Variation des contraintes orthoradiales, analyse dynamique linéaire

#### 4.2.2. Analyse des déplacements

La figure IV.12 donne les évolutions des déplacements maximaux de la console centrale en fonction du temps pour les deux angles.

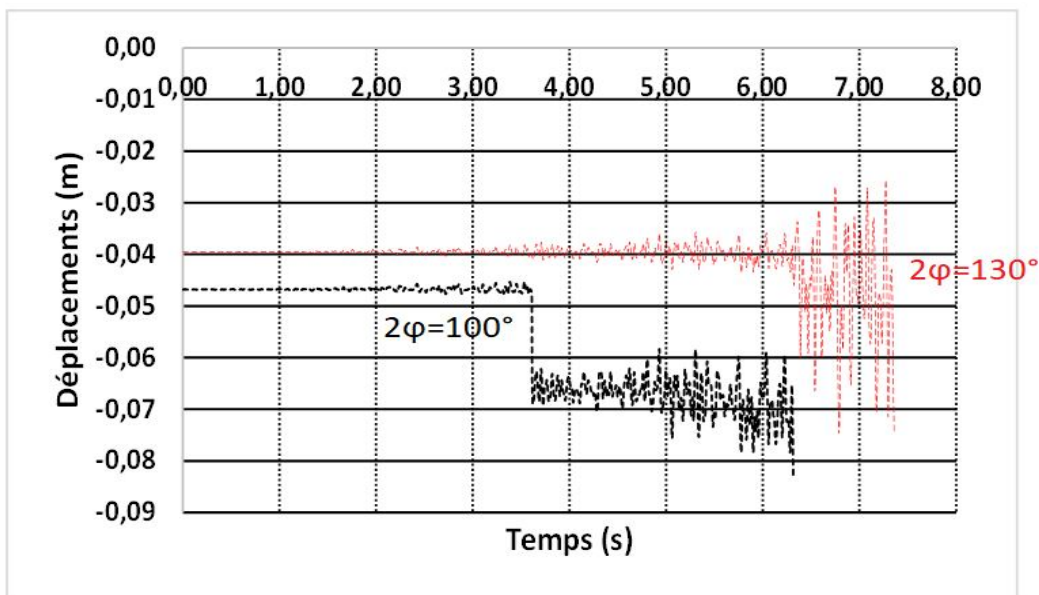


Figure IV.12. Variation des déplacements en fonction du temps, analyse dynamique linéaire

Pour la réponse dynamique linéaire du barrage, tant pour les contraintes que pour les déplacements, elle présente des similitudes avec la réponse statique pour  $2\varphi=100^\circ$  et  $2\varphi=130^\circ$ . Cela se traduit par une concentration des contraintes de traction dans la direction

radiale à la jonction entre le barrage et la fondation, ainsi que sur le parement amont des rives dans la direction orthoradiale. La figure IV.12 qui représente l'évolution du déplacement, il est observé un déplacement significatif pour un angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 100^\circ$  avec la présence d'un saut de déplacement qui correspondrait à un soulèvement brusque. Pour comprendre ce saut, on fera une analyse du comportement local (fissurations).

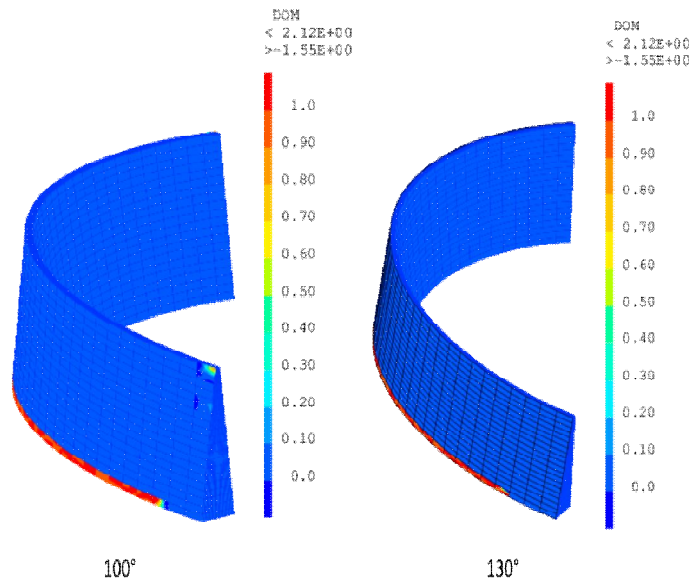
En effet, on assiste à un transfert vertical des charges par les consoles et un transfert radial des charges par les arcs. Le chargement devient donc non uniforme entre les voûtes courtes (naissances) et les voûte élancées (clé). De même que les efforts horizontaux sont transférés du centre vers les rives par les effets d'arcs, les efforts verticaux sont transférés vers les rives par la raideur de coque.

De rive à rive, la raideur de coque occasionne un plongement des efforts vers les rives et, par voie de conséquence, une tendance au soulèvement des consoles centrales. Ce second phénomène hyperstatique aggrave les conditions de résistance de la base des consoles centrales.

### **4.3. Analyse du comportement non linéaire du barrage**

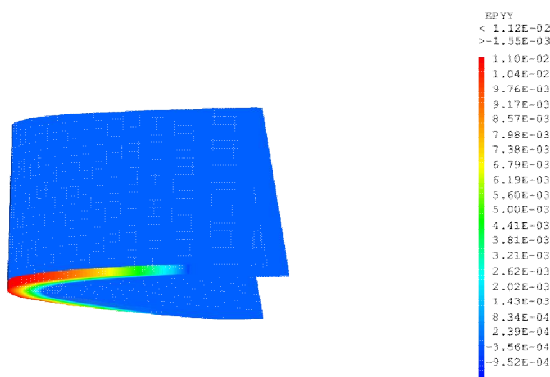
Cette analyse est orientée vers la fissuration et l'endommagement. La figure IV.13 donne l'illustration de l'endommagement pour une contrainte de traction imposée pour le béton de la voûte ( $f_t = 3 \text{ MPa}$ ) et ce en fonction de deux valeurs de l'angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 100^\circ$  et  $2\varphi = 130^\circ$ .



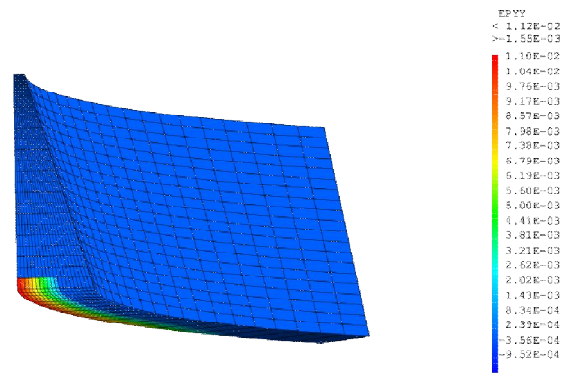


**Figure IV.13.** Champs d'endommagement, analyse dynamique non linéaire (angles d'ouverture de 100 et 130°)

La figure IV.12 montre un saut de déplacement important pour la configuration  $2\varphi = 100^\circ$ . Pour comprendre ce qui s'est passé pendant cet instant, nous visualisons sur les figures IV.14 et IV.15 les champs d'ouverture de fissures.



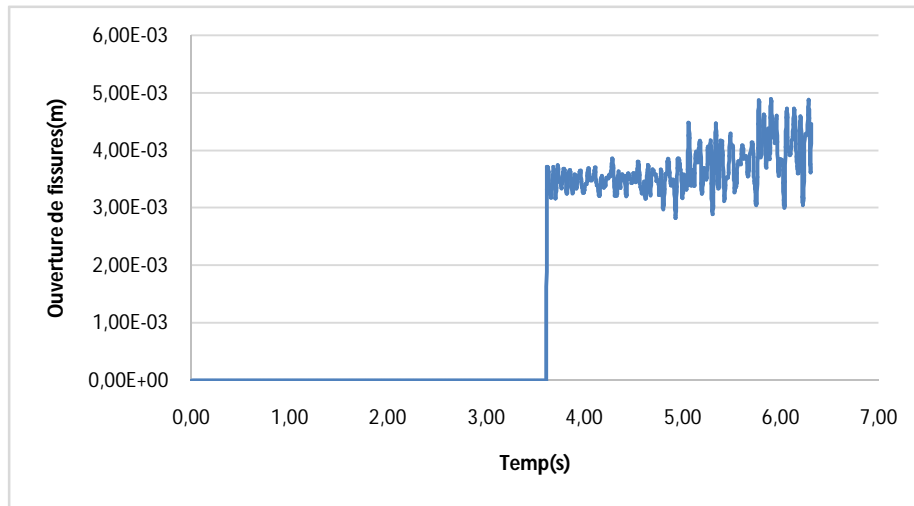
**Figure IV.14.** Ouverture des fissures- EP-YY- Clé  
 $2\varphi = 100^\circ$ .



**Figure IV.15.** Ouverture des fissures- EP-YY-  
Naissance,  $2\varphi = 100^\circ$ .

Ainsi, des dommages substantiels et des fissurations prononcées au niveau de la base du parement amont du barrage ont été enregistrés. Ces dommages sont attribués principalement au phénomène de soulèvement du barrage, résultant principalement des phénomènes de transfert des charges entre consoles et arcs. La figure IV.16 donne l'évolution de la fissuration

en fonction du temps pour une ouverture  $2\varphi = 100^\circ$ . Cette fissuration est suivie au niveau de la base de la console centrale. Lors des premières phases du signal, les ouvertures restent négligeables. Puis, on observe une évolution brusque de l'ouverture de fissures au niveau de la base. Cet état est en adéquation avec les déplacements représentés sur la figure IV.12 pour un angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 100^\circ$



*Figure IV.16. Evolution de l'ouverture des fissures en fonction du temps pour  $2\varphi = 100^\circ$ .*

## 5. RETOUR D'EXPERIENCE SUR LE COMPORTEMENT DES BARRAGES VOUTES

Le comportement des barrages voûtes étant complexe et conjugué souvent la combinaison de plusieurs phénomènes. Un retour d'expérience basé sur les mesures d'auscultation est nécessaire afin de pouvoir exploiter judicieusement les résultats de la modélisation numérique. Nous résumons dans le tableau IV.4, la synthèse sur les principaux résultats de dépouillement des mesures d'auscultation d'un ensemble de 46 voûtes gérés par l'EDF, les barrages poids-voûtes très épais ont été écartés de l'analyse. Ces travaux ont été présentés par Jean Paul Fabre et Eric Bourdarot, experts au niveau du département « surveillance des barrages » de l'EDF lors du 21<sup>ème</sup> congrès des grands barrages en 2003 à Montréal.

*Tableau IV.4. Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes basée sur l'auscultation (Fabre et Bourdarot, 2003)*

Types de déplacements	Catégories de barrages
Déplacement vers l'aval, 24 mm maximum	26%
Déplacement vers l'aval, peu ou pas de tendance au retour vers l'amont, 3-20 mm	32%, 2/3 des voûtes à double courbure
Déplacement vers l'aval (3 mm) avec retour vers l'amont (5 mm)	22%, voûtes circulaires
Déplacement vers l'amont, 2-16 mm	17%, voûtes cylindriques à simple courbure

Il a été cependant mis en évidence que l'influence de la forme des voûtes apparaît comme un critère important de distinction du comportement des ouvrages. Les voûtes cylindriques présentent des adaptations initiales faibles et évoluent rapidement vers l'amont. Les voûtes à double courbure présentent de manière générale des phases de retrait/fluage plus marquées et des évolutions vers l'amont nulles ou moins importantes. Les conséquences sur les barrages voûtes du retrait-fluage peuvent être importantes en amplifiant notamment le décollement du pied amont et en favorisant la propagation de la fissure de pied. L'augmentation progressive des températures ambiantes est ainsi susceptible d'entraîner un déplacement irréversible des ouvrages.

En guise de synthèse, il apparaît clairement que le comportement des barrages voûtes sous différentes sollicitations n'obéit à aucune règle ou constatation généralisée et que le concours, parfois de plusieurs critères, exige des considérations particulières de chaque barrage en fonction de ces paramètres conceptuels et des actions de l'environnement.

## 6. CONCLUSION

A la suite de cette série de modélisation du comportement du barrage voûte étudié, il ressort les conclusions fondamentales ci-dessous :

- Dans l'analyse statique, les déplacements radiaux diminuent graduellement du centre du barrage vers les rives et de la crête vers la base. Pour les déplacements orthoradiaux, une augmentation est constatée de l'amont vers l'aval. Les déplacements sont fortement influencés par les valeurs des angles d'ouverture de la voûte. Les contraintes de traction se situent principalement à l'interface du parement amont avec la fondation, avec une contrainte

maximale observée au pied du barrage. Elles augmentent avec la diminution de l'angle d'ouverture de la voûte. Une concentration notable des contraintes de traction se manifeste également sur les parements amont des naissances du barrage.

Dans le cas de sollicitation dynamiques, une concentration des contraintes de traction se situe au niveau de l'interface du barrage avec ses fondations ainsi que sur le parement amont des rives. Il a été enregistré aussi des efforts de soulèvement des consoles centrales résultats essentiellement d'une forte concentration des contraintes de traction suite au chargement dynamique.

Il reste clair que ces constatations ne sont valables que pour le cas analysé (barrage voûte  $H=100$  m et  $L_c = 520$  m, vallée en V sans prise en compte de la variation des rayons de courbure, mode d'encastrement imposé). De multiples paramètres interagissent simultanément et conditionnent le comportement des barrages voûtes. Il s'agit là d'un exercice complexe pour optimiser le critère coût sécurité de ce type de barrages.

Toutefois, nous retenons des paramètres plus ou moins communs se manifestant au niveau du comportement des barrages voûtes :

- Les arcs soumis à la pression d'extrados sont tendus à l'amont aux naissances et à l'aval en clé,
- Influence de l'élancement conditionné par le rapport du rayon aval et de l'épaisseur de la voûte,
- Influence de la courbure relative intégrant le rayon aval et la longueur de la vallée
- Raideur des fondations influencée par le rapport des modules de déformations  $E_b$  et  $E_r$  respectivement pour le béton de la voûte et le rocher des fondations,
- Les déplacements des arcs imposés aux consoles se traduisent par des réactions de ces dernières en transmettant verticalement des efforts entre les arcs et aussi entre les arcs et la fondation,

- Les barrages voûtes peuvent dissiper de l'énergie de différentes manières (microfissuration, présence des joints ....) ce qui peut atténuer la réponse dynamique lors d'un séisme. Ainsi, les résultats trouvés sont descriptifs du barrage choisi et sont limités par les hypothèses de modélisation considérées.

# *Chapitre V*

---

## *Analyse du comportement thermique des barrages voûtes*

## **1. INTRODUCTION**

L'analyse thermique représente un élément crucial dans l'évaluation du comportement des barrages voûtes, jouant un rôle fondamental dans leur conception, leur sécurité et leur durabilité. Alors que les études traditionnelles se concentrent souvent sur les aspects mécaniques des structures, une compréhension approfondie des variations thermiques est indispensable pour une évaluation complète du barrage dans son environnement. Dans ce cinquième chapitre, nous nous pencherons sur l'analyse thermique du barrage voûte, en mettant en lumière son impact sur le comportement de la structure. L'objectif principal de cette étude est d'examiner comment les fluctuations thermiques, aussi bien internes qu'externes, influent le comportement linéaire du barrage voûte (Andersson et Seppälä, 2015).

## **2. MODÈLE NUMÉRIQUE ET DONNÉES D'ENTRÉE POUR LE MODÈLE**

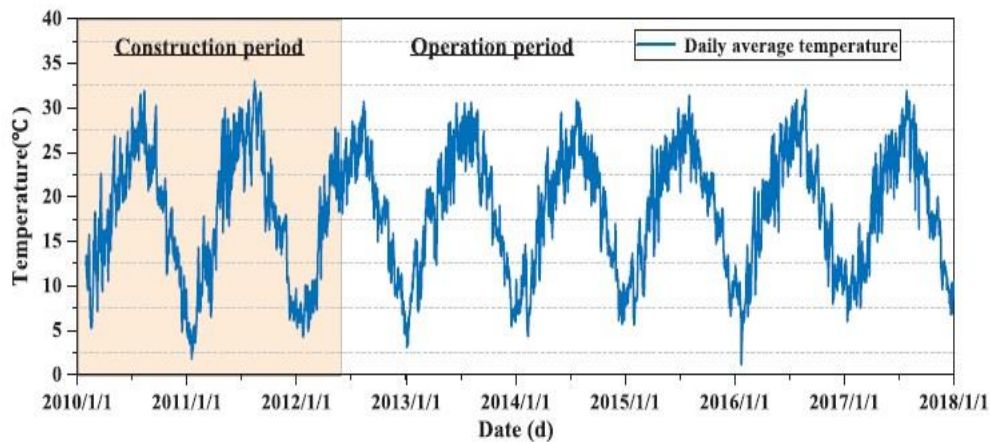
Nous nous articulons pour l'analyse thermique sur des méthodes d'analyse numérique avancées, notamment l'utilisation du logiciel CAST3M, pour modéliser les variations de température et évaluer leur incidence sur le comportement du barrage voûte. La modélisation a considéré le cas d'un angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 160^\circ$ . La température du béton du barrage est fixée à  $22^\circ$ . La température de l'eau du réservoir et la température ambiante sont modélisées en considérant la courbe de température quotidienne moyenne annuelle (Figure V.1) ainsi que la répartition de la température de l'eau du réservoir au cours des différents mois sous un niveau d'eau normal (Figure V.2). Pour notre analyse, nous avons pris en considération un exemple pour les données des températures ambiantes et celles de l'eau du réservoir inspiré des travaux de Li et al en 2020 (Li et al., 2020). Ces variations sont valables pour une hauteur de barrage de 140 m. Dans notre cas, la hauteur du barrage est limitée à 100 m. Ainsi, les 40 m d'eau profonde (de la base) ne seront pas considérées car la variation à ces niveaux est jugée très faible.

Les variations sur les figures V.1 et V.2 ont été implémentées dans la modélisation numérique pour l'analyse du comportement thermique du barrage. Aussi, le tableau V.1 présente les propriétés utilisées dans l'analyse.

D'un point de vue modélisation numérique, les conditions aux limites sont de type convection (convection avec l'eau et convection avec l'air). Les simulations sont faites dans un cadre thermomécanique mais en ne considérant que les effets de la température (ni la pression hydrostatique ni le poids ne sont considérés). Certes, cette situation n'est pas réaliste, mais notre objectif est de montrer l'influence des gradients thermiques sur le comportement mécanique. Pour alléger les calculs, une simulation mensuelle est réalisée. Celle qui correspond au mois de Juillet pour avoir un gradient thermique important.

*Tableau V.1. Paramètres utilisés pour l'analyse thermique*

Paramètres	Symboles	Unités	Valeurs
Coefficient de conductivité thermique du béton	K	W/m°C	2.00
Capacité calorifique volumique du béton	C	J/kg°C	1 008
Coefficient d'échange par convection Air-Béton	$H_{\text{air\_béton}}$	$Wm^{-2}K^{-1}$	15
Coefficient d'échange par convection Eau-Béton	$H_{\text{eau\_béton}}$	$Wm^{-2}K^{-1}$	1 000
Coefficient dilatation thermique du béton	$\alpha$	$\mu m / (m \cdot ^\circ C)$	1e-5



*Figure V.1. Courbe de température quotidienne moyenne annuelle*



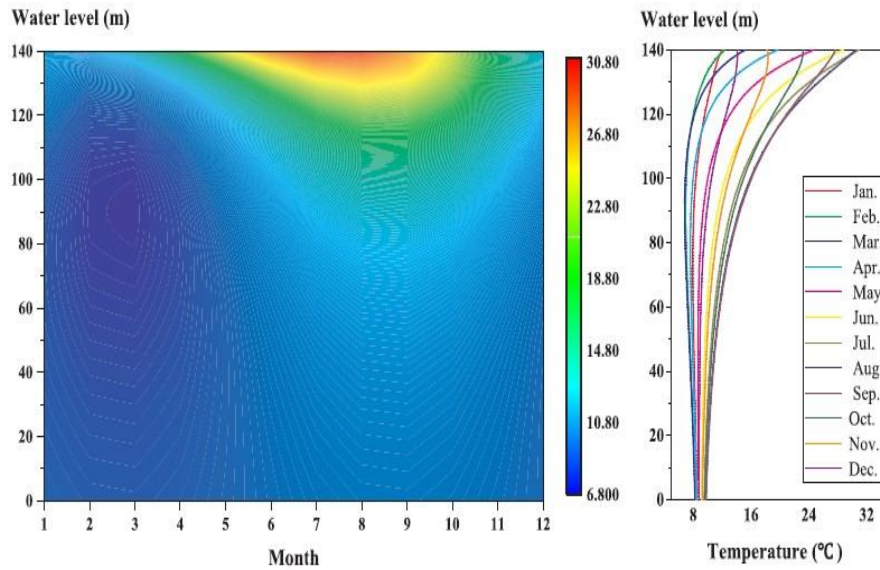


Figure V.2. Répartition de la température de l'eau du réservoir sous un niveau d'eau normal

### 3. ÉTAPES POUR LE CALCUL DES CONTRAINTES

Le calcul des contraintes mécaniques est basé sur un couplage simple et qui est montré sur la figure V.3.

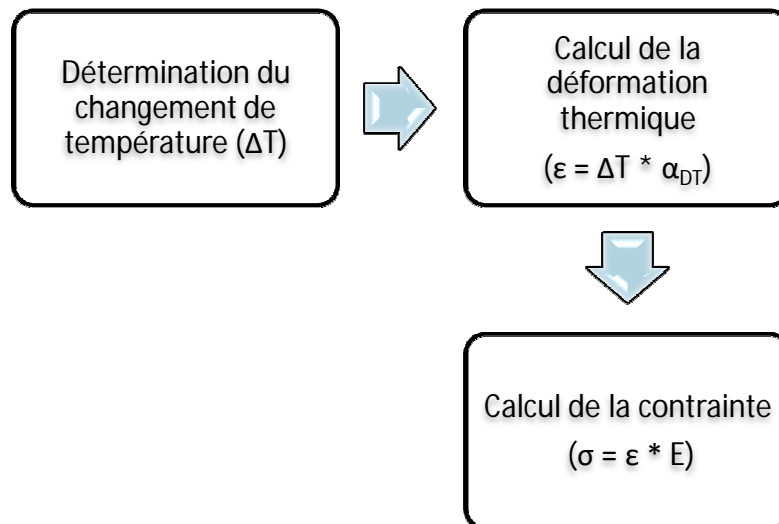


Figure V.3. Etapes de calcul des contraintes thermiques

- $\epsilon$  = Déformation thermique
- $\Delta T$  = Variation de température
- $\alpha_{DT}$  = Coefficient de dilatation thermique

## 4. ANALYSE LINÉAIRE

### 4.1. Analyse des déplacements

Les figures V.4 et V.5 représentent les champs de déplacements, respectivement pour un angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 160^\circ$  et  $2\varphi = 130^\circ$ .

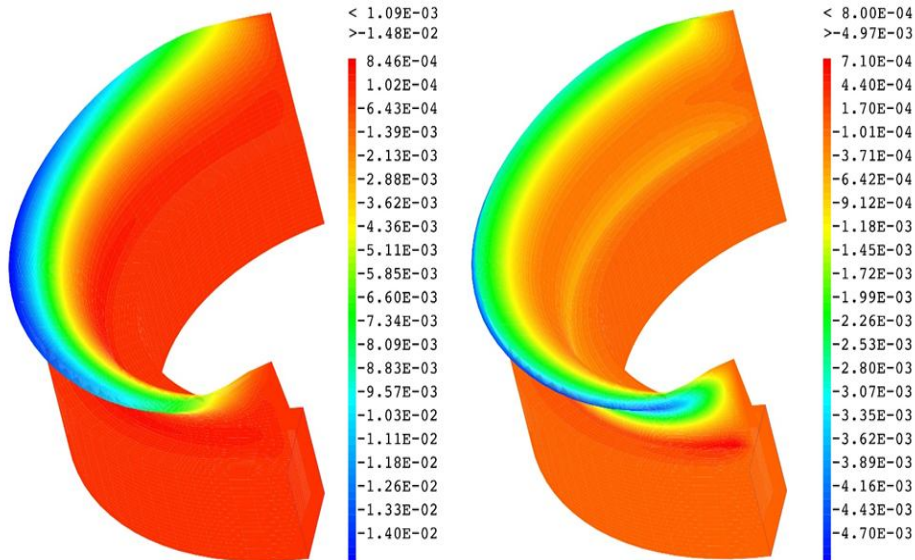


Figure V.4. Déplacements pour  $2\varphi = 160^\circ$ .

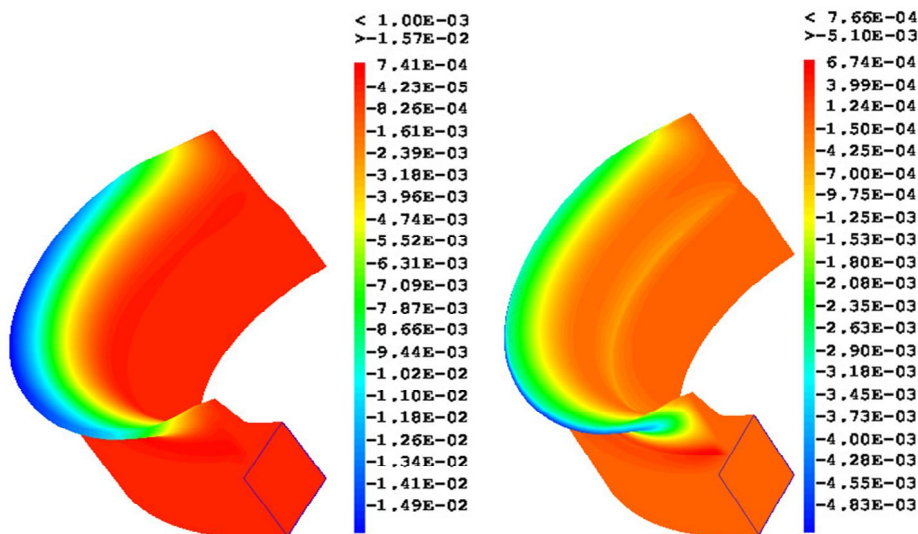


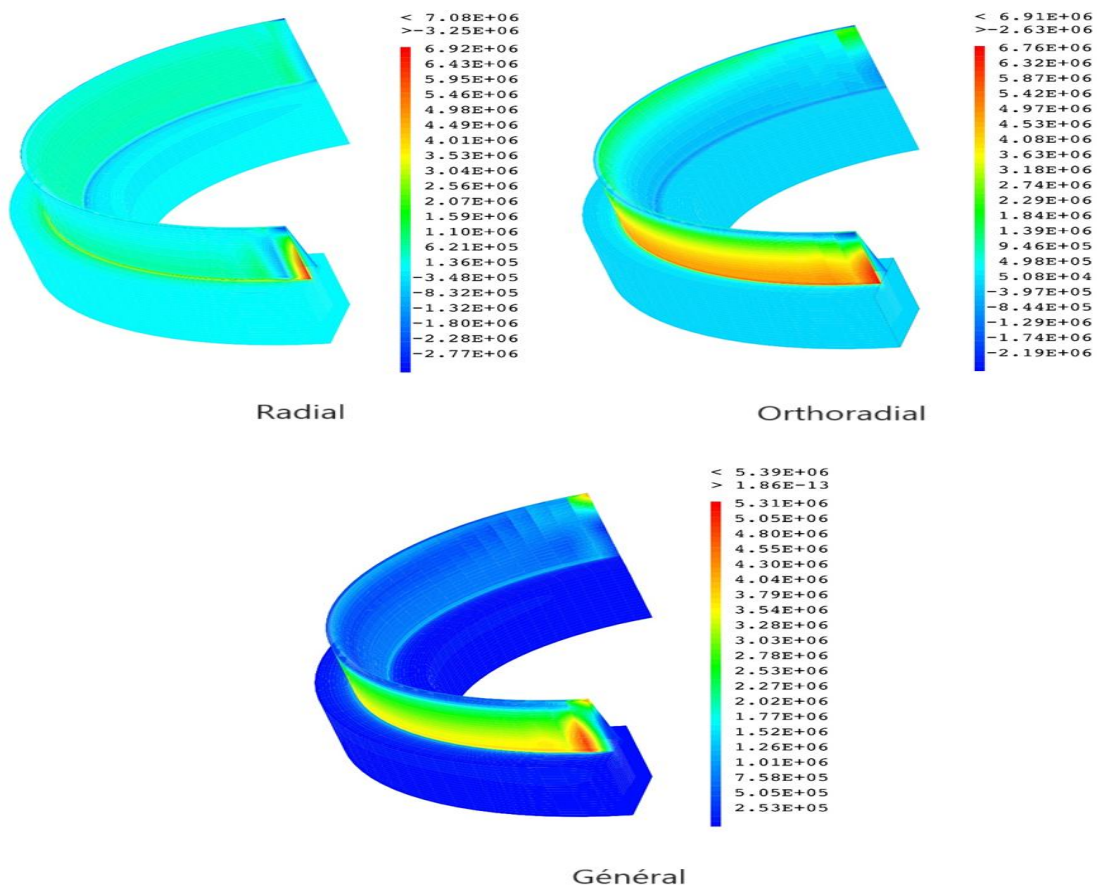
Figure V.5. Déplacements pour  $2\varphi = 130^\circ$ .

La première observation notable à partir de ces résultats est que les déplacements dus à l'effet thermique sont similaires à ceux obtenus sous l'effet mécanique, en particulier dans les zones de déplacement prononcé. Cependant, une différence importante apparaît : sous l'effet thermique, les déplacements se dirigent vers l'amont plutôt que dans le cas du comportement

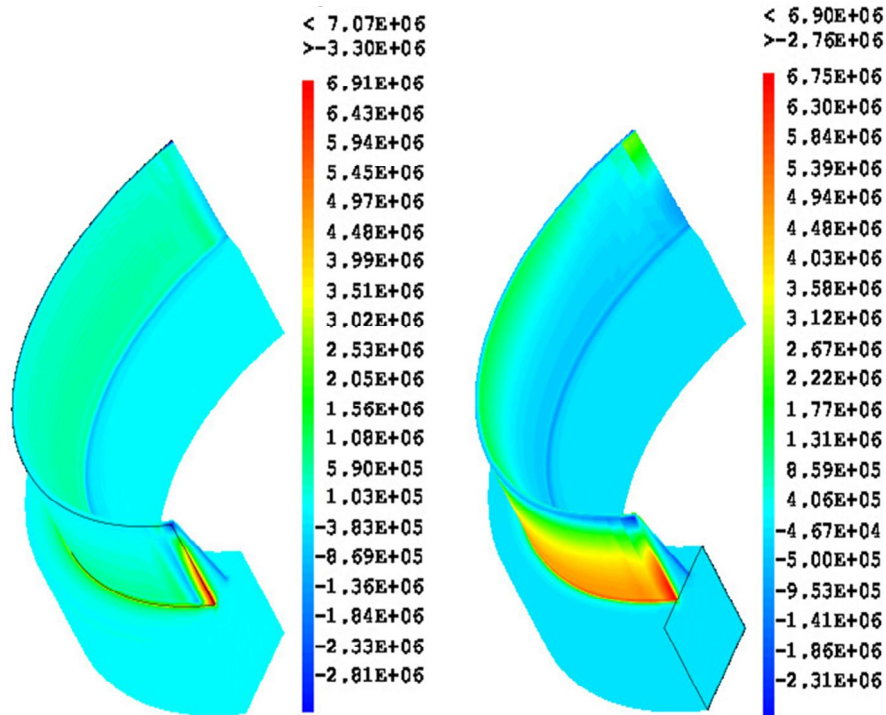
mécanique où ils sont dirigés vers l'aval. Les déplacements de la Figure V.4 sont tracés sur une déformé amplifiée. Dans la réalité, ces déplacements sont contrés par le poids et la pression hydrostatique. Les résultats sont spécifiques aux variations thermiques explicitées dans le paragraphe précédent. Si on opte pour une variation annuelle, on observera une variation cyclique d'amont en aval (et d'aval en amont) qui peut entraîner de graves conséquences mécaniques.

#### 4.2. Analyse des contraintes

Les figures V.6 et V.7 donnent les champs des contraintes enregistrées dans l'analyse numérique respectivement pour des angles d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 160^\circ$  et  $2\varphi = 130^\circ$ .



**Figure V.6.** Variation des contraintes radiales et orthoradiales de Von-Mises ( $2\varphi = 160^\circ$ )



**Figure V.7.** Variation des contraintes radiales et orthoradiales de Von-Mises ( $2\varphi = 130^\circ$ )

Pour les contraintes, nous observons une concentration des contraintes de traction sur la partie inférieure du barrage et sur les rives. Il est important de noter que la contrainte maximale de traction sous l'effet thermique à des températures élevées est plus élevée que celle sous l'effet mécanique. Cela peut s'expliquer par le fait que la déformation du barrage à haute température se fait vers l'amont, créant ainsi des sollicitations de traction accrues. Le tableau V.2 présente une comparaison entre les valeurs maximales des contraintes de traction pour les deux analyses thermique et mécanique. Ces résultats purement numériques permettent de comprendre la part des gradients thermiques dans les champs de sollicitations engendrées.

**Tableau V.2.** Comparaison des contraintes de traction – Analyse thermique et mécanique

Contraintes	Thermiques (Pa)	Mécaniques (Pa)
$\sigma_{t\_max}$ (Sens radial)	$6,92 \cdot 10^6$	$3,60 \cdot 10^6$
$\sigma_{t\_max}$ (Sens orthoradial)	$6,76 \cdot 10^6$	$3,08 \cdot 10^6$

## 5. COMPARAISON ENTRE RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET ANALYTIQUES

Dans cette section, nous allons comparer les résultats obtenus par la méthode numérique avec ceux obtenus par la méthode analytique concernant l'état des contraintes du comportement

thermique du barrage voûte. L'objectif est de vérifier la cohérence et la fiabilité de la simulation numérique en les confrontant à des calculs analytiques.

### 5.1.Calcul Analytique

$$\Delta T = (T_{\text{initial}} - T_{\text{final}})$$

$$\Delta T_{\text{max}} = 12,019$$

$$\Delta T_{\text{min}} = -6,0472$$

- Pour la déformation thermique ( $\epsilon$ ) :  $\epsilon = \Delta T \cdot \alpha$
- $\epsilon_{\text{max}} = 12,019 \times 10^{-5}$
- $\epsilon_{\text{min}} = 6,04 \times 10^{-5}$
- Pour la contrainte thermique ( $\sigma$ ) :  $\sigma = \epsilon \cdot E$  ( $E = 35\,000$  MPa)
- $\sigma_{\text{max}} = 4,2$  MPa
- $\sigma_{\text{min}} = -2,1$  MPa

### 5.2.Comparaisons des résultats

Le tableau V.3 donne une comparaison, en terme de contraintes, entre les résultats numériques et ceux analytiques relatifs à l'analyse du comportement thermique du barrage.

*Tableau V.3. Comparaison des résultats numériques et analytiques du comportement thermique du barrage*

	Numérique (MPa)	Analytique (MPa)
$\sigma_{\text{max}}$	5,27	4,27
$\sigma_{\text{min}}$	-2,16	-2,15

En comparant les résultats numériques et analytiques, nous observons une excellente concordance entre les deux méthodes. Les petites différences observées peuvent être attribuées à la précision des méthodes numériques. Les résultats montrent que les simulations numériques sont fiables et peuvent être utilisées pour prédire avec précision le comportement thermique des barrages voûtes. Cette validation est cruciale pour garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures en fonction des conditions variées de l'environnement.

## 6. CONCLUSION

La température du béton n'est pas le seul indice qui donne une idée sur l'état des barrages en béton. La prédiction du comportement thermique sous l'effet de diverses sources de chaleur externe nécessite une attention particulière. Le comportement thermomécanique d'un barrage en béton durant la phase d'exploitation doit être analysé en considérant divers facteurs tels que le rayonnement solaire, l'ombrage, le refroidissement nocturne et par évaporation et la convection avec l'air. En effet, les parements amont et aval d'un barrage en béton ne sont pas soumis aux mêmes températures. Ces dernières sont influencées par les températures de l'eau du réservoir à différentes saisons et le marnage du lac ainsi que celles ambiantes. L'exposition au sud, notamment du parement aval est également problématique.

Des gradients thermiques se développent durant la phase de réalisation et se poursuivent pendant l'exploitation de l'ouvrage, provoquant une dilatation thermique du parement aval par rapport au parement amont qui se contracte. Il s'en suit une déformation du barrage et un déplacement du couronnement vers l'amont. Ces manifestations provoquent des contraintes de traction dont le béton du barrage est largement sensible. Au niveau des études de conception des barrages en béton, la considération et l'évaluation précise des contraintes thermiques est indispensable afin de prendre les mesures qui s'imposent vis-à-vis de la fissuration. Dans notre cas, les contraintes thermiques valent le double de celles mécaniques et sont supérieures aux contraintes de traction du béton exigeant ainsi une considération plus pertinente dans le cadre des conceptions des barrages en béton.

## Conclusions générales & Perspectives

Les barrages fournissent des bénéfices considérables pour l'homme, mais ils constituent dans le même temps un nouveau risque pour les populations, en raison de la probabilité, faible mais jamais nulle, de rupture. L'ampleur des conséquences qu'occasionnent de tels accidents est considérable, tant d'un point de vue humain que d'un point de vue environnemental et économique. Les enjeux de sûreté associés à ces infrastructures sont donc particulièrement importants.

En outre, suite aux accidents et ruptures des barrages, la science et la technologie des barrages ont également connu des évolutions majeures, avec notamment la reconnaissance de la mécanique des roches et la géologie comme disciplines à part entière. L'analyse des ruptures a amélioré la compréhension du comportement complexe des barrages, notamment voûtes, et des interactions entre la structure et la fondation.

En plus des difficultés conceptuelles liées à la fissuration des barrages en béton occasionnée par des contraintes de traction excessives par rapport aux résistances du béton, les barrages voûtes présente des comportements complexes. En effet, on souligne le concours de multiples facteurs interdépendants : la nature du rocher des fondations, particulièrement au niveau des rives, la rigidité des arcs et consoles, les rayons et ouvertures des courbures, le mode d'encastrement, le comportement de l'interface barrage-fondations, l'état de saturation du rocher au voisinage des naissances du barrage ainsi que les contraintes d'environnement, notamment thermiques. L'optimisation de tous ces facteurs dans un contexte sécuritaire et économique est un exercice délicat pour les concepteurs. Il exige, de nos jours, des développements techniques et scientifiques en permanence.

Dans le présent mémoire nous avons abordé plusieurs aspects relatifs au comportement des barrages voûtes.

- Une exploration des modèles empiriques liés à la définition du profil type d'un barrage voûte avec analyse de l'influence des rigidités et courbures sur la stabilité au glissement et au renversement,
- Une analyse du comportement mécanique basée sur un cas réel de barrage voûte avec étude de l'évolution des contraintes et des déplacements et une étude de l'endommagement. Les analyses ont été menées aussi bien dans le cas statique que dynamique, avec lois de comportement linéaire et non linéaire.
- Une analyse du comportement thermique du barrage avec prise en compte de deux variables relatives aux évolutions des températures ambiantes et celles de l'eau du réservoir.

La synthèse de toutes ces investigations permet de déduire les conclusions suivantes :

1. La nature géologique des fondations d'un barrage voûte, caractérisée particulièrement par l'angle de frottement et la cohésion au niveau de l'interface barrage – rocher, a une grande influence sur sa stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement. D'un autre côté, cette stabilité est considérablement influencée par les angles d'ouverture, les rayons de courbure et par voie de conséquence par les angles d'attaque de la voûte au niveau des naissances.
2. En matière de déplacement, il a été noté une relation inversement proportionnelle dans la direction clé - naissances et dans la direction crête - base du barrage. Les déplacements sont dirigés également de l'amont vers l'aval. Les déplacements les plus importants présentent une tendance à la diminution proportionnelle à l'augmentation de l'angle d'ouverture de la voûte. Au niveau de l'interface barrage-rocher, l'augmentation des déformations est inversement proportionnelle aux angles d'ouvertures de la voûte et atteignent 15.5 cm pour une ouverture  $2\varphi = 160^\circ$ .



3. Le corps du barrage est principalement soumis à des contraintes de compression. Les contraintes importantes en traction les plus accentuées se situent principalement à l'interface du parement amont avec la fondation. Ces contraintes augmentent avec la diminution de l'angle d'ouverture, dépassant ainsi la contrainte admissible imposée dans toutes les variantes. En matière d'endommagement, les déformations les plus importantes se trouvent aux niveaux des rives du barrage.
4. L'analyse du comportement dynamique du barrage, a montré une concentration des contraintes de traction dans la direction radiale à l'interface barrage avec la fondation, ainsi que sur le parement amont au niveau des naissances dans la direction orthoradiale.
5. L'angle d'ouverture de la voûte  $2\varphi = 100^\circ$  mérite une attention particulière. En effet, à partir de cette valeur, le transfert vertical des charges par les consoles et le transfert radial des charges par les arcs provoque une tendance au soulèvement des consoles centrales.
5. En ce qui concerne l'analyse du comportement thermique dans le cas étudié, les déplacements se dirigent vers l'amont plutôt que dans le cas du comportement mécanique où ils sont dirigés vers l'aval. Ce phénomène est observé à des températures élevées. La concentration des contraintes de traction est observée au niveau de la base du barrage et sur les rives. Les contraintes maximales de traction sous sollicitations thermiques à des températures élevées sont plus importantes que celles sous sollicitations mécaniques et sont causées principalement par la l'orientation vers l'amont des déformations. Ainsi, une analyse thermique sur un cycle annuel peut provoquer un comportement unilatéral avec des cycles d'ouverture-refermeture de fissures.

En guise de perspectives, la complexité du comportement des barrages voûtes exige plus de développement en matière de critères sécuritaires. Ce mémoire a permis d'élucider de

multiples aspects conjugués relatifs aux paramètres ayant une influence sur le comportement des barrages voûtes mais mérite d'être poursuivi par d'autres aspects à savoir :

- Des analyses plus approfondies au niveau de l'interface barrage - fondations, notamment en cas d'apparition de fissures et leur influence sur la stabilité du barrage.
- Des analyses sur l'effet de la double courbure sur le comportement des barrages voûtes.
- Des analyses sur la stabilité des rives sous l'action du marnage du réservoir avec des développements plus puissants en matière de mécanique des roches.
- Des réflexions sur la combinaison des avantages des barrages voûtes et ceux poids pour produire et implémenter des critères conceptuels relatif aux barrages type poids-voûtes.

Enfin, nous espérons avoir contribué favorablement, à travers ce modeste travail, à l'avancement et à la vulgarisation des connaissances relatives au domaine des barrages voûtes.

## Références bibliographiques

- Altunisik A.C and Sesli H (2015). Dynamic response of concrete gravity dams using different water modelling approaches: westergaard, lagrange and euler. *Computers and Concrete*, 16(3): 429-448 DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/cac.2015.16.3.429>
- Andersson O and M Seppälä (2015). Verification of the response of a concrete arch dam subjected to seasonal temperature variations. Royal Institute of Technology (KTH), department of Civil and Architectural Engineering, Division of Concrete Structures. Stockholm, Sweden.
- Asthana B.N and Khare D (2022). Dam Safety. In: *Recent Advances in Dam Engineering*. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-32278-6\\_16](https://doi.org/10.1007/978-3-030-32278-6_16)
- BBC news Afrique (2023). Les rivaux libyens coordonnent l'organisation des secours suite aux inondations. [Consultée le 26 février 2024]. <https://www.bbc.com/afrique/articles/c88j9nd0mxxo>
- Belmokre A, Mihoubi M.K and Santillán D (2019). Analysis of dam behavior by statistical models: Application of the Random Forest Approach. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(11). DOI: 10.1007/s12205-019-0339-0.
- Belmokre A (2020). Etude numérique du comportement thermique d'un barrage-poids sous l'effet des conditions climatiques. Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure d'hydraulique, p. 2-5.
- Bessaid M.i, Matallah M and Rouissat B (2021). A poromechanical-damage-based-model for water-driven fracture modeling of concrete gravity dams. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, John Wiley & Sons Ltd, 46(3): 469-485. <https://doi.org/10.1002/nag.3308>
- Bombardier J and Cordier M (2023). Auscultation des barrages : quelques retours d'expérience. Journée des écoles d'ingénieurs, CFBR, Paris. [https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/06\\_jde2023\\_auscultation\\_des\\_barrages.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/06_jde2023_auscultation_des_barrages.pdf)
- Bonelli S (2001). Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau. *Ingénieries*, 26 : 49 à 58. <file:///C:/Users/TEMP.D-HP.148/Downloads/AX2001-PUB00009266.pdf>
- Bordes J.L (2010). Les barrages en France du XVIII<sup>e</sup> à la fin du XX<sup>e</sup> siècle, histoire, évolution technique et transmission du savoir. Pour mémoire, 9 : 70-75. <https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/barrages-jlb.pdf>
- Bourdarot E (2010). Analyse du comportement à long terme des barrages-voûtes, colloque technique CFGB, Aix en Provence, p. 1-13.
- Bourdarot E (2016). Discussion sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes. Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie, Colloque CFBR, Sécurité des barrages et enjeux, Chambéry.
- Brandt M.J, Johnson K.M, Elphinston A.J and Ratnayaka D.D (2017). Dams and Reservoirs. *Twort's Water Supply*, Elsevier : 159–204. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100025-0.00005-3>.
- Carneiro Filho C and Esposito Neto T (2022). Historical relations between Brazil and Paraguay: negotiations and quarrels behind Itaipu Dam. *Conjuntura Austral*, 13(62) : 77–91. <https://doi.org/10.22456/2178-8839.116432>
- Carrère A and Coyne et Bellier (2001). Conception des barrages voûtes. Colloque technique CFGB, Aix en Provence, P. 1-26.
- Carrère A (2005). Barrages, Bureau d'ingénieurs conseils COYNE et BELLIER. Techniques de l'ingénieur, Traité construction.
- Carrère A and Noret C (2019). Arch dams' stability assessment: State of the art. Colloque CFBR : Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives, Chambéry, p.1-14.
- Comité Français des barrages et réservoir CFBR (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids*, Edition Cfbr 2017 , 117p.

Comité Français des barrages et réservoirs CFBR (2013). Document technique, l'histoire des barrages, Savoie Technolac, p. 1-5.

Comité français des barrages et réservoirs CFBR (2015). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. Edition CFBR.  
[https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations\\_cfbr\\_2015\\_remb lai.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2015_remb lai.pdf)

Comité Français des barrages et réservoirs CFBR (2021). Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes, édition CFBR, p. 3-189. [https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations\\_cfbr\\_2018\\_voutes.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/recommandations_cfbr_2018_voutes.pdf)

Coubard G, Deveze G et al (2018). Amélioration de la détermination des propriétés de résistance de l'interface béton-rocher et des discontinuités des fondations rocheuses des barrages poids. CIGB 2018, 26<sup>ème</sup> Congrès des Grands Barrages, Vienne, Autriche. 21p. fhal-02440241

Degoutte G (2002). Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, édition Cemagref, comité français des grands barrages, 173p.

De Granrut M.B (2019). Analyse et interprétation de la pression d'eau en fondation des barrages-voûtes à partir des mesures d'auscultation. Mécanique des solides, Université Grenoble Alpes.

Derool L (2019). Gravity dams stability assessment : current practices. Colloque CFBR : « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives », Chambéry.

Deveze G and Coubard G (2015). Creation of a database on the tensile strength of the concrete-to-rock interface. Colloque CFBR : Fondations des barrages : caractérisation, traitements, surveillance, réhabilitation. p. 113-123.

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL (2006). Cours : Les barrages en béton, document du Laboratoire d'Hydraulique Environnementale.

Fabre P and Bourdarot E (2003). Analyse du comportement à long terme des barrages-voûtes. 21<sup>ème</sup> congrès des grands barrages, CIGB, Montréal. P. 1-20.

Fengjie T and Lahmer T (2018). Shape optimization based design of arch-type dams under uncertainties. Engineering Optimization, 50(9) : 1470–1482. <https://doi.org/10.1080/0305215X.2017.1409348>

FERC (2018). Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, chapter 11 : arch dams. Federal Energy Regulatory Commission, Washington, p. 53

Fichant S, La Borderie C and Pijaudier-Cabot G (1999). Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures. Mech Cohes-Frict Mater, 4(4): 339–59. hal-01007002f

Giblin B (2023). Géopolitique des ressources naturelles. Hérodote, 188 : 3-9. DOI : 10.3917/her.188.0003. URL : <https://www.cairn.info/revue-herodote-2023-1-page-3.htm>

Goulas E (2016). Design of double-curvature arch dams in terms of geometric and stress constraints by using script-based finite element modelling. Delft University of Technology, Netherlands, p. 117

Hagos B.G, Parvathi I.S and Praveen T.V (2019). The effect of lift thicknesses on thermal stresses in roller compacted concrete (RCC) gravity dam. Journal of Structural Engineering, 45(6): 477-485.

He P, Pan Y and Li Y (2022) Long-term dam behavior prediction with deep learning on graphs. Journal of Computational Design and Engineering, 9(4):1230-1245. <https://doi.org/10.1093/jcde/qwac051>

Hoonakker M (2017). La sûreté des barrages voûtes existants. Colloque CFBR, Aix, p. 37. [https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/jei2017a-06-\\_hoonakker-voutes.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/jei2017a-06-_hoonakker-voutes.pdf)

Hu J, Jiang H and Li X (2023). An optimized zonal deformation prediction model for super-high arch dams. Structures, 50 :758-774. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.076>.

ICOLD (2000) The Gravity Dam, a dam for the future : Review and recommendations, bulletin N° 117, Paris. 127p.

ICOLD (2001). Design features of dams to resist seismic ground motion, Bulletin N° 120, Paris.

ICOLD (2003). Roller- compacted concrete dams, state of the art and case histories, bulletin 126.

Carrere A and Coyne et Bellier (2001). Conception des barrages voûtes, colloque technique CFGB, Aix en Provence.

ICOLD (2005). Dam foundations, geologic considerations: Investigations methods treatment monitoring. Bulletin 129.

ICOLD (2007). Proceedings of ninth international benchmark workshop on numerical analysis of dams, THEME A - Concrete Dam, St.Petersburg.

ICOLD (2010). Barrages en enrochement avec masque amont en béton, concepts utiles à leur conception et à leur construction, bulletin 141.

ICOLD (2013). Guidelines for use of numerical models in dam engineering, Bulletin 155, p. 182

ICOLD (2017). Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundations. Bulletin 164.

ICOLD (2018a). Safety of existing arch dams. Vingt-sixième congrès des grands barrages, Working group of the French Committee of Dams and Reservoirs, Vienne. [https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/gtvoute\\_vienne2018.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/gtvoute_vienne2018.pdf)

ICOLD (2018b). Dam surveillance guide, Bulletin 158, CRC Press/Balkema: Leiden, The Netherlands,

ICOLD (2022). Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes. 27th Congress, Second bulletin, Marseille.

Ilinca C, Vârvorea R and Popovici A (2014). Influence of Dynamic Analysis Methods on Seismic Response of a Buttress Dam. *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, 10(3) : 12-26. <https://doi.org/10.2478/mmce-2014-0012>

James P and Hubert C (2004). Une histoire révisée des barrages voûtes, des barrages romains aux ouvrages modernes en béton. *Australian civil engineering transactions*, CE43 : 39-56. [https://www.traianvs.net/textos/archdams\\_fr.htm](https://www.traianvs.net/textos/archdams_fr.htm)

Jansen R.B (2003). Buttress Dams. In : *Dams, Dikes, and Levees. Encyclopedia of Physical Science and Technology (Third Edition)*, p. 171-190. <https://doi.org/10.1016/B0-12-227410-5/00876-0>

Le Delliou P (2007). *Les barrages : Conception et maintenance*, Presses universitaires, Lyon.

Leitão N.S, Castilho E and Farinha M.L.B (2023). Towards a better understanding of concrete arch dam behavior during the first filling of the reservoir. *Civil Eng*, 4 : 151–173. <https://doi.org/10.3390/civileng4010010>.

Le Monde avec AFP (2023). Éthiopie : le barrage de la Renaissance rempli au maximum. [Consultée le 03/03/2024 ].

Li M, Si W, Du S et al. (2020). Thermal deformation coordination analysis of CC-RCC combined dam structure during construction and operation periods. *Engineering Structures*, 213: 10587. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110587>.

Li H, Li Z, Ma F et al. (2020) Similarity analysis of dam behavior characterized by multi-monitoring points based on Cloud model. *International Journal of Distributed Sensor Networks*, 16(5):1-10. <https://doi.org/10.1177/1550147720920226>

Lino M (2001). Techniques de réhabilitation. Colloque technique: modélisation des barrages poids. Comité Français des Grands Barrages, ISL Conseils, p. 1-14.

Lino M (2020). Résistance au cisaillement des massifs rocheux Critères de conception des barrages poids. Conférence CFBR – CFMR, Paris

Liu Y, Zheng D, Georgakis C et al (2022). Deformation analysis of an ultra-high arch dam under different water level conditions based on optimized dynamic panel clustering. *Appl. Sci.* 2022, 12(1) :2-18. <https://doi.org/10.3390/app12010481>

Malcolm J, Brandt K et al (2017). Chapter 5 : Dams and Reservoirs, Editor(s): Malcolm J. Brandt, K. Twort's Water Supply (Seventh Edition), Butterworth-Heinemann, p.159-204, <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100025-0.00005-3>

Maalek K and Zouheir H (2012). Ouvrages hydrauliques, Polycopié pédagogique. Ecole nationale d'ingénieurs ENIT, Tunis.

Mata J, Salazar F, Barateiro J and Antunes A (2021) Validation of machine learning models for structural dam behaviour interpretation and prediction. *Water*, 13:1-27. <https://doi.org/10.3390/w13192717>.

Matallah M, La Borderie C (2009). Inelasticity–damage-based model for numerical modeling of concrete cracking. *Engineering Fracture Mechanics*, 76:1087–108. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2009.01.020>.

Matallah M, La Borderie C and Maurel O (2010). A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 34:1615–1633. DOI: 10.1002/nag.876.

Morel Q (2018). L'hydroélectricité bases et présentation générale, Module “Turbomachines – Energies éolienne et hydraulique”, département Energie & Fluides, Ecole des mines, Nancy.

Mostafaei H, Behnamfar F and Alembagheri M (2022). Reliability and sensitivity analysis of wedge stability in the abutments of an arch dam using artificial neural network. *Earthq. Eng. Eng.* 21 : 1019–1033 . <https://doi.org/10.1007/s11803-022-2133-0>

Mouzannar M (2016). Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques. Thèse de doctorat en géotechnique, Université de Lyon, p. 263.

New T and Xie Z (2008). Impacts of large dams on riparian vegetation: applying global experience to the case of China's Three Gorges Dam. *Biodivers Conserv*, 17 : 3149–3163. <https://doi.org/10.1007/s10531-008-9416-2>

Pan X, Wang G, Lu W et al (2022). The effects of initial stresses on nonlinear dynamic response of high arch dams subjected to far-field underwater explosion. *Engineering Structures*, 256. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114040>.

Panicker K.J, Nagarajan P and Thampi S.G (2021). Critical review on stress-sensitivity and other behavioral aspects of arch dams. In: Singh, R.M., Sudheer, K.P., Kurian, B. (eds) *Advances in Civil Engineering*, vol 83. Springer, Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-5644-9\\_42](https://doi.org/10.1007/978-981-15-5644-9_42)

Patil D and Charhate S (2017). Finite Element Analysis of Concrete Arch dams: A Survey. *International Journal of Water & Hydro Constructions*, 4(1) : 6-11.

Peyras L (2002). Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse de doctorat, spécialité génie civil, Université Blaise Pascal, Clermont 2, 199p.

Poupart M (2020). Mise à jour du bulletin 99 “Ruptures de barrages – Analyse statistique”. Comité de la sécurité des barrages de la CIGB, Symposium AG Cfbr. [https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/symposium2020\\_mise\\_a\\_jour\\_du\\_bulletin\\_99.pdf](https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/symposium2020_mise_a_jour_du_bulletin_99.pdf)

- Pouraminian M and Ghaemian M (2017). Multi-criteria optimization of concrete arch dams. *Journal Scientia Iranica*, 24(4): 1810-1820. <https://doi.org/10.24200/SCI.2017.4272>
- Pouya A and Vu M.N (2012). Fluid flow and effective permeability of an infinite matrix containing disc-shaped cracks. *Advances in Water Resources*, 42: 37-46. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.03.005>
- Prakash G and Balomenos G.P (2021). A Bayesian approach to model selection and averaging of hydrostatic-season-temperature-time model. *Structures*, 33: 4359-4370. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.109>
- Royet P and Peyras L (2011). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai, recommandations provisoires. *Revue française de géotechnique*, N° 136, CFBR. <https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/2011/03/geotech2011136p3.pdf>
- Sadeghi N and Mirzabozorg H (2023). Safety Analysis and Seismic Behavior of Concrete Arch Dams. *J. Civil Eng. Mater.App*, 7(3): 169-183. doi: 10.22034/jcema.2023.419123.1123
- SCD (2006). *Dam Monitoring Instrumentation Concepts, Reliability and Redundancy*. Edited by the Swiss Committee on Dams on the occasion of the 22nd Congress of the International Commission on Large Dams, Barcelona, p. 143-180
- Scheleiss A.J. and Pougatsch H (2011). *Les barrages du projet à la mise en service. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne, presses polytechniques et universitaires*, p. 328-333.
- Sevim B, Altunişik A.C et al (2012). Estimation of Elasticity Modulus of a Prototype Arch Dam Using Experimental Methods. *Journal of materials in civil engineering*, 24(4): 321-329. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000361](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000361)
- Taibi A, Rouissat B, Matallah M and Smail N (2023). Numerical Modeling of Early-age Effects on the Mechanical Behavior of Concrete Gravity Dams. *J. Periodica Polytechnica Civil Engineering*. <https://doi.org/10.3311/PPci.21803>
- U.S Army Corps of Engineers USACE (2005). *Arch Dam Design*. U S Army Corps of Engineers edition, 252p.
- U.S Army Corps of Engineers USACE (2019). *Risk Analysis for Concrete Buttress Dams*. USACE (Ed.), Practices in dam and levee safety risk analysis, Washington, p. 20-41.
- USBR (1987). *Design of Small Dams*, third edition, United States Bureau of reclamation, USA, 827p.
- Wang S, Xu Y, Gu C et al. (2018) Monitoring models for base flow effect and daily variation of dam seepage elements considering time lag effect. *Water Science and Engineering*, 11(4):344-354. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:134968944>
- Wang S, Xu Y, Gu C, et al (2019). Hysteretic effect considered monitoring model for interpreting abnormal deformation behavior of arch dams: A case study. *Structural control health monitoring*, 26(10): e2417. <https://doi.org/10.1002/stc.2417>
- Wu B, Niu J, Wu Z et al (2019). An approach for deformation modulus mechanism of super-high arch dams . *Structural Engineering and Mechanics*, 69(5) : 557-566. DOI: <https://doi.org/10.12989/sem.2019.69.5.557>
- Zarrin O, Shirazi M.R, Moniri H and Moniri M (2016). Roller-compacted concrete dams rehabilitation in terms of different problem. *J Civil Environ Eng*, 6(2):1-4. DOI:10.4172/2165-784X.1000221
- Zelin D, Xuanyi Z, Hongyang Z, Ban H and Yuan C (2021). Analysis of the influence of asymmetric geological conditions on stability of high arch dam. *Science and Engineering of Composite Materials*, 28(1) : 426-436. <https://doi.org/10.1515/secm-2021-0043>
- Zulkifli, A.R, Hamid A.R.A, Arshad M.F and Ahmad J. (2015). Construction of Roller Compacted Concrete Dam in Malaysia: A Case Study at Batu Hampar Dam. In: Hassan, R., Yusoff, M., Alisibramulisi, A., Mohd Amin, N., Ismail, Z. (eds) *InCIEC 2014*. Springer, Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-287-290-6\\_63](https://doi.org/10.1007/978-981-287-290-6_63).