

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



**THESE**

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT 3<sup>ème</sup> Cycle**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Structures**

**Par : Abdelsemi Taibi**

**Sujet**

**Analyse du comportement des barrages poids :  
BCV et BCR**

Soutenue publiquement, le 07 / 11 /2023 , devant le jury composé de :

ZENDAGUI Djawad	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
TAHAR-BERRABAH Amina	MCA	Univ. Temouchent	Examinatrice
Taleb Omar	MCA	Univ. Tlemcen	Examineur
ROUISSAT Bouchrit	MCA	ESSA Tlemcen	Directeur de thèse
MATALLAH Mohammed	Professeur	Univ. Tlemcen	Co-Directeur de thèse
SMAIL Nadia	MCA	Univ. Tlemcen	Invitée

## **REMERCIEMENTS**

Cette thèse a été le fruit d'un travail long, rempli de doutes mais également et surtout de joies.

Au terme de cette thèse, je tiens tout d'abord à adresser mes plus vifs remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur Rouissat Bouchrit, MCA à l'université de Tlemcen Son accueil, sa confiance, sa disponibilité, ses conseils avisés, son engagement, son expérience et sa rigueur scientifique. La liberté qu'il m'a laissée dans la gestion de mon travail de recherche, son sens du contact et ses qualités humaines m'ont permis de m'épanouir tant sur le plan professionnel que relationnel ; je tiens à lui exprimer toute ma gratitude.

Je tiens profondément à remercier mon co-directeur de thèse (mon directeur scientifique) Monsieur Matallah Mohammed, Professeur à l'université de Tlemcen qui dès la licence a su déceler cette flamme naissante en moi. Personne de passion, je partage aujourd'hui sa vision de la recherche. Sa disponibilité, sa pédagogie et ses éclairs de génie ont été des qualités que j'ai très appréciées. Je remercie également Smail Nadia, qui ici encadrerait sa première thèse et pas avec le doctorant le moins têtue. Elle a su rester à mon écoute et même me remonter le moral lors des moments de doute.

J'exprime ici ma gratitude à M. Djawed Zeddagui, Professeur à l'université de Tlemcen de m'avoir fait l'honneur de présider un Jury de spécialistes.

Je présente mes vifs remerciements aux spécialistes, Madame Amina Tahar Berrabah, MCA à l'Université de Ain Témouchent et M. Omar Taleb, MCA à l'université de Tlemcen pour m'avoir fait le plaisir d'accepter d'examiner et évaluer de mon travail de thèse. Leurs remarques constructives et leurs suggestions seront sans doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Un grand merci pour les deux frères qui ont vécu ma thèse auprès de moi, et à leur indéniable soutien (Ahmed Kamel Tedjditi, Barka Mohammed).

Enfin, j'adresse mes plus grands remerciements à ma famille notamment ma mère, mon père, ma grand-mère, mes frères et sœur ses premiers et derniers remerciements vont à mes parents à qui je dois ce que je suis devenu ; je vous aime.

Enfin, un grand merci à l'équipe du laboratoire RISAM et à tous les amis.

## RÉSUMÉ

Le contrôle des fissures induites par le processus d'hydratation est une préoccupation majeure dans la construction des barrages en béton. Les fissures affectent l'étanchéité, la durabilité et peuvent conduire à une propagation indésirable des fissures qui compromet la sécurité de la structure de l'ouvrage. Malgré son importance, l'analyse de l'état initial détaillée des barrages-poids en béton pendant la période de construction et sa conséquence sur le comportement mécanique vis-à-vis le risque sismique est relativement rare dans la littérature. La prédiction du comportement des barrage-poids en béton à l'âge précoce et dans des conditions extrêmes nécessitent la prise en compte de multiples interactions, exigeant un effort de calcul considérable. Cette thèse est une contribution à la modélisation des barrages en béton avec prise en compte des multiples interactions avec le milieu environnant.

Une stratégie de modélisation numérique est proposée afin d'évaluer le comportement des barrages-poids en béton vis-à-vis le risque sismique, en tenant compte les effets du comportement au jeune âge. L'influence des méthodes du control thermique sont également étudiée. A ce propos, un modèle chimio-thermo-mécanique est développé pour prédire le comportement d'un barrage-poids à un âge précoce. La capacité prédictive du modèle a été démontrée sur des tests élémentaires. le comportement sismique d'un barrage-poids en béton est étudié dans trois cas : Sans tenir compte de l'état de vieillissement, avec un état de vieillissement en tenant en compte les méthodes du control thermique, et le troisième cas un état de vieillissement et sans tenir compte pré-refroidissement. Les résultats numériques sont démontré que la prise en compte de l'état initial des barrage-poids au cours les phases de constructions joue un rôle fondamental dans l'étude de stabilité sismique.

*Mots clés : Jeune âge ; Barrage poids ; Couplage Chimico-Thermo-Mécanique ; Etat initial ; Comportement sismique.*

## ABSTRACT

A major concern in concrete dam construction is the control of cracking induced by the effect of early age. cracks affect the water tightness, durability, and may lead to undesirable crack propagation that impairs structural safety. Despite its importance, the seismic risk of concrete gravity dams taking into account the effect of initial state has rarely been studied during strong earthquakes. The prediction of behavior of concrete gravity dams at early age and under extreme conditions requires taking into account multiple interactions and phenomena's, demanding considerable computational effort. The present thesis is a contribution to the numerical modelling of concrete dams taking into account multiple interactions with the surrounding environment. numerical modeling strategy to assess the behavior of concrete gravity dams under seismic loading, taking into account the effects of early age behavior. The influence of the precooling process is also investigated. For this purpose, a Chemo-Thermo-Mechanical model is developed for predicting the behavior of a gravity dam at early age. The validity of the model proposed is discussed by comparing results obtained from the results with those reported in the literature. Furthermore, the seismic behavior of a concrete gravity dam is assessed for three cases: Without taking into account the Early Age state, with early age state and Precooling and with early age Without Precooling. The results demonstrated that taking into account the initial state of concrete gravity dam during the construction phase has a significant effect on its response during seismic events.

**Keywords:** *Early age, Concrete gravity dams, Chemo-Thermo-mechanical coupling, Initial state, seismic behavior.*



# TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	ii
RÉSUMÉ.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ملخص.....	v
TABLE DES MATIÈRES .....	vi
Notations Utilisées .....	xi
Liste des Tableaux.....	xiii
Liste des Figures.....	xv
Introduction générale .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Introduction générale .....	1
1 CHAPITRE 1 : Étude et analyse bibliographique .....	4
1.1 Introduction .....	7
1.2 Types des barrages en béton.....	8
1.2.1 Les barrages poids .....	8
1.2.2 Les barrages voûtes : .....	9
1.2.3 Les barrages à contreforts :.....	9
1.2.4 Les barrages à contreforts peuvent avoir des formes multiples.....	10
1.2.5 Les barrages poids voûtes :.....	10
1.3 La technologie des barrages poids en BCV.....	10
1.4 La technologie des barrages poids en BCR.....	11
1.4.1 Histoire du développement des barrages en BCR .....	14
1.4.2 Avantages, inconvénients et particularités des barrages BCR. ....	17
1.5 Justification des barrages poids .....	18
1.5.1 Evaluation des actions .....	18
1.5.2 Critères liés à la stabilité des barrages poids. ....	22

1.6	Rupture des barrages en béton :.....	23
1.6.1	Cause de ruptures & analyse statistiques des barrages en béton .....	23
1.7	Comportement des barrages poids vis-à-vis les fissurations thermiques .....	24
1.7.1	Etude de cas sur les pathologies des barrages poids durant la phase de construction .....	25
1.8	Considérations thermiques dans les barrages poids .....	28
1.9	Considérations thermiques pour les barrages BCR .....	29
1.10	Comportement sismique des barrages poids .....	30
1.10.1	Etude de cas sur les dommages des barrages poids durant l'évènement sismique.....	30
1.11	Maitrise de la température et la fissuration thermique pour les barrages poids: .....	31
1.11.1	Les méthodes de poste-refroidissements :.....	32
1.11.2	Les méthodes de pré-refroidissement .....	34
1.12	Analyse du comportement des barrages poids .....	37
1.12.1	Les travaux de littératures sur le comportement thermique des barrages-poids	37
1.12.2	Comportement non-linéaire des barrages-poids .....	39
1.13	Conclusion.....	41
2	CHAPITRE 2 : Bases mathématiques & physiques des modèles numériques Chimico-Thermo-Mécanique .....	48
2.1	Introduction .....	49
2.2	Comportement du béton au jeune âge .....	50
2.2.1	Processus Chimico-Thermo-Mécanique.....	50
2.2.2	Présentation de quelques modèles numériques d'hydratation .....	54
2.3	Comportement mécanique du béton sous chargement complexes .....	59
2.3.1	Les modèles s'appuyant sur la théorie de la plasticité et de l'endommagement .....	59

2.3.2	Les lois constitutives du modèle d'endommagement adopté .....	60
2.3.3	Couplage avec la plasticité et application de la régularisation énergétique .....	62
2.3.4	Estimation des ouvertures des fissures OUVFISS (Matallah et al.2009).....	64
2.3.5	Evolution des paramètres mécaniques en fonction degré d'hydratation.	66
2.4	Mise en œuvre et validation du modèle.....	68
2.4.1	Validation du modèle CTM en 2D et 3D .....	68
2.5	Conclusion.....	74
3	CHAPITRE 3 : Apport de la modélisation mésoscopique dans l'étude des systèmes du contrôle de la température dans les structures massives et leurs conséquences sur le comportement mécanique. ....	75
3.1	Introduction .....	76
3.2	Modélisation du comportement du béton au jeune âge à échelle mésoscopique	76
3.2.1	Description de l'approche mésoscopique & génération de la mésostructure :.....	76
3.2.2	Description du VER étudié & conditions aux limites : .....	77
3.2.3	Paramètres du béton numérique .....	80
3.3	Effet du jeune âge sur le comportement mécanique du béton :.....	82
3.3.1	Réponse locale du VER sous chargement de Traction :.....	84
3.3.2	Réponse locale du VER sous chargement Cyclique :.....	86
3.4	Les effets des techniques de refroidissement sur le comportement du béton à l'âge précoce :.....	89
3.5	Les conséquences de l'état initial du béton en tenant compte des effets des méthodes de refroidissement sur le comportement mécanique du béton :.....	91
3.5.1	Réponse locale du VER sous chargement de Traction :.....	91
3.5.2	Réponse Macroscopique-Locale du VER sous chargement cyclique : ..	93
3.6	L'influence de la classe granulaire .....	96

3.6.1	Réponse Macroscopique du VER sous chargement de Traction :.....	98
3.6.2	Réponse Locale du VER sous chargement de Traction-Cyclique.....	99
3.7	Conclusion.....	101
4	CHAPITRE 4 : Évaluation des performances sismiques des barrages gravitaires avec prise en compte des états initiaux induit par les effets du jeune âge .....	103
4.1	Introduction .....	104
4.2	Stratégie globale de modélisation.....	105
4.3	Modélisation numérique du comportement Thermo-chimio-Mécanique d'un barrage-poids .....	107
4.3.1	Démarche numérique.....	108
4.3.2	Comportement des barrages poids durant la phase de la construction .	111
4.3.3	Comportement des barrages poids durant la phase d'exploitation .....	114
4.4	Modélisation numérique du comportement sismique des barrages-poids.....	119
4.4.1	Démarche numérique.....	119
4.4.2	Réponse globale du barrage poids sous chargement sismique :.....	121
4.4.3	Réponse locale du barrage poids sous chargement sismique : .....	128
4.5	Conclusions .....	131
5	CHAPITRE 5 : Modélisation numérique des effets du vieillissement sur le comportement mécanique des barrages en béton gravitaire en BCV.....	133
5.1	Introduction .....	134
5.2	Démarche de simulation numérique.....	135
	<b>Scénario</b> .....	136
5.3	Concept de l'indice de fissuration :.....	141
5.4	Etude et analyse du comportement CTM des barrages-poids en BCV sous différent scénarios .....	142
5.4.1	Cas de référence : Effet de la température ambiante .....	142
5.4.1	Cas de référence : Effet de dimension des plots .....	146
5.4.2	Etude paramétriques .....	148

5.5 Conclusion.....	150
6 Conclusions générales .....	152
Références bibliographiques.....	156

## Notations Utilisées

BCR	Béton compacté au Rouleau
BCV	Béton conventionnel vibré
$P_x$	Pression hydrodynamique
$W$	Poids volumique de l'eau,
$H$	Hauteur de réservoir
$a_x$	Accélération horizontal sismique.
$\xi_{;;}$	Degré d'hydrations
$\tilde{A}(\xi)$	Affinité chimique normalisée
$E_a$	L'énergie d'activation
$R$	Constante des gaz parfaits
$T$	Température
$\phi$	Flux de chaleur
$h$	Coefficient d'échange par convection
$T_s$	Température à la surface du béton.
$T_{ext}$	Température extérieure
$\dot{\varepsilon}_{au}$	Retrait endogène
$\varepsilon_{th}$	Retrait thermique
$\sigma_{ij}$	Tenseur de contrainte
$\tilde{\sigma}_{ij}$	Tenseur de contrainte effective
$C_{ijkl}^0$	Tenseur d'élasticité initiale
$\varepsilon_{ij}^P$	Tenseur de déformation plastique.
$d$	Variable scalaire d'endommagement
$\langle \sigma \rangle_+$	La partie positive du tenseur des contraintes
$\langle \sigma \rangle_-$	La partie négative du tenseur des contraintes
$\varepsilon_{d0}$	Seuil d'endommagement

$\zeta$	Variable d'écroutissage. :
$\tilde{\varepsilon}_e$	Déformation équivalent
$G_f$	Énergie de fissuration
$I_1$	Premier invariant du tenseur de contraintes
$J_2$	Deuxième invariant du tenseur de contraintes
$F_c$	Etat de contrainte compression
$F_t$	Etat de contrainte traction
$\lambda$	Multiplicateur plastique
$C_{ijkl}^{endo}$	Tenseur d'élasticité endommagé
$\varepsilon_{kl}^p$	Tenseur des déformations plastiques
$\varepsilon_{kl}^e$	Tenseur de déformation élastique
$\varepsilon_{ouf}$	Déformation d'ouverture de fissure
$\varepsilon_{an}$	Déformations anélastiques
$E_\infty$	Module d'Young finale
$f_{t\infty}$	Résistance à la traction finale
CTM	Chimico-Thermo-Mécanique
VER	Volume élémentaire représentative
SMXX	Contrainte selon la direction X
SMYY	Contrainte selon la direction Y
$I_f$	Indice de fissuration

## Liste des Tableaux

Tableau1- 1: Valeur des poids volumiques caractéristiques des barrages poids en béton [25].....	19
Tableau1- 2:Etudes des cas sur application les méthodes du control de température dans l'ingénierie des barrages.....	36
Tableau2- 1:Formules analytiques de l'affinité chimique proposées dans littératures[85,102,103,105,107,108].....	58
Tableau3- 1:Fraction volumique des différentes classes des granulats utilisée dans les simulations. ....	78
Tableau3- 2:Paramètres élastiques et de rupture utilisés pour le modèle endommagement.....	80
Tableau3- 3: Valeurs des paramètres introduit dans la simulation des systèmes de refroidissements. ....	80
Tableau3- 4: Températures initiales utilisé dans la simulation de refroidissement des granulats.....	81
Tableau3- 5:Valeurs des paramètres utilisés dans le modèle chimico-thermo-mécanique (CTM) et identifiés à partir les travaux du Briffaut et al [85]. ....	81
Tableau4- 1:Températures moyennes mensuelle enregistrée dans le site et celles du béton BCR du barrage Beni-Haroun.....	109
Tableau4- 2: Paramètres d'entrée utilisée pour le modèle CTM.....	110
Tableau4- 3: Propriété des matériaux du système barrage-fondation. ....	121
Tableau5- 1 : Détails des scénarios implémentés dans le modèle.....	136
Tableau5- 2: Valeurs des paramètres utilisés dans les simulations.....	139
Tableau5- 3:Niveaux d'endommagement des barrages-poids en fonction des limites de l'indice de fissuration[142]. ....	141
Tableau5- 4:Valeurs de l'indice de fissuration pour les différentes simulations réalisée. ....	147

Tableau5- 5: Valeurs de l'indice de fissuration et de l'état du modèle pour les différentes simulations réalisées. .... 149

## Liste des Figures

Figure 1. 1 : Représentation schématique des étapes de la construction des barrages en BCR .....	12
Figure 1. 2 : Etapes de la construction des barrages en BCR : (a-b) préparation ; © transport et mise en place [12];(d) compactage [12] ; (e) traitement des joints transversal [13];(f) Mise en place des joints Water Stop [13];(g) construction des ouvrages annexe.....	13
Figure 1. 3 :Barrage en BCR Willow-Creek au USA [19].....	15
Figure 1. 4 : Barrage BCR de Schimajigawa au Japan [18].....	15
Figure 1. 5 : Les deux plus grands barrages en BCR dans Algérie : (a) Barrage Beni-Haroun ; (b) Barrage Tabellout (voûte) [14].....	16
Figure 1. 6 : Evolution des barrages en BCR durant la période 1994-2019.....	17
Figure 1. 7 : Actions considérées dans la stabilité des barrages poids.....	19
Figure 1. 8 : Diagramme des sous-pressions agissant sur la base du barrage-poids avec la présence des moyens d'injection et de drainage [21]. .....	20
Figure 1. 9 : Modes de rupture des barrages poids : (a) glissement ; (b) renversement ; (c) zones les plus sensibles à des phénomènes d'instabilité.....	23
Figure 1. 10 : Causes des pathologies des barrages en béton les plus fréquentes. ....	24
Figure 1. 11 : Causes de rupture des barrages en béton. ....	24
Figure 1. 12 : Fissure dans le barrage Upper Stillwater : (a) vue aérienne du barrage avec des fissures [30]; (b) fuite au niveau de la galerie à travers des fissures [34].....	26
Figure 1. 13 : Des problèmes de fuites provenant des fissures au niveau les blocs 7 et 8 [36].....	26
Figure 1. 14 : Fissuration du côté Aval du barrage Hudson [34]. ....	27
Figure 1. 15 : Représentation schématique de la fissuration du barrage Beni-Haroun au niveau des blocs 13-18 .....	28
Figure 1. 16 : Défaillance du barrage Shih Kang à cause du déplacement vertical durant le séisme de ChiChi 1991 avec une magnitude de 7.62 [44,46].....	31
Figure 1. 17 : : Technique de poste refroidissement par l'intégration des systèmes de refroidissement (serpentin) [52].....	33

Figure 1. 18 : : Les techniques pré-refroidissement utilisées pour le control thermique : (a) refroidissement par l'évaporation des granulats ; (b) la chambre pour la production des glaces pour la confection du BCR.....	35
Figure 2. 1 : Comparaison des affinités chimique obtenues par l'essai Langavant et l'essai QAB.....	52
Figure 2. 2 : Réponse uniaxiale pour un cycle (traction-compression) pour un béton standard.....	62
Figure 2. 3 : Application : (a) bloc massive ; (b) modélisation bloc massive 3D ; (c) modélisation bloc massive 2D.....	70
Figure 2. 4 : Evolution de la température ambiante. ....	70
Figure 2. 5 : Evolution de la température du bloc massif : (a) effet de la température initiale ; (b) effet de la température ambiante.....	71
Figure 2. 6 : Développement de la température générée dans le bloc massif : Comparaison avec résultats numériques et expérimentaux. ....	71
Figure 2. 7: Evolution de la température du bloc massif : (a) effet de la température initiale ; (b) effet de la température ambiante.....	73
Figure 3. 1: Maillage mésoscopique du VER avec idéalisation des granulats..	78
Figure 3. 2 : Représentation schématique de la modélisation du système de refroidissement à échelle mésoscopique.....	79
Figure 3. 3 :Maillage mésoscopique & conditions aux limites de VER selon les trois configurations : processus d'hydratation ; (b) traction avec prise en compte du phénomène d'hydratation ;(c) cyclique avec prise en compte du phénomène d'hydratation.....	80
Figure 3. 4 : Profil de l'état initial (contraintes-endommagements-ouverture des fissures) pour les deux configurations : sans / avec prise en compte des effets de jeune âge.....	84
Figure 3. 5 : Réponses Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation de traction : WEA vs EA.....	85
Figure 3. 6: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques pour les deux configurations : sans / avec tenir compte des effets du jeune âge (WEA/EA). ....	86

Figure 3. 7 : Réponses Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation cyclique : WEA vs EA. ....	87
Figure 3. 8 : Champs d'endommagement et les ouvertures des fissures à la fin des simulations numériques sur les deux configurations : sans / avec tenir les effets du jeune âge (WEA/EA). ....	88
Figure 3. 9: Etat initial (contraintes, localisation d'endommagement, fissuration) après l'hydratation en tenant en compte les effets des méthodes de refroidissements.	91
Figure 3. 10 : Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation traction : refroidissement des granulats « AG » ; Conduites de refroidissement PC. ....	92
Figure 3. 11: Comparaison des réponses globales pour les quatre configurations : sans l'effet de jeune âge WEA ; avec l'effet de jeune âge EA ; refroidissement par les systèmes de Tuyauterie PC ; refroidissement des granulats AG) ....	92
Figure 3. 12: Champs d'endommagement et des ouvertures de fissures à la fin des simulations numériques pour les deux configurations : AG vs PC. ....	93
Figure 3. 13: Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation cyclique : PC vs AG. ....	94
Figure 3. 14: Comparaison des réponses globales pour les quatre configurations : sans l'effet de jeune âge WEA ; avec l'effet de jeune âge EA ; refroidissement par les systèmes de Tuyauterie PC ; refroidissement des granulats AG) ....	94
Figure 3. 15: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulation numériques sur les deux configurations : AG vs PC. ....	95
Figure 3. 16: Champ numérique de la distribution des classes granulaires pour les deux configurations. ....	97
Figure 3. 17: Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation de traction : C21 Vs C25. Réponse Macroscopique du VER sous chargement cyclique. ....	98
Figure 3. 18: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques cyclique pour les deux configurations : C21 vs C25. ....	100
Figure 3. 19: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques cyclique pour les deux configurations : C21 vs C25. ....	101
Figure 4. 1: Stratégie de la modélisation globale .....	105

Figure 4. 2: Champ de températures simulé à différents instants de la phase de construction : WPC (°C).....	112
Figure 4. 3:Champ de températures simulées à différents instants de la phase de construction : PC (°C).....	112
Figure 4. 4: Champ des contraintes après la période de construction : WPC (Pa). .....	113
Figure 4. 5: Champ des contraintes après la période de construction : WPC (Pa). .....	113
Figure 4. 6:Représentation schématique des différentes sollicitations agissant sur le barrage-poids durant les conditions normales.....	114
Figure 4. 7: Profile de la température ambiante enregistrée durant une année [4] .....	115
Figure 4. 8 : Champ de température de simulation numérique après une année d'exploitation.....	116
Figure 4. 9: Champ de contraintes simulées après une année d'exploitation : WPC.....	117
Figure 4. 10: Champ de contraintes simulées après une année d'exploitation : PC. .....	117
Figure 4. 11: Évolution temporelle de la contrainte maximale générée dans le barrage durant une année d'exploitation : WPC vs PC.....	118
Figure 4. 12: Évolution temporelle de déplacement de la crête générée dans le barrage après une année d'exploitation : WPC vs PC. ....	119
Figure 4. 13: Caractéristique géométrique du système foundation-barrage.....	120
Figure 4. 14: Accélérogramme du séismes Boumerdes (21Mai,2003) appliqué sur le barrage Beni-Haroun.....	121
Figure 4. 15: Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, sans tenir en compte de l'effet de jeune âge. ....	123
Figure 4. 16 : Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, avec prise en compte de l'effet de jeune âge et sans prise en compte de l'effet de refroidissement.....	123
Figure 4. 17: Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, avec prise en compte de l'effet de jeune âge et tenant compte de l'effet de refroidissement.....	124

Figure 4. 18 : Comparaison des déplacements horizontaux en crête pour les trois configurations : WEA vs WPC vs PC.....	125
Figure 4. 19: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : WEA. .....	126
Figure 4. 20: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : WPC. .....	126
Figure 4. 21:: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : PC. .....	127
Figure 4. 22 : : Comparaison des ouvertures des fissures principales pour les trois configurations : WEA vs WPC vs PC.....	127
Figure 4. 23:: Champs des contraintes du barrage après excitation sismique : WEA vs WPC vs PC.....	128
Figure 4. 24: Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : WEA.....	130
Figure 4. 25: Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : WPC.....	130
Figure 4. 26:Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : PC. ....	130
Figure 4. 27:: Processus de fissuration du barrage après excitation sismique pour les trois cas : WEA vs WPC vs PC.....	131
Figure 5. 1: Représentation schématique de la stratégie numérique adoptée dans ce chapitre. ....	136
Figure 5. 2: Schéma simplifié des conditions aux limites thermiques durant la construction des plots.....	139
Figure 5. 3: Discrétisation & maillage du système avec des plots de dimension 15x3m <sup>2</sup> . ....	143
Figure 5. 4: : Champs d'endommagement (a) Simulation C1_15_3_0 (b) Simulation C1_15_3_22 (c) Simulation C1_15_3_45.....	144
Figure 5. 5: Champs des contraintes (a) Simulation C1_15_3_0 (b) Simulation C1_15_3_22 (c) Simulation C1_15_3_45. ....	145

Figure 5. 6: Champs d'endommagement (gauche) (a) Simulation C1\_15\_3\_0  
(b)Simulation C1\_15\_3\_45 (c) Simulation C1\_15\_4\_0 (c) Simulation C1\_15\_4\_45 (e)  
Simulation C1\_15\_5\_0 (e) Simulation C1\_15\_5\_45..... 147

## **Introduction générale**

### **Contexte et enjeux socio-économiques**

La nature géologique de l'Algérie est caractérisée par deux régions différentes : la région nord et la région sud. La région nord du pays, située à la frontière entre les plaques africaine et eurasiatique est caractérisée par une sismicité active. La région nord du pays offre, grâce à ses conditions naturelles optimales (la géologie de la roche, ressources en eaux), des sites favorables à l'implémentation des grands barrages. La cartographie des barrages en algérie montre qu'ils se concentrent quasi exclusivement dans la partie nord du pays. Contrario, la région sud est reconnue par une sismicité faible d'une part et des conditions climatiques défavorables d'autre part.

L'implantation d'un barrage doit tenir en compte des différents critères liés au contextes géologique et climatique de la région ainsi, qu'a la géodynamique du site, car les conséquences de la rupture d'un grand barrage peuvent être dévastatrices. Il est clair que toutes les démarches de la gestion du risque sismique doivent s'appuyer sur des études probabilistes et préventives.

Dans ce contexte, les préoccupations concernant la sécurité sismique des grands barrages sont de plus en plus intenses. En génie hydraulique, particulièrement dans le domaine des grands barrages, la plupart des barrages ont été dimensionnés par des méthodes traditionnelles où le risque sismique, tenant en compte les différentes interactions (l'effet jeune âge- l'effet thermique- fracturation hydrauliques), était partiellement ou totalement ignoré. A échelle mondiale, deux expériences des grands barrages en béton ont été enregistrées comme étant des événements décisifs. Le premier évènement concerne le barrage « Upper Stillwater » dont la rupture a engendré des dommages causés par les effets du jeune âge. La deuxième expérience est le barrage Koyna qui a connu des dommages importants sous des effets dynamiques causés par l'événement sismique. Les deux expériences ont motivé le développement de l'ingénierie parasismique des barrages en béton en tenant compte des différentes interactions qui se manifeste durant la phase de construction des grands barrages, au cours de la période d'exploitation et dans les conditions extrêmes.

En Algérie, La majorité des barrages sont situés dans des sites avec des gradients thermiques importants et une activité sismique élevée. Le barrage de Beni-Haroun, situé dans la wilaya de Mila en Algérie, illustre clairement les effets du jeune âge sur le

comportement du barrage vis-à-vis de la sécurité. Dans la phase du traitement des joints, avant la reprise de bétonnage entre les plots 16 et 18, il a été constaté l'existence de deux fissures longitudinales parallèles aux parements. La localisation spatiale de ces deux fissures est de 158 m de hauteur, 112m de long et 43m de large. La raison principale de cette fissuration est due à la répartition cyclique de la température ambiante (non-recouvrement de la couche de surface 192). Des tests de perméabilité ont confirmé l'imperméabilité et le développement limité des fissures. Le deuxième cas qui illustre parfaitement cette inquiétude grandissante vis-à-vis de la sécurité sismique, est le barrage Tabellout situé dans la wilaya de Jijel en Algérie. Le barrage a consommé environ 1 million de mètres cubes de béton compacté au rouleau (BCR). La conception initiale du barrage Tabellout a été prévue comme un barrage poids. Une étude particulière de l'aléa sismique a été réalisée au préalable des études d'exécution. Elle a montré la présence d'une faille active à proximité immédiate du site du barrage. Dans ce contexte géologique, la conception du barrage Tabellout a été adaptée par un profil arqué avec une ceinture parasismique pour mieux résister aux sollicitations sismiques. Cet exemple illustre la nécessité de réaliser des études de stabilité sismique à la lumière des nouvelles cartes de l'aléa sismique qui ne cessent d'évoluer. Ainsi, la modélisation d'un barrage en béton sous excitation sismique ne se réduit pas à une bonne maîtrise du comportement des matériaux utilisés et du comportement structurel. Il faut aussi tenir compte des interactions du barrage avec son environnement durant la phase de construction jusqu'à la phase d'exploitation. Dans le cadre de l'analyse du comportement des barrages, la prédiction de l'état initial du barrage induit par les effets du jeune âge doit être considérée. Ainsi, l'état de contraintes développées dans le corps du barrage au cours de la construction peut être à l'origine du développement et de la propagation des fissures sismiques. Dans le domaine de l'ingénierie des barrages, particulièrement dans le dimensionnement sismique, la réglementation parasismique ne tient généralement pas compte des états initiaux dus aux effets du jeune âge. De ce fait, certains ouvrages se trouvent souvent à leur limite de stabilité, voire même sous-dimensionnés. Il est impératif de prendre en considération l'effet de l'état initial du barrage vis-à-vis du comportement dynamique. La prédiction du comportement dynamique des barrages poids en tenant en compte l'état initial induit par les effets du jeune âge est un enjeu crucial et délicat. La présence des fissures prématurées dans les barrages-poids influe sur la stabilité du barrage puisqu'elle joue le rôle d'un milieu poreux qui subit des propagations de fissurations durant les événements sismiques. Pour

rendre compte d'une façon cohérente de l'effet de l'état initial dans la prédiction du comportement dynamique des barrages poids, plusieurs hypothèses et aspects sont considérés. Ces aspects concernent les effets d'exothermie, la température ambiante, la température de mise en place, le calendrier de construction et les dispositifs du contrôle thermique.

Dans ce contexte à enjeux sécuritaires et économiques importants, nos travaux de recherche ont été menés par une approche multicritère. Elle combine une conjugaison de plusieurs paramètres de caractérisation et de modélisation pour la vérification de la pertinence des choix conceptuels des anciens barrages. Elle constitue également un outil d'aide à la décision pour les maîtres d'ouvrages pour l'orientation des projets futurs vers les aspects décrits ci-dessus. Ces recherches contribueront à la maîtrise de l'ensemble des critères de sécurité, tant au niveau de la conception qu'au niveau de l'exploitation des barrages. De plus la prédiction du comportement des barrages poids à court terme et à long terme à travers les résultats de la modélisation numérique. Par ailleurs la détection des anomalies de comportement par l'auscultation permettront de produire des recommandations et des exigences afin garantir la stabilité statique et dynamique des barrages poids.

### **Défis et verrous scientifiques**

Dans l'ingénierie parasismique des barrages, l'analyse de la sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques est un domaine qui a évolué et qui a connu des avancées considérables au cours des dernières décennies. Des stratégies numériques et expérimentales ont vu le jour permettant de prédire le comportement thermomécanique des barrages-poids durant les phases de construction et les conséquences de ces états initiaux sur leur comportement structurel sous des conditions complexes.

En effet, des modèles numériques ont été développés pour prédire le comportement chimico-thermomécanique des barrages-poids, et qui ont permis de décrire d'une manière fiable les phénomènes qui se produisent au jeune âge ainsi que le couplage entre différentes interactions. De ce fait, des lois de comportement riches et assez fines ont été élaborées pour prendre en compte tous les couplages (effet de l'exothermie, fluage, retrait endogène...etc). Une description fine du milieu environnant est également nécessaire. La modélisation des procédures de construction des barrages-poids est l'une des étapes les plus délicates dans les modèles numériques.

En effet, des stratégies numériques ont été développées pour modéliser les phases de la contraction en tenant en compte de différents phénomènes (dimensions des plots, intégration des systèmes de contrôle thermique, température de mise en place, exothermie du béton...etc.). Ces modèles numériques permettent de prédire l'état initial des barrages pendant les phases de la construction et d'évaluer le risque de fissuration. Ces fissurations prématurées affectant l'étanchéité et changent les propriétés mécaniques en modifiant la profondeur et la prorogation des fissures lors de l'événement sismique.

Actuellement, la réglementation parasismique prend en considération les aspects liés à l'état initial du barrage après la construction sur la réponse non linéaire des barrages sous excitation sismique. Les anciens règlements ont considéré que le barrage reste intact après la construction. Des stratégies numériques et des modèles chimico-thermomécaniques sont élaborés afin d'introduire l'effet de l'état initial sur le comportement non linéaire des barrages. La nature cyclique du chargement sismique rend plus complexe la prédiction du comportement sismique à cause de la présence de l'état de contrainte de traction et le phénomène d'ouverture-refermeture de fissures. Pour prendre en compte toutes ces interactions, le couplage devrait être décrit et caractérisé dans le cadre d'une approche chimico-thermomécanique.

Dans le cadre des travaux de recherche de cette thèse, une stratégie numérique est proposée pour prendre en compte tous les phénomènes et interactions dans les barrages-poids au cours des phases de construction et lors de l'excitation sismique. Un des enjeux scientifiques est la prédiction de l'état initial des barrages-poids en tenant en compte les effets du jeune âge. Un modèle chimico-thermomécanique est considéré pour décrire le comportement du barrage à l'âge précoce. Au niveau de la prédiction du comportement thermo-mécanique des barrages-poids, plusieurs hypothèses et aspects sont considérés. L'implémentation de l'état initial du barrage dans un calcul non-linéaire sismique est donc primordiale.

La présence d'un état initial est intimement liée à l'état mécanique du béton. La présence des fissurations prématurées facilite l'intrusion d'eau provenant de l'extérieur, et modifie le trajet de propagation des fissurations lors d'un chargement dynamique. Les comportements non linéaires sont pris en compte via des modèles basés sur la mécanique d'endommagement couplée avec la plasticité. La fissuration est également

décrite par une approche puissante en tenant compte du phénomène unilatéral (ouverture-refermeture).

Pour répondre à tous ces objectifs scientifiques, la recherche a été structurée selon une cohérence en adéquation avec les objectifs à atteindre.

Dans un premier temps, l'état de l'art est présenté en vue de cibler l'apport scientifique de nos travaux de recherche. Ensuite, un bref aperçu sur le développement des barrages poids, les pathologies associées durant la phase de construction et lors des événements sismiques ont été intégrées. Les considérations thermiques des barrages poids et les méthodes du contrôle thermique ont été également abordées.

Une synthèse plus détaillée sur les travaux réalisés jusqu'ici dans le domaine de l'analyse du comportement des barrages poids non seulement au jeune âge mais aussi dans les conditions extrêmes sismiques est aussi présentée.

Dans le deuxième chapitre, les phénomènes et les modèles numériques pour décrire le comportement du béton à l'âge précoce sont décrits de manière détaillée. Les lois constitutives du modèle chimico-thermo mécanique utilisées dans cette thèse ont été synthétisées.

Les bases mathématiques du modèle basé sur la théorie de l'endommagement et de plasticité pour décrire le comportement non linéaires des barrages et les phénomènes associés lors des séismes ont été illustrées. Des simulations numériques élémentaires ont été réalisées pour valider le modèle proposé. La capacité prédictive du modèle proposé à reproduire l'état initial induit par les effets du jeune âge a été justifiée et consolidée.

Le chapitre 3 a été consacré aux simulations numériques pour démontrer l'apport de la modélisation mésoscopique dans l'étude des systèmes de contrôle de la température dans les structures massives et leurs conséquences sur le comportement mécanique des barrages. Dans un premier temps, l'effet de l'état initial induit par les effets du jeune âge sur le comportement mécanique sous chargement de traction et cyclique (traction-compression) a été illustré. Dans un second temps, une étude paramétrique a été réalisée afin d'analyser l'influence des méthodes de contrôle thermique sur les réponses locale et globale du béton au jeune âge et sous chargement mécanique en tenant compte l'état initial du béton.

Dans le chapitre 4, l'évaluation des performances sismiques des barrages gravitaires avec prise en compte des états initiaux induits par les effets du jeune âge a été étudiée en intégrant une description détaillée de la stratégie numérique développée.

Cette stratégie numérique a considéré tous les aspects et les interactions liés aux phénomènes inhérents dans la construction des barrages et pendant l'exploitation. La prise en compte de tous ces phénomènes a permis de prédire le comportement thermo-mécanique des barrages poids. La seconde partie de la stratégie numérique a englobé l'analyse de la rupture des barrages-poids en tenant compte de l'état initial induit par les effets du jeune âge. Une analyse à la rupture sur un barrage poids en BCR soumis à une excitation sismique en considérant l'état initial a été réalisée. L'analyse de la rupture des barrages-poids en béton montre que l'état initial joue un rôle clé sur leurs comportements sismiques. La dernière partie des travaux de recherche a porté sur la modélisation numérique des effets du vieillissement sur le comportement mécanique des barrages en béton gravitaire BCV en adoptant les mêmes démarches précédentes.

Dans le cadre de l'évaluation des états initiaux des barrages en BCV qui se produisent pour chaque levée de bétonnage, les concepts d'indice de fissurations ont été introduits et analysés en utilisant une approche déterministe. L'évaluation déterministe du comportement des barrages-poids à l'âge précoce est effectuée en considérant différents scénarios relatifs à la température ambiante extrême et au calendrier et technologie de construction (dimensions des plots, techniques de réalisation et exigences et recommandations).

Enfin, une conclusion générale de ces travaux de thèse a été produite en fonction de la capacité de la stratégie numérique développée. De multiples perspectives sont alors évoquées sur la base des difficultés rencontrées et des limites de la stratégie numérique.

# **CHAPITRE 1 : Étude et analyse bibliographique**

## **1.1 Introduction**

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

De multiple critères militent pour un développement à la fois des conceptions et des réalisations des barrages : l'ancienneté qui touche à la durabilité et sans doute à la rareté, l'importance économique ou sociétale, la performance des dimensions ou de la réalisation, les grands enjeux de sécurité, et en dernière étape l'évolution des techniques de conception et des procédés de construction ou l'évolution des matériaux. 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 de l'ouvrage qui sollicite au mieux ces matériaux.

La conception des barrages en béton, tient compte généralement de l'utilisation simultanée des caractéristiques et avantages qu'offrent les matériaux de construction ainsi que les matériaux constituant les sols en interface avec le béton. On distingue quatre principales catégories de barrages en béton : barrages poids en béton conventionnel vibré BCV ou barrage poids en béton compacté au rouleau BCR, barrages voûte et ceux à contrefort.

La recherche du profil rationnel intégrant l'ensemble des critères demeure la préoccupation principale des concepteurs. 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.

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour la définition du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton, sous l'angle économique, délais de réalisation ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur choix par rapport à d'autres conceptions. Aussi, ce type de barrage exige certaines caractéristiques du rocher de fondations, en particulier le module de déformation. Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration des évacuateurs des crues au

niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe, notamment pour le bassin versants à crue de projet élevée.

Les barrages en béton sont caractérisés par un comportement très complexe durant la phase de construction, à cause des diverses interactions. Cette complexité engendre un développement des contraintes thermiques importantes. L'état initial du barrage après la phase de la construction peut avoir une incidence directe sur le comportement dynamique des barrages en béton. En effet, le contrôle de ces états de contrainte est une question clé pour améliorer la sécurité des barrages. Dans ce sens, il est important de prendre en compte l'effet de l'état initial du barrage sur le comportement sismique des barrages gravitaires. Ainsi différents interactions et aspects sont pris en considération afin d'améliorer la réponse dynamique des barrages en béton.

Dans ce chapitre la technologie des barrages en béton en BCV & BCR est présentées dans un premier temps, suivies par les lignes générales sur les causes de défaillance des barrages en béton en présentent des études de cas sur des barrages qui ont subi des dommages plus au moins importants, durant les phases de construction et lors les événements extrêmes. En outre, une brève introduction sur les méthodes du contrôle des fissures thermiques appliquées dans le domaine des barrages en béton sera exposée.

## **1.2 Types des barrages en béton**

### **1.2.1 Les barrages poids**

Fondamentalement, les barrages-poids sont des structures rigides dont la stabilité mécanique, sous les effets de diverses sollicitations statiques et dynamiques (la poussée hydrostatique, des sous-pressions et excitations sismiques), est assurée par le poids propre de l'ouvrage [1,2]. Le profil des barrages-poids est essentiellement quasi-triangulaire, afin d'assurer la stabilité et d'éviter une surcharge du barrage ou de sa fondation. Les barrages-poids sont construits par des plots, retransmettant des actions à la fondation par cisaillement de celle-ci principalement par frottement [3]. Les barrages-poids sont construits souvent sur des fondations rocheuses de bonne qualité mécanique, qui permettent d'assurer la portance de l'ouvrage [4]. En général, les deux

méthodes de construction des barrages-poids sont le béton de masse conventionnel BCV et la technique avec le béton compacté aux rouleaux BCR.

### 1.2.2 Les barrages-voûtes :

Les barrages-voûtes présentent une courbure considérable en amont. Il fonctionne structurellement comme un arc horizontal, transmettant les efforts de la poussée de réservoir vers les rives. Les barrages-voûtes sont recommandés dans les sites relativement étroits, dont l'élanement  $L/H$  est inférieur ou égal à 4. Le profil consiste en un arc relativement simple qui présente uniquement une courbure horizontale et un rayon constant en amont. Du point de vue d'ingénierie, les barrages-voûtes sont plus efficaces que le barrage-poids ou les barrages à contreforts, car ils réduisent considérablement le volume de béton utilisé. Il existe d'autres configurations des barrages-voûtes : le barrage-voûte en coupoles, en double courbure. Le barrage en coupole introduit des courbures complexes dans le plan vertical ainsi que dans le plan horizontal [5]. L'analyse structurale du massif rocheux est indispensable à l'intégrité structurelle des barrages voûtes. Similairement au barrage poids, les barrages voûte sont construits avec le béton conventionnel vibré « BCV », ou avec le béton compacté aux rouleaux « BCR ».

### 1.2.3 Les barrages à contreforts :

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'élégance. La stabilité des barrages à contreforts est essentiellement obtenue en inclinant par rapport à la verticale le plan moyen de l'organe étanche. Cette inclinaison permet de faire concourir la poussée hydrostatique à la stabilité. Autre élément stabilisateur, le poids propre du barrage ne représente généralement qu'une fraction assez réduite de la résultante générale des forces agissant sur l'ouvrage. Néanmoins, ce poids propre le volume du barrage influence directement le coût de l'investissement.

#### **1.2.4 Les formes des barrages à contreforts peuvent avoir des formes multiples**

- Barrage à dalles : ce sont des dalles de forme rectiligne soutenue à intervalle régulier par les contreforts,
- Barrage à contreforts courbés : ce sont des barrages à contreforts dont la forme de la vue en plan est courbée,
- Barrages à voûte multiples : ce sont des barrages à contreforts dont la face amont est formée par une série de voûtes,
- Les barrages à contreforts solidaires : ce sont des barrages formés de contreforts dont les extrémités sont un peu allongées pour combler le vide existant entre eux.

#### **1.2.5 Les barrages poids voûtes :**

Les barrages poids-voûte ont été développés pour combiner les meilleurs attributs des barrages-poids et les barrages voûte. Il s'agit de voûte épaisse, qui permet de mobiliser un effet d'arc, mais dont le poids propre contribue aussi largement à la stabilité. L'idée fondatrice est de considérer que la justification en 3D (effet d'arc) doit être entreprise dès lors que la stabilité ne peut être démontrée par la seule approche en 2D. Ce type de configuration représente des résistances relativement élevées, notamment si le module de déformation de la roche et des rives est considérable [6].

### **1.3 La technologie des barrages poids en BCV**

Les barrages-poids en béton conventionnel vibré BCV sont mis en place par des levées successives avec des reprises de bétonnage de l'ordre de 1 à 3m. La construction des barrages est souvent découpée par des monolithes « plots » espacés de 15-20 m [7], avec incorporation des joints de contractions entre les blocs pour contrôler les fissurations induites par les contraintes thermiques dues aux effets du jeune âge. Les barrages-poids réalisés en BCV, sont actuellement en pratique substitués par les barrages-poids en béton compacté aux rouleaux BCR. La technologie des barrages

poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m<sup>3</sup>.

## **1.4 La technologie des barrages poids en BCR**

Similairement au barrage-poids en BCV, les barrages en BCR sont réalisés par des plots de l'ordre de 15-20m, afin d'éviter les fissures thermiques [8]. Les joints de contraction sont insérés entre les blocs monolithes pour contrôler les fissures induites par des contraintes thermiques et pour tenir compte du retrait et du fluage à long terme. Les plots sont subdivisés par des couches successives horizontales d'une épaisseur de 30-50cm pour assurer la qualité de mise en place et le compactage [9,10]. L'épaisseur d'une couche en BCR est principalement une question de praticité, car les interfaces entre les couches constituent des zones perméables où des fissures peuvent également se produire au niveau de ces zones faibles [11]. Enfin, la technique innovante des barrages-poids BCR est développée principalement au Japon et s'apparente à celle des barrages-poids classiques en BCV : plots de 15m avec des couches épaisses entre 75-100cm [4]. Du fait de la quantité importante du béton à placer, l'élévation de la température causée par l'hydratation du béton n'est pas négligeable. Ce phénomène explique également le souci des concepteurs de privilégier un faible dosage de ciment, ce qui a pour effet de réduire le phénomène d'exothermie. Le dosage de ciment est compris entre 100-150Kg/m<sup>3</sup>, parfois dans les projets de barrages en BCR, on peut avoir des dosages de ciment plus faible (par exemple : Barrage Beni-Haroun (Algérie) 82Kg/m<sup>3</sup>, Barrage Saco-Nova-Olinda (Brésil) 55Kg/m<sup>3</sup>, Changuinola (Panama) 70

$\text{Kg/m}^3$ , Barrage d'Enciso (Espagne)  $60 \text{ Kg/M}^3$ ). Les étapes générales de la construction des barrages en béton compacté au rouleau sont présentées dans les Figures 1.1 et 1.2.

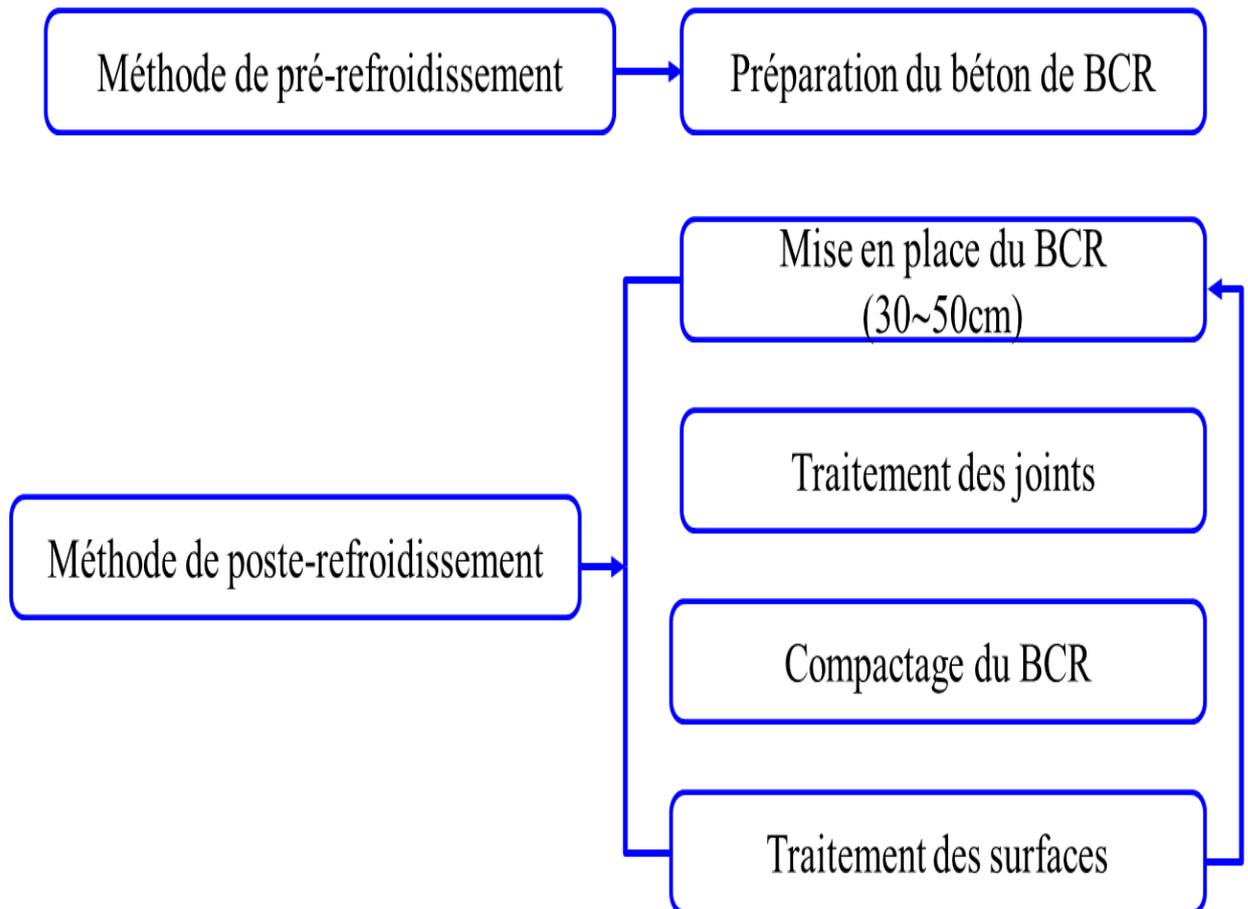


Figure 1. 1 : Représentation schématique des étapes de la construction des barrages en BCR



Figure 1. 2 : Etapes de la construction des barrages en BCR : (a-b) préparation ; © transport et mise en place [12];(d) compactage [12] ; (e) traitement des joints transversaux [13];(f) Mise en place des joints Water Stop [13];(g) construction des ouvrages annexes

### 1.4.1 Histoire du développement des barrages en BCR

Les barrages gravitaires en béton compacté aux rouleaux ont été développés pour combiner les meilleurs attributs des barrages en terres et celui des barrages-poids en béton conventionnel vibré [12]. Les principaux avantages de ce type de construction résident dans la rapidité de mise en place et l'aspect économique qui est associé [13].

Le BCR, comme sa dénomination l'indique, est compacté par des rouleaux vibrants inspirant des méthodes utilisées dans le domaine de travaux publics en particulier les barrages en terre [14]. En raison de cette méthode de mise en place et du taux en ciment plus faible, son comportement peut être décomposé en deux parties distinctes : après la phase de mise en place, le BCR se comporte d'une manière comparable à celle du sol. A contrario, quelques heures après la mise en place le comportement est à celui d'un béton durci. Lors du passage entre les deux phases, le comportement de BCR n'est pas correctement maîtrisé [14,15].

Au cours des trois dernières décennies, des contributions pertinentes ont été apportées dans le cadre de l'analyse du comportement du BCR durant et après la construction.

Bien que divers travaux, expérimentations ainsi que des hypothèses antérieures ont ouvert la voie dans le cadre de la construction d'un barrage poids optimal en BCR, ce n'est que dans les années 70, et surtout au début des années 80 l'adoption de cette méthodologie ont été formulés en toute confiance.

La première application du BCR dans les barrages poids au monde a été opérée aux États-Unis d'Amérique, il s'agit du barrage Willow Creek avec une cubature de BCR égale  $331.000\text{m}^3$ , construit en 1982 sur une période de 5 mois. Au Japon, à la fin des années 70, la technologie des BCR a été développée et désignée sous le nom de RCD. Le premier RCD japonais a été le barrage de Schimajigawa achevé en 1981.



Figure 1. 3 : Barrage en BCR Willow-Creek au USA [19].



Figure 1. 4 : Barrage BCR de Schimajigawa au Japan [18].

En l'Algérie, la première expérience dans la construction des barrages en BCR, est le barrage Beni-Haroun (Figure 1.5). Il a été mis en service en 2002. Le barrage Beni-Haroun est situé sur l'Oued El-kebir dans la région Mila, au nord-est de l'Algérie. Il possède une hauteur de 118m avec une longueur de 714 mètres en crête. Son volume est estimé à 1.900.000 m<sup>3</sup>, dont plus de 1.600.000 m<sup>3</sup> de BCR. Le béton compacté au rouleau n'est pas réservé uniquement aux barrages-poids, mais également aux barrages-voûtes. Un exemple est le barrage Tabellout situé dans la wilaya de Jijel en Algérie. Le barrage a consommé environ 1 million de mètres cubes de béton compacté au rouleau (BCR). La conception initiale du barrage Tabellout a été prévue en un barrage-poids.

Une étude particulière de l'aléa sismique réalisée au préalable des études d'exécution, montre la présence d'une faille active à proximité immédiate du site du barrage. Dans ce contexte géologique, la conception du barrage Tabellout a été adaptée par un profil arqué avec une ceinture parasismique pour mieux résister à la sollicitation sismique [16].



Figure 1. 5 : Les deux plus grands barrages en BCR en Algérie : (a) Barrage Beni-Haroun ; (b) Barrage Tabellout (voûte) [14].

Par la suite, la construction des barrages en BCR s'est progressivement imposée à l'échelle mondiale, avec 33 grands barrages achevés dans les années 80.

Les chiffres suivants visent à démontrer le développement remarquable des barrages poids en BCR. En 2002, on en dénombra plus 252 barrages réalisés en BCR. En 2019, le nombre des barrages construits en BCR à travers le monde dépasse les 858 barrages. Une grande part des barrages poids en béton compacté au rouleau sont réalisés en Chine avec un taux estimé à 25% [17]. La figure 1.6 illustre le développement des barrages en BCR durant la période extensive 1994-2019 dans le monde, spécialement en Chine, USA, Japan, Spain et au Brésil.

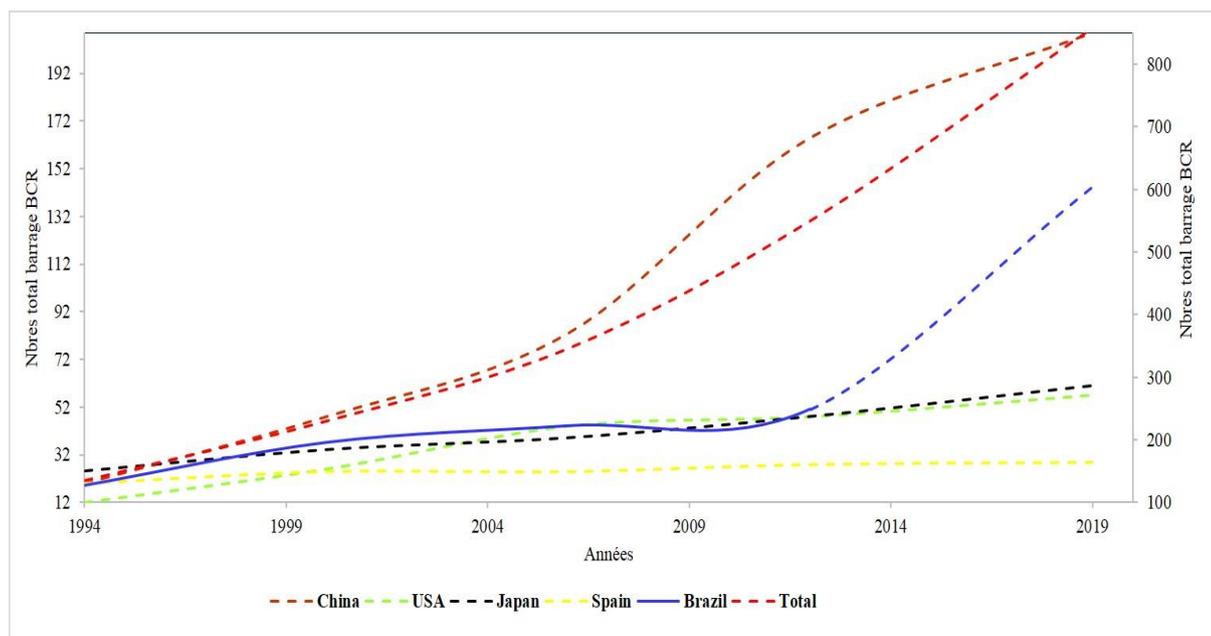


Figure 1. 6 : Evolution du nombre de construction des barrages en BCR durant la période 1994-2019.

#### 1.4.2 Avantages, inconvénients et particularités des barrages BCR.

De point de vue de construction des barrages en BCR, le principal avantage de ce type de construction est la rapidité et le coût relativement réduit [15]. La méthode de mise en place utilisée dans la technologie BCR est suffisamment rapide pour permettre une construction plus élevée. Un autre avantage des barrages en BCR est que la technologie permet l'intégration des ouvrages annexes (évacuateur des crues, galeries de contrôle .....). Ce dernier offre une grande opportunité au niveau des sites à crue relativement élevée. Selon une analyse technico-économique, publiée par Rouissat et al montre que la conception des barrages en BCR peut réduire le cout global de 30 à 47% par rapport aux barrages réalisés en terre avec deux variantes des évacuateurs des crues [18]. L'avantage de rapidité de construction des barrages en BCR, donne une solution adéquate dans les projets d'urgence. Par exemple, le barrage de Kerrville Ponding aux États-Unis, le BCR a été utilisé pour construire rapidement un nouveau barrage en aval d'un barrage en remblai qui était en danger de rupture imminente en raison d'un débordement [19]. De point de vue technique, la technologie des barrages-poids avec le BCR, par rapport aux barrages en BCV permet de réduire les effets d'exothermie dues au processus d'hydratation du béton lors la construction à cause de la réduction de la quantité de ciment dans la composition du BCR, et dans les

procédures de mise en œuvre par couches minces. Cependant, l'adéquation d'un barrage en BCR dépend de plusieurs conditions telles que la disponibilité des agrégats, les exigences sur les modules de déformation des fondations de bonne qualité, la maîtrise des contraintes thermiques et les méthodes de contrôles des fissurations thermiques qui sont souvent coûteuses. En effet, si ces conditions ne sont pas réunies sur le chantier de construction du barrage, le BCR n'est pas une solution envisageable [15,19]. Sur le plan technique, les barrages en BCR comportent un nombre important des discontinuité (interface fondation-béton, reprise de bétonnage, les fissurations au jeune âge) qui vont augmenter la susceptibilité de l'ouvrage à la percolation et peuvent affecter sa stabilité ainsi que la durabilité, durant la durée de vie de l'ouvrage, particulièrement dans les conditions extrêmes (sismique, explosion).

## **1.5 Justification des barrages poids**

La justification des barrages poids s'appuie d'une part sur l'évaluation des sollicitations, est d'autre part sur la quantification des critères de performance.

### **1.5.1 Evaluation des actions**

En ce qui concerne les charges, la stabilité et les contraintes admissibles, les barrages-poids en BCR sont conçus conformément aux mêmes critères et principes applicables aux barrages-poids en BCV, avec des exceptions dans certains cas liés aux charges thermiques. La conception et le dimensionnement des barrages-poids dépendent essentiellement de la morphologie de la vallée (la forme de la vallée en U ou en V, et la longueur relative  $L/H$ ). En effet, une vallée étroite conviendra à l'aménagement des barrages-poids. En revanche, l'effet de la géologie de la fondation influe énormément sur la conception et sur le comportement dynamique de ce genre de structures [20].

Les méthodes de conception des barrages-poids ont considérablement évolué. L'analyse classique est effectuée dans le cadre de déformation plane (2D). Actuellement, avec les performances numériques disponibles, des analyses tridimensionnelles sont fournies dans le cadre de l'analyse de la stabilité des barrages-

pois. Les principales actions sélectionnées pour l'analyse de la stabilité des barrages-pois et déterminant l'état des contraintes comme illustrées sur la Figure1.7.

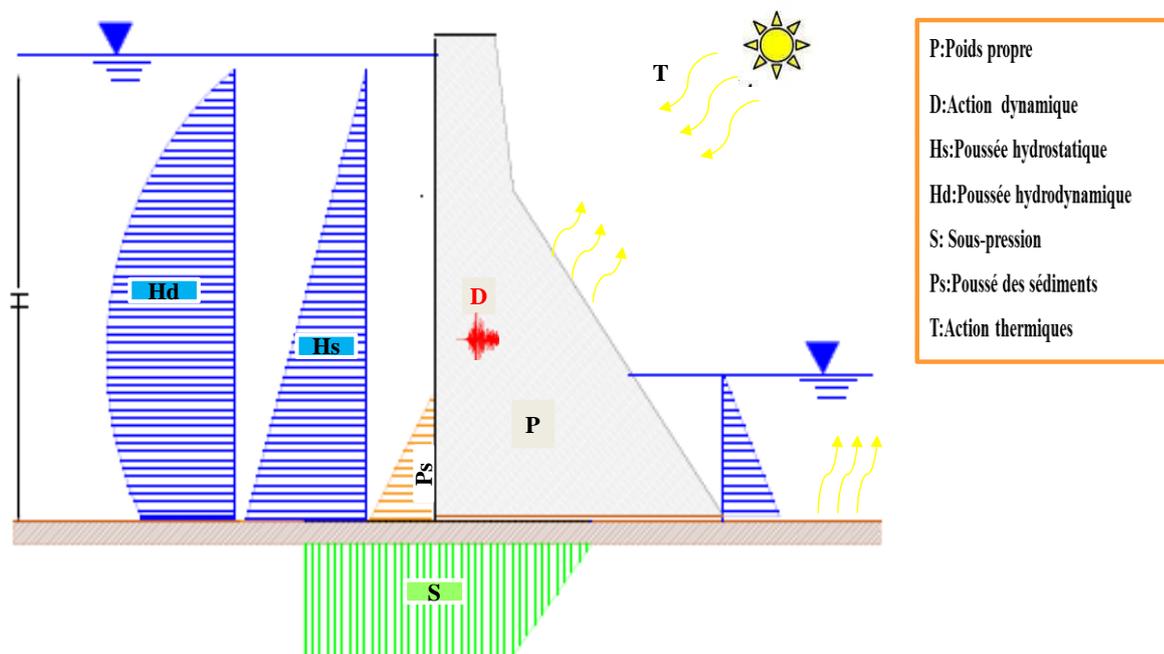


Figure 1. 7 : Actions considérées dans la stabilité des barrages pois.

- **L'actions du poids propre**

Le poids propre du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. L'intensité du poids propre dépend essentiellement la surface du profil étudié et du poids volumique des matériaux du barrage et aussi le poids des matériaux connexes. Le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) propose des valeurs moyennes du poids volumique comme mentionnées sur le tableau1- 1 :

Tableau1- 1: Valeur des poids volumiques caractéristiques des barrages pois en béton [25].

Matériaux	Poids volumique caractéristique [KN/m <sup>3</sup> ]
BCV (béton conventionnel vibré)	23.5-24.5
BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant / m <sup>3</sup> )	23-24.5
BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant /m <sup>3</sup> )	21-23

- **L'action des sous-pressions**

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

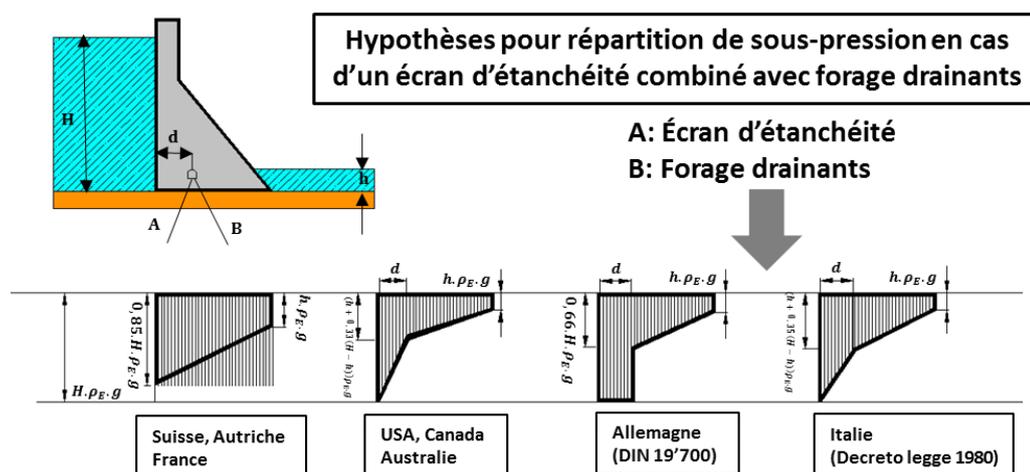


Figure 1. 8 : Diagramme des sous-pressions agissant sur la base du barrage-poids avec la présence des moyens d'injection et de drainage [21].

- **L'action de la poussée hydrostatique**

Le principe de calcul de l'action de l'eau de réservoirs repose sur un calcul de poussée hydrostatique agissant sur le plan normal des parements amont et aval. L'estimation de l'intensité de la poussée hydrostatique est définie comme le produit du poids volumique de l'eau et la hauteur du réservoir. Dans les pratiques actuelles, on calcule l'intensité de la poussée hydrostatique pour chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue [4]. Pour plus d'informations sur ces situations, nous renvoyons les lecteurs intéressés à consulter le document [22].

- **L'actions de la poussée hydrodynamique**

Lors de l'excitation sismique, le barrage et le réservoir ont des comportements différents, en raison des forces hydrodynamiques qui s'exercent sur le corps fluide et la structure solide. Plusieurs formules analytiques et empiriques issues de la littérature pour existent l'estimation de la pression hydrodynamique [23,24]. Parmi les plus populaires, on peut citer la formule simplifiée proposée par Westergaard [23]. Le concept fondamental de la méthode analytique recommandée par Westergaard est de décrire la pression de l'eau par des masses ajoutées agissant sur le parement amont du barrage. Cette approche simplifiée néglige les effets de la compressibilité de l'eau et l'influence de la fréquence naturelle du réservoir d'une part, et surestime la masse en partie supérieure et inférieure de la surface en interaction entre le corps et l'eau d'environ 10% d'autre part [25]. L'expression de la poussée hydrodynamique proposée par Westergaard est décrite par la formule :

$$P_x = \frac{7}{8} a_x w \sqrt{H(H-Z)} \quad (1-1)$$

Avec  $P_x$  est la pression hydrodynamique,  $w$  le poids volumique de l'eau,  $H$  et  $Z$  sont respectivement la hauteur et la hauteur observée,  $a_x$  : l'accélération horizontale sismique.

- **L'action thermique :**

Les actions thermiques sont appliquées sur un barrage en béton quand il est soumis à un gradient de température. En effet, ces changements thermiques se traduisent par des déformations volumétriques importantes et des fissures à l'âge précoce. Les deux principales sources de variations de température sont la chaleur générée/dissipée par l'effet d'exothermie du ciment dans la structure et la température ambiante cyclique (radiation solaire, gel et dégel...) [26]. Dans des situations où la déformation d'une partie du barrage est limitée par les fondations ou des plots adjacents, le gradient thermique peut engendrer des contraintes de traction importante, et par conséquent des fissurations.

Les dimensions des plots, les conditions de température ambiante et la température de mise en place du béton sont les facteurs les plus importants qui influencent la réponse thermique dans les barrages en béton. En outre, la réduction de ces contraintes nuisibles est considérée comme étant un enjeu pour les concepteurs des barrages. La conception des barrages en béton avec la prise en compte de l'état initial

après la mise en place reste un enjeu important pour la durabilité et l'intégrité structurelle de ce type des structures. Des efforts particuliers dans le cadre de l'analyse thermique des barrages ont été déployés au cours de\_ grâce à des moyens numériques puissants.

- **L'action sismique :**

Au cours des dernières décennies, des recherches approfondies ont été menées dans le cadre de l'analyse dynamique des barrages gravitaires. En plus, l'implémentation numérique des méthodes d'analyse sismique (la méthodes pseudo-statique, la méthode spectrale, analyse transitoire linéaire et non linéaire) par les méthodes numériques, permet de réaliser des analyses détaillées sur des structures complexes et sous différentes interactions. Dans le cas des barrages construits sur une assise rocheuse, une analyse pseudo statique reste l'approche appropriée pour déterminer les sollicitations sismiques appliquées sur le barrage. A contrario, pour les barrages moyens ou grands, une analyse dynamique avancée est nécessaire pour déterminer les forces internes induites par les séismes [27]. À titre d'exemple, l'analyse par la méthode spectrale, qui estime la réponse maximale directement à partir du spectre de conception du séisme, est utile pour la phase préliminaire de conception et d'évaluation de la sécurité des barrages-poids en béton [28]. L'analyse dynamique non linéaire reste la seule approche robuste pour réaliser des analyses objectives et exhaustives. Toutefois, il est à noter que dans le domaine de l'ingénierie des barrages, particulièrement dans le dimensionnement sismique, la réglementation parasismique ne tient généralement pas compte des états initiaux dus aux effets du jeune âge. Cette simplification mérite une analyse approfondie et des développements scientifiques importantes

### 1.5.2 Critères liés à la stabilité des barrages poids.

La rupture des barrages-poids est considérée comme l'un des événements les plus désastreux. Ces modes de rupture sont définies comme un effondrement (rupture totale) ou un glissement d'une ou plusieurs parcelles (rupture instantanée partielle). En effet, la conception des barrages en béton doit répondre aux critères de stabilité vis-à-vis des mécanismes de rupture. Le glissement peut se produire dans les barrages en raison du mouvement et de la friction dans les longs (contact béton-béton) ou aux connexions

entre la fondation et le barrage. D'autre part, le renversement, peut se produire au niveau de la connexion entre la fondation et le barrage ou dans la fondation, le long des discontinuités, ce qui peut être évité en s'assurant que le rapport entre le moment stabilisant et le moment de renversement est supérieur à la valeur de sécurité contre le renversement [29]. Le soulèvement par les effets de sous pressions est un autre mécanisme qui peut avoir une forte incidence sur la stabilité des barrages en béton. Dans la plupart des projets de construction des barrages l'effet de soulèvement est ignoré, car tous les projets sont équipés de moyens de drainage fiables et capables de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps de barrage.

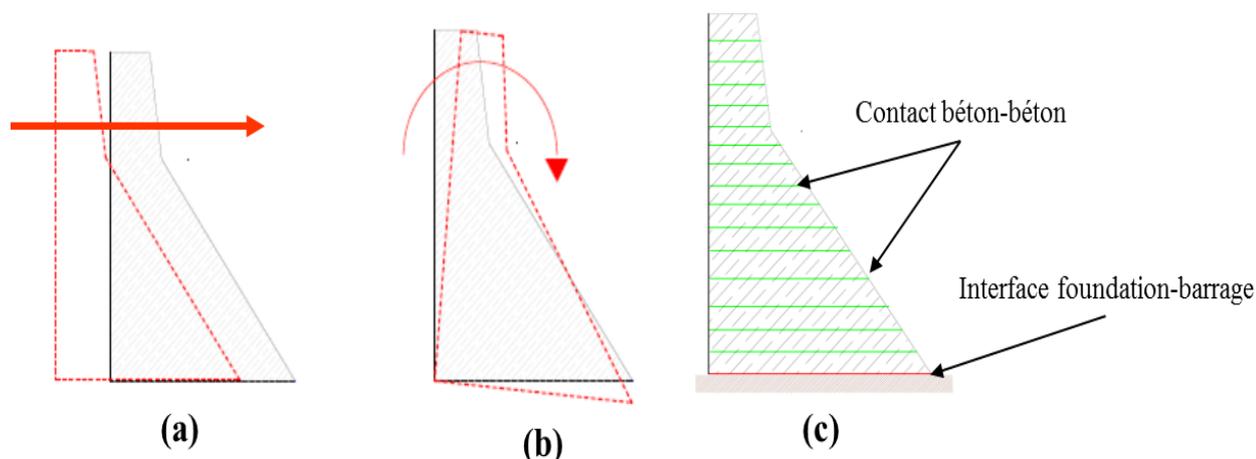


Figure 1. 9 : Modes de rupture des barrages poids : (a) glissement ; (b) renversement ; (c) zones les plus sensibles à des phénomènes d'instabilité.

## 1.6 Rupture des barrages en béton :

### 1.6.1 Cause de ruptures et analyse statistiques des barrages en béton

Un rapport publié par le commission Internationale des grands barrages (ICOLD) en 1984 a révélé que 34% des cas d'endommagement des barrages en béton sont d'origine thermique tels que les effets de la variation cyclique de gradient de température environnementale, et aussi, aux effets d'exothermie dus à l'hydratation du béton. En plus, les discontinuités localisées au niveau du corps du barrage, restent aussi des facteurs qui aggrave l'état structurel des barrages-poids, et plus particulièrement durant la période d'exploitation du barrage et dans les conditions extrêmes. En tenant compte des statistiques plus récentes, publiés par le comité français des barrages et réservoirs en 2020, 30% des ruptures des barrages-poids sont imputables à des

défaillances structurelles et 30% à la qualité médiocre de la fondation. La classification des détériorations les plus fréquentes pour les barrages gravitaires est représenté par les Figures 1.10 et 1.11 pour les deux publications publiées respectivement par ICOLD (1984) et CFBR (2020).

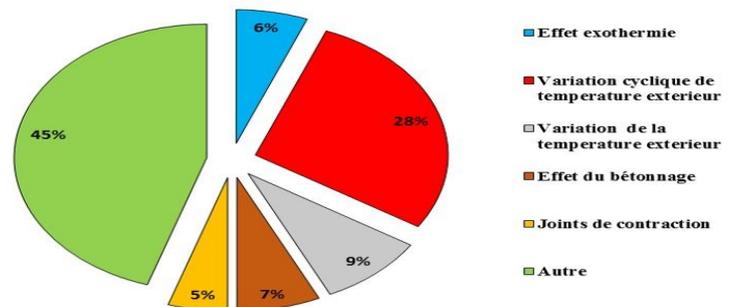


Figure 1. 10 : Causes les plus fréquentes des pathologies des barrages en béton.

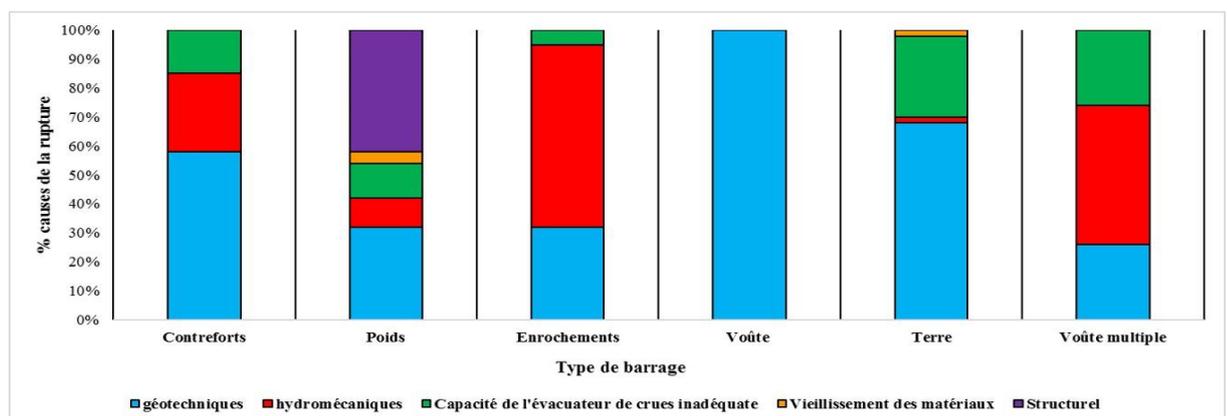


Figure 1. 11 : Causes de rupture des barrages en béton.

## 1.7 Comportement des barrages poids vis-à-vis des fissurations thermiques

Des fissures prématurées ont été observées sur divers barrages en BCR au cours de construction et après l'achèvement, pour des raisons thermiques. L'origine de cette fissuration est liée aux interactions entre la température dégagée par le processus d'hydratation du ciment et le milieu ambiant. Ceci engendre des déformations et des autocontraintes de traction importante, et par conséquent des fissurations à l'âge précoce. Les contraintes thermiques induites par l'hydratation du béton et la

température externe, lors la construction des barrages en BCR peuvent être supérieures aux diverses sollicitations telles que la poussée hydrostatique, poids propre (exemple du Barrage Sanmenxia) [30]. Cette section a pour l'objectif de présenter quelques études de cas sur des barrages-poids qui ont connus des fissurations d'origine thermique. Ces études de cas ont été sélectionnées principalement pour illustrer les pathologies des barrages-poids qui se produisent une fois que le barrage est mis en service, et pour montrer aussi l'importance du contrôle des contraintes thermiques. À partir de ces études de cas et retour d'expériences, les principales conclusions sont présentées pour un meilleur contrôle des fissures pour les nouveaux barrages en BCR.

### 1.7.1 Etude de cas sur les pathologies des barrages poids durant la phase de construction

#### a) Barrage Upper Stillwater

La première étude de cas, le barrage Upper Stillwater aux états unis (1985-1987), a connu plusieurs fissures verticales induites par des contraintes thermiques en raison d'une teneur en ciment très élevée. 13 fissures sur 23 fissures se sont développées dans le corps du Barrage juste après l'achèvement avec un espacement moyen de 49m [31]. Cinq fissures ont subi des problèmes de perméabilité (les fuites), mais la performance structurelle du barrage n'a pas été affectée [32].

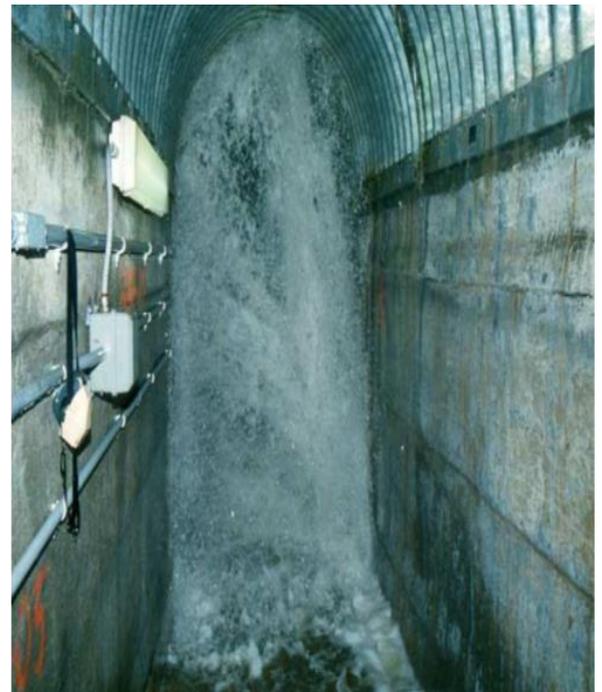
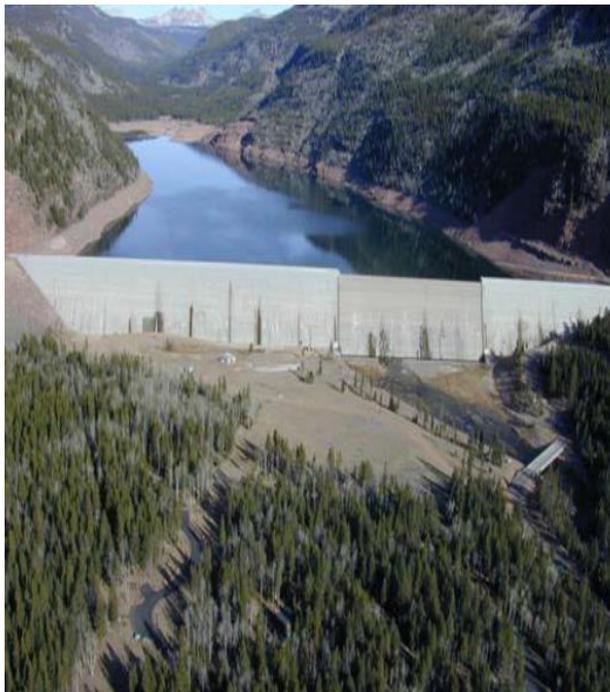


Figure 1. 12 : Fissure dans le barrage Upper Stillwater : (a) vue aérienne du barrage avec des fissures [30]; (b) fuite au niveau de la galerie à travers des fissures [34].

### b) Barrage Shimantan

De même, le barrage Shimantan en Chine a subi 23 fissures transversales au niveau des côtés aval et amont. Les espacements longitudinaux entre ces fissures sont tous inférieurs à 0.5m. En outre, les fissures transversales qui apparaissent au niveau de la crête du barrage correspondant également des fissures transversales [33].



Figure 1. 13 : Des problèmes de fuites provenant des fissures au niveau les blocs 7 et 8 [36].

### c) Barrage Hudson en Georgia

Pour le Barrage Hudson en Georgia, la température initiale de mise en place de BCR exigée dans le cahier de charge est 18.3°C. En juin 1993, les propriétaires du projet ont décidé de procéder à des températures de coulage plus élevées que 26.7°C. À l'exception d'une fissure majeure, la fissuration observée sur la face aval était mineure. La large fissure unique est située à environ 0,6 m à l'intérieur de l'extrémité droite du déversoir et la galerie droite. La preuve principale de cette fissure est due de l'augmentation de la température de mise en place du BCR [31].



Figure 1. 14 : Fissuration du côté Aval du barrage Hudson [34].

#### **d) Barrage Salto Caxias**

Les performances de fissuration thermiques du plus grand barrage du Brésil Salto Caxias sont intéressantes en raison du calendrier de coulage, car la mise en place du BCR a été faite avec une température de mise en place très élevée. De plus, l'exploitation du barrage pendant la construction provoquera le développement de trois fissures thermiques majeures au niveau des blocs centraux du barrage [31,34].

#### **e) Barrage Beni-Haroun en Algérie**

Le 12 décembre 1999, la mise en place du BCR a nécessité le 1.05million de mètre cube de béton. Dans le cadre du traitement des joints, avant la reprise de bétonnage entre les plots 16 et 18, il a été constaté l'existence de deux fissures longitudinales parallèles aux parements. La localisation spatiale de ces deux fissures est de 158 m de hauteur, 112m de long et 43m de large. La raison principale de cette fissuration est due à la répartition cyclique de la température ambiante (non-recouvrement de la couche de surface 192). Des tests de perméabilité ont confirmé l'imperméabilité et le développement limité des fissures. Ces essais ont également montré que la profondeur de ces fissures reste superficielle (profondeur limitée entre 1,20 et 2,8 m) [35,36].

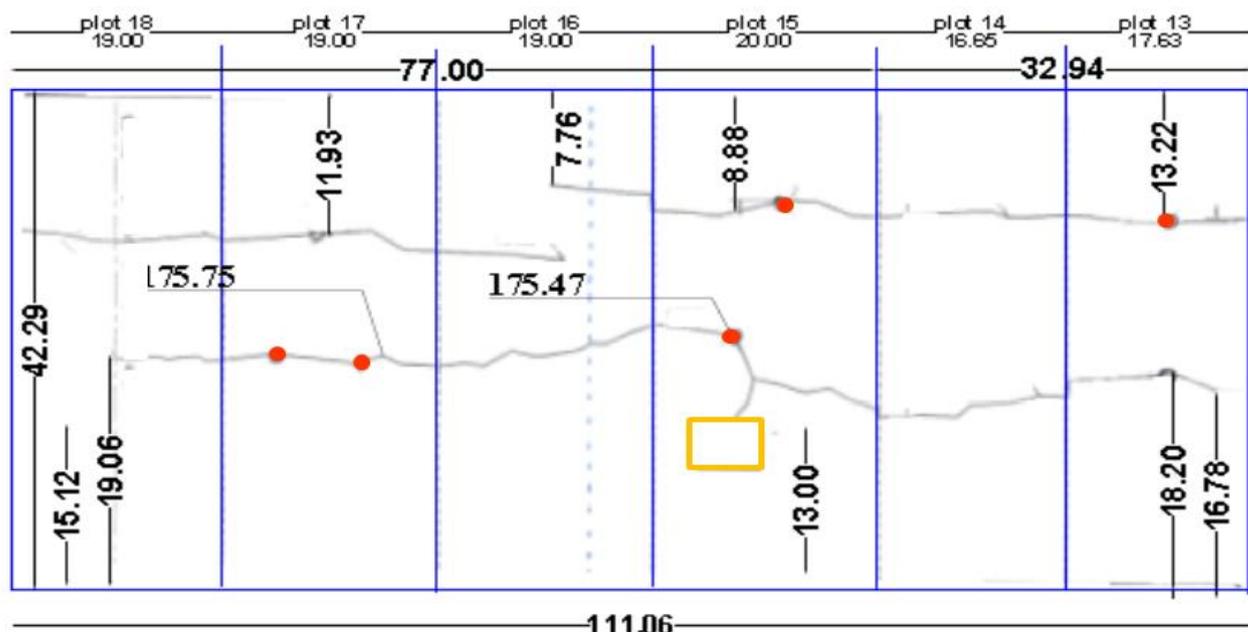


Figure 1. 15 : Représentation schématique de la fissuration du barrage Beni-Haroun au niveau des blocs 13-18

## 1.8 Considérations thermiques dans les barrages poids

L'hydratation des matériaux à base de ciment est un processus exothermique, ce qui implique une augmentation de la température qui accompagne la phase du durcissement du béton. La chaleur admissible est dégagée au cours des 7 premiers jours après le coulage. Dans le cas des projets des grands barrages en béton, la dissipation de la chaleur peut durer plusieurs années avant que la chaleur d'hydratation ne soit entièrement dissipée. Le taux de dissipation de température dans les barrages-poids est influencé par plusieurs facteurs : température initiale (qui dépend fortement des méthodes de refroidissement), calendrier de construction par rapport à l'élévation du barrage, les conditions extérieures, les dimensions des plots et la disposition des joints de contraction.

Plus les différentiels de température et les gradients thermiques développés au cours du cycle du durcissement sont importants plus les contraintes de traction résultantes et le fluage par relaxation qui en résultent sont élevés. Avec une moindre augmentation de la température adiabatique d'hydratation et, par conséquent, une contrainte d'expansion thermique moindre dans le cas des barrages en BCR, le fluage par relaxation sera généralement plus faible que dans le cas des barrages en BCV.

Dans le cas des barrages-poids en BCV, une gamme relativement restreinte de comportement du fluage par relaxation des contraintes est apparente durant le cycle de durcissement du béton, tandis que l'adoption d'une approche conservatrice de ce paramètre est universellement bénéfique, en partie en raison de la construction des barrages en BCV en monolithes verticaux. Cependant, des critères génériques similaires ne peuvent pas être appliqués de manière réaliste pour les barrages en BCR et une analyse thermique plus approfondie et les contraintes associées sont souvent nécessaires [37].

## **1.9 Considérations thermiques pour les barrages BCR**

Lorsque le BCR a été initialement introduit dans la construction des barrages, il a été considéré que les gradients thermiques de température sont marginaux pour le BCR car la quantité de ciment est inférieure à celle du béton conventionnel. Mais plus tard, il a été découvert que le BCR rencontre également le problème des gradients de température lorsqu'il est utilisé dans la construction de barrages. Le processus d'hydratation est plus lent dans le BCR. La mise en place massive du béton nécessite des précautions pour minimiser la fissuration. Dans un barrage BCR, la surface du barrage se refroidit plus rapidement que le corps intérieur. Une telle différence entraîne un gradient thermique susceptible de générer des effets indésirables. Les contraintes thermiques peuvent provoquer des fissures à l'extérieur de la surface. Cela ne devrait pas être un problème structurel à moins que les fissures ne s'étendent jusqu'à la galerie de drainage, ou que la fuite d'eau augmente. D'un autre côté, la distribution de température est fortement liée à la position, l'épaisseur et la direction de la fissuration du béton une fois produite. En effet, cette différence de température se révèle être importante si la fissuration est près de la surface, si elle a une grande épaisseur ou si elle est parallèle à la face. Afin de justifier et contrôler la mise en œuvre de certaines dispositions, optimiser le programme de construction et le suivi de sa mise en eau, les barrages doivent faire l'objet d'un suivi thermique particulier du béton basé sur les résultats d'auscultations

## 1.10 Comportement sismique des barrages poids

Les événements naturels tels que les séismes, les inondations, les explosions, la détérioration de la fondation et les matériaux de construction (béton) peuvent avoir une incidence sur le comportement des barrages en béton lors la mise en service. Dans les cas des barrages en béton, plusieurs zones de défaillance sont plus probables de se produire en cas de l'évènement sismique.

Dans le cadre de l'analyse sismique des barrages, diverses études [38–41] ont montré que les barrages-poids sollicités par l'excitation sismique sont plus susceptibles de développer des fissures de traction au niveau de l'interface fondation-barrages, béton-béton, et/ou sur la partie supérieure au niveau du changement de pente le long du parement aval et se propagent horizontalement ou avec une angle de 45°C vers le parement aval. Cette partie s'intéresse à quelques barrages-poids qui ont été signalés comme ayant connue des défaillances ou des dommages majeurs induits par des mouvements sismiques.

### 1.10.1 Etude de cas sur les dommages des barrages poids durant l'évènement sismique

- a) **Barrage Koyna (Inde)** : le comportement dynamique du barrage Koyna est un exemple très représentatif, à cause de l'expérience du barrage face au tremblement de terre. Le séisme Koyna en 1967 a provoqué des dommages structurels significatives. Des fissures sont principalement apparues dans les monolithes sans débordement. 18 fissures horizontales se sont développées sur la face amont et 7 fissures se sont développées sur la face avale autour de l'élévation du changement de la pente avale. En effet, des fuites ont été constatées dans certains de ces monolithes à proximité des changements de pente de la face aval, ce qui implique une la pénétration complète de la face amont à la face aval [42]. Par la suite, un certain nombre de questions ont été concernant le comportement sismique des barrages-poids, motivées par les dommages structurels causés au barrage Koyna [43] .

- b) **Barrage UH (Japan)** : le barrage se situe à près de 1 km de l'épicentre du séisme de 2000 à Tottori Ouest (M7.3). Le seul dommage constaté sur le barrage est une fissure de 10-30 mm de large sur le canal du déversoir près de la base de la face aval [44,45].
- c) **Barrage Shih Kang (Taiwan)** : le barrage Shih Kang était un barrage-poids de 21.4m et 357m de long. Le barrage était localisé directement au-dessus d'une faille active occasionnée par le mouvement sismique de magnitude de 6.7Mw de ChiChi en septembre 1999. La rupture de la faille a causé des dommages importants au niveau des plots 16-18. Le mouvement sismique a engendré des déplacements différentiels verticaux d'environ 9m dans ces travées. Il s'agit du premier barrage en béton qui s'est effondré à la suite d'un tremblement de terre [42,44].

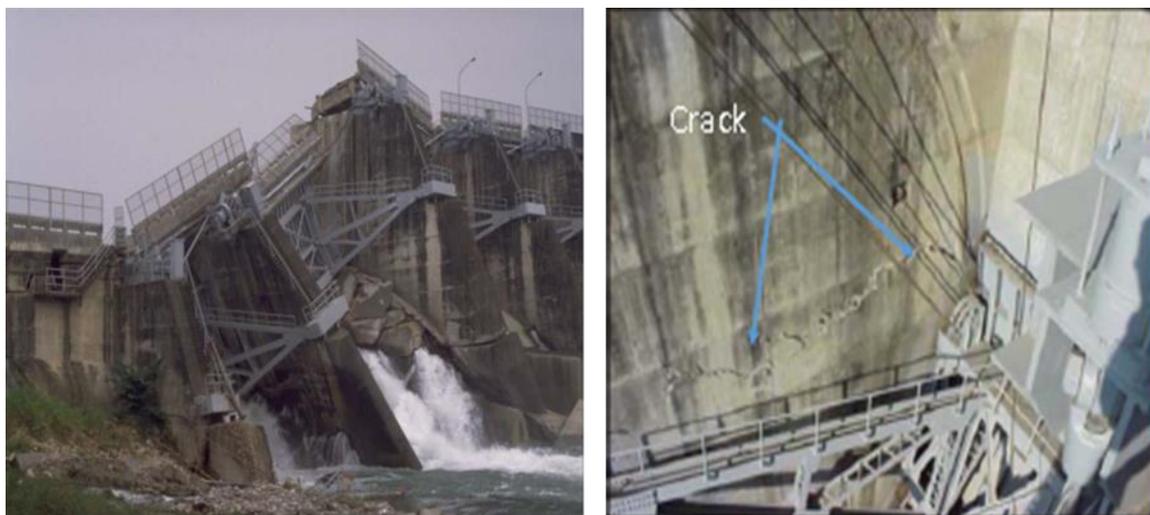


Figure 1. 16 : Défaillance du barrage Shih Kang à cause du déplacement vertical durant le séisme de ChiChi 1991 avec une magnitude de 7.62 [44,46].

### 1.11 Maitrise de la température et la fissuration thermique pour les barrages poids :

Les structures massives tels que les ouvrages hydrauliques, les ponts, les stations nucléaires sont généralement construites par des plots. La chaleur induite par le processus d'exothermie du ciment en conditions naturelles est conduite très lentement vers le milieu ambiant et le gradient de la température entre le cœur et la surface des structures massives en béton qui peut atteindre des valeurs importantes soit lorsque la génération de chaleur d'hydratation est importante, ou lorsque les dimensions du béton

sont importantes. Ceci entraîne une dissipation lente de la chaleur par rapport à sa génération. Les fissures thermiques peuvent induire des contraintes causées par des déformations thermiques internes ou externes (soit en raison de la restriction transversale ou de la restriction externe).

La fissuration thermique du béton au jeune âge a une influence considérable aux indicateurs de performances tels que durabilité et étanchéité des structures durant la période de service et dans les conditions extrêmes, particulièrement les structures en contact avec l'eau, ou avec les produits radioactifs. En outre, il est connu que la température maximale dans les structures massives en béton doit être limitée, dans le but d'éviter la formation potentielle d'ettringite retardée (DEF) qui provoque une fissuration à long terme est qui compromet l'intégrité structurelle [4].

Les barrages poids sont des exemples typiques des structures massifs qui présentent un comportement très complexe durant les phases de construction et pendant la période d'exploitation.

De nombreuses stratégies ont été proposées dans le domaine d'ingénierie, afin de réduire le risque de fissuration au jeune âge, en minimisant le gradient thermique et la température maximale dans les structures massives. Les solutions de contrôle de température lors de la construction des structures en béton de masse, sont catégorisées en deux volets :

- Les méthodes post-refroidissements.
- Les méthodes pré-refroidissements.

#### 1.11.1 Les méthodes post-refroidissements :

Les méthodes post-refroidissements sont parmi les techniques les plus répandues et les plus efficaces, pour réduire le gradient thermique, ainsi pour prévenir et atténuer le risque de fissuration thermique du béton de masse à l'âge précoce.

Le refroidissement du béton après la phase du coulage, est souvent mis en œuvre en utilisant l'une des deux méthodes suivantes : (1) Application d'une circulation active de fluide (généralement l'eau froide) à l'aide d'un système de tuyauterie de refroidissement intégré, ou (2) Refroidissement des surfaces [47–49]. La Figure 1.17

montre les deux techniques de post-refroidissement appliqués dans le domaine des barrages en béton.



Figure 1. 17 : : Technique de post-refroidissement par l'intégration des systèmes de refroidissement (serpentin) [52].

L'utilisation de la première technique est généralement recommandée, car elle peut être appliquée pour n'importe quelle conception. Ce système peut être activé durant les âges précoces jusqu'à plusieurs semaines après la mise en place, afin de contrôler la température dans les structures massives. Selon la pratique chinoise des barrages rigides, le post-refroidissement par les serpentins est réalisé en deux ou trois phases [10]. La technique de post-refroidissement basée sur les systèmes de tuyauterie de refroidissement (serpentin) a été développée par le bureau de réclamation USBR [50]. Cette stratégie innovante a été introduite de manière extensive pour la première fois dans le domaine des barrages, particulièrement lors de la construction du barrage Hoover en 1933 aux USA, avec une longueur considérable des serpentins (environ 1352m). Le refroidissement a été achevé en 1935 [49,51]. depuis plus de 70 ans , l'utilisation des systèmes de refroidissement reste la technique la plus privilégiée pour contrôler la température et les contraintes thermiques lors la construction des structures en béton de masse [52]. Lors de la conception des systèmes de post refroidissement, certaines variables doivent être prises en considération :la géométrie et le type de canalisation, la vitesse de circulation des fluides, le temps d'activation...etc. Tous ces paramètres ont une incidence sur la diffusion de la température et par conséquent les contraintes induites dans le béton refroidi [53,54].Le concept de technique de refroidissement par des systèmes de tuyauterie consiste à une circulation d'eau dans les serpentins encastrés, qui sont généralement positionnés au-dessus de chaque levée [55,56]. Plusieurs applications dans la littérature recommandent généralement

l'utilisation des systèmes en acier de diamètre égale à 2.54cm. En ce qui concerne la disposition horizontale, les espacements entre les serpentins sont souvent égaux aux épaisseurs d'ascenseur [55–57]. En revanche, le fonctionnement des systèmes de refroidissement exige un test d'étanchéité, et que la pression à l'intérieur des serpentins doit être surveillée pour assurer les performances souhaitables durant le fonctionnement du système [49]. Selon les recommandations ACI [58], la température de fluide circulant dans le tuyauterie doit être comprise entre 1-3°C, afin d'assurer l'efficacité de système. Malgré l'efficacité de cette technique, elle soulève des problèmes techniques et économiques (des fissurations du béton au niveau de l'interface béton-serpentin, non-réutilisabilité du matériau de système lui-même, le coût...etc.)[50,59,60]. En tenant compte de ces constatations, elles peuvent être perçues comme des inconvénients de ces techniques, du point de vue économique et de la durabilité.

### **1.11.2 Les méthodes de pré-refroidissement**

La technique de pré refroidissement consiste à refroidir les constituants du béton avant la mise en place, de sorte que la température maximale du béton due à l'interaction du processus hydratation avec le milieu ambiant, soit diminuée au fur et à mesure que la température de mise en place des constituants [61]. Selon [62,63], la température initiale de mise en place, du béton peut affecter de manière significative la température maximale de l'élément en béton et le gradient de température. Ainsi, la réduction de la température initiale est une stratégie couramment adoptée pour atténuer le risque de fissuration thermique précoce. Afin d'assurer la réduction de la température initiale du béton avant la mise en place, plusieurs techniques existent dans littérature tels que refroidissements des agrégats, utilisation des glaces dans la confection du béton, l'utilisation de l'azote liquide pour refroidir le béton avant la mise en place, utilisation des ciments à base d'additions [58,63–65] (la Figure 1.18).



Figure 1. 18 : : Les techniques pré-refroidissement utilisées pour le control thermique : (a) refroidissement par l'injection de la vapeur d'eau sur les granulats ; (b) la chambre de la production des glaces pour la confection du BCR.

La méthode de pré refroidissement a été utilisée pour la première fois dans le domaine des barrages avec le refroidissement des agrégats et le coulage sans joint longitudinal [50]. Dans la phase initiale, comme la technologie de pré refroidissement n'était pas suffisamment assez développée, la température de mise en place du béton ne pouvait être réduite qu'à 17-18°C. Par la suite, avec l'amélioration progressive de la technologie, la température de mise en place peut être réduite à 7C, même pendant les saisons chaudes [50]. Actuellement, dans le domaine de construction des barrages en béton, les deux techniques sont largement utilisées indépendamment ou simultanément pour contrôler les contraintes thermiques.

Les différences techniques du contrôle de la température et des fissurations thermiques de certains barrages en béton issues de la littérature sont représentées dans le Tableau 1-2.

Tableau1- 2:Etudes des cas sur d'application des méthodes de control de la température dans l'ingénierie des barrages

<b>Barrage</b>	<b>Type</b>	<b>Techniques du contrôle</b>
<b>Beni-Haroun (Algeria)</b>	Poids BCR	Refroidissement des granulats Utilisation des glaces
<b>New Victoria (Australie)</b>	Poids BCR	Injection MgO dans le ciment portland Refroidissement des granulats Refroidissement de l'eau de gâchage (4°C)
<b>Alqueva (Portugal)</b>	Voûte BCR	Intégration des systèmes de tuyauterie
<b>Sanjianghe (Chine)</b>	Voûte BCR	Addition du MgO dans la composition du BCR
<b>Jahgine (Iran)</b>	Poids BCR	Refroidissement de l'eau de gâchage Utilisation des glaces
<b>Gomal Zam (Pakistan)</b>	Poids- Voûte BCR	Intégration des systèmes de tuyauterie
<b>Shapai (Chine)</b>	Voûte BCR	Refroidissement des granulats Intégration des systèmes de tuyauterie
<b>Longtan (Chine)</b>	Poids BCR	Refroidissement par évaporation des granulats Utilisation des glaces
<b>Taishir (Mongolie)</b>	Poids BCR	Protection par des géomembranes en PVC imperméable.
<b>Batu Hamper (Malaisie)</b>	Poids BCR	Utilisation de l'eau froide

## 1.12 Analyse du comportement des barrages poids

Cette section vise à présenter un état de l'art le plus exhaustif possible sur les travaux réalisés jusqu'ici dans le domaine de l'analyse du comportement des barrages poids non seulement au jeune âge mais aussi dans les conditions extrêmes (sismique).

### 1.12.1 Les travaux de littératures sur le comportement thermique des barrages-poids

D'un point de vue de la sécurité des barrages, le risque de fissuration prématuré des barrages en béton justifie la nécessité d'évaluer l'état initial des barrages gravitaires durant la construction (évaluation de la température, contraintes-fissurations thermiques). En effet, l'état initial a une incidence importante sur le comportement mécanique des barrages-poids, particulièrement dans les conditions extrêmes. De ce fait, la prédiction du comportement au jeune âge des barrages gravitaires avec et sans les techniques du contrôle de température est une étape majeure pour maîtriser son comportement pendant la durée de vie, en particulier dans le cas sismique. Des contributions pertinentes dans le cadre de la prédiction du comportement thermique des barrages gravitaires ont été observées grâce aux performances numériques et aux techniques existantes.

Une stratégie numérique FEM pour la simulation de l'effet de post-refroidissement a été proposée dans [55]. Les auteurs ont souligné que la méthodologie proposée est très précise pour prédire le comportement thermique des grandes structures pendant le processus de construction.

Castilho et al [66], ont proposé un modèle FE 3D couplé transitoire pour l'analyse du comportement thermique d'un barrage en arc en considérant l'effet des phases d'hydratation et de bétonnage. Les résultats numériques montrent un bon accord avec les données enregistrées par les thermomètres pendant la phase de construction.

Li et al [67] ont appliqué une méthode pratique pour prédire la déformation thermique et le comportement de contact pour le béton du barrage combinant le béton conventionnel et le béton compacté au rouleau. Les principaux phénomènes se produisant pendant la construction et la durée d'exploitation ont été pris en compte. Les

résultats numériques montrent une bonne cohérence entre les essais d'auscultation et l'approche proposée.

Khanzaei et al. [68] ont développé un programme numérique afin d'évaluer le champ de température et les fissures induites par les contraintes thermiques à la fin de construction et la période du fonctionnement des barrages en béton. Le programme numérique implémenté prend en considération les effets thermiques qui peuvent se produire durant le cycle de vie des barrages-poids.

Auparavant, Cervera et al. [69] ont proposé une procédure numérique pour la simulation des phases de construction des barrages en BCR. Ils intègrent divers effets qui peuvent se produire pendant la construction et la période d'exploitation tels que les effets d'hydratation, le fluage et les dommages. Le modèle a permis d'évaluer le risque d'apparition de dommages à différents stades (court et long terme).

Pouya et al. [70] ont proposé un modèle numérique pour analyser le comportement thermique des barrages en BCR durant la phase de construction. Le modèle fourni par les auteurs prend en considération la chaleur dégagée par le processus d'hydratation et les conditions ambiantes non uniformes dans les côtés aval et amont du barrage. Les résultats trouvés par ces auteurs ont montré que la prise en compte du gradient de température dans les parements aval et amont peut améliorer significativement la cohérence entre les historiques de température prédites numériquement avec ceux enregistrés par les thermomètres.

Birhane [71] a effectué une analyse thermique des barrages en BCR, afin d'élaborer un programme de coulage qui pourrait être appliqué dans les grands projets des barrages. Les auteurs ont étudié l'effet de l'épaisseur de la levée du bétonnage sur les performances thermiques (distribution de la température et la contrainte thermique, indice de fissuration) dans le corps du barrage. L'influence des conditions climatiques, l'effet de l'hydratation, ainsi que le calendrier de mise en place des couches du BCR sont pris en compte dans cette étude. Les résultats obtenus par ces auteurs ont montré que la variation de l'épaisseur de la levée a une incidence sur la réponse thermique des barrages-poids : l'augmentation de la température maximale est environ 10% par rapport de l'augmentation de l'épaisseur de la levée, ainsi la contrainte principale maximale correspondante à l'analyse de la contrainte thermique augmente avec l'épaisseur de la couche de levage.

### 1.12.2 Comportement non-linéaire des barrages-poids

Des progrès considérables ont été réalisés au cours des dernières décennies pour une meilleure maîtrise du comportement sismique des barrages-poids. De ce fait, diverses campagnes expérimentales et des modèles numériques ont été développés dans le cadre de l'analyse dynamique des barrages gravitaires.

De nombreux chercheurs ont étudié la réponse non linéaire dynamique et les modes de défaillance des barrages sollicités à de fortes excitations sismiques en utilisant des essais sur la table vibrante avec des modèles réduits.

Mridha et Maity [72] ont étudié la réponse dynamique des barrages-poids avec la prise en compte de l'interaction réservoir-barrage. Le résultat expérimental a été comparé avec les résultats numériques et il a été affirmé que les fissures estimées étaient cohérentes avec celles qui ont été observées expérimentalement.

Phansari *et al* [40] ont étudié les dommages induits par les séismes sur les barrages-poids. Ils ont simulé deux essais sur une table vibrante pour étudier le comportement de fissuration des barrages-poids.

Rodríguez et al. (2020) ont examiné les performances sismiques du barrage de Koyna en utilisant à la fois la méthode numérique et les essais sur table vibrante. Ils ont conclu que les essais sur des modèles réduits peuvent fournir des informations précieuses sur la réponse dynamique non linéaire et les mécanismes de défaillance des barrages-poids.

Bien que les essais dynamiques sur des modèles réduits ont permis de mieux maîtriser les performances des barrages poids en béton, de nombreuses questions doivent être clarifiées. Parmi ces complications, il est difficile de respecter les lois de similitude, les différentes interactions (interaction réservoir-barrage, fondation-barrage), les conditions aux limites. En plus de quelques contraintes techniques, tels que le coût élevé des équipements et le temps nécessaire pour effectuer ce type d'expérimentation.

Grâce au développement de la technologie informatique et de l'analyse numérique, l'application des méthodes numériques offrent une nouvelle piste pour étudier les réponses linéaire et non linéaire, ainsi que les modes de défaillance des barrages gravitaire sous les excitations sismiques. La modélisation numérique du comportement des barrages gravitaires dans les conditions sévères avec la prise en

compte de divers phénomènes (les effets thermiques, l'effet de jeune âge, fracturation hydraulique, contact, l'interaction réservoir-fondation-barrage) est un processus très complexe nécessitant à la fois une maîtrise physique approfondie et une implémentation numérique robuste. De ce fait, de nombreux modèles numériques ont été développés pour simuler la réponse sismique non linéaire des barrages gravitaires en béton avec le couplage des différentes interactions. Ces modèles numériques peuvent être classifiés en deux classes : des modèles basés sur des approches continues, et des modèles basés sur des approches discontinues.

Le processus de fracturation non linéaire avec présence de fissures initiales a été étudié par Zhong et al [73]. Le modèle basé sur XFEM a indiqué que l'existence des fissures initiales à un impact significatif sur les réponses locales et globales des barrages-poids durant l'excitation sismique. Plusieurs investigations numériques ont été effectuées pour analyser le comportement dynamique des barrages-poids en tenant en compte de diverses interactions (réservoir-fondation-barrage) [74–77]. Chen et al [41] ont analysé le mode d'endommagement et les mécanismes de défaillance des barrages-poids BCR pendant un fort tremblement de terre, en utilisant la méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA) et en considérant les interactions barrages-fondation-fluide. Les résultats ont montré que le mode de défaillance potentiel peut être utilisé pour améliorer la conception sismique des barrages-poids en béton.

Ghaedi et al. [78] ont étudié les effets de la taille et de la forme de la galerie sur réponse dynamique non linéaire sismique des barrages-poids en béton compacté au rouleau tout en se basant sur le modèle de plasticité endommagé du béton.

Arici et al. [79] et Yilmazturk et al. [80] ont conduit des analyses de la réponse sismique des barrage-poids en béton compacté au rouleau (BCR) incluant une interaction barrage-réservoir-fondation en 3D. En comparant les résultats avec ceux des analyses 2D, ils ont constaté que le comportement 3D du barrage est sensiblement différent de celui obtenu à partir des analyses 2D. Les auteurs ont signalé l'importance et la nécessité de l'analyse tridimensionnelle détaillée pour les barrages-poids, en particulier lorsqu'ils sont construits dans des vallées relativement étroites.

Une approche unifiée a été proposée par Pan et al. [81] pour l'analyse du comportement à long terme et l'analyse de la réponse sismique des barrages en béton affectés par les réactions de gonflement interne (RGI). L'approche proposée combine la cinétique de l'AAR et de l'état des contraintes à long terme, ainsi les effets du fluage

sont pris en compte. Les auteurs ont trouvé que la dégradation du béton et les fissures induites par la RGI peuvent conduire à des fissures plus graves dans les barrages pendant l'excitation sismique en termes des endommagements-fissurations et les déplacements dynamiques. En effet, la formation des RGI peut affecter significativement la stabilité sismique des barrages-poids.

Bessaid et al. [11] ont étudié le comportement des barrages-poids soumis à une fracturation hydraulique, en tenant compte des différentes interactions (réservoir-fondation-barrage). Les résultats numériques obtenus par ces auteurs ont montré que la pression de l'eau à l'intérieur de fissures du barrage entraîne une propagation plus profonde des fissures. Actuellement, de nouvelles méthodes (la méthode du champ de phase, la méthode isogéométrique... etc.) ont été proposées pour simuler la propagation des fissures dans les structures hydrauliques en tenant en compte la fracturation hydraulique [82,83].

### **1.13 Conclusion**

Ce chapitre a permis de retracer l'état de l'art sur la thématique de recherche, en l'occurrence ce qui concerne les aspects de la conception des barrages en béton, les méthodes d'analyse de la stabilité des barrages poids et les critères liés à leur comportement. Il a été également abordé l'ensemble des considérations relatives aux comportements thermique et sismique des barrages poids. Une section a été réservée aux moyens et technologies de maîtrise de température. Les données statistiques issues de la littérature ont montré que les pathologies enregistrées dans les barrages en béton sont liées à des difficultés techniques, particulièrement durant la phase de construction. En effet, la composition du béton, les conditions environnementales, les conditions de construction, notamment le traitement de reprise de bétonnages, les dimensions des plots ont une forte influence sur le comportement des barrages en béton durant la période de service.

L'analyse du comportement des barrages poids doit être abordée sous deux angles :

L'analyse du comportement thermique des barrages poids : ce type d'analyse consiste à évaluer l'état initial du barrage après la phase de construction, notamment la distribution de la température, l'analyse des contraintes de traction et les fissurations

thermiques avec la prise en compte des différentes interactions durant la période de la construction. Les investigations pertinentes s'inscrivant dans le contexte de l'analyse thermique des barrages en béton englobent :

- Effet du processus de construction des barrages en béton (dimension des plots, reprise de bétonnage),
- Effet de la température ambiante sur la réponse thermique des barrages poids dans les conditions extrêmes,
- Évaluation du comportement au jeune âge des barrages poids avec la prise en compte de l'exothermie du ciment,
- Effet des méthodes du refroidissement sur l'amélioration de la réponse thermique des barrages poids.

L'analyse du comportement non linéaire des barrages poids : ce type d'analyse se concentre sur l'étude des performances sismiques des barrages poids durant une excitation sismique avec la prise en compte des différents couplages et interactions durant l'évènement sismique. Les sujets de mise en évidence sur cet axe de recherche sont répertoriés dans les points suivants :

- Effet de l'interaction du système fondation-réservoir-barrage sur la réponse sismique des barrages en béton,
- Effet de discontinuité sur la réponse non linéaire des barrages en béton,
- Effet de la géologie de la fondation sur la réponse dynamique des barrages en béton,
- Effet de la fracturation hydraulique,
- Effet de l'intensité sismique et sa direction sur les performances dynamiques des barrages en béton.

Dans le chapitre qui suit, des modèles numériques existants seront présentés en détails. Dans les présents travaux de recherche, une amélioration de la performance des modèles sera opérée. Un modèle thermal-chimico-mécanique a été proposé et qui s'inscrit dans le cadre de l'analyse du comportement au jeune âge des barrages gravitaires. Des simulations numériques élémentaires ont été effectuées afin de pouvoir valider le modèle proposé.

**CHAPITRE 2 : Bases mathématiques & physiques  
des modèles numériques Chimico-Thermo-  
Mécaniques**

## **2.1 Introduction**

À un âge précoce, les structures massives en béton (les barrages, les enceintes nucléaires etc.) sont soumises à des évolutions thermiques importantes en raison de la chaleur dégagée par l'exothermie du ciment et son interaction avec le milieu ambiant. Cette évolution thermique associée à d'autres phénomènes (retrait, fluage ...) engendre la fissuration prématurée du béton à un âge précoce et a une influence significative sur la durabilité. La perméabilité et la diffusivité du béton sont impactées provoquant ainsi une accélération de la cinétique de détérioration du béton (notamment les structures en contact avec l'eau, CO<sub>2</sub>...).

La conception suppose souvent un état initial vierge. La négligence d'un état initial endommagé (contraintes, déformations, variables internes ... ) peut engendrer des erreurs importantes dans la prédiction du comportement à la rupture des structures massives. Ainsi, une bonne maîtrise des phénomènes et des mécanismes thermo-chimiques qui se produisent au jeune âge est nécessaire pour prédire le comportement à courte et à long terme des structures massives. Les interactions chimico-thermo-mécaniques doivent être pris en compte dans la modélisation du comportement du béton au jeune âge.

L'analyse de l'effet de l'état initial sur le comportement global et local du béton sous diverses sollicitations a fait l'objet de plusieurs études ces dernières années. Dans le cadre de la mécanique des matériaux quasi fragiles (béton etc.), plusieurs modèles ont été développés. L'analyse chimico-thermo-mécanique des structures en béton est souvent effectuée de manière découplée, en résolvant d'abord le problème thermique et en utilisant le résultat pour résoudre le problème mécanique [2]. D'une manière globale, les modèles existants permettent un couplage partiel entre les phénomènes thermiques et mécaniques. Un couplage fort entre les phénomènes thermiques (déformation thermique, fluage, retrait, relaxation etc.) et mécaniques (effets unilatéraux, plasticité, endommagements, fissuration etc.) [3–7] devrait être développé dans un cadre chimico-thermo-mécanique.

Ce chapitre est consacré au développement d'un modèle chimico-thermique couplé à la mécanique d'endommagement pour décrire les effets qui se manifestent au jeune âge

(hydratation, retrait autogènes, variation des paramètres du béton en fonction du degré d'hydratation, etc. ), afin de prédire l'état initial du béton (endommagement, contraintes, fissurations etc.). Le phénomène d'hydratation et les phénomènes associés sont d'abords présentés, en passant en revue quelques modèles chimico-thermo-mécanique existant dans littérature et leur application sur les structures massives. Plus tard, les bases mathématiques d'un nouveau modèle chimico-thermique couplé avec un modèle endommagable seront exposées. A la fin de ce chapitre, une section est consacrée pour la validation du modèle numérique en comparant les résultats de simulations avec d'autres résultats numériques et avec des résultats expérimentaux issus de la littérature.

## 2.2 Comportement du béton au jeune âge

### 2.2.1 Processus Chimico-Thermo-Mécanique

#### 2.2.1.1 Hydratation

La réaction d'hydratation dans les matériaux à base de ciment se produit en raison de la réaction chimique entre les composantes du ciment et l'eau. L'hydratation du ciment est un processus très complexe qui implique plusieurs phénomènes chimique et physique au niveau microscopique [84]. Ce processus est fortement exothermique les températures qui accompagnent la phase du durcissement du béton peuvent dépasser 70°C [85]. De plus, l'hydratation du béton est une réaction thermo-activée (la vitesse de cette réaction dépend de la température). A la base de ces considérations physiques, le degré d'hydratation est sélectionné comme paramètre fondamental afin de décrire le comportement au jeune âge du béton [86].

Le degré d'hydratation ( $\xi$ ) peut être défini comme étant le ratio entre la quantité de ciment qui a réagi à un instant donné et la quantité de ciment anhydre [87]. Dans le cadre d'analyse du comportement des structures en béton au jeune âge, le degré d'hydratation est généralement exprimé de manière simplifiée comme le degré de développement de la chaleur, qui est le rapport entre la quantité de chaleur dégagée à l'instant ( $t$ ) et la chaleur totale dégagée en fin de réaction [88]. Sur la base des investigations expérimentales, l'évolution des propriétés mécaniques qui décrivent la

résistance et la rigidité du béton (module de Young, résistance à la traction...etc.) sont naturellement liés au processus d'hydratation (degré d'hydratation).

### 2.2.1.2 Le degré d'hydratation final

Le degré d'hydratation et la température sont intimement liés. En effet, la cinétique de la réaction d'hydratation est gouvernée par la loi d'Arrhenius. Cette loi universelle permet de décrire la cinétique d'hydratation en fonction de trois parties : la contribution thermique, la contribution couplée thermo-chimique, et une contribution chimique.

Selon Ulm et Choussy[89], l'utilisation de la notion d'affinité chimique permet, à travers une loi d'Arrhenius, de calculer le degré d'hydratation correspondant à chaque évolution de la température à partir de l'équation [90,91]:

$$\dot{\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial t} = \tilde{A}(\xi) \cdot \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2-1)$$

Où  $\dot{\xi}$  est le degré d'hydratations ;  $\tilde{A}(\xi)$  c'est l'affinité chimique normalisée ;  $E_a$  c'est l'énergie d'activation ;  $R$  la constante des gaz parfaits et  $T$  est la température.

La description de l'évolution du degré d'hydratation est donc pilotée par l'énergie d'activation et l'affinité chimique qui nécessitent une identification expérimentale.

### 2.2.1.3 Energie d'activation et évolution de l'affinité chimique

L'énergie d'activation est un facteur fondamental qui gouverne la cinétique de l'hydratation et est basé principalement sur l'hypothèse de maturité des matériaux à l'âge précoce [92].

Dans le cas du béton, cette énergie d'activation est considérée comme apparente, car l'hydratation du ciment implique plusieurs réactions chimiques simultanées et couplées [93]. Cette notion de l'énergie d'activation est fondée sur une loi d'accélération des réactions chimiques et permet de prendre en compte l'effet de couplage température-temps sur la cinétique d'hydratation du béton. Plusieurs programmes expérimentaux et des relations analytiques sont proposés pour

l'identification de l'énergie d'activation. Le rapport  $\frac{E_a}{R}$  se trouve dans l'intervalle entre 5500-8000K, généralement le rapport  $\frac{E_a}{R}$  est assumé constante 5500K [84,94].

L'affinité chimique est un paramètre intrinsèque permettant de décrire l'évolution du degré d'hydratation. Elle décrit le processus de dissolution/précipitation et de micro diffusion de l'eau qui réagit avec les grains de ciment anhydres [95]. L'affinité chimique est identifiée à partir des essais adiabatiques ou semi-adiabatiques (ex Essai QAB, Essai Langavant). La Figure 2.1 présente les évolutions de l'affinité chimique en fonction du degré d'hydratation à partir des essais expérimentaux pour un rapport  $E_a / R = 5500K$ .

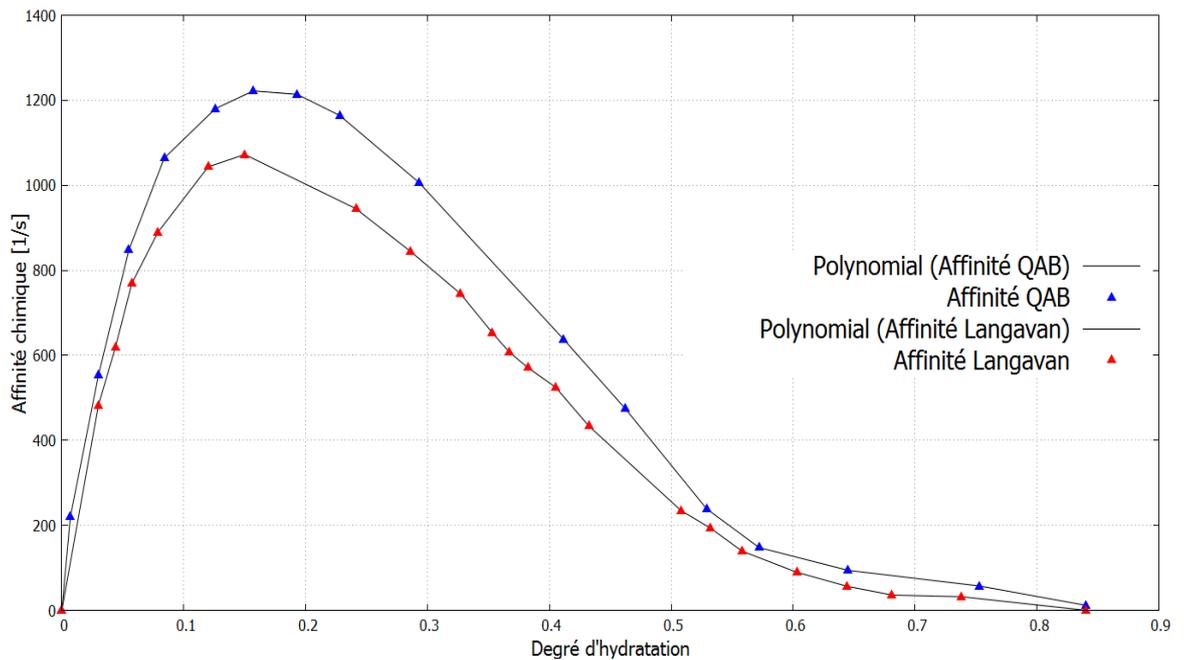


Figure 2. 1 : Comparaison des affinités chimique obtenues par l'essai Langavant et l'essai QAB

L'affinité chimique est approchée avec une loi polynomiale du sixième degré afin de pouvoir être implantée dans les codes de calcul par éléments finis [85]. L'évolution de l'affinité chimique en fonction de degré hydratation est exprimée selon l'équation suivant :

$$\tilde{A}(\xi) = a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4 + f\xi^5 + g\xi^6 \quad (2-2)$$

Où  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f$  et  $g$  sont des paramètres constants qui peuvent être déterminés à partir d'un essai semi-adiabatique. L'évolution de la température est gouvernée par l'équation suivante :

$$C\dot{T} = \nabla(k\nabla T) + L\dot{\xi} \quad (2-3)$$

Où  $C$  est la capacité thermique volumique ;  $k$  c'est la conductivité thermique et  $L$  la chaleur latente.

#### 2.2.1.4 Conditions aux limites thermiques

Les champs de température développés au sein d'un élément massif dépendent fortement de la quantité de chaleur échangée entre le béton et le milieu ambiante. Ces échanges peuvent être caractérisés par un chargement thermique type convectif ou rayonnant [95]. Les conditions aux limites de type convectif s'expriment en termes de flux de chaleur. Le flux de chaleur  $\phi$  est déterminé par les lois de refroidissement de Newton et s'écrit sous la forme suivante :

$$\phi = h(T_s - T_{ext}) \quad (2-4)$$

Où  $h$  est le coefficient d'échange par convection,  $T_s$  la température à la surface du béton  $T_{ext}$  la température extérieure. La principale difficulté dans l'utilisation de ce type de conditions aux limites réside dans le choix du coefficient d'échange par convection. Divers relations existant dans la littérature pour quantifier ce paramètre [96–98]. Selon Lee et al [99] le coefficient de convection sur un béton en cours d'hydratation dépend fortement de la vitesse du vent et sa valeur est comprise entre 10-25W.m<sup>2</sup>. K<sup>-1</sup>

#### 2.2.1.5 Retrait endogène et thermique

Le retrait endogène et thermique sont connus comme des phénomènes impliquant des fissurations prématurées dans les matériaux cimentaires dans le domaine de construction, notamment dans les structures massives. Le retrait endogène est un phénomène physico-chimique couplé à un effet capillaire mécanique dû à la consommation d'eau par les pores lors des réactions d'hydratation [100]. De plus, le retrait endogène est une conséquence de la contraction dite Le Chatelier [101]. Il est

donc corrélé à l'évolution du degré d'hydratation. La majorité des modèles numériques issus de la littérature [85,91,102] supposent une relation linéaire entre le degré d'hydratation et le retrait endogène. Néanmoins, ces modèles interdisent toute prise en compte du gonflement observé durant les premiers âges du durcissement du béton. Nous évoquons ici la formule proposée Par Ulm-Coussey et al. [89]

$$\dot{\varepsilon}_{au} = -k\dot{\xi}I \text{ pour } \xi > \xi_0 \quad (2-5)$$

La déformation thermique  $\varepsilon_{th}$  est liée à la variation de température due au dégagement de chaleur par l'hydratation et au coefficient de dilatation thermique du béton  $\alpha$  (considéré comme constante  $10^{-5}$ ) :

$$\varepsilon_{th} = \alpha\dot{T}I \quad (2-6)$$

## 2.2.2 Présentation de quelques modèles numériques d'hydratation

L'objectif de cette section est de présenter les bases mathématiques de certains modèles numériques issus de la littérature, et qui s'inscrivent dans le cadre de l'analyse du comportement du béton au jeune âge.

### 2.2.2.1 Modèle De Schutter & Taerwe 1995

De Schutter et Taerwe [103] ont développé un modèle d'hydratation sur la base des essais isothermiques et adiabatiques. Ce modèle d'hydratation permet de calculer le taux de production de chaleur en fonction de la température réelle et du degré d'hydratation. Ainsi, De Schutter et Taerwe décrivent le taux de génération de chaleur au moyen de deux fonctions  $\tilde{A}(\xi)$  et  $g(T)$ . La première fonction  $\tilde{A}(\xi)$  décrit l'influence du degré d'hydratation, alors que la fonction  $g(T)$  décrit l'influence de la température. La fonction de température la plus connue est la fonction d'Arrhenius, qui se traduit par un facteur de température :

$$q(\xi, T) = q_{\max,20} \tilde{A}(\xi) g(T) \quad (2-7)$$

Le terme  $q_{\max,20}$  représente le taux maximum de production de chaleur correspondant une température de 20°C. La courbe expérimentale obtenue par De

Schutter et Taerwe permet de décrire l'affinité chimique sous la forme mathématique suivante :

$$\tilde{A}(\xi) = C_{st} [\sin(\xi\pi)]^{a_{st}} \exp(-b_{st}\xi) \quad (2-8)$$

$a_{st}$ ,  $b_{st}$ ,  $C_{st}$  sont des paramètres constants, dans le cas du ciment portland les coefficients sont respectivement 0.667, 3.00 et 2.5968.

$$g(T) = \exp\left[\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273+T}\right)\right] \quad (2-9)$$

### 2.2.2.2 Modèle Nguyen et al. 2019

Le modèle chimico-thermo-mécanique proposé par Nguyen et al [20] s'appuie sur l'approche du champ de phase. Ce modèle s'inscrit pleinement dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Notant que le modèle permet à la fois d'apporter des réponses sur le comportement du béton à un âge précoce et d'analyser le comportement à la rupture avec la prise en compte de l'influence des fissures induites par le transfert thermique et l'effet de l'hydratation.

L'équilibre thermodynamique d'un domaine en béton soumis à un transfert thermique est gouverné par la loi de Fourier, qui englobe le dégagement de la chaleur induite par la réaction d'hydratation. L'équation de la chaleur est alors établie grâce à l'application du premier principe de la thermodynamique.

$$\rho c \dot{T} = \nabla(k \nabla T) + Q_{\infty} \dot{\alpha} \quad (2-10)$$

Où  $\rho c$  est la capacité calorifique volumique du béton ;  $\nabla T$  le gradient thermique ;  $k$  est la conductivité thermique influencée par le processus de fissuration, et exprimé selon l'équation suivante :

$$k = (\xi(g(d) - 1) + 1)k_0 \quad (2-11)$$

Le terme  $Q_{\infty} \dot{\alpha}$  décrit le dégagement de la chaleur induite par le processus d'hydratation, dans lequel  $\dot{\alpha}$  est le taux d'hydratation. L'évolution du dégagement de chaleur introduit par l'effet d'hydratation peut être prise en compte via le concept d'énergie d'activation introduit par la loi Arrhenius :

$$Q_{\infty} \dot{\alpha} = g(d) A_T f(\alpha) \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2-12)$$

De la même manière, l'équation peut être exprimée sous la forme suivante :

$$\dot{\alpha} = g(d) A_{\alpha} \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2-13)$$

Avec le terme  $A_{\alpha} = \frac{A_T}{Q_{\infty}} f(\alpha)$  identifié comme étant l'affinité chimique de la

réaction d'hydratation. Le paramètre  $A_T$  est défini comme le rapport de la valeur ultime de taux de dissipation de chaleur par rapport à la chaleur latente pour une définition normalisée de la fonction d'hydratation. La fonction de dégradation  $g(d)$  est insérée pour garantir qu'aucune chaleur d'hydratation produite au niveau de la zone fissurée n'ait lieu.

$$g(d) = (1 - d)^2 + \xi \quad (2-14)$$

Similairement au coefficient d'endommagement « d », deux situations de coefficient  $\xi$  sont possible [104,105]:

- $\xi = 0$  le flux de chaleur n'est pas affecté par une fissure.
- $\xi = 1$  la chaleur ne circule pas à travers les fissures ou les fissures sont isolantes.

La fonction d'affinité chimique  $f(\alpha)$  représente l'évolution du taux de production de chaleur normalisé en fonction du degré d'hydratation. La fonction d'affinité chimique adoptée est une fonction sous forme de puissance. Cette fonction est exprimée selon l'équation suivant :

$$f(\alpha) = \left(\frac{\alpha}{a}\right)^b \left(\frac{1-\alpha}{1-a}\right)^c \quad (2-15)$$

$\alpha$  définit le degré d'hydratation pour la valeur maximale de la fonction d'hydratation normalisée du ciment. Les paramètres a,b,c sont identifiés sur la base de données expérimentales.

### 2.2.2.3 Modèle Wei Zhou et al.2019

Comme tous les modèles d'hydratation proposés dans la littérature, le modèle proposé dans [106] se base sur la loi d'Arrhenius. Selon cette loi, la progression de l'hydratation en fonction du temps est exprimée sous la forme :

$$\dot{\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial t} = \tilde{A}(\xi) \cdot \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2-16)$$

Wei Zhou *et al.*[106] ont proposé une fonction de l'affinité chimique, en s'inspirant des travaux de Cervera *et al.* [84]. En outre, l'affinité chimique est considérée comme une fonction quadratique au lieu d'une fonction cubique, car le taux de libération de l'hydratation ajusté par la fonction quadratique est plus cohérent avec la prédiction théorique [107]. Dès lors, la fonction de l'affinité chimique est exprimée sous la forme suivante :

$$\tilde{A}_\xi(\xi) = \beta_1(\beta_2 + \beta_3\xi + \xi^2)(\xi_\infty \xi) \exp\left(\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \quad (2-17)$$

Avec  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \bar{\eta}$  sont des coefficients du matériau,  $\xi_\infty$  le degré d'hydratation ultime.

Donc, l'équation fondamentale qui gouverne la réaction chimique est la relation entre la vitesse de la réaction d'hydratation et l'affinité chimique :

$$\dot{\xi} = \beta_1(\beta_2 + \beta_3\xi + \xi^2)(\xi_\infty \xi) \exp\left(\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \cdot \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2-18)$$

Les évolutions du champ de température dû au processus de transfert de chaleur sont obtenues à partir de l'équation de la chaleur qui englobe un terme source représentant le dégagement de chaleur de la réaction d'hydratation :

$$\rho C = \lambda \nabla T + \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (2-19)$$

Le terme  $\frac{\partial Q}{\partial t}$  représente le dégagement de chaleur dû à la nature exothermique de la réaction du béton. Comme nous l'avons vue précédemment, la quantité de chaleur dégagée est proportionnelle au degré d'hydratation :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = Q_\infty \frac{\partial \xi}{\partial t} \quad (2-20)$$

Avec  $Q_\infty$  le degré d'hydratation ultime.

Le Tableau 2-1 récapitule les différentes équations de l'affinité chimiques utilisées par les modèles d'hydratation existants dans la littérature.

Tableau2- 1:Formules analytiques de l'affinité chimique proposées dans littératures [85,102,103,105,107,108].

Auteurs (Date)	Lois constitutives du modèle d'hydratation
Schutter et Taerwe (1995)[103]	$\tilde{A}(\xi) = C_{st} [\sin(\xi\pi)]^{a_{st}} \exp(-b_{st}\xi)$
Cervera et al (2000)[108]	$\tilde{A}_\xi(\xi) = \frac{\kappa_\xi}{\eta_{\xi_0}} \left( \frac{A_{\xi_0}}{\kappa_\xi \xi_\infty} + \xi \right) \exp(-\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty})$
Lackneret Mang (2004)[102]	$\tilde{A}(\xi) = a.. \xi^b .(1 - \xi)^c$
Briffaut et al (2011)[109]	$\tilde{A}(\xi) = a + b\xi + c\xi^2 + d\xi^3 + e\xi^4 + f\xi^5 + g\xi^6$
Nguyen et al. (2019)[105]	$A_\alpha(\xi) = \frac{A_T}{Q_\infty} f(\alpha)$
Wei Zhou et al (2019)[107]	$\tilde{A}_\xi(\xi) = \beta_1(\beta_2 + \beta_3\xi + \xi^2)(\xi_\infty \xi) \exp(\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty})$

La stratégie numérique développée dans les travaux de la thèse en cours vise à proposer un modèle numérique capable de reproduire correctement le comportement au jeune âge des structures massive en tenant en compte des diverses interactions (exothermie, fluage, retrait, fissuration etc. ). Le modèle proposé est une extension du modèle développé par Briffaut et al [109] et est basé sur des observations expérimentales. Il s'inscrit dans le cadre chimico-thermo-mécanique et l'implémentation numérique est réalisée dans le cadre de la méthode des éléments finis dans le code de calcul *Open source* (Cast3M).

## **2.3 Comportement mécanique du béton sous chargement complexes**

### **2.3.1 Les modèles s'appuyant sur la théorie de la plasticité et de l'endommagement**

#### **Le modèle de Mazars**

Lors de ces travaux de thèse, (Mazars,1984) propose un des premières modèles endommagables pour d'écrire le comportement du béton. Ce dernier s'appuie sur les travaux de Marigo,1984 qui a proposé une forme du potentiel d'état. Il s'agit d'un modèle local d'endommagement isotrope. Mazars introduit la notion de déformation équivalente pour contrôler l'endommagement du béton. Néanmoins, le modèle proposé par Mazars reste très limité car il n'est pas capable de prendre en compte l'effet unilatéral et les déformations irréversible, et ne s'intègre pas dans le cadre thermodynamique.

#### **Le modèle de LaBorderie**

Le modèle développé par LaBorderie s'inscrit dans la continuité des travaux réalisés par Mazars. Le modèle de LaBorderie vise à reprendre en compte l'effet unilatéral, lié à la refermeture des fissures qui entraîne la restauration de la raideur initiale lors d'un cycle de chargement traction/Compression. Pour cela, plusieurs concepts sont avancés. L'effet unilatéral est contrôlé par le signe de chargement en considérant deux variables d'endommagement distinct. En plus, les déformations anélastiques (permanentes). Sont introduites comme des fonctions de l'état d'endommagement.

#### **Le modèle de Fichant**

Le modèle proposé par Fichant-LaBorderie (FLB)[110,111] est une extension du modèle de Mazars [112]. Ce dernier s'inspire du modèle Microplans de Bazant [113,114]. Le modèle de Fichant est basé sur la mécanique de l'endommagement continue, avec prise en compte des effets unilatéraux et l'effet d'anisotropie induite par l'endommagement, particulièrement dans les chargements complexes. Il permet de

maîtriser les effets de localisation par une méthode de régularisation énergétique (en utilisant l'énergie de fissuration  $G_f$  du matériau). L'endommagement est piloté par une seule variable scalaire "d". Cela lui confère la possibilité du couplage avec des modèles basés sur la plasticité, afin de reproduire plus fidèlement le comportement du béton en conditions complexes. Plusieurs investigations numériques ont été menées dans le cadre d'analyse du comportement quasi-fragile du béton [115–117].

### **Le modèle OUF de Matallah**

Le modèle proposé par Matallah [118] s'inscrit pleinement dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. L'originalité du modèle vient du fait que l'endommagement n'est pas introduit via une relation (1-d), comme dans la plupart des modèles. Il est introduit en tant que multiplicateur des déformations irréversibles. La plasticité, ou plutôt l'anélasticité, est introduite via un tenseur d'ordre deux appelé tenseur d'ouverture de fissure  $\mathcal{E}^{uco}$ . Le concept fondamental du modèle fait une distinction entre l'endommagement et la fissuration (la présence d'endommagement est nécessaire pour que des fissures apparaissent mais n'est pas suffisante) [119]. Le concept original du modèle permet de prendre en compte l'effet unilatéral, l'anisotropie et le couplage avec d'autres phénomènes [115,117]. Le modèle a été validé dans le cadre de calcul de structure notamment dans le cas des structures massives mais aussi dans le cas des structures en béton armées sous chargements complexes (cyclique, sismique et cisaillement). Le modèle développé par [118] a été récemment amélioré dans [11,120] afin de mieux prendre en compte le couplage de l'endommagement avec la perméabilité et d'évaluer l'interaction perméabilité-fissures dans le cadre de la poromécanique non linéaire (Fracturation hydraulique).

### **2.3.2 Les lois constitutives du modèle d'endommagement adopté**

Le modèle d'endommagement adopté dans cette thèse est le modèle d'endommagement isotrope initialement proposé par Fichant [110] avec le couplage plasticité-endommagement [121]. La formulation du modèle écrite dans le cadre d'une anisotropie générale, se simplifie en adoptant une surface d'endommagement sphérique aboutissant ainsi à une loi d'endommagement isotrope [122].

La loi fondamentale de la théorie de l'endommagement est gouvernée par l'équation :

$$\sigma_{ij} = (1 - d)\tilde{\sigma}_{ij} = (1 - d)C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p) \quad (2-21)$$

Où  $\sigma_{ij}$  est le tenseur de contrainte,  $\tilde{\sigma}_{ij}$  est le tenseur de contrainte effective et  $C_{ijkl}^0$  est le tenseur d'élasticité initiale.  $\varepsilon_{ij}^p$  est le tenseur de déformation plastique. Le comportement de l'endommagement est considéré comme isotrope et est gouverné par une variable scalaire  $d$ .

Dans le cas de chargement plus complexe (cyclique, sismique), des effets d'ouverture-refermeture des fissures sont observés. Cet effet unilatéral est caractérisé par une restauration de la raideur initiale en compression, préalablement endommagée en traction (passage traction/compression). De ce fait, une décomposition du tenseur des contraintes en une partie positive (liée à la traction) et une partie négative (liée à la compression) est adoptée.

$$\sigma = \langle \sigma \rangle_+ + \langle \sigma \rangle_- \quad (2-22)$$

Dans le cas du chargement cyclique, la relation complète reliant la contrainte à la déformation est donnée par l'équation :

$$\sigma = \langle (1 - d^t)C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p) \rangle_+ + \langle (1 - d^c)C_{ijkl}^0 (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^p) \rangle_- \quad (2-23)$$

Figure 2.2 représente la réponse uni axiale du modèle pour un chargement cyclique (traction/compression).

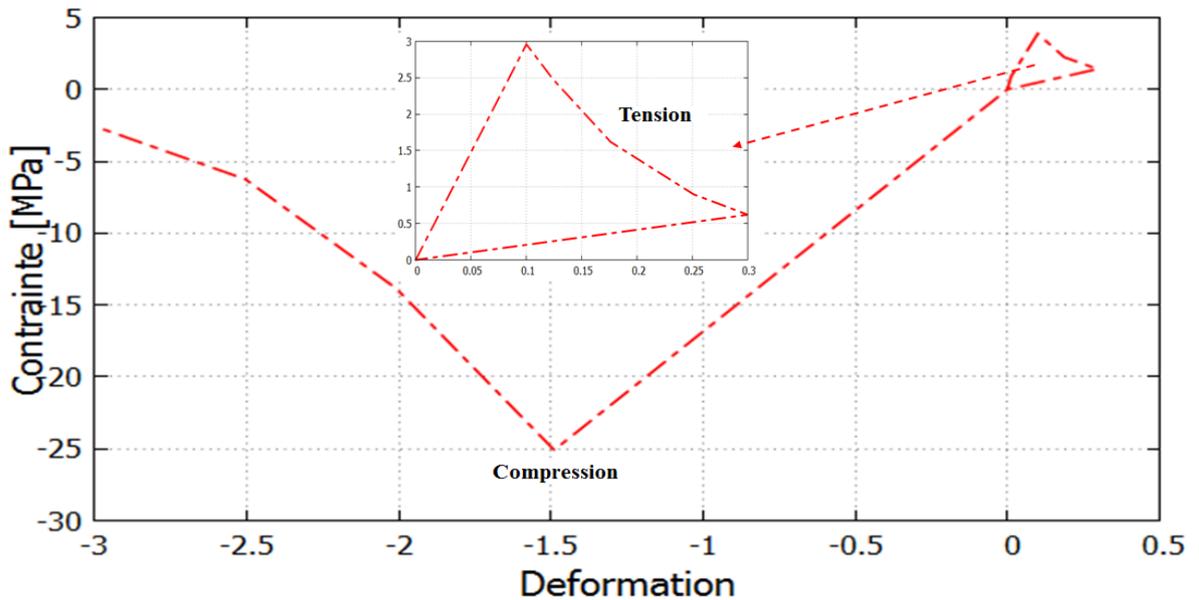


Figure 2. 2 : Réponse uniaxiale pour un cycle (traction-compression) pour un béton standard

L'évolution de la variable d'endommagement est pilotée par la loi de normalité en utilisant la fonction de charge décrite par

$$f = \varepsilon - \varepsilon_{d0} - \zeta \quad (2-24)$$

Avec  $\varepsilon_{d0}$  est le seuil d'endommagement,  $\zeta$  est la variable d'écrouissage. La loi d'évolution de l'endommagement intégrée est exprimée par l'expression exponentielle fonction de la déformation équivalente :

$$d^t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\tilde{\varepsilon}_e} \exp(B(\varepsilon_{d0} - \tilde{\varepsilon}_e)) \quad (2-25)$$

$\tilde{\varepsilon}_e$  : est la déformation équivalente définit par Mazars exprimée en fonction des déformations principales.

$$\tilde{\varepsilon}_e = \sqrt{\langle \varepsilon_e^1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_e^3 \rangle^2} \quad (2-26)$$

La loi de l'évolution de l'endommagement est valide pour une sollicitation de traction. Cependant, pour le cas d'un chargement en compression, la loi d'évolution de l'endommagement est dérivée de l'endommagement de traction. La variable d'endommagement en compression peut être exprimée comme étant :

$$d^c = (d^t)^\alpha \quad (2-27)$$

$\alpha$  est calibré pour obtenir une réponse appropriée à la description du comportement du matériau sous des sollicitations de type compression.

### 2.3.3 Couplage avec la plasticité et application de la régularisation énergétique

Comme déjà mentionné précédemment, la version du modèle proposée par fichant [111] est améliorée par Matallah et La Borderie [118] en couplant la plasticité avec l'endommagement tout en assurant une régularisation énergétique [111,118].

Dans le cadre d'une régularisation énergétique sans plasticité et pour un cas unidimensionnel avec un mode I de propagation de fissure, le comportement adoucissement est contrôlé par le paramètre énergie de fissuration.

$$G_f = h_c \int_0^\infty E(1-d)\varepsilon d\varepsilon = h_c \int_0^\infty E(\varepsilon_{d0} \exp[B(\varepsilon_{d0} - \varepsilon)])d\varepsilon = h_c \frac{E\varepsilon_{d0}^2}{2} + h_c \frac{E\varepsilon_{d0}}{B} \quad (2-28)$$

$B$  représente le paramètre permettant de contrôler la branche de la partie adoucissante, et  $h$  la taille de l'élément fini. Afin d'introduire la dissipation plastique et de simplifier le calcul de l'intégral dans l'équation (2-28), le critère de Drucker-Prager a été proposé. En outre, le critère de Drucker-Prager a été intégré par deux surfaces seuils. En effet, la règle de normalité est d'écrite par rapport au potentielle anélastique. Les formules des fonctions de charges sont exprimées par :

$$\begin{cases} F_t = \alpha_t J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_t I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(\tilde{p}) - w_0 \\ F_c = \alpha_c J_2(\tilde{\sigma}_{ij}) + \beta_c I_1(\tilde{\sigma}_{ij}) - w(\tilde{p}) - w_0 \end{cases} \quad (2-29)$$

Ces fonctions de charges sont exprimées dans l'espace des contraintes effectives. Avec une relation pour un état de contrainte de traction  $F_t$  et une pour un état de compression et compression-compression dans le cas des contraintes biaxiales  $F_c$ .  $I_1$ ,  $J_2$  sont respectivement le premier et le second invariant du tenseur des contraintes effectives.

Dans ce modèle, l'évolution non linéaire de la variable interne plastique suit une évolution linéaire sous forme :

$$w(\tilde{p}) = q_p * \tilde{p} + w_0 \quad (2-30)$$

Avec  $q_p$  est un paramètre matériau et  $\tilde{p}$  la déformation plastique équivalent,  $w_0$  est la contrainte de la limite de domaine élastique. La loi de normalité permet de calculer l'évolution de la déformation plastique

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{dF}{d\tilde{\sigma}_{ij}} \quad (2-31)$$

Où  $\lambda$  est le multiplicateur plastique et  $dF$  fonctions de charges.

La condition de consistance  $F_t = \sigma - w(p) - w_0 = 0$  nous autorise d'écrire

$$\dot{\sigma} = E(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) = q \dot{p} = q \dot{\lambda} = q \left( \frac{\dot{\varepsilon}^p}{dF_t / d\sigma_{ij}} \right) \quad (2-32)$$

L'évolution de la déformation plastique est donc décrite par

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{E}{E + \frac{q}{dF_t / d\sigma_{ij}}} \dot{\varepsilon} \Rightarrow \dot{\varepsilon}^p = \frac{E}{E + \frac{q}{dF_t / d\sigma_{ij}}} (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_{d0}) \quad (2-33)$$

Après cette évolution, la dissipation plastique peut être prise explicitement en compte afin de décrire une relation qui relie l'énergie de fissuration au paramètre contrôlant le comportement adoucissant:

$$G_f = h_c \int_0^\infty E(\varepsilon_{d0} \exp[B(\varepsilon_{d0} - \varepsilon + \varepsilon^p)]) d\varepsilon = h_c \frac{E\varepsilon_{d0}^2}{2} + h_c \frac{E\varepsilon_{d0}}{B(1-\zeta)} \quad (2-34)$$

Avec  $\zeta = E / \left( E + \frac{q}{df_t / d\sigma} \right)$ ;  $E$  est le module de Young;  $f_t = E^* \varepsilon_{d0}$  et  $h$  la taille

de l'élément fini est liée à la largeur de la bande localisée. Cela se traduit par une libération d'énergie indépendamment du maillage lors de la propagation de la fissure en mode I (Traction pure).

#### 2.3.4 Estimation des ouvertures des fissures OUVFISS (Matallah et al.2009)

Le mécanisme de dégradation mécanique des structures en béton est associé à un développement de micro et macro fissurations pouvant augmenter considérablement la perméabilité et constituent de ce fait, un risque majeur pour la sureté structurelle des ouvrages.

Dans ce rapport de thèse, une technique numérique proposée par Matallah et al [118] a été employée, afin d'évaluer les valeurs des ouvertures de fissures et le chemin de fissuration. La méthode de post traitement a été décrite via une approche continue basée sur des modèles endommagable et/ou plastiques. Cette dernière s'appuie sur le concept de régularisation énergétique avec l'approche « bande fissuration » proposée par Bazant et al [123]. La procédure est déjà implantée dans le code des éléments finis CAST3M sous le nom « OUVFISS ». L'idée fondamentale de cette pratique est de considérer que de la taille de l'élément fini doit être ajustée de manière à ce que l'énergie dissipée par les grands et les petits éléments par unité de longueur et de largeur de la bande de fissures soit identique. À partir d'un calcul par éléments finis basé sur un modèle endommagable couplé avec la plasticité, le tenseur des contraintes est exprimé en fonction des déformations totales

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} \quad (2-35)$$

L'incrément de déformations totale du béton  $\varepsilon_{ij}$  est composé en deux partie : une partie élastique  $\varepsilon_{ij}^e$  et une partie de fissuration représentée par le tenseur de déformation de l'ouverture unitaire de fissure (Unitary Crack Opening)  $\varepsilon_{ij}^{uco}$  [121].

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{uco} \quad (2-36)$$

La multiplication de l'équation par le tenseur d'élasticité initial, permet d'obtenir la relation suivante :

$$\sigma_{ij}^e = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} = C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^e + C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^{uco} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^{in} \quad (2-37)$$

Dès lors, le tenseur de déformations d'ouverture de fissure est gouverné par l'équation

$$\varepsilon_{ij}^{uco} = (C_{ijkl}^0)^{-1} \sigma_{ij}^{in} \quad (2-38)$$

À partir l'équation (2-39) le tenseur des contraintes inélastique peut être défini comme :

$$\sigma_{ij}^{in} = \sigma_{ij}^e - \sigma_{ij}^s \quad (2-39)$$

L'ouverture de fissure  $\delta_n$  pour une direction  $\vec{n}$  est exprimée par l'équation 2-41. A cet effet, le tenseur d'ouverture de fissure doit être multiplié par la taille de l'élément pour déterminer le saut de déplacement :

$$\delta_n = n_i \delta_{ij} n_j = n_i h_c \varepsilon_{ij}^{uco} n_j \quad (2-40)$$

La méthode proposée par Matallah et al [118] a été validée par plusieurs travaux de recherches dans le cadre d'analyse du comportement des matériaux quasi fragiles sous chargement complexe [11,115,116,124]. Ainsi, toute la force et l'originalité de cette technique réside dans l'estimation des ouvertures et le chemin de fissures dans le

cadre de l'analyse structurelle par les approches locales quelque soit l'échelle de modélisation.

### 2.3.5 Evolution des paramètres mécaniques en fonction degré d'hydratation.

Pour estimer de manière fiable le comportement du béton vis-à-vis de la fissuration thermique lors de ces premiers jours, il est très important de pouvoir déterminer d'une façon satisfaisante les évolutions des caractéristiques mécaniques lors du processus d'hydratation. Cela permet de prédire de manière satisfaisante les autocontraintes qui seront générées lors le durcissement du béton [95]. A ce propos, plusieurs relations empiriques [91,125,126] sont proposées dans littérature pour exprimer la dépendance des paramètres mécanique du béton au degré d'hydratation. De ce fait, les relations empiriques sont exprimées en fonction du degré d'hydratation et peuvent être récapitulées sous la forme générale suivante :

$$X(\xi) = X_{\infty} \left( \frac{\xi(t) - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0} \right)^a \quad (2-41)$$

$X_{\infty}$  est la valeur pour un temps théorique infini de la propriété mécanique considérée ( $X = f_t$ ,  $f_c$  et  $E$ ),  $\xi(t)$   $\xi_{\infty}$  sont respectivement le degré d'hydratation à l'instant  $t$  et le degré d'hydratation ultime.  $a$  et  $\xi_0$  représentent respectivement le paramètre de la loi (différent pour  $f_t$ ,  $f_c$  et  $E$ ) et le degré d'avancement de la réaction représentent le seuil de percolation mécanique (similaire pour  $f_t$ ,  $f_c$  et  $E$ ).

#### 2.3.5.1 Module d'Young

$$E(\xi) = E_{\infty} \bar{\xi}^{\beta} \quad (2-42)$$

Avec  $\bar{\xi} = \left\langle \frac{\xi - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0} \right\rangle_+$  dans lequel  $\xi_0$  est le seuil de percolation mécanique, il est

maintenu constante égale à 0.1.  $\xi_{\infty}$  est le degré d'hydratation final,  $E_{\infty}$  est le module

de Young final,  $\beta$  est constant et égale à 0.62.  $\langle \rangle_+$  est la partie positive de l'opérateur.

### 2.3.5.2 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est relativement stable pour le béton. Neville [127] recommande une valeur égale à 0.2 pour la plupart des mélanges de béton. Néanmoins, De Schutter et Taerwe [125] suggèrent une évolution de coefficient de poisson en fonction du le degré d'hydratation comme suit :

$$\nu = 0.18 \sin \frac{\pi \xi}{2} + 0.5 \exp(-10\xi) \quad (2-43)$$

### 2.3.5.3 Resistance à la Traction et seuil de déformation

$$f_t(\xi) = f_{t\infty} \bar{\xi}^\gamma \quad (2-44)$$

Avec  $f_{t\infty}$  est la résistance à la traction finale ;  $\gamma$  est pris égale à 0.46. Le seuil de déformation en traction est exprimé à partir de l'évolution  $f_t$  et  $E$ . Donc l'évolution du seuil de la déformation en traction est donnée par l'équation :

$$\varepsilon_{d0}(\xi) = \frac{f_t(\xi)}{E(\xi)} = \frac{f_{t\infty}}{E_\infty} \bar{\xi}^{\gamma-\beta} = \varepsilon_{d0\infty} \bar{\xi}^{\gamma-\beta} \quad (2-45)$$

### 2.3.5.4 Energie de fissuration

L'énergie de fissuration  $G_f$  est calculée à partir de la courbe contrainte-déplacement de l'ouverture de fissure sous traction pure (mode I). Nous utilisons les formulations de l'endommagement plastique, l'énergie de fissuration est donnée par l'expression suivante :

$$G_f = h \frac{f_t}{B(1-H)} \quad (2-46)$$

Avec

$$H = \frac{E}{E + \frac{q}{dF_t / d\bar{\sigma}}} \quad (2-47)$$

L'échelle de longueur qui est intégrée dans le modèle est la taille de l'élément  $h$ . Dans le cadre de la simulation numérique, le paramètre d'endommagement  $B$  est fonction de  $h$  et contrôle la pente de la courbe descendante. Le paramètre  $B$  est donné par :

$$B = h_c \frac{f_t}{G_f(1-H)} \quad (2-48)$$

En utilisant l'évolution de l'équation de  $f_t$  et  $G_f$ , nous proposons l'évolution de  $B$  comme suit

$$B(\xi) = B_\infty \bar{\xi}^{\gamma-\alpha} \quad (2-49)$$

Avec  $B_\infty = h \frac{f_{t\infty}}{G_{f\infty}(1-H)}$ , et  $\alpha = 0.8$ .

## 2.4 Mise en œuvre et validation du modèle

### 2.4.1 Validation du modèle CTM en 2D et 3D

Après avoir exposé le modèle chimico-thermo-mécanique qui décrit le comportement au jeune âge du béton (l'effet d'exothermie du ciment, le retrait endogène, couplage avec l'endommagement/plasticité etc.), l'objectif suivant est de valider le modèle en le confrontant à des données expérimentales obtenues lors d'essais ayant des conditions aux limites mécaniques et thermiques variables.

#### 2.4.1.1 Compagne expérimental (Sofi et al, 2014)

Dans cette section, une étude paramétrique examinant l'effet des températures initiale et ambiante sur le comportement thermique est présentée. Dans un premier temps, le modèle CTM est validé en comparant les prédictions de température avec les résultats expérimentaux et numériques tirés de la littérature. Les effets de la température initiale et de la variation quotidienne des températures ambiantes sur l'évolution des propriétés de résistance du béton aux premiers âges ont été étudiés par Sofi et al [128]. La fiabilité de notre modèle est évaluée en évaluant les champs de température dans des blocs massifs à l'échelle 2D (contrainte plane) et 3D. Par la suite, des tests paramétriques ont permis d'illustrer l'effet de la température initiale et ambiante sur le développement de la température globale dans le bloc de béton.

Dans [128], un bloc de béton a été confectionné et durci dans des conditions de laboratoire pour suivre le développement de la température développée dans le béton. Le bloc de béton a été durci dans des conditions de laboratoire avec une température constante  $20 \pm 3 \text{ C}^\circ$ , HR = 70%. De plus, la diffusion de la chaleur se produit à travers les milieux externes. Dans le travail élaboré par Sofi et al, le coffrage utilisé dans le teste confine thermiquement le volume de béton sur cinq côtés. La surface supérieure est exposée à l'air (température de laboratoire). L'évolution de la température du béton a été suivie dans le temps à l'aide de trois canaux à différentes profondeurs. Ces profils de température ont été utilisés pour la validation du modèle par éléments finis proposé dans cette thèse. Les résultats numériques et expérimentaux obtenus par Sofi et al [35] sont utilisés pour valider le modèle CTM proposé dans ce rapport de thèse. Les simulations sont réalisées en 2D contraintes planes en utilisant des quadrangles linéaires puis en 3D avec des éléments cubiques. Sur le plan numérique, le transfert de chaleur se produit par conduction au niveau du contact coffrage/béton. Ainsi, les échanges thermiques entre le béton et le milieu ambiant et coffrage-milieu ambiant sont modélisés par un chargement de type convection.

Les dimensions du bloc de béton et le maillage élément finis en 2D-3D sont représentés schématiquement sur la Figure 2.3. Les capteurs sont situés à différentes profondeurs du béton du bloc, afin de capter l'évolution de la température. Ainsi, les capteurs C1, C2 et C3 sont respectivement placés à 100 mm, 150 mm et 200 mm.

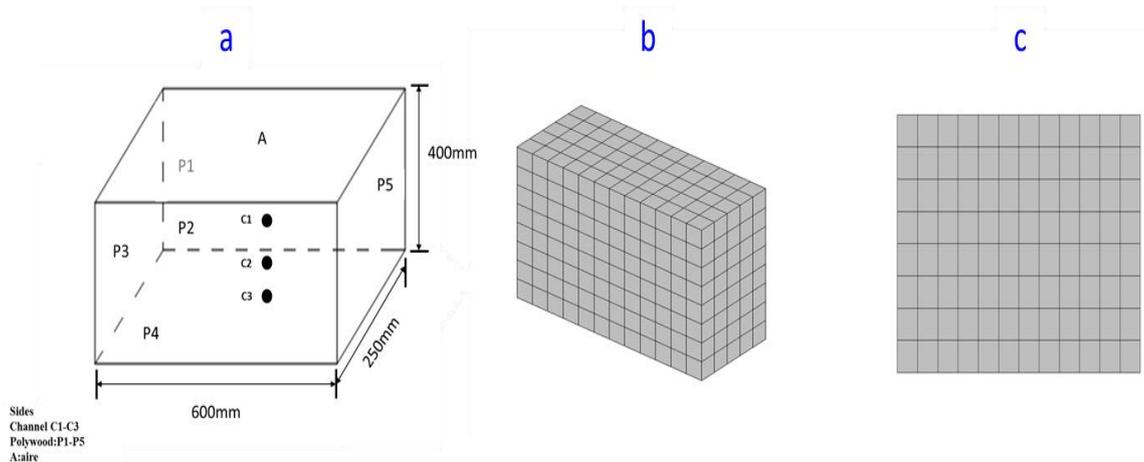


Figure 2. 3 : Application : (a) bloc massive ; (b) modélisation bloc massive 3D ; (c) modélisation bloc massive 2D.

L'évolution de la température ambiante enregistrée durant la campagne expérimentale est illustrée dans la Figure 2.4.

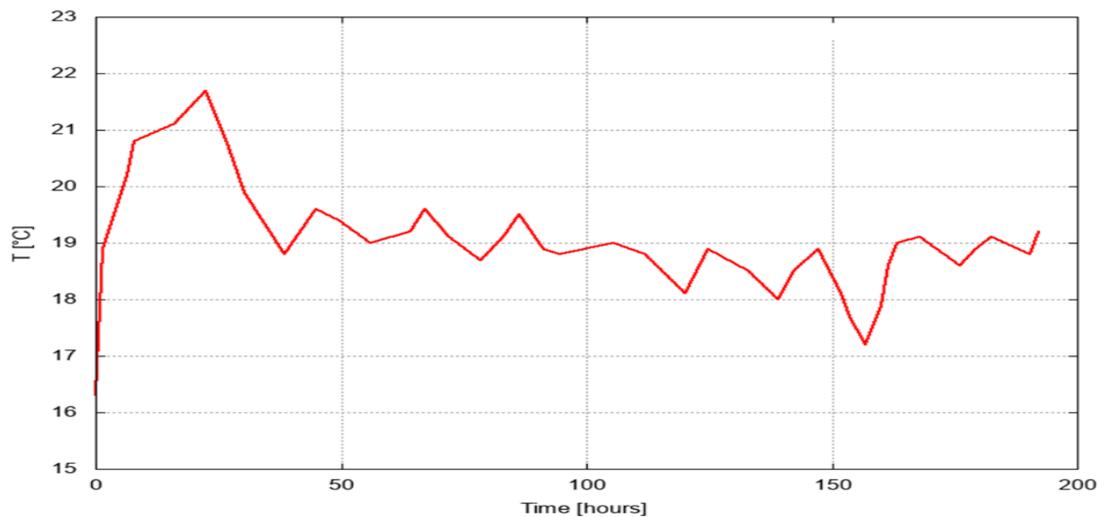


Figure 2. 4 : Evolution de la température ambiante.

La Figure 2.5 montre la comparaison entre les résultats numériques obtenus par le modèle CTM proposé et les résultats expérimentaux de [35] au niveau du capteur 3. Les résultats numériques rapportés dans [35] sont également utilisés pour comparaison. Une bonne concordance est obtenue avec des écarts qui ne dépassent jamais 2°C. La bonne correspondance des réponses numériques et valide le modèle proposé. Les évolutions des températures maximales dans les trois capteurs (C1-C3) sont tracées

dans la Figure 2.6. Le modèle proposé prédit des résultats similaires aux résultats expérimentaux rapportés dans [35].

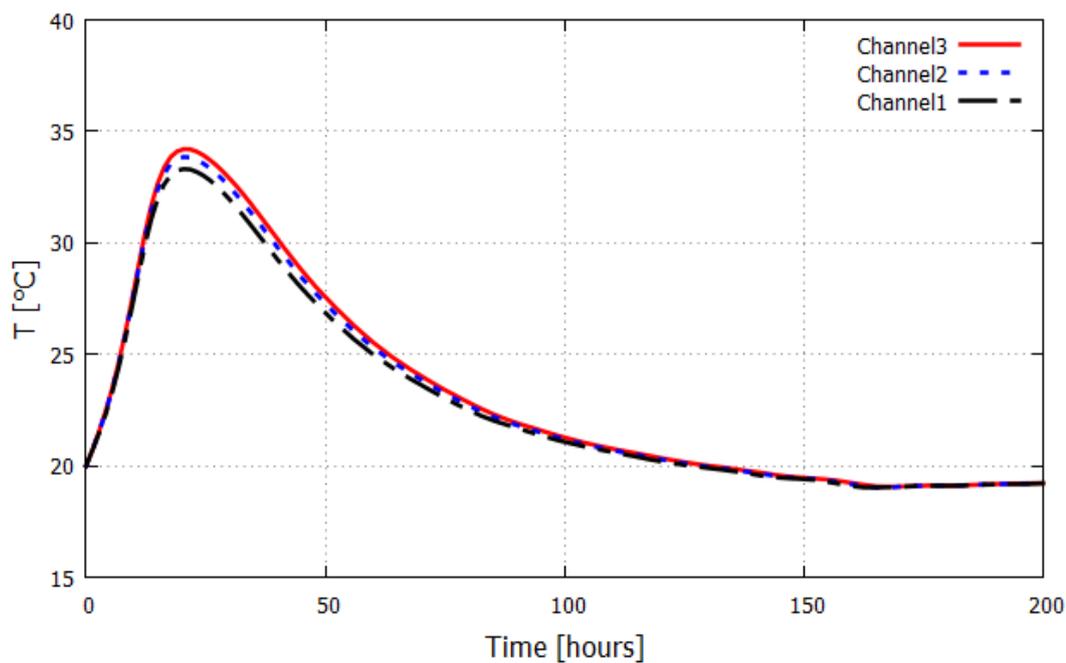


Figure 2. 5 : Evolution de la température du bloc massif : (a) effet de la température initiale ; (b) effet de la température ambiante.

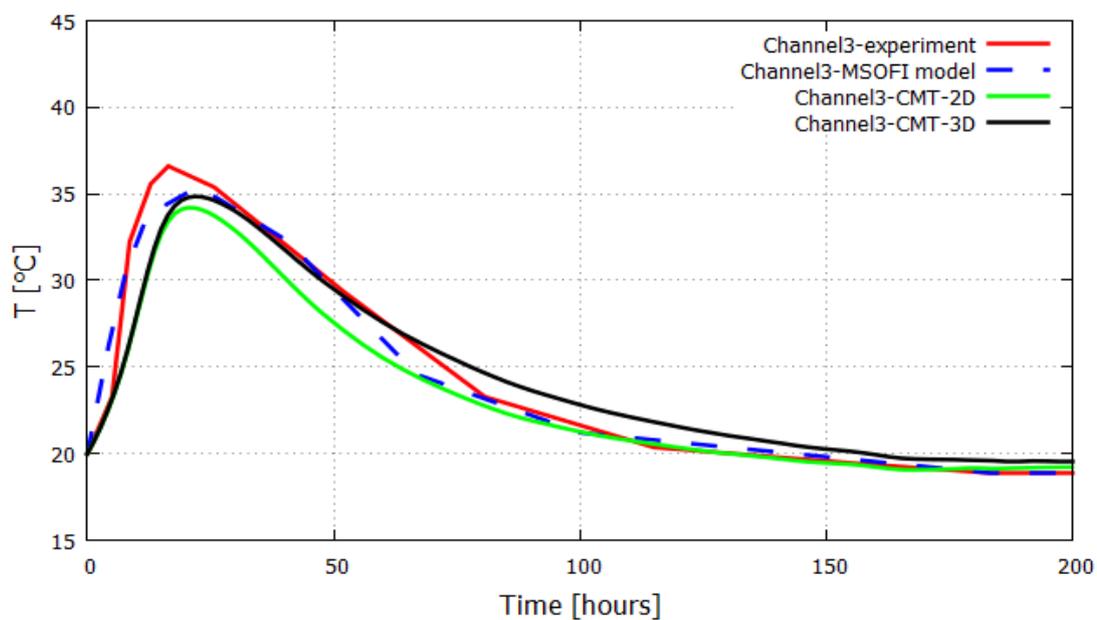


Figure 2. 6 : Développement de la température générée dans le bloc massif : Comparaison avec résultats numériques et expérimentaux.

### 2.4.1.2 Étude paramétrique : Influence de la température initiale du béton et ambiante sur l'évolution de la température dans les structures en béton.

Sur la base du modèle CTM qui vient d'être validé, une étude paramétrique est proposée pour étudier les effets de la température initiale et l'effet de la température ambiante. Dans un premier temps, afin d'étudier l'effet de la température initiale, cinq simulations sont effectuées correspondantes à cinq températures initiales 10°C, 15°C, 20°C, 23°C et 25°C avec une température ambiante constante, comme indiqués à la Figure 2.7(a). Suivant la même démarche numérique, l'influence de la température ambiante est étudiée pour cinq simulations correspondantes à cinq températures ambiantes 10°C, 22°C, 25°C et 35°C en considérant une température initiale fixe de 20°C (Figure 2. 7(b)). Le Tableau 2 - 2 recense les paramètres introduits dans le modèle CTM pour la simulation paramétrique.

Tableau2- 1:les paramètres du modèle CTM utilisés dans la simulation [128].

Paramètres du modèle CTM	Value
Coefficient de conductivité thermique du béton	2(W/m K)
Capacité calorifique volumique du béton	4600(KJ/m <sup>3</sup> K)
Coefficient d'échange par convection Air-Béton	7.5(Wm <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )
Coefficient d'échange par convection Coffrage-Béton	6(Wm <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )
Coefficient Arrhenius Ea/R	4000 (°K)
Chaleur latente d'hydratation	137000(KJ/m <sup>3</sup> )
a	16.62
b	50.81
c	192.21
d	-1173.77
e	602.27
f	1624.42
g	-1367.28

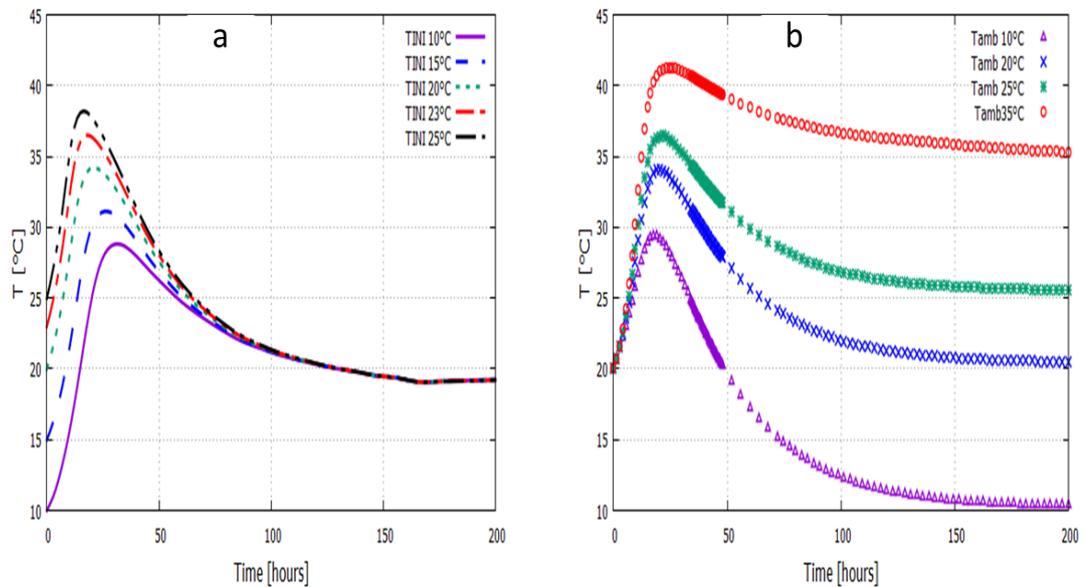


Figure 2. 7: Evolution de la température du bloc massif : (a) effet de la température initiale ; (b) effet de la température ambiante.

La Figure 2.7 représente les résultats numériques concernant l'effet de la température initiale et l'impact de la variation des températures ambiantes. Fondamentalement, la distribution de la température dans le noyau du béton en tenant compte de la chaleur libérée par la cinétique du processus d'hydratation comprend trois phases principales :

- **Phase 1 avec  $t=[0\sim 24h]$**  : après une légère augmentation de la température pendant les premières heures, l'augmentation rapide du degré d'hydratation (période d'accélération de l'hydratation) a fourni la chaleur d'hydratation libérée qui est supérieure à la perte de chaleur due à la convection vers l'environnement.
- **Phase 2 avec  $t=[24\sim 100h]$**  : elle correspond à la période de décélération de l'hydratation, parallèlement à la baisse de la température (la chaleur d'hydratation libérée est inférieure à la perte de chaleur par convection).
- **Phase 3 avec  $t > 100h$**  : cette phase représente l'état de stabilisation de la température reproduit dans le corps de béton avec la température du milieu ambiante.

Les températures maximales capturées par la simulation numérique en considérant l'effet de la température initiale sont comprises entre 28-38°C (voir Figure 2.7(a)). La Figure 2.7(b) illustre l'effet des températures ambiantes. Le processus suit les trois étapes de base expliquées ci-dessus. On peut observer qu'une température ambiante plus basse peut empêcher la libération de chaleur par hydratation (le cas où la température du béton est inférieure à celle du milieu ambiante).

## **2.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, les bases mathématiques d'un modèle chimico-thermo-mécanique ont été présentées. Dans un premier temps, des modèles numériques issus de la littérature ont été discutées. Notons que les modèles chimico-thermo-mécanique se basent sur l'introduction d'une loi d'Arrhenius prenant en compte les paramètres chimiques et thermiques du béton, notamment l'énergie d'activation, l'affinité chimique et la température. De nombreuses formules analytiques de l'affinité chimique ont été proposées afin de faciliter l'implantation dans les codes de calculs.

Dans un second temps, le modèle d'endommagable de Fichant ainsi qu'une méthode pratique pour l'estimation des ouvertures des fissures à partir d'un calcul par éléments finis basés sur la mécanique d'endommagement couplé à la plasticité ont été présentées. Puis, un modèle CTM a été proposé. Ce modèle permet de décrire le comportement du béton au jeune âge avec la prise en compte de divers phénomènes du béton au jeune âge (effet d'exothermie du ciment, fluage, le retrait d'endogène, fissuration, etc.). Le modèle numérique prédit l'état initial du béton (contraintes, déformation, variables internes etc.). Des tests élémentaires ont été proposés pour explorer la capacité du modèle à reproduire le comportement thermomécanique du béton aux premiers âges. La capacité prédictive du modèle a été démontrée. Au chapitre suivant, une batterie de tests est réalisée sur un Volume Elémentaire Représentatif à l'échelle mésoscopique afin d'étudier l'influence de l'état initial du béton sur le comportement mécanique du béton sous diverses sollicitations. L'influence des méthodes de refroidissement du béton est également étudiée.

**CHAPITRE 3 : Apport de la modélisation  
mésoscopique dans l'étude des systèmes du contrôle  
de la température dans les structures massives et  
leurs conséquences sur le comportement  
mécanique.**

### **3.1 Introduction**

Dans ce chapitre, des simulations numériques à l'échelle mésoscopique sont effectuées pour évaluer les contraintes internes et l'état d'endommagement induit par le processus d'hydratation. L'influence des méthodes de contrôle des contraintes thermique sur la réponse du béton à l'échelle du matériau sous chargement mécanique en tenant compte de l'état initial a été analysée. Les simulations numériques sont réalisées à l'échelle mésoscopique. A cette échelle, deux phases sont considérées (pâte de ciment et granulats). La pâte de ciment avec les petits granulats (sable) forme la matrice cimentaire. La zone de transition interne (ITZ) n'est pas prise en compte explicitement dans cette investigation. Pour étudier l'influence des méthodes de contrôle thermique sur la réponse du béton deux modélisations ont été choisies : une modélisation de pré-refroidissement (refroidissement des granulats) et post-refroidissement (utilisation des conduits de refroidissement). Le modèle CTM proposé dans le chapitre précédent est utilisé pour prédire le comportement du béton au jeune âge. Les paramètres intrinsèques du béton sont évolutifs en fonction du degré d'hydratation. Le modèle d'endommagement isotope développé par Fichant et al a été utilisé pour décrire le phénomène de dégradation du béton sous chargement mécanique divers (traction, cyclique ...). Le processus de fissuration est évalué à l'aide de la méthode de post-traitement (OUVFISS Procédure) mise en place par (Matallah et al., 2009). Il convient de noter que, dans ce chapitre, les investigations sont réalisées à une échelle élémentaire. Les structurelles avec prise en compte de l'environnement (effet de coffrage, effet de température ambiante, effet des structures adjacentes) seront étudiés plus tard.

### **3.2 Modélisation du comportement du béton au jeune âge à échelle mésoscopique**

#### **3.2.1 Description de l'approche mésoscopique & génération de la mésostructure :**

Cette étude sera effectuée à un niveau mésoscopique, c'est-à-dire le béton est considéré comme un matériau biphasique avec deux phases matériaux (granulats et mortier)

généérées par un tirage aléatoire. L'échelle mésoscopique permet une représentation explicite des constituants du béton. Un maillage discret est adopté où les particules de granulats sont projetées sur une grille fixe dont chaque élément représente soit le granulat ou bien le mortier. Les tirages aléatoires se font en respectant la courbe granulométrique du béton étudié (Fraction volumique globale, diamètre). La taille minimale des granulats est de 5mm. Les classes inférieures de granulats sont incorporées progressivement dans la pâte de ciment afin de générer le mortier. Pour la génération de la mésostructure, une procédure numérique développée par Matallah et *al* [116] a été implémentée dans le code de calcul Cast3m et appelée (@meso). La procédure numérique permet aussi d'idéaliser les granulats sous forme de disque (3D sphérique). Les deux phases du béton numérique (mortier et les granulats) sont décrites avec leurs propres caractéristiques mécaniques. Notant que dans la phase de jeune âge, seul la matrice du mortier est hydratée. La formulation proposée du modèle CTM exposée dans le deuxième chapitre a été employée pour décrire le comportement au jeune âge du béton. Le modèle proposé dans [111] est utilisé pour décrire le comportement des deux phases. Notons que dans notre investigation, la zone de transition de l'interface n'est pas considérée. En raison des contrastes de paramètres mécaniques (paramètres élastiques et de fracture), des concentrations de contraintes se produisent à l'interface agrégat-matrice et conduisent à la création de dommages. L'impact de la *ITZ* a été largement discuté par Grondin et Matallah dans [129].

### 3.2.2 Description du VER étudié & conditions aux limites :

Le choix des échelles est fondamentalement lié à la définition du volume du matériau choisi pour le calcul. Il est généralement appelé Volume élémentaire Représentative (VER). Il doit être suffisamment grand pour pouvoir représenter, d'une part, le matériau et ses propriétés et d'autre part, doit être suffisamment petit pour que la grandeur définie conserve un caractère local et représente bien les spécificités de sa micro-structuration. Selon une étude Mounajed et *al* [130] la dimension de VER à l'échelle mésoscopique doit être supérieur à 5 fois la taille du diamètre maximum. Dans notre cas, un VER de 200\*200mm<sup>2</sup> est réalisé. Les éléments choisis sont dotés d'une interpolation quadratique (QUA4) d'une taille de 0.4mm, afin de modéliser les agrégats et le mortier. La Figure 3. 1 montre la modélisation géométrique de VER par l'approche mésoscopique.

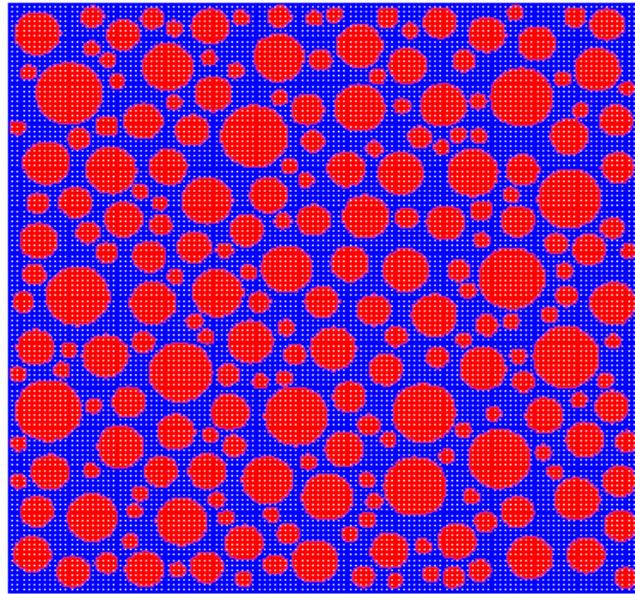


Figure 3. 1: Maillage mésoscopique du VER avec idéalisation des granulats.

Dans cette contribution, huit classes granulaires sont présentes de 5 à 21mm de diamètre (Tableau 1) [122].

Tableau3- 1: Fraction volumique des différentes classes des granulats utilisée dans les simulations.

<b>Classe granulaire (mm)</b>	<b>Fraction volumique (%)</b>
<b>21</b>	4
<b>20</b>	6
<b>16</b>	6
<b>14.5</b>	8
<b>12</b>	8
<b>10.5</b>	6
<b>7</b>	4
<b>5</b>	4

Le système de refroidissement à base de « Serpentin » a été modélisé par des éléments finis (SEG2) avec un nombre des éléments égale à 536. Une présentation schématique de la modélisation du système de refroidissement à échelle mésoscopique est représentée dans la Figure 3.2.

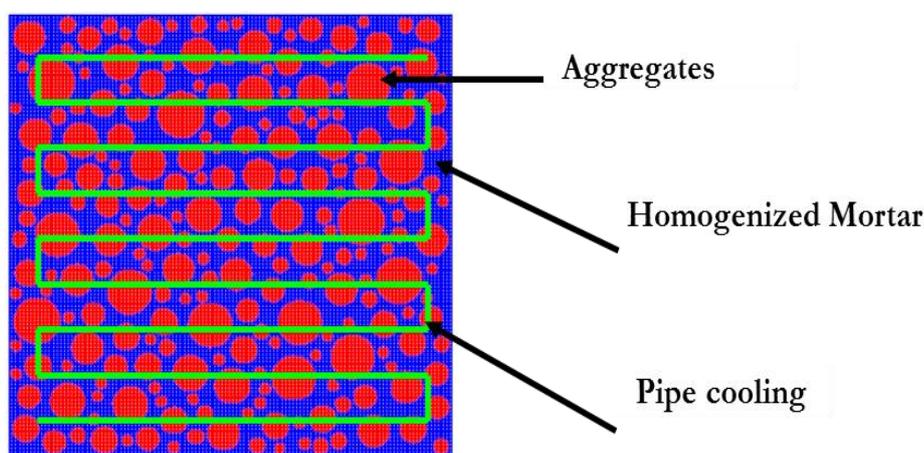


Figure 3. 2 : Représentation schématique de la modélisation du système de refroidissement à échelle mésoscopique.

Le comportement du VER est d'abord simulé sous l'effet d'hydratation afin de prédire l'état initial après hydratation. Après la modélisation de l'hydratation et la prédiction de l'état initial, le VER est soumis à des sollicitations uni axiales (Traction) et cyclique (Traction-Compression), en considérant une configuration de contrainte plane. Il est important de noter, que la prédiction de l'état initial du béton se fait pour deux configurations : (i) sans tenir compte des effets de refroidissement ; (ii) avec la prise en compte des effets de refroidissement. Durant les simulations mécanique (Traction et Cyclique), la modélisation du chargement est pilotée par un incrément du déplacement (déplacement imposé). Sur la Figure 3.3 ont schématisé les conditions aux limites pour les trois configurations : (i) processus d'hydratation ; (ii) monotone (Traction) avec la prise en compte l'état initial ; (iii) cyclique (Traction-Compression).

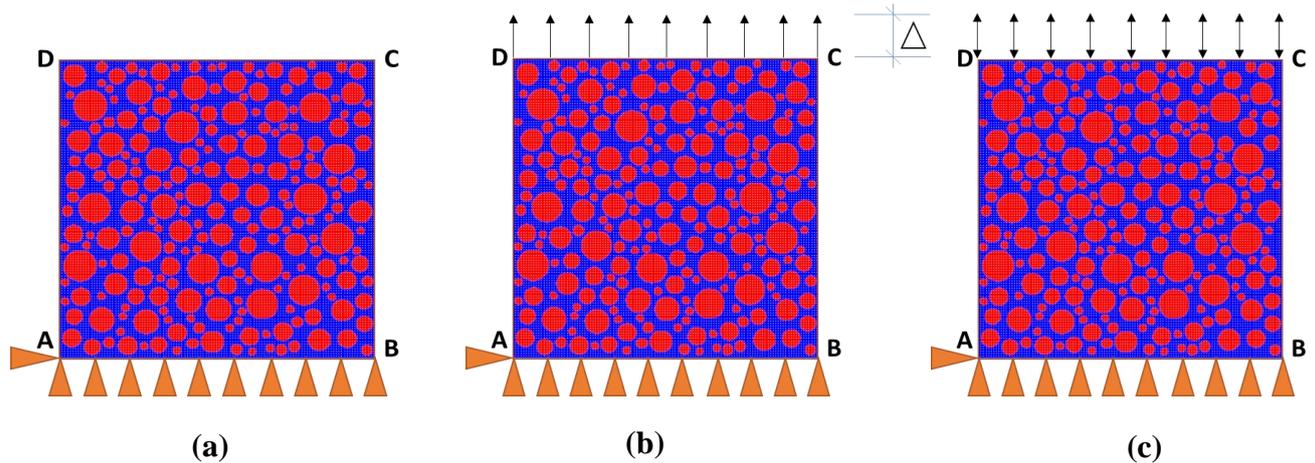


Figure 3. 3 : Maillage mésoscopique & conditions aux limites de VER selon les trois configurations : processus d'hydratation ; (b) traction avec prise en compte du phénomène d'hydratation ;(c) cyclique avec prise en compte du phénomène d'hydratation

### 3.2.3 Paramètres du béton numérique

Comme évoqué précédemment, les paramètres d'entrée du modèle pour la simulation du comportement du béton à l'âge précoce évoluent en fonction du degré d'hydratation. L'ensemble des paramètres utilisés pour le béton (Granulats & Mortier) est résumé dans le Tableau 3-2.

Tableau3- 2: Paramètres élastiques et de rupture utilisés pour le modèle endommagement.

Propriétés	$E_{\infty}(GPa)$	$\nu_{\infty}$	$F_{t\infty}(MPa)$	$G_{f\infty}(N/m)$
Mortier	15	0.2	3	20
Agrégats	60	0.2	6	60

Les paramètres d'entrée utilisés pour la modélisation du système de refroidissement « Serpentin » sont répertoriés dans le Tableau 3-3. Ces paramètres sont adoptés à partir des travaux de Nguyen et al [131].

Tableau3- 3: Valeurs des paramètres introduit dans la simulation des systèmes de refroidissements.

Caractéristiques des systèmes de refroidissement	Valeurs
--	---------

Coefficient d'échange par convection	282
Vitesse de fluide, m/s	0.5
Température de fluide circulé dans la tuyauterie, K	293
La densité de fluide Kg / m <sup>3</sup>	1000
Capacité calorifique volumique, kJ/ (Kg °C)	1.12
Coefficient de conductivité thermique, W/(m°C)	0.64
Rayon de serpentine	0.003
La durée de refroidissement (heures)	172hrs
Température ambiante °K	293

En ce qui concerne la modélisation de la méthode pré-refroidissement (refroidissement des granulats), le Tableau 3-4 indique les températures initiales introduites dans la simulation pour les granulats et le mortier.

Tableau3- 4: Températures initiales utilisé dans la simulation de refroidissement des granulats.

Type	$T_{ini}$ (K)
Granulats	283
Mortier	293

L'ensemble des paramètres chimiques et physiques utilisé dans le modèle CTM sont listés dans le Tableau 3-5.

Tableau3- 5: Valeurs des paramètres utilisés dans le modèle chimico-thermo-mécanique (CTM) et identifiés à partir les travaux du Briffaut et al [85].

Paramètre	Valeurs	Unités
Masse volumique du béton	2500	kg/m <sup>3</sup>

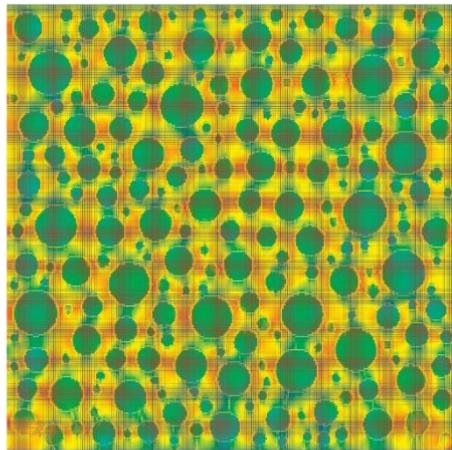
Capacité calorifique volumique du béton	2400	$\text{kJ} / (\text{m}^3 \text{ } ^\circ\text{C})$
Coefficient thermique du béton	2.6	$\text{W} / (\text{m} \cdot \text{ } ^\circ\text{K})$
Energie d'activation	45729.75	$\text{J} / \text{mol}$
Constante de gaz parfait	8.3145	$\text{J} / (\text{K} \cdot \text{mol})$
Coefficient d'échange	12.5	$\text{W} / (\text{K} \cdot \text{m}^2)$
Chaleur latente d'hydratation	117840	$\text{kJ} \cdot \text{m}^3$
Affinité chimique	1.2	$\text{s}^{-1}$
Coefficient dilatation thermique du béton	7.5	$\mu\text{m} / (\text{m} \cdot \text{ } ^\circ\text{C})$
Retrait endogène finale	40	$\mu\text{m} / \text{m}$
A	64.417	
B	18042	
C	-94620	
D	215819	
E	-280339	
F	208172	
G	-67901	
Température ambiante	293	$\text{K}$

### 3.3 Effet du jeune âge sur le comportement mécanique du béton :

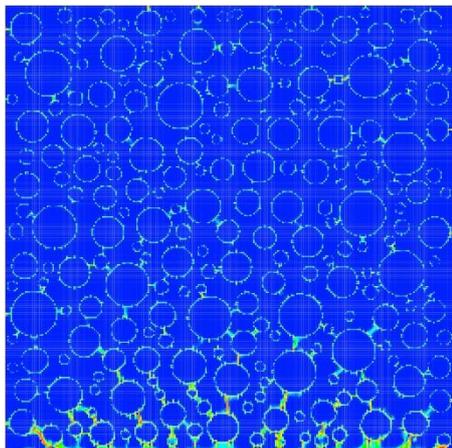
La Figure 3.4 représente le champ de contrainte, le champ d'endommagement, les ouvertures des fissures avec la prise en compte des effets d'hydratation. Il est évident que la réponse du béton au jeune âge sans tenir compte de l'hydratation ne présente pas de contraintes, de dommages ou d'ouvertures de fissures. Dans la situation où l'effet d'hydratation est pris en compte, on a constaté de très fortes localisations des

contraintes au niveau des interfaces pâte/granulats due à la décohésion de l'interface. En effet, ces concentrations des déformations au niveau du contact se traduisent par des microfissures et se propagent vers la matrice cimentaire. Ces microfissures conduisent à la formation des macro-fissures lors des sollicitations mécaniques complexes (flexion-cisaillement-cyclique).

Avec prise en compte des effets du  
jeune âge

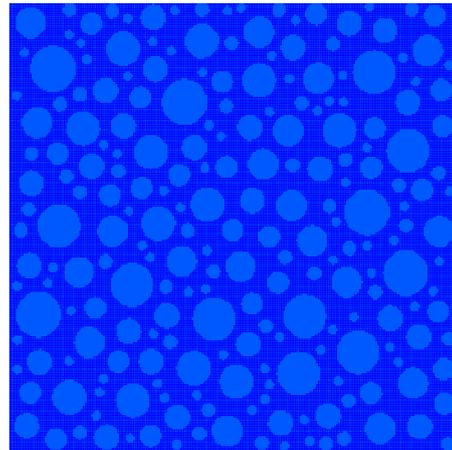


Contraintes  $\sigma_{yy}$

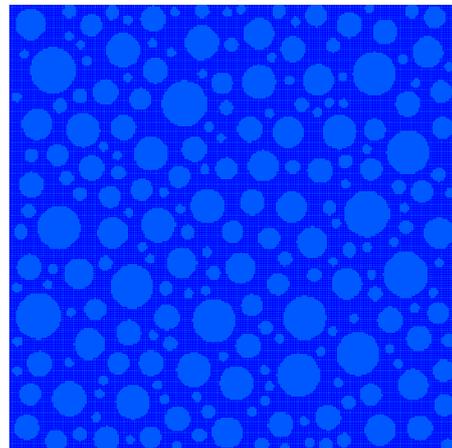


Endommagement

Sans prise en compte des effets du jeune  
âge



Contraintes = 0



Endommagement = 0

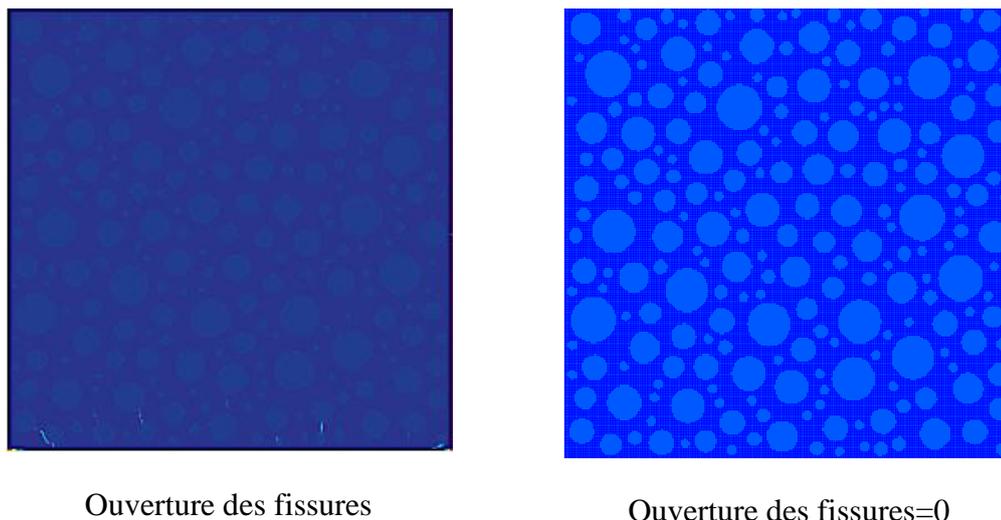


Figure 3. 4 : Profil de l'état initial (contraintes-endommagements-ouverture des fissures) pour les deux configurations : sans / avec prise en compte des effets de jeune âge.

### 3.3.1 Réponse locale du VER sous chargement de Traction :

Des simulations numériques ont été réalisées sur un volume élémentaire représentative sollicité en traction uni axial avec/sans prise en compte des effets du jeune âge (EA/WEA), sont présentées afin d'étudier l'effet de l'état initial sur le comportement mécanique (Figure 3.3).

Les courbes numériques Contraintes-Déplacements obtenues via des simulation mésoscopique pour les deux cas (sans/avec état initial) sont présentées dans la Figure 3.5. Dans le cas où l'état initial du béton est pris en compte, le comportement global du béton montre un comportement prématuré non-linéaire à cause de l'existence des contraintes initiales (la phase élastique est quasi-linéaire). En ce qui concerne le pic de chargement, les deux simulations montrent des résultats relativement similaires. Globalement, les simulations numériques attestant la bonne représentation de la réponse globale du béton pour les deux configurations. Ainsi, les résultats numériques démontrent la capacité du modèle d'endommagement avec l'approche mésoscopique à reproduire le comportement mécanique du béton réel. En effet, le comportement local montre une notable différence. La Figure 3.6 montre le profil du champ d'endommagement et les ouvertures des fissures à la fin de la simulation numérique pour les deux cas. En ce qui concerne les ouvertures des fissures, la méthode pratique basée sur la régularisation énergétique (passage endommagement-fissuration)

développée par Matallah et al [118] a été utilisée pour prédire la répartition du champ d'ouverture des fissures et ces valeurs. Une localisation importante de l'endommagement est observée dans le cas où l'état initial est pris en compte. En termes de valeur d'ouverture des fissures, la prise en compte de l'état initial du béton montre des valeurs plus significatives. Les fissures se propagent dans la matrice perpendiculairement aux directions de chargement.

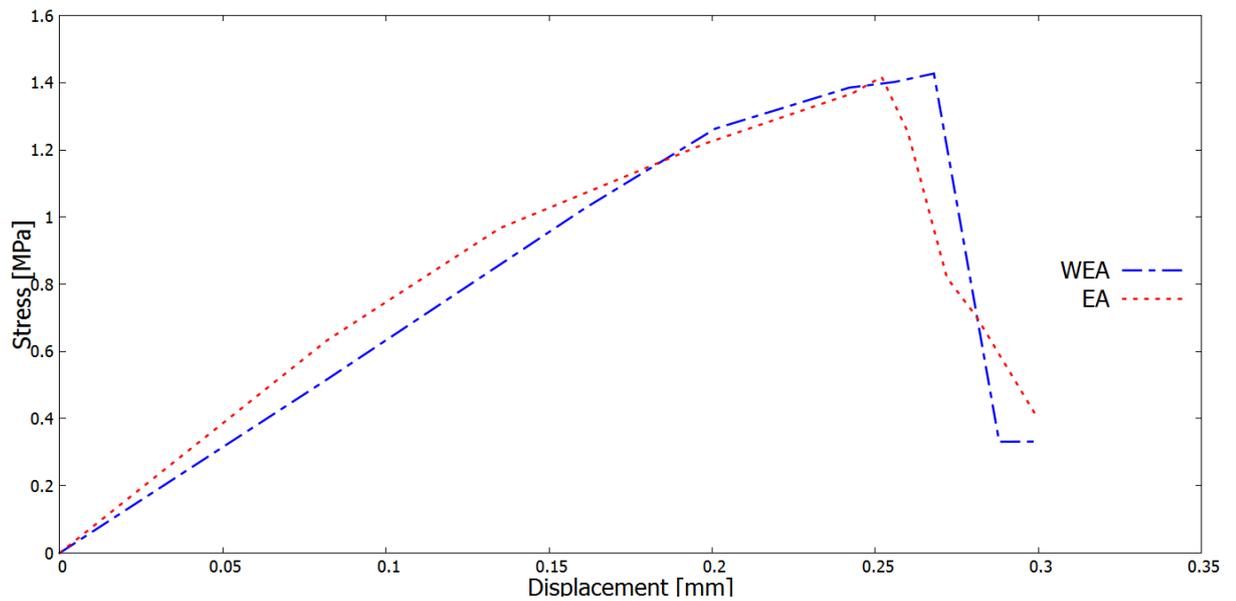


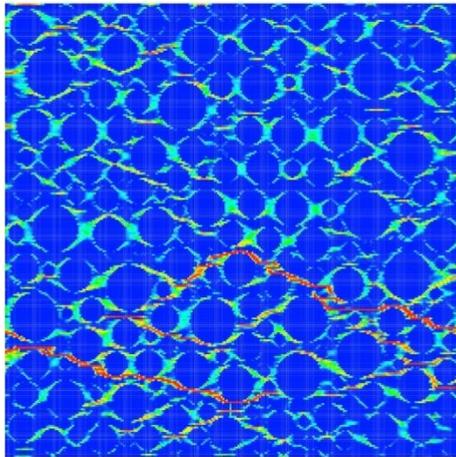
Figure 3. 5 : Réponses Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation de traction : WEA vs EA.

En tenant compte des effets du jeune

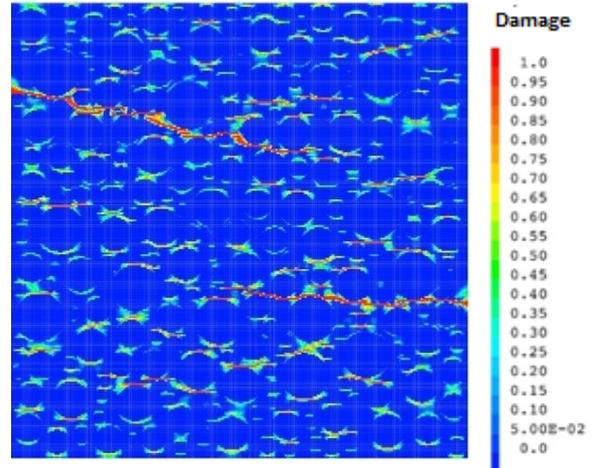
Sans tenir compte des effets du jeune

âge

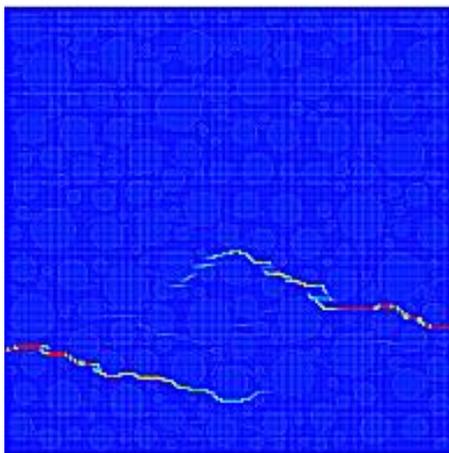
âge



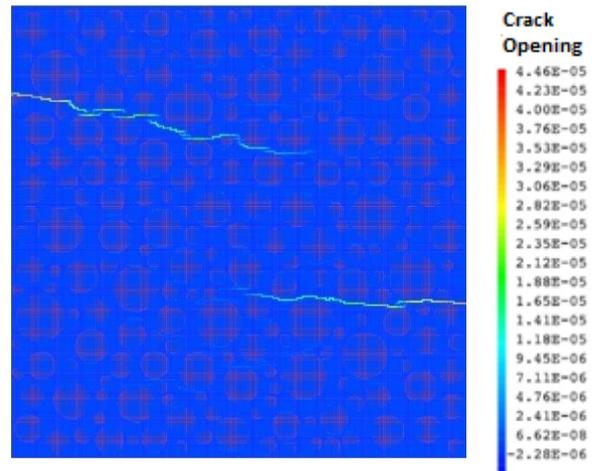
L'endommagement



L'endommagement



L'ouverture des fissures



L'ouverture des fissures

Figure 3. 6: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques pour les deux configurations : sans / avec tenir compte des effets du jeune âge (WEA/EA).

### 3.3.2 Réponse locale du VER sous chargement Cyclique :

Durant la durée de service des structures en béton, il peut y avoir des situations où les structures peuvent subir des charges supplémentaires ou des sollicitations complexes (sollicitations dynamiques etc). Sous chargement sismique, les effets unilatéraux (cycle Traction-Compression) sont observés. La gestion des effets unilatéraux associés à des phénomènes d'ouverture et de refermeture de fissures est complexe. Lors d'un chargement de traction, les microfissures s'ouvrent puis se

referment lors du passage Traction-compression. Ce phénomène est le constat d'une restauration de la rigidité lors d'un passage d'une sollicitation en traction (béton endommagé) à une sollicitation en compression. Pour en tenir compte, le modèle proposé dans le chapitre 2 est adopté.

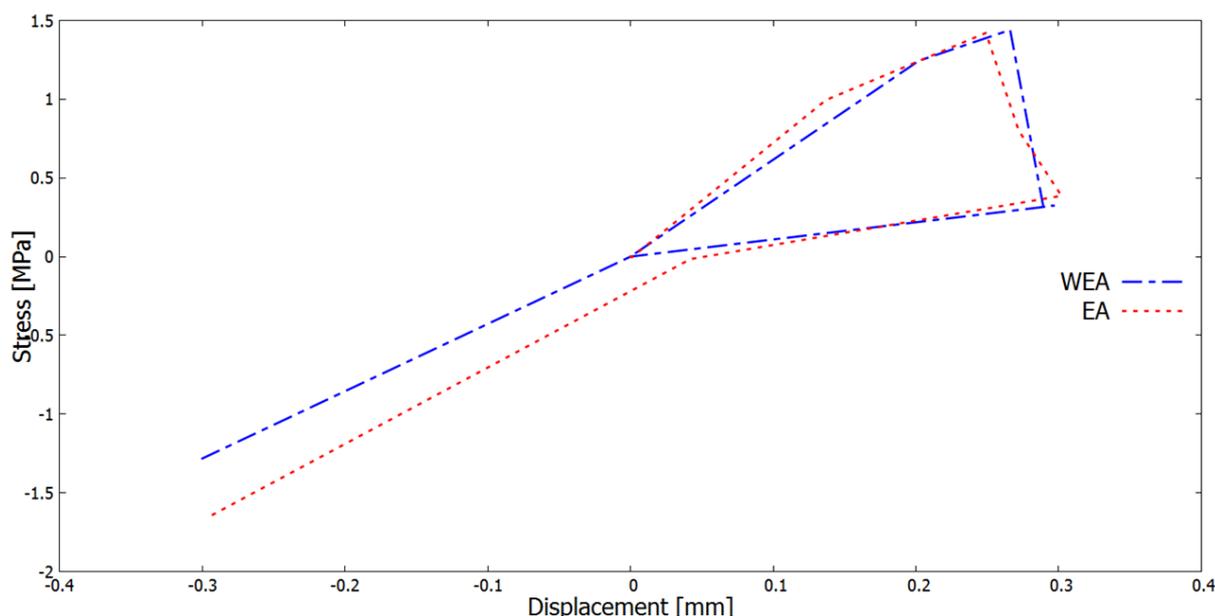


Figure 3. 7 : Réponses Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation cyclique : WEA vs EA.

Comme nous l'avons évoqué précédemment, le comportement du béton au jeune âge présente un comportement quasi-non-linéaire dû à l'existence d'un état de contrainte initial. En ce qui concerne le comportement cyclique, étant donné que le processus de refermeture est dirigé par le signe du tenseur de contrainte, la contrainte de refermeture de la fissure est équivalente à zéros  $\sigma=0$  qui correspond à une déformation qui tend vers zéros  $\varepsilon=0$ . Néanmoins, la Figure3.7 montre que l'état initial (contrainte) dû aux effets du couplage thermo-chimico-mécanique joue un rôle considérable sur le comportement global du béton. Après la phase de restauration de la raideur suite à la refermeture  $\sigma=0$ , des déplacements résiduels sont observés. La raison invoquée est que le comportement au jeune âge calculé est considéré comme un état initial (contraintes, variables internes, déplacements). Cet état de contrainte est à l'origine d'une partie des déformations inélastiques. En toute rigueur, pour un béton au jeune âge, le déchargement complet  $\sigma=0$  ne correspond pas à des déformations (déplacements) nulles. Même si le modèle ne prend pas en compte les déformations plastiques, des déplacements permanents (correspondant à des dommages, des

déformations inélastiques, des fissures) sont observés. Ces déformations irréversibles sont causées par l'état initial dû à l'hydratation.

En tenant compte des effets du jeune âge

Sans tenir compte des effets du jeune âge

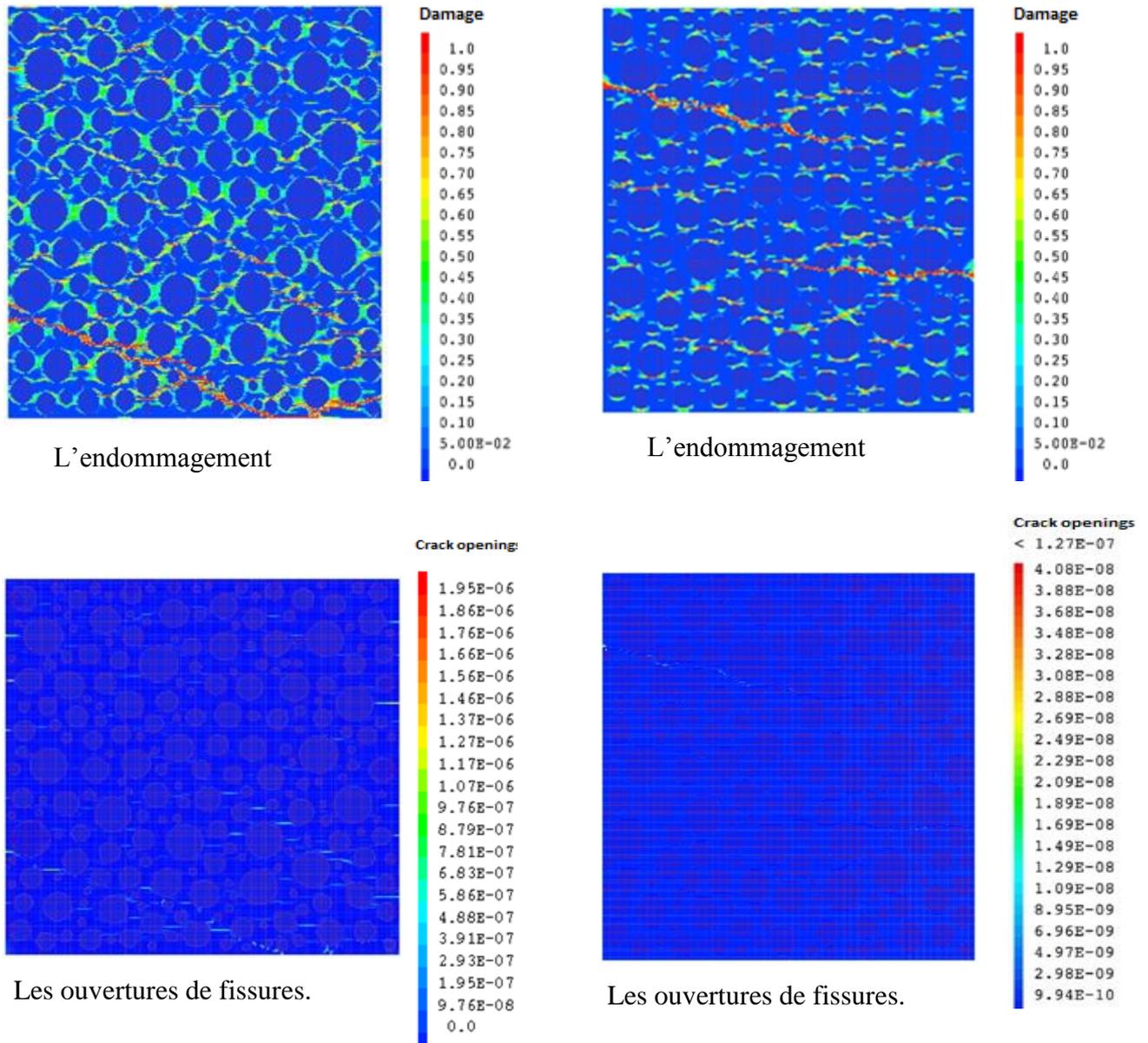


Figure 3. 8 : Champs d'endommagement et les ouvertures des fissures à la fin des simulations numériques sur les deux configurations : sans / avec tenir les effets du jeune âge (WEA/EA).

En analysant le comportement local, la Figure 3.8 permet de comparer les réponses des deux cas en termes du champ d'endommagements, de chemin de fissuration après la fin de cycle de chargement. Une localisation de l'endommagement très important est constatée au niveau de l'interface mortier-agrégats avec une propagation de l'endommagement vers le mortier. Suite à un déchargement complet, les valeurs maximums d'ouverture des fissures capturées pour le béton en tenant compte des effets de l'état initial sont autour de (1.95 $\mu\text{m}$ ). Dans le cas non couplé (sans effet du jeune âge), les fissures sont fermées avec une valeur maximale d'ouverture des fissures égale à 0.04 $\mu\text{m}$ .

### **3.4 Les effets des techniques de refroidissement sur le comportement du béton à l'âge précoce :**

Lors de la construction des structures massives, diverses méthodes et techniques sont utilisées afin de réduire le gradient thermique et les autocontraintes de traction induite par les effets de jeune âge. Parmi les techniques répandues adoptées : la méthode de refroidissement des granulats et la technique d'intégration des systèmes de refroidissement. Au cours des deux dernières décennies, des programmes expérimentaux et des modèles numériques pertinents ont été développés pour prédire le comportement du béton au jeune âge et l'effet des méthodes de refroidissement sur le comportement mécanique. Sur le plan numérique, plusieurs investigations numériques à l'échelle macroscopique ont été réalisées pour modéliser les effets de l'état de jeune âge sur le comportement mécanique du béton, l'effet des granulats et des systèmes de refroidissement par « serpentins » sur le comportement du béton au jeune âge. Mais, à l'échelle mésoscopique, ces études sont inexistantes.

Dans cette section, des essais numériques sont réalisés pour analyser l'impact des systèmes de refroidissement sur le comportement mécanique du béton de masse durant la phase de construction et sous sollicitations de Traction et Cyclique (Traction-Compression). Les paramètres d'entrées pour la modélisation des systèmes de refroidissement par l'intégration des serpentins et le refroidissement des granulats sont donnés dans les Tableaux 3-3 et 3-4

La Figure 3.9 donne respectivement les champs locaux (Contraintes, Endommagement, Fissuration) obtenus pour les deux simulations : refroidissement par les serpentins et refroidissements des agrégats.

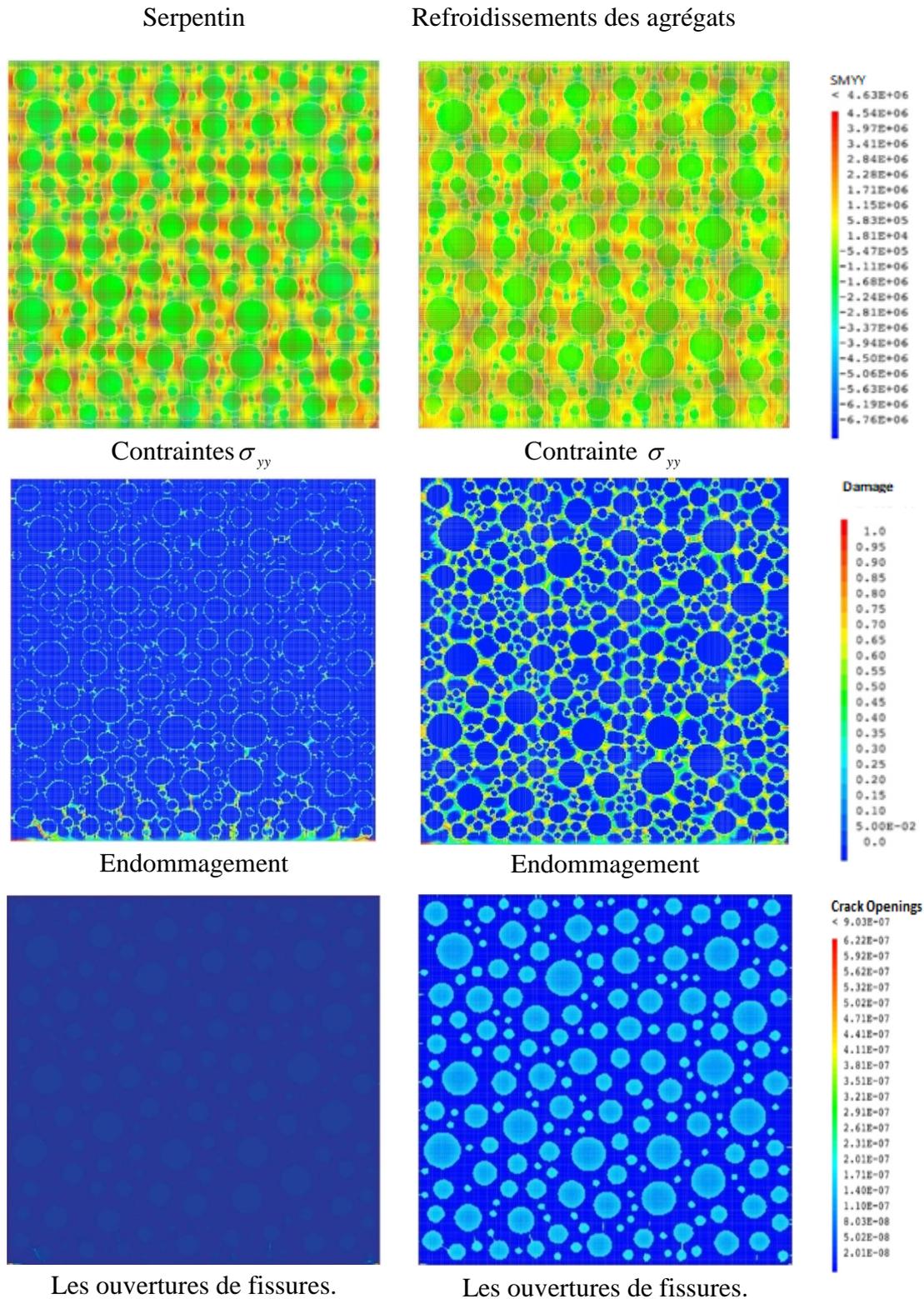


Figure 3. 9: Etat initial (contraintes, localisation d'endommagement, fissuration) après l'hydratation en tenant en compte les effets des méthodes de refroidissements.

### 3.5 Les conséquences de l'état initial du béton en tenant compte des effets des méthodes de refroidissement sur le comportement mécanique du béton :

#### 3.5.1 Réponse locale du VER sous chargement de Traction :

L'impact des systèmes de contrôle de la température d'hydratation sur le comportement mécanique du béton est étudié sous des charges de traction. Les réponses contraintes-déplacements obtenues à partir des simulations numériques des méthodes de refroidissements sont présentées dans la Figure 3-10. Des résultats très similaires sont obtenus concernant la phase élastique et la contrainte maximale. Une légère différence de contrainte après la phase Pos-Pic a été constatée. En revanche, la modélisation numérique des deux méthodes présente un comportement fragile. Le comportement du béton refroidi par des tuyaux est plus fragile. Ce résultat est en accord avec les modèles de dommages obtenus au jeune âge. Un comportement de dommage étalé est obtenu avec le refroidissement des agrégats. Comme il a été souligné précédemment, l'état initial dû à l'âge précoce conduit à un comportement non linéaire prématuré.

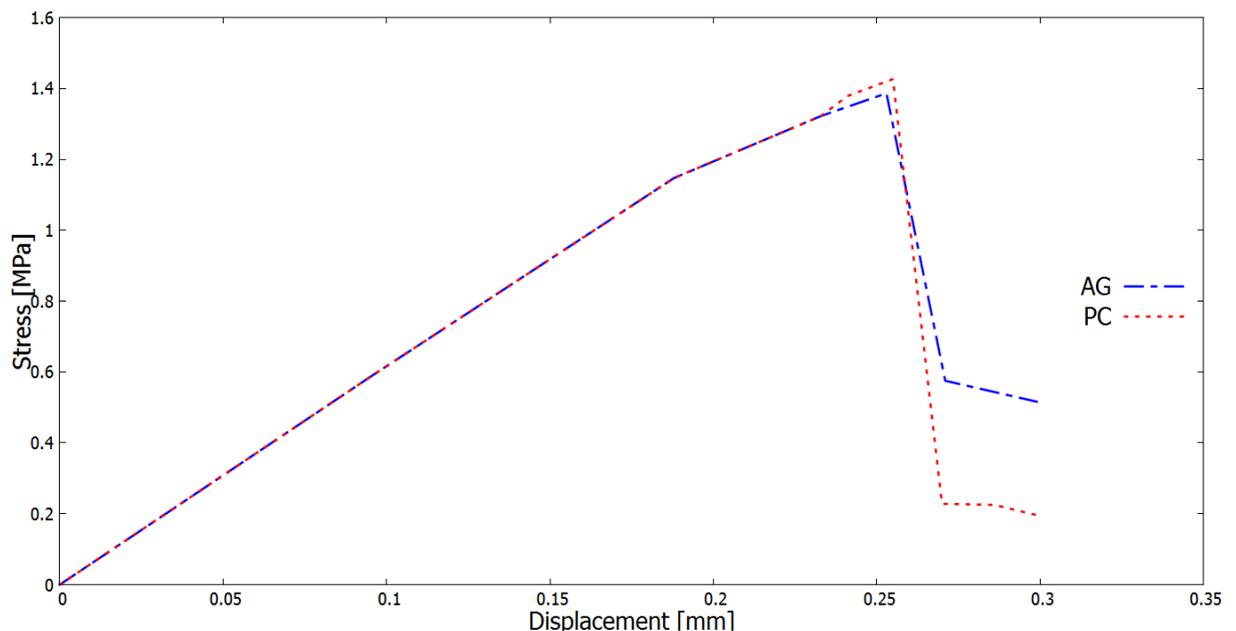


Figure 3. 10 : Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation traction : refroidissement des granulats « AG » ; Conduites de refroidissement PC.

Les réponses macroscopiques contraintes-déplacements obtenues à la suite des simulations numériques pour les quatre configurations (sans l'effet de jeune âge WEA, avec l'effet de jeune âge EA, refroidissement par les systèmes de Tuyauterie PC, refroidissement des granulats AG) sont récapitulées dans la Figure3. 11.

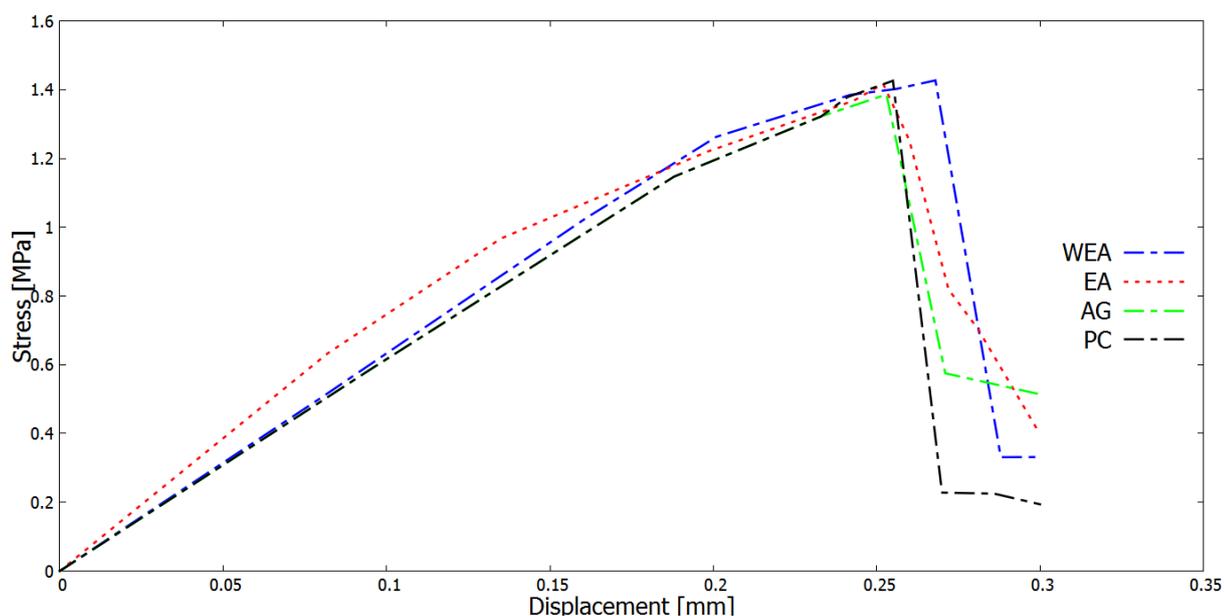


Figure 3. 11: Comparaison des réponses globales pour les quatre configurations : sans l'effet de jeune âge WEA ; avec l'effet de jeune âge EA ; refroidissement par les systèmes de Tuyauterie PC ; refroidissement des granulats AG)

Les enveloppes des courbes fournies pour les quatre cas représentent un comportement assez réaliste du béton sous sollicitation monotone type Traction. On peut également constater un comportement quasi-fragile pour les quatre configurations. Globalement, le résultat montre une amélioration significative du comportement du béton traité avec ces méthodes de refroidissement.

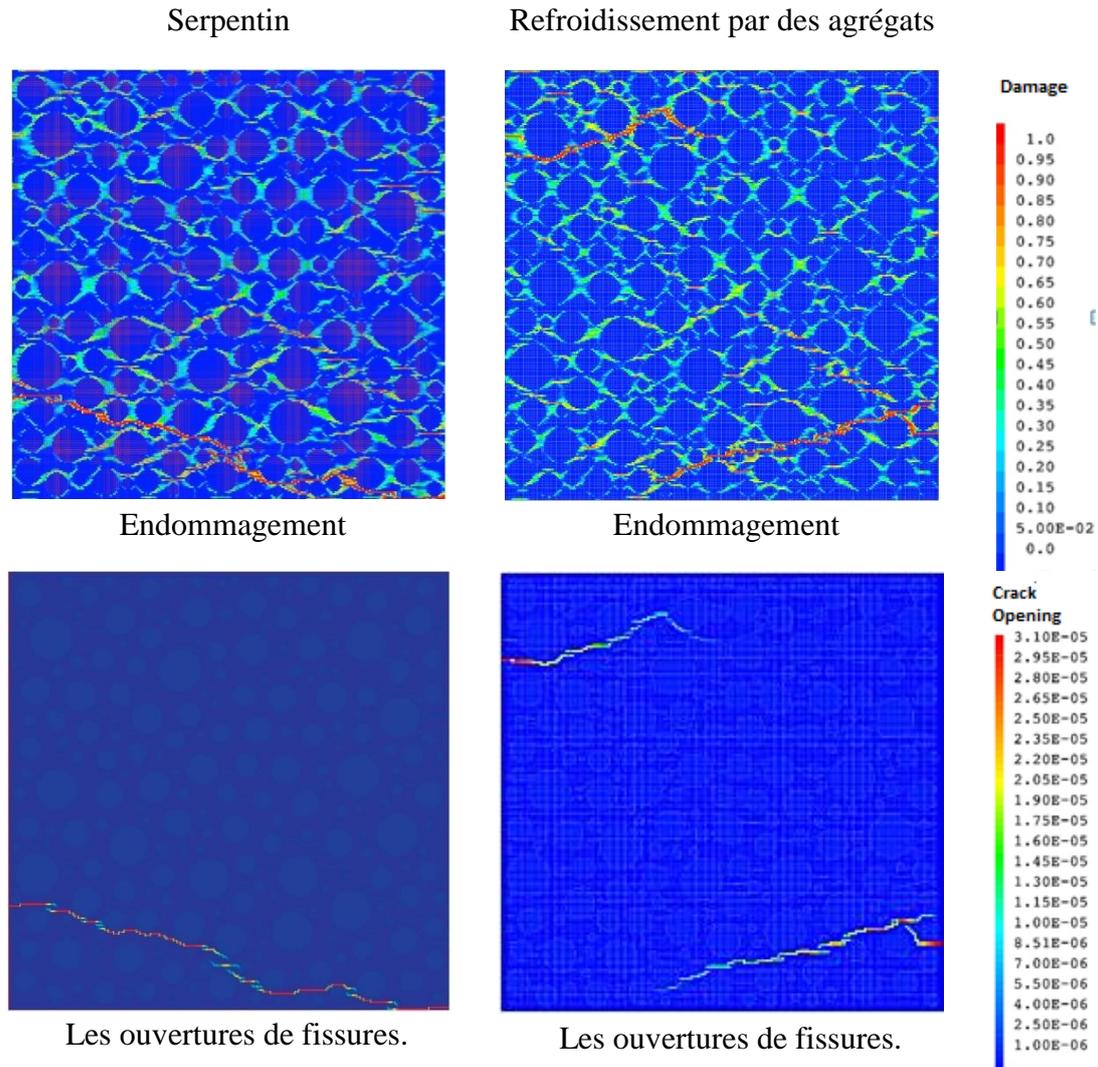


Figure 3. 12: Champs d'endommagement et des ouvertures de fissures à la fin des simulations numériques pour les deux configurations : AG vs PC.

La Figure 3.12 montre la distribution du champ d'endommagement et les ouvertures des fissures du béton après le chargement pour les deux configurations (refroidissement des granulats et refroidissement par les serpentins) : le chemin de fissuration est compatible avec la direction du chargement. On peut observer également l'apparition des phénomènes de localisation de l'endommagement (avant l'endommagement diffus) au niveau de la matrice cimentaire et l'interface.

### 3.5.2 Réponse Macroscopique-Locale du VER sous chargement cyclique :

Comme il a été évoqué précédemment, lorsque le VER est soumis à un chargement cyclique (Traction-Compression), au cours d'inversion du signe (le passage Traction-

Compression), les microfissures se referment progressivement et la rigidité tangentielle du matériau est restaurée. En raison de la présence de l'état de contrainte initial, au lieu d'obtenir des déplacements nuls (les déformations plastiques sont désactivées), le béton au jeune âge présente un déplacement permanent lors d'un déchargement complet. La Figure 3.13 montre que les systèmes de refroidissement des tuyaux et des granulats réduisent l'état initial, ce qui se traduit par des déplacements permanents inférieurs à ceux du béton sans refroidissement.

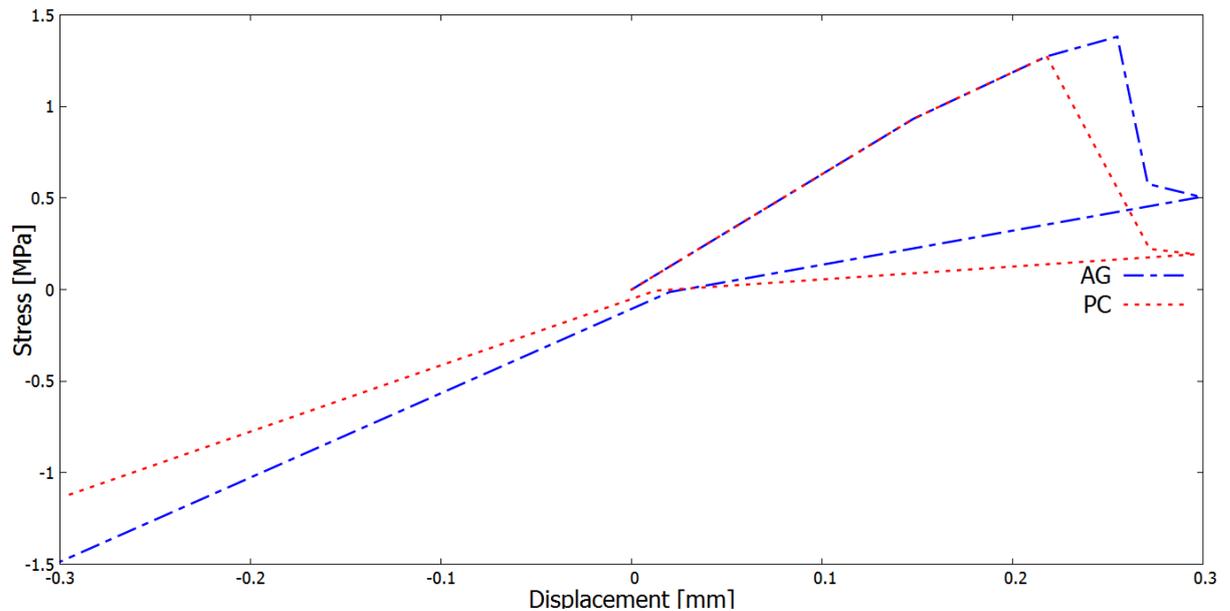


Figure 3. 13: Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation cyclique : PC vs AG.

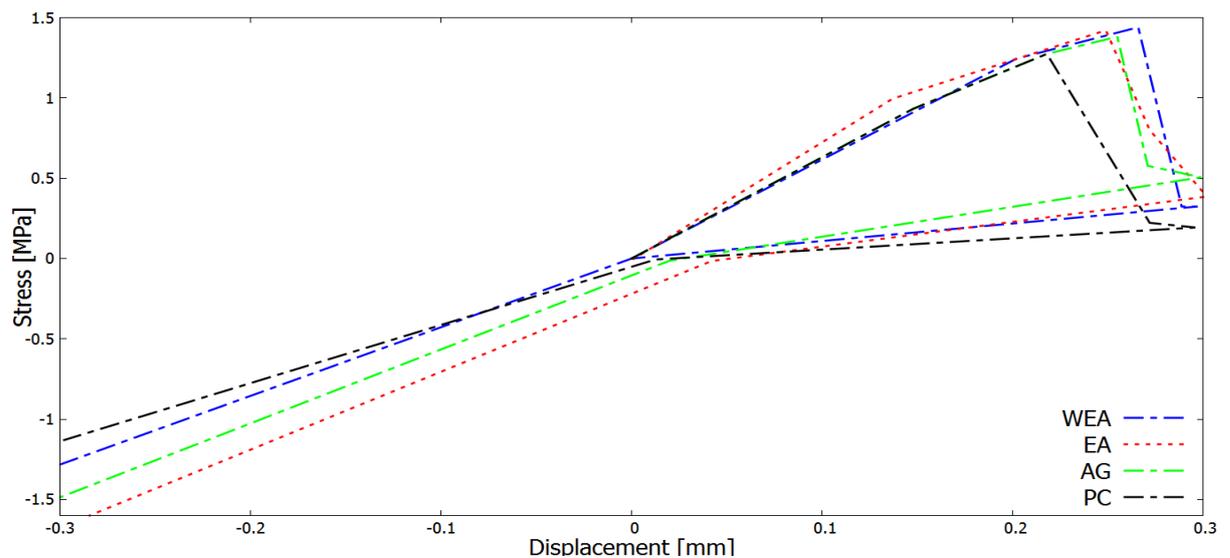


Figure 3. 14: Comparaison des réponses globales pour les quatre configurations : sans l'effet de jeune âge WEA ; avec l'effet de jeune âge EA ; refroidissement par les systèmes de Tuyauterie PC ; refroidissement des granulats AG)

La Figure 3.14 illustre une comparaison du comportement global des différentes configurations (âge précoce, sans âge précoce, refroidissement par tuyaux, refroidissement par les agrégats). Les bétons refroidis par tuyaux et par agrégats ont un comportement quasi-similaire à celui du béton sans prise en compte du jeune âge. Les deux systèmes de contrôle sont suffisamment efficaces pour réduire l'effet de jeune âge sur le comportement mécanique du béton.

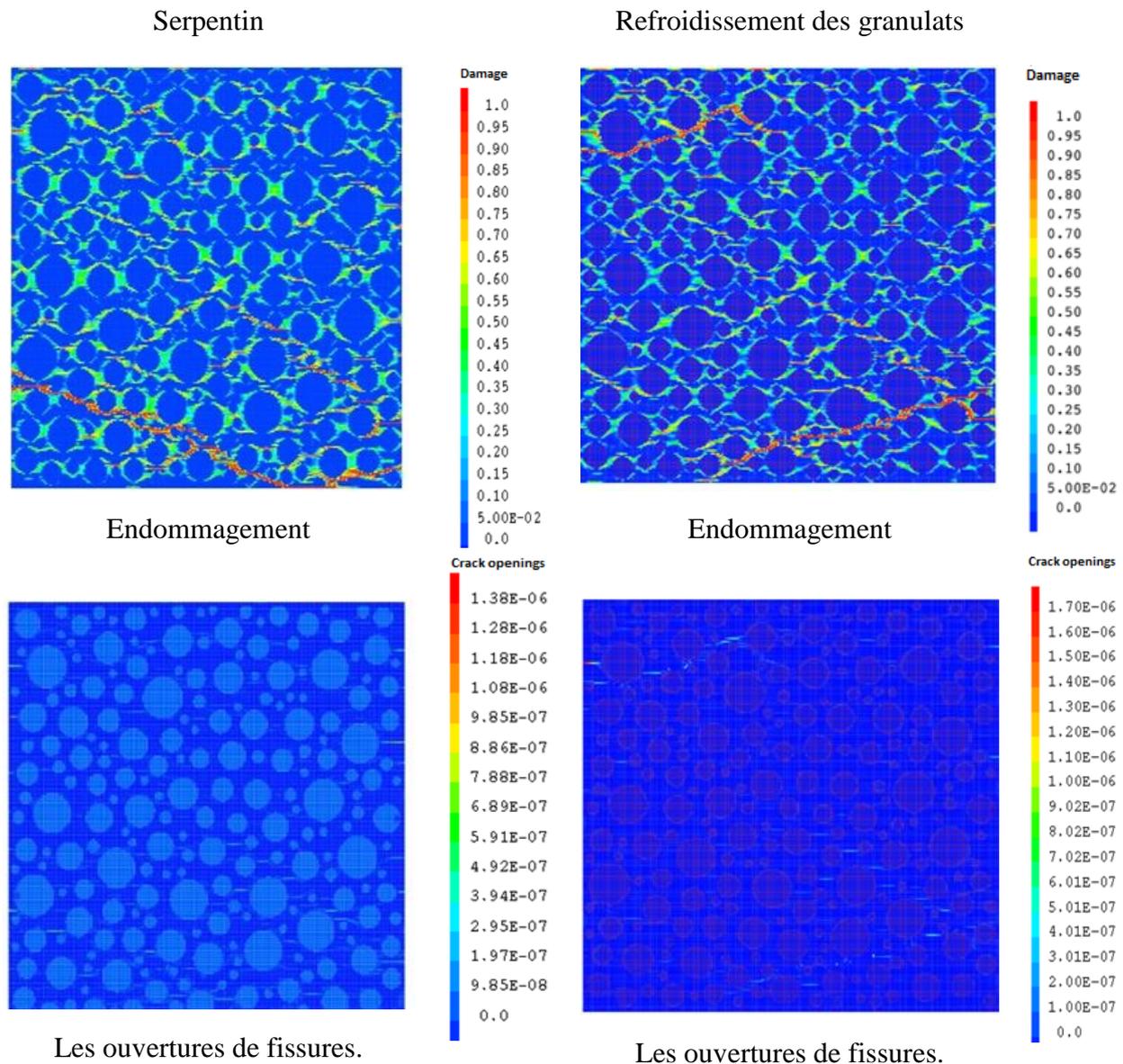


Figure 3. 15: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulation numériques sur les deux configurations : AG vs PC.

La Figure 3.15 représente la distribution du champ d'endommagement et les ouvertures des fissures pour les deux configurations (Serpentin et refroidissement des granulats)

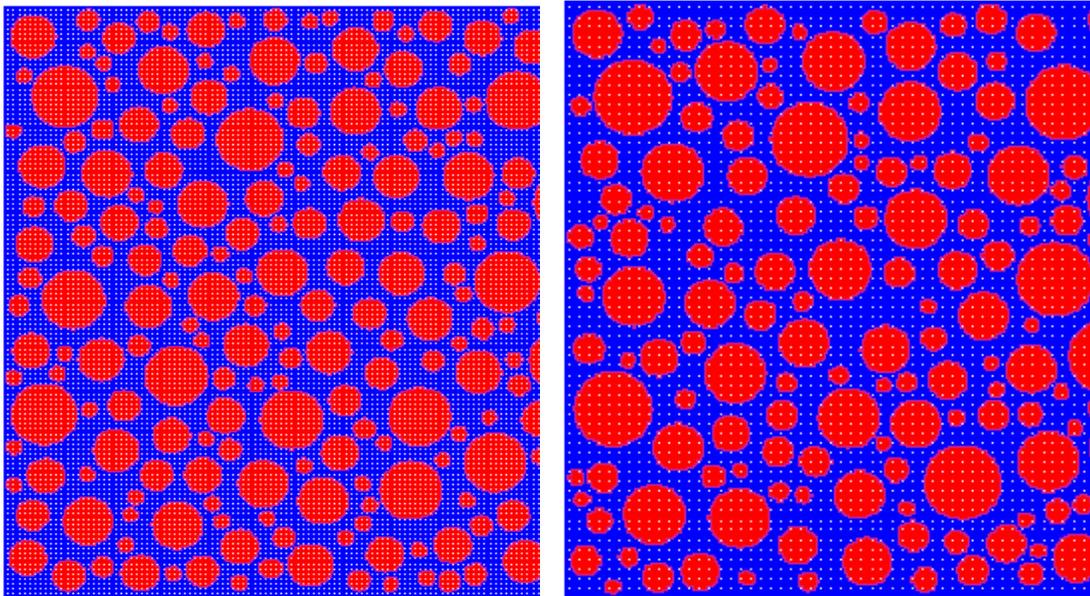
après la phase du déchargement (Passage Traction-Compression)  $\sigma = 0$ . Les valeurs des ouvertures des fissures sont faibles par rapport aux cas sans intégration des systèmes de contrôle. Après la phase de la restauration de rigidité  $\sigma = 0 \text{ MPa}$ , les valeurs maximales d'ouverture de fissure sont  $1.70 \mu\text{m}$  pour le béton refroidi par agrégats et  $1.38 \mu\text{m}$  pour le béton refroidi par tuyaux. Ces valeurs sont inférieures à celles obtenues pour le béton au jeune âge sans refroidissement  $1.95 \mu\text{m}$  (voir Figure 3.8).

### 3.6 L'influence de la classe granulaire

D'un point de vue pratique, les méthodes de pré refroidissement ont démontré la capacité de contrôler efficacement les contraintes thermiques et par conséquent la fissuration du béton à l'âge précoce. D'un point de vue comportement mécanique, les fissures se propagent dans la matrice cimentaire, les granulats ont une grande influence sur le comportement à la rupture du béton, car ils modifient le trajet des fissures et le chemin de fissure devient de plus en plus tortueux particulièrement dans le cas de graviers de dimensions plus importantes (dans les structures massives la granulométrie du béton peut atteindre 80mm). Dans la littérature, de nombreux efforts ont été faits pour étudier cet effet sur le comportement mécanique du béton (jeune âge -solllicitations mécaniques)[132–134]. L'objectif des simulations suivantes vise à étudier l'influence des différentes classes de granulats sur le comportement au jeune âge et mécanique du béton (local et global). Une investigation numérique à échelle mésoscopique de l'influence des différentes classes de granulats est réalisée. L'influence des méthodes de refroidissement des agrégats est également étudiée. De ce fait, deux configurations du béton ont été réalisées sur une éprouvette de  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$  avec des classes de granulats différentes. Le Tableau 3-6 indique la fraction volumique des granulats utilisée dans la présente simulation. La figure 3.16 montre les différents champs numériques obtenus pour chaque composition du béton pour un tirage donné.

Configuration 1 (C21)		Configuration 2 (C25)	
Classe granulaire (mm)	Fraction volumique (%)	Classe granulaire (mm)	Fraction volumique (%)

<b>21</b>	4	<b>25</b>	8.59
<b>20</b>	6	<b>20</b>	10.96
<b>16</b>	6	<b>16</b>	6.56
<b>14.5</b>	8	<b>12.5</b>	6.76
<b>12</b>	8	<b>10</b>	5.72
<b>10.5</b>	6	<b>8</b>	2.96
<b>7</b>	4	<b>6.3</b>	1.65
<b>5</b>	4	<b>5</b>	1.66



**5/7-7/16-16/21**

**5/8-8/16-16/25**

Figure 3. 16: Champ numérique de la distribution des classes granulaires pour les deux configurations.

### 3.6.1 Réponse Macroscopique du VER sous chargement de Traction :

Les courbes de réponse macroscopique contrainte-déplacement obtenues à partir des simulations numériques sont représentées dans la Figure 3-17. Les réponses macroscopiques du béton sous sollicitation de traction attestent la bonne représentation du comportement du béton pour les deux classes granulaires (phase linéaire- phase post-pic). À partir des résultats reportés dans la Figure 3.17, on peut constater que la phase après le Post-Pic dépend de la classe granulaire. Cela s'explique par le fait que le  $D_{max}$  est considéré comme l'un des paramètres fondamentaux affectant le comportement global de béton. Les résultats numériques obtenus prouvent que le refroidissement des granulats peut contrôler efficacement le comportement macroscopique du béton vis-à-vis de la sollicitation de traction.

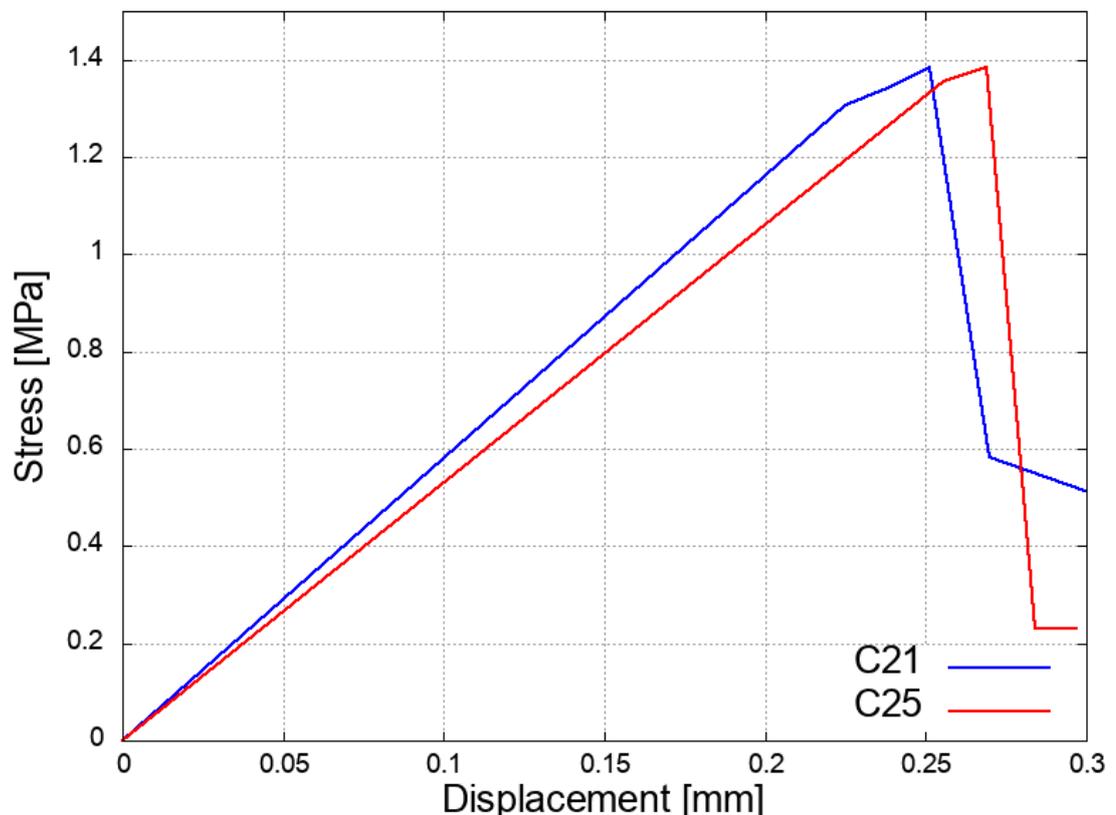


Figure 3. 17: Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation de traction : C21 Vs C25. Réponse Macroscopique du VER sous chargement cyclique.

Les courbes contraintes-déplacements obtenues lors la simulation numérique cyclique pour les deux compositions du Béton C21-C25 sont reportées sur la Figure 3.18. Les réponses macroscopiques de l'éprouvette pour différentes classes granulaires obtenues numériquement sous chargement cyclique montrent que le modèle est capable de retranscrire correctement la réponse globale du spécimen étudié à échelle mésoscopique (effet unilatéral, restauration de raideur). On peut également constater que le diamètre des granulats impacte la réponse macroscopique du béton (contrainte-déplacement).

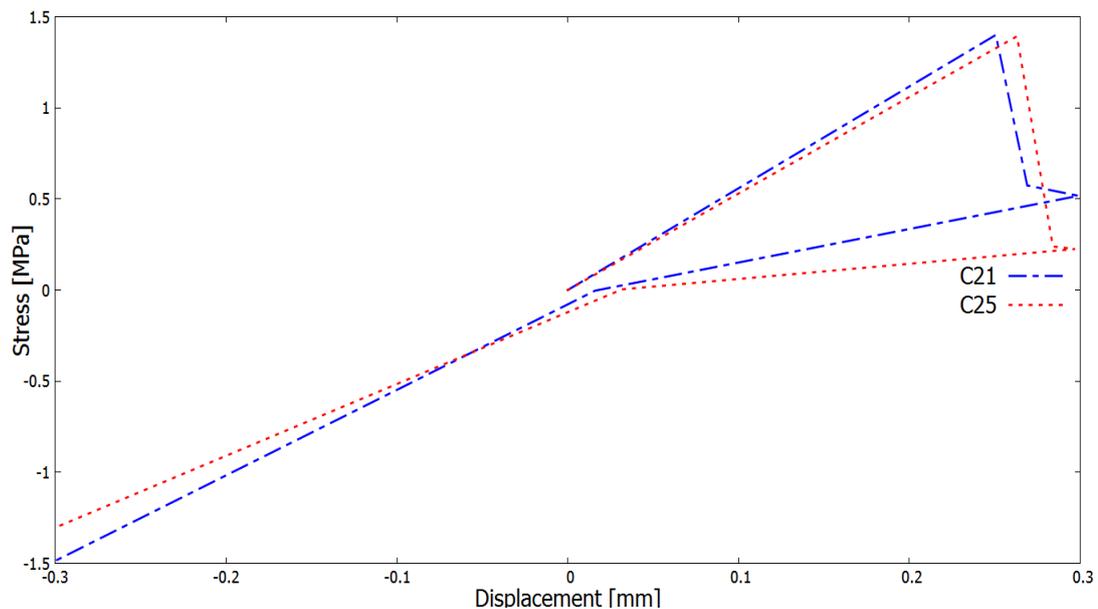


Figure 3. 18: Réponses macroscopiques Contrainte-Déplacement numériques à la suite d'une simulation cyclique : C21 Vs C25.

### 3.6.2 Réponse Locale du VER sous chargement de Traction-Cyclique

C21

C25

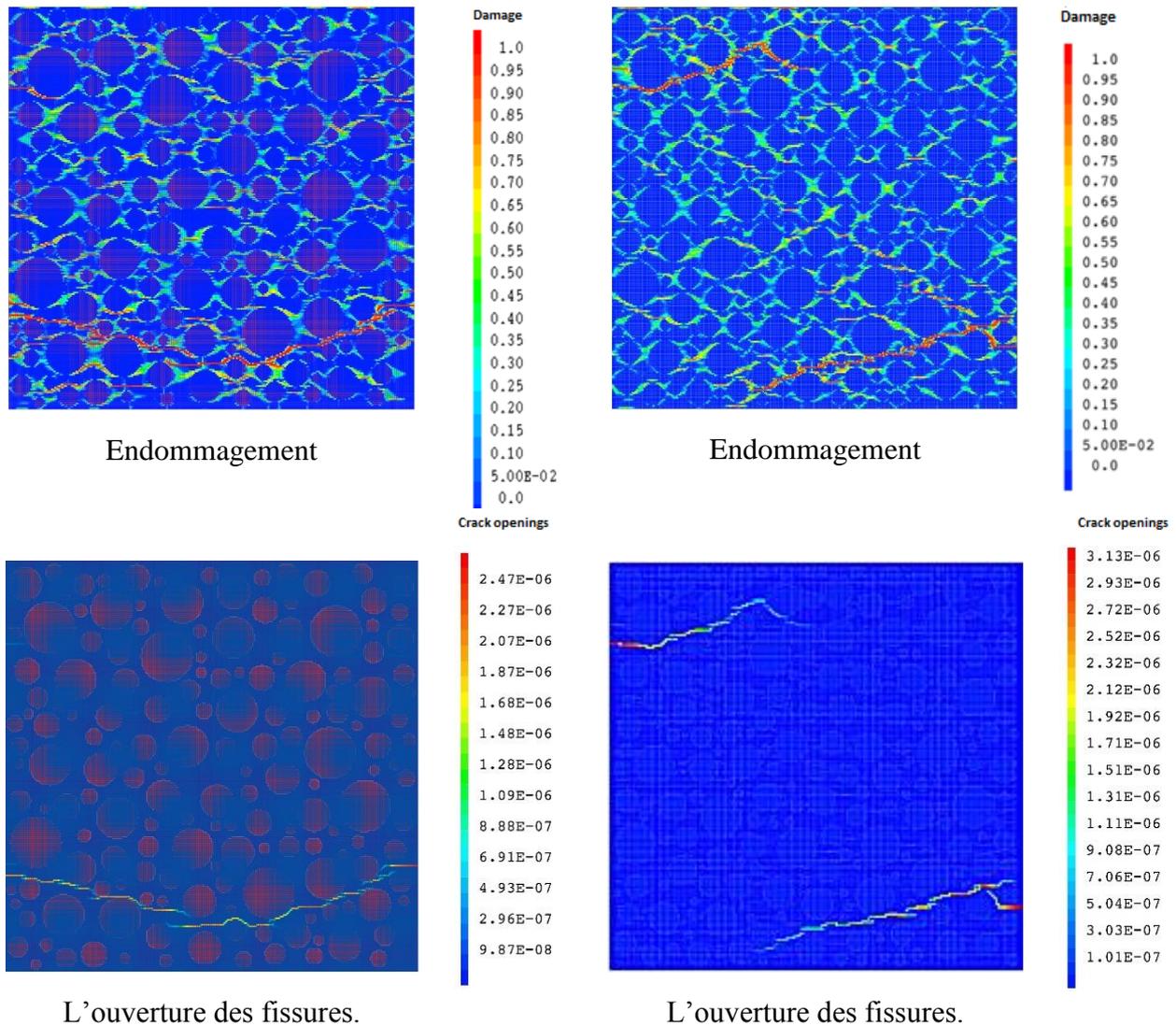
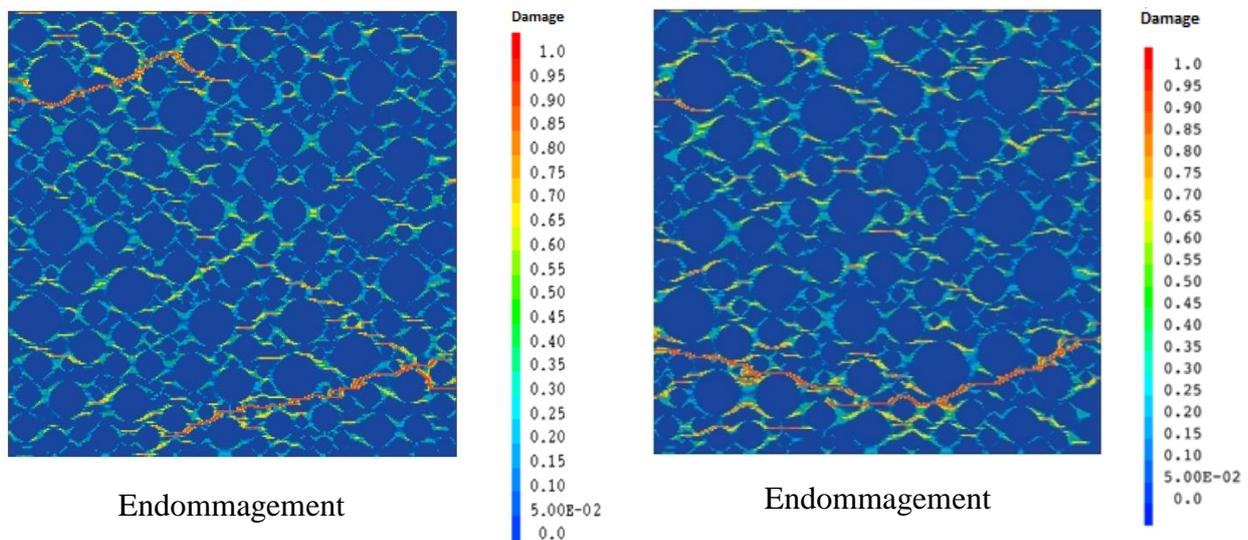


Figure 3. 19: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques cyclique pour les deux configurations : C21 vs C25.

C21

C25



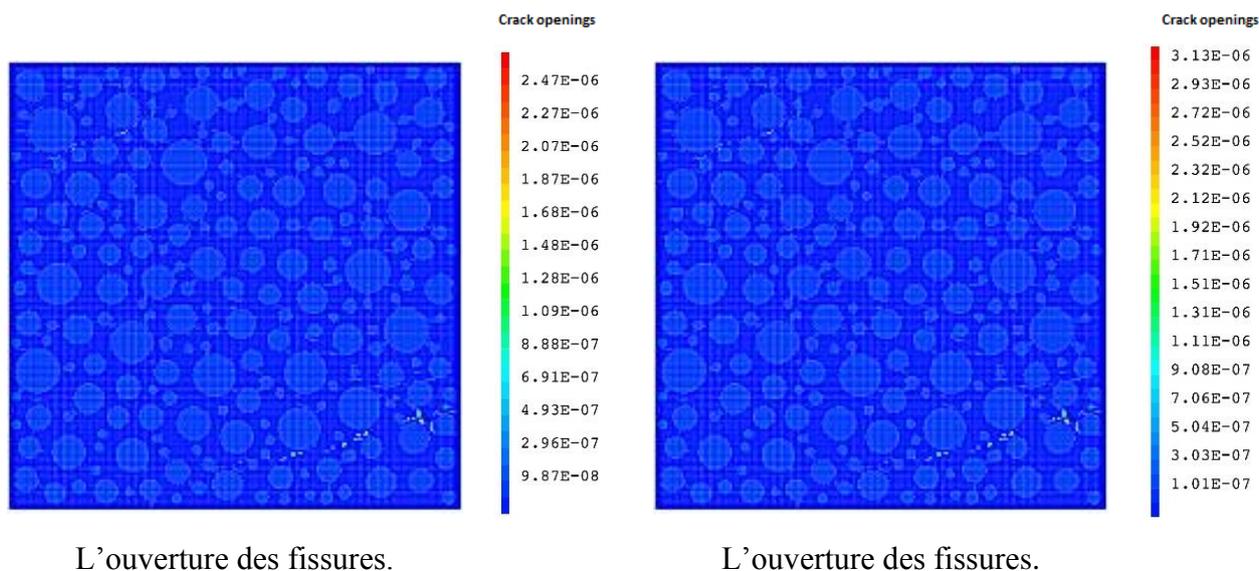


Figure 3. 20: Champs d'endommagement et l'ouverture des fissures à la fin des simulations numériques cyclique pour les deux configurations : C21 vs C25.

Les Figures 3.19 et 3.20 montrent le champ d'endommagement et le champ d'ouverture de fissures final après simulation de traction et cyclique (Traction-Compression) respectivement. Les résultats numériques montrent que, puisque les dimensions de classes granulaires sont très importantes, une localisation très importante de l'endommagement au niveau de l'interface granulats-mortier (incompatibilité de déformation) se produit et diminue la densité des microfissurations. À partir des résultats numériques reportés dans la Figure 3.20, on peut constater que le  $D_{max}$  peut modifier d'une façon significative le comportement local du béton (localisation de l'endommagement) et par conséquent, une perturbation du chemin de fissuration a été observée.

### 3.7 Conclusion

Dans ce chapitre, le modèle CTM a été utilisé pour étudier l'effet des méthodes de refroidissement (post-refroidissement & pré-refroidissement) sur le comportement mécanique du béton.

Les résultats numériques montrent des améliorations significatives en ce qui concerne l'endommagement final et la fissuration du béton traité avec des méthodes de refroidissement. La méthode de refroidissement des granulats donne des dommages diffus par rapport à la méthode de refroidissement par « serpentins ». Sous chargement

de traction, les résultats montrent une amélioration significative du béton refroidi. En ce qui concerne le comportement cyclique, les états initiaux induits par le processus d'hydratation produit des déplacements permanents correspondant à des dommages et à des déformations inélastiques (fissuration). En effet, il est montré que l'état de contrainte initial modifie le comportement global du béton sous chargement de traction et cyclique. De plus, le maillage mésoscopique et le gradient de propriétés mécaniques entre la pâte de ciment et les granulats conduisent à l'obtention d'une contrainte de fermeture de fissure ( $\sigma < 0$ MPa) même si les déformations plastiques ne sont pas incluses dans le modèle Fichant et al (Désactivation de la plasticité dans les simulations). L'utilisation des méthodes de contrôle peut réduire efficacement l'état de contrainte initial et améliorer le comportement du béton pendant la durée de vie des structures. Le chapitre suivant s'intéresse à des applications structurelles sur des barrages poids en béton en prenant en compte les effets au jeune âge (hydratation, retrait, effet de température ambiante) pour étudier l'effet des méthodes de refroidissement sur le comportement sismique des barrages poids.

**CHAPITRE 4 : Évaluation des performances  
sismiques des barrages gravitaires avec prise en  
compte des états initiaux induit par les effets du  
jeune âge**

## **4.1 Introduction**

Lors la construction des barrages en béton, l'augmentation interne de la température dans le corps du barrage due à la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment et son interaction avec le milieu ambiant entraînent des déformations volumétriques importantes et des fissures prématurées. Le risque de fissuration précoce du béton est induit par d'autres facteurs : le retrait précoce, les effets de fluage etc. Un défi majeur dans la construction des barrages en béton est le contrôle de la fissuration induite par le processus d'hydratation. Les fissures affectent l'étanchéité, la durabilité et peuvent conduire à une propagation indésirable des fissures qui peuvent compromettre la sécurité structurelle des barrages notamment dans des conditions extrêmes (chargement sismique couplé avec une pression hydrique interne). Sous chargement dynamique (sismique), certains ouvrages se trouvent souvent à leur limite de stabilité. Il est impératif de prendre en considération le rôle de l'état initial induit par les effets au jeune âge sur le comportement du béton vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Dans ce chapitre, une stratégie de modélisation numérique a été proposée dans le cadre de l'analyse du comportement sismique des barrages-poids en tenant compte des différentes interactions durant la phase de construction et la mise en service. Dans un premier temps, la stratégie numérique est décrite. Les différents paramètres et conditions aux limites introduites dans la modélisation du comportement thermo-chimique et mécanique des barrages poids sont exposés. Dans la seconde partie, on propose une application de l'approche proposée sur un cas réel d'un barrage poids. Pour ce faire, le barrage-poids de Beni Haroun en béton compacté au rouleau (BCR), situé en Algérie, a été choisi. La première partie de la mise œuvre de la méthodologie vise à étudier le comportement au jeune âge des barrages poids. L'influence des méthodes de pré-refroidissement est également étudiée. Dans la seconde partie, la performance sismique du barrage-poids en béton soumis à une excitation sismique en tenant compte de l'état de vieillissement précoce est évaluée. La performance sismique est discutée en termes de comportement local et global.

## 4.2 Stratégie globale de modélisation

Cette méthodologie est brièvement décrite au moyen de la représentation schématique de la Figure 4.1. La Figure 4.1 illustre une représentation schématique qui vise à donner un cadre complet du travail global dans cette thèse et de la manière dont l'objectif principal est accompli.

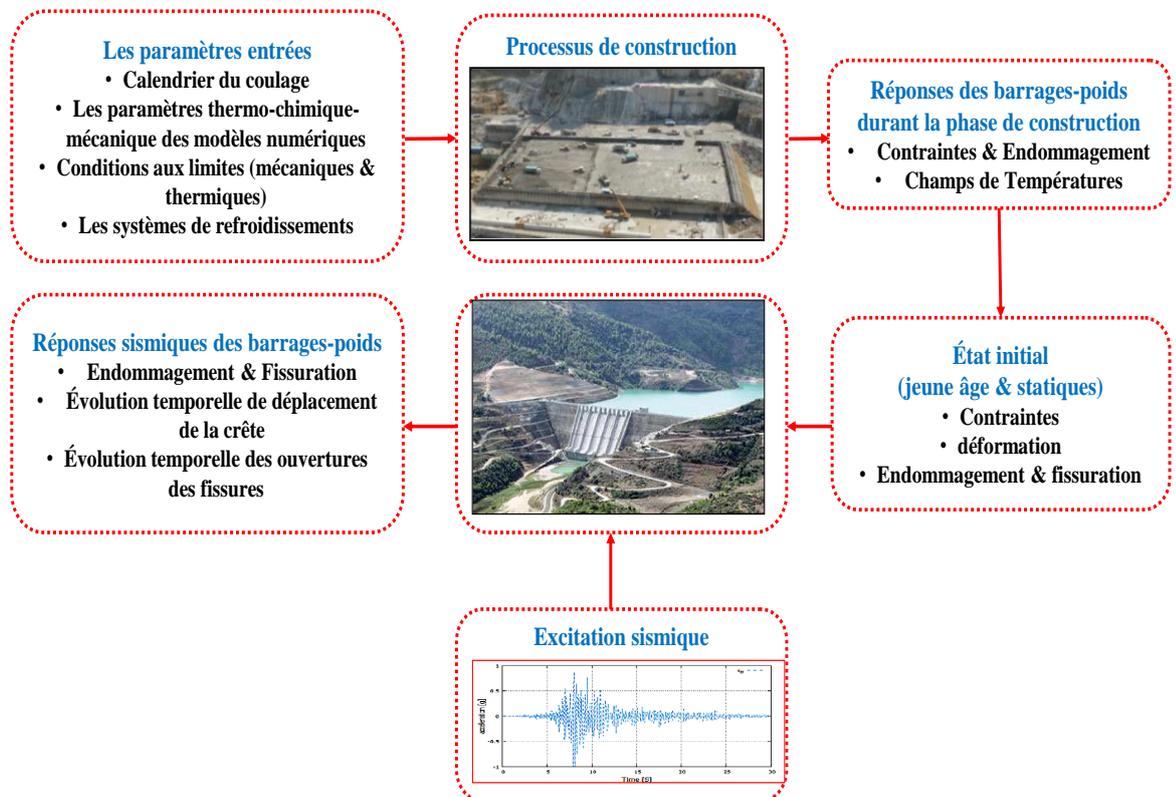


Figure 4. 1: Stratégie de la modélisation globale

La stratégie numérique proposée dans cette section est composée de deux parties principales :

1. La première partie vise à simuler les phases de bétonnage et de prédire la distribution des champs de température et de contrainte dans le corps du barrage. Le barrage de Beni Haroun, choisi pour validation, est situé sur l'Oued El Kebir (Grande rivière) dans la Wilaya (Province) de Mila, au nord-est de l'Algérie. Il a

une hauteur de 118 m et sa crête mesure plus de 700 m de long. A titre indicatif, Beni-Haroun est le plus haut barrage d'Algérie. Son volume atteint 1.900.000 m<sup>3</sup>, dont plus de 1.600.000 m<sup>3</sup> de BCR. La mise en place du BCR dans le corps principal du barrage a commencé en avril 1999 et s'est achevée en juin 2000.

La modélisation de la procédure de construction du barrage Beni-Haroun est l'une des étapes les plus délicates de la présente stratégie numérique. Pour ce faire, une procédure numérique est implémentée dans le code de calcul Cast3m pour modéliser les phases de bétonnage avec les conditions aux limites réelles. La procédure numérique est inspirée de la technique "Birth and death of elements" développée par Jaafari et *al.* [135]. Cette technique consiste à activer des éléments de maillage correspondants à chaque couche coulée selon un calendrier de construction donné. L'activation de chaque couche consiste à introduire l'évolution de la température, les paramètres du béton en fonction du degré d'hydratation et des forces de gravité et les conditions aux limites. Cette technique permet de calculer et sauvegarder l'état initial (contraintes, endommagement...) du barrage durant les phases de bétonnage.

Pour modéliser le processus de bétonnage, la structure du barrage est divisée en 357 levées BCR selon le processus de construction. Pour simuler les effets liés à l'hydratation du béton, l'impact du coffrage est considéré dans cette simulation. L'effet thermique de fondation a été négligé dans la présente étude. Le modèle CTM proposé dans le deuxième chapitre est utilisé pour décrire le comportement thermo-chimio-mécanique du barrage durant la période de construction. En outre, en raison des températures élevées sur le site de Beni Haroun en été, le pré-refroidissement du BCR (le béton de parement) était nécessaire. Ainsi, deux situations sont considérées : (i) le comportement au jeune âge sans pré-refroidissement (Without PreCooling "WPC") et (ii) le comportement au jeune âge avec pré-refroidissement (PreCooling "PC"). Les résultats sont comparés aux résultats relatifs au comportement du barrage sans prendre en compte le comportement du jeune âge (Without Early Age "WEA").

2. La deuxième partie s'intéresse à l'analyse du comportement sismique des barrages-poids avec la prise en compte de l'effet de l'état initial du barrage induit par l'hydratation et le processus de construction. Après la simulation du processus de construction du barrage gravitaire, la distribution des champs de températures et les contraintes induites au jeune âge sont estimées (avec et sans pré-refroidissement).

Ensuite, le comportement mécanique du barrage est évalué sous excitation du mouvement sismique, afin d'évaluer les conséquences apportées par cet état initial (contraintes et déformations). Toutes les charges de service sont prises en compte : le poids-propre du barrage, la pression hydrostatique horizontale et les forces dynamiques. Pour l'excitation sismique, le tremblement de terre de Boumerdes en Algérie a été sélectionné. Le 21 mai 2003, la région d'Alger-Boumerdes a été frappée par un séisme destructeur de magnitude 6.8. Le mouvement fort a été enregistré dans plusieurs stations sismiques par le réseau national d'accéléromètres. Dans ce chapitre, l'évaluation de la performance sismique des barrages-poids en béton de Beni Haroun est effectuée en termes de réponse locale et globale. Les résultats sont comparés en termes de concentration des endommagements, propagation des fissures, déplacement de la crête et évolution temporelle de la fissuration maximale pendant l'événement sismique.

### **4.3 Modélisation numérique du comportement Thermo-chimio-Mécanique d'un barrage-poids**

Comme nous l'avons déjà mentionné (Section stratégie globale), une étude numérique des effets des contraintes initiales d'un barrage-poids en béton soumis à l'effet du jeune âge (l'effet d'hydratation, température ambiante, calendrier du coulage) est entrepris et les conséquences ultérieures de ces contraintes initiales sur le comportement mécanique et sismique sont analysées. Une étude sur l'impact des systèmes de contrôle de la température de refroidissement des agrégats est également entreprise afin d'évaluer les conséquences sur le comportement mécanique du béton. Deux enjeux majeurs sont à relever :

- le premier enjeu est d'étudier l'impact du système de refroidissement des agrégats sur le comportement du béton au jeune âge.
- le deuxième enjeu est d'étudier l'état de contrainte initial des barrages-poids en béton avec et sans l'intégration des systèmes de contrôle de la température. L'investigation est suivie d'une analyse mécanique sismique des conséquences apportées par cet état initial sur le comportement local et global.

### 4.3.1 Démarche numérique

Le barrage de Beni-Haroun est modélisé en 2D, en considérant une configuration de déformation plane. En ce qui concerne la discrétisation du maillage, des éléments finis QUA4 avec une interpolation quadratique sont adoptés dans la modélisation. Le barrage a été divisé en 357 couches successives de 30 et 40 cm d'épaisseur pour respecter le processus de construction. Selon les plans de construction, jusqu'à la galerie supérieure, le barrage de Beni Haroun a été construit avec des couches de 30 cm d'épaisseur. A partir de la galerie supérieure jusqu'à la crête du barrage, il a été décidé de changer l'épaisseur des couches de 30 cm à 40 cm afin d'optimiser les coûts de construction. Le processus d'hydratation est censé atteindre 85% de sa maturation dans les cinq jours suivant le bétonnage. En outre, le coffrage a été enlevé après 5 jours de coulage. En raison des températures élevées sur le site de Beni-Haroun durant la saison chaude, le refroidissement du était nécessaire. Une "bande humide" a été utilisée pour refroidir les granulats du mois mai à octobre et de la glace en écailles a été ajoutée dans le mélangeur du mois juin à septembre. Après le refroidissement, la température moyenne a été enregistrée. Le Tableau 4-1 récapitule les températures initiales pour les deux configurations (sans/avec refroidissement), ainsi que la moyenne des températures annuelles enregistrées sur le site du barrage. D'un point de vue numérique, les paramètres et les caractéristiques thermo-chimio-mécanique utilisés dans le modèle développé sont listés dans le Tableau 4-2. Certains paramètres, notamment l'énergie d'activation et l'affinité chimique, ont été adaptés de la littérature [66,136]. Le modèle CTM proposé est utilisé pour simuler le comportement au jeune âge. Numériquement parlant, comme le modèle est utilisé à l'échelle macro, les champs de températures initiales résultant du processus de pré-refroidissement sont étalés sur les éléments finis. Une représentation explicite du refroidissement des agrégats nécessite une approche développée à l'échelle « méso » où les constituants du béton sont explicitement représentés (Voir chapitre 3). Cet aspect ne rentre pas dans le cadre de la présente étude. De plus, d'un point de vue expérimental, le Tableau 4-2 donne les températures moyennes du béton après refroidissement et non les températures des granulats. Il faut signaler que les effets de la température des fondations et de la reprise du bétonnage (contact entre les levées) ont été négligés dans le présent analyse.

Tableau4- 1:Températures moyennes mensuelle enregistrée dans le site et celles du béton BCR du barrage Beni-Haroun.

Mois	Température moyenne de l'air	Température moyenne du BCR sans refroidissement	Température moyenne du BCR avec refroidissement des agrégats	Température	
				moyenne du BCR avec refroidissement des agrégats et flocons de glace	Température mensuelle moyenne du BCR prévu à la centrale de Béton <math><18,5^{\circ}\text{C}</math>
<b>JAN</b>	9,0	13,6			13,6
<b>FEV</b>	10,0	14,5			14,5
<b>MAR</b>	12,	16,3			16,3
<b>AVR</b>	14,	18,2			18,2
<b>MAI</b>	18,	21,8	<b>17,5</b>		17,5
<b>JUIN</b>	22,	25,5	<b>19,2</b>	<b>15,9</b>	<b>15,9</b>
<b>JUIL</b>	25,	28,2	<b>20,5</b>	<b>17,7</b>	<b>17,7</b>
<b>AUOUT</b>	26,	29,2	<b>20,9</b>	<b>17,5</b>	<b>17,5</b>
<b>SEPT</b>	23,	26,4	<b>19,6</b>	<b>16,3</b>	<b>16,3</b>
<b>OCT</b>	18,	21,8	<b>17,5</b>		17,5
<b>NOVE</b>	14,	18,2			18,2
<b>DEC</b>	11,	15,4			15,4

Moye            16,8            20,8            16,6

Tableau4- 2: Paramètres d'entrée utilisée pour le modèle CTM.

<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs (Unité)</b>
<b>Energie d'activation <math>E_a</math></b>	45729.75 (J/mol)
<b>Chaleur latente d'hydratation L</b>	117840 (KJ/m <sup>3</sup> )
<b>Coefficient a</b>	64.417
<b>Coefficient b</b>	18042
<b>Coefficient c</b>	-94620
<b>Coefficient d</b>	215819
<b>Coefficient e</b>	-280172
<b>Coefficient f</b>	208172
<b>Coefficient g</b>	-67901
<b>Coefficient d'échange <math>h</math></b>	20.2 (W/m <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )
	2.02* (W/m <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )
<b>Coefficient thermique du béton</b>	2.79 (W/m <sup>2</sup> K)
<b>K</b>	
<b>Chaleur spécifique du béton C</b>	2400(KJ/m <sup>3</sup> K)
<b>Coefficient dilatation thermique</b>	10 (µm/(m°C))
<b>du béton <math>\alpha</math></b>	

### **4.3.2 Comportement des barrages poids durant la phase de la construction**

- **Analyses thermiques des barrages poids après la construction**

La prédiction numérique de la température pour les deux simulations (WPC et PC) dans le cœur du barrage à différentes stade de la construction est illustrée dans les Figures 4.2 et 4.3. Les distributions de température varient pendant la construction du barrage. Deux phénomènes majeurs ont été observés : pendant la saison froide et modérée (altitude 9m qui correspond à mars ou altitude 27m qui correspond à janvier), la température maximale a été localisée dans le cœur du barrage. A l'inverse, pendant les périodes chaudes (altitude 58.8m qui correspond à juin 2000 ou altitude 63.5m qui correspond à août), la température prévue était concentrée dans le cœur de la couche récemment coulée avec quelques couches en dessous de la levée inférieure à cause du gradient thermique.

La température maximale générée pendant le processus de construction est enregistrée pendant la période la plus chaude à l'élévation 63.5m ( $T_{max} = 34.85 \text{ C}^\circ$  pour le WPC et  $T_{max} = 30.85 \text{ C}^\circ$  pour le PC). Cette élévation a été atteinte pendant l'été (août 2001). En ce qui concerne le processus de refroidissement, la différence maximale entre les températures extrêmes prédites avec le WPC et avec le PC était d'environ  $2^\circ\text{C}$ . Dans l'ensemble, des températures modérées ont été simulées pendant le processus de construction. Il est important de noter que, comme indiqué dans le Tableau 4-1, les températures moyennes de l'air enregistrées dans la région du barrage n'étaient pas si élevées.

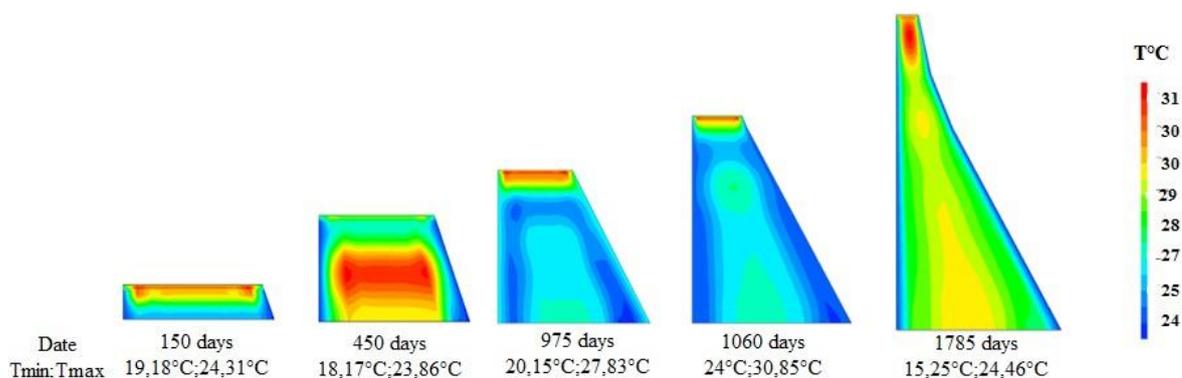


Figure 4. 2: Champ de températures simulé à différents instants de la phase de construction : WPC (°C).

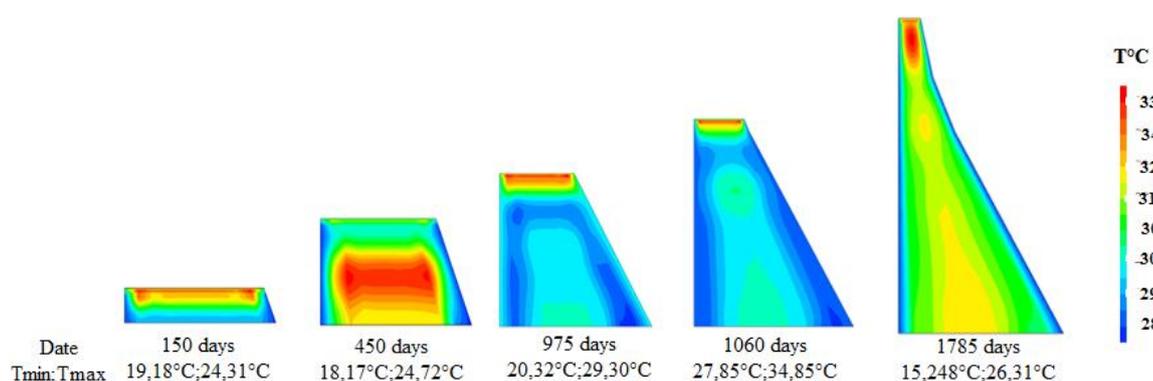


Figure 4. 3: Champ de températures simulées à différents instants de la phase de construction : PC (°C).

#### **Analyses des contraintes des barrages poids après la construction :**

L'état des contraintes horizontales et verticales pour les simulations WPC et PC après l'achèvement de construction sont respectivement représentées sur les Figures 4.4 et 4.5. On a constaté une localisation des contraintes au niveau des interfaces des couches et dans le parement amont. Ainsi, des concentrations des contraintes dans les périodes chaudes ont été observées. L'effet de refroidissement montre une réduction partielle des contraintes de traction par rapport au cas (WPC). Cette réduction est de l'ordre de 6%. Bien que la contrainte de traction du béton ne soit pas dépassée, l'état initial prédit influencerait sans doute le comportement mécanique du barrage-poids en béton.

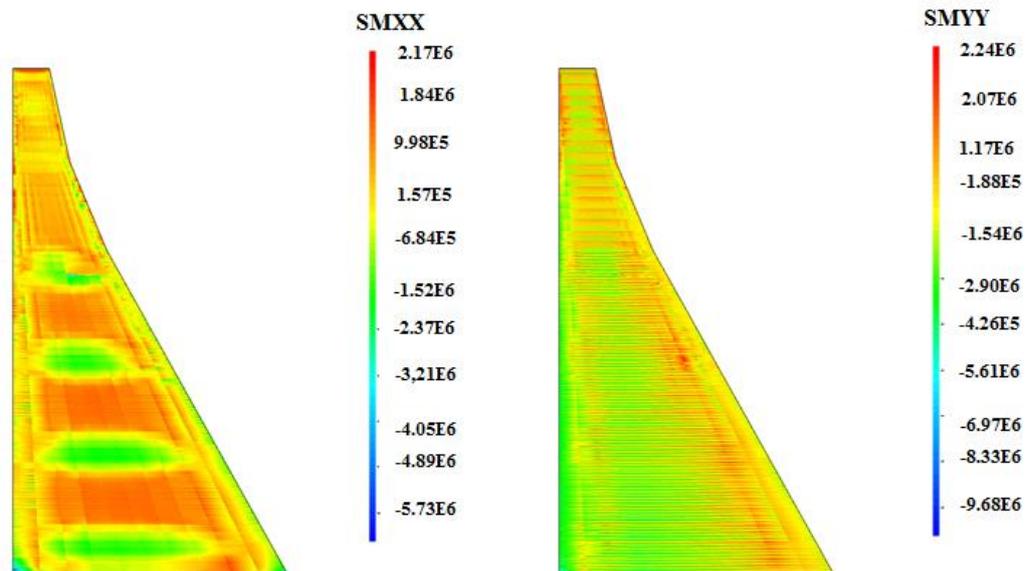


Figure 4. 4: Champ des contraintes après la période de construction : WPC (Pa).

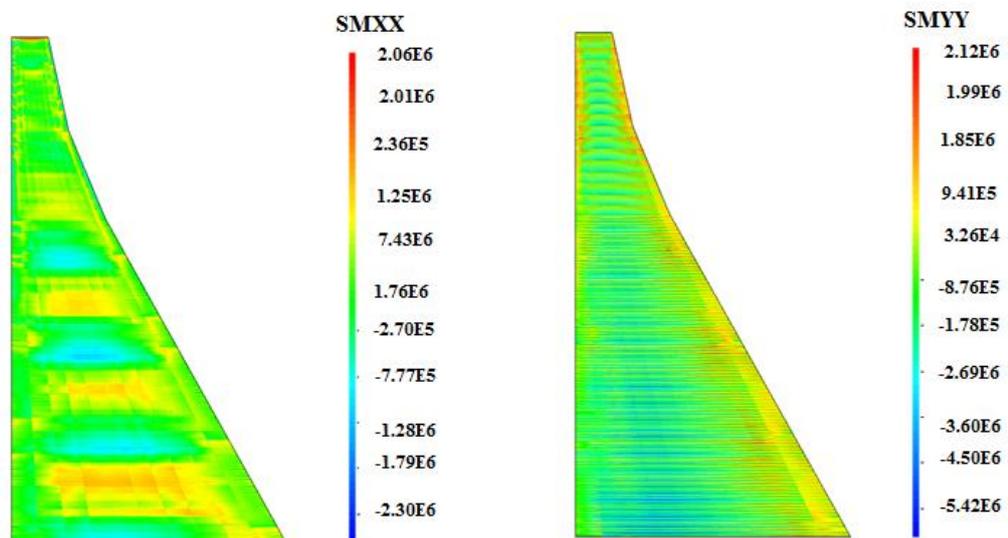


Figure 4. 5: Champ des contraintes après la période de construction : WPC (Pa).

### 4.3.3 Comportement des barrages poids durant la phase d'exploitation

Dans cette section, l'objectif est d'évaluer l'influence de l'état initial sur les barrages-poids en béton après l'achèvement et pendant les périodes d'exploitation.

Pendant la phase d'exploitation, le comportement du barrage doit être analysé sous l'effet des charges (poids propre, pression de l'eau...etc.) en tenant compte des conditions environnementales (conditions thermiques, etc.). Afin d'examiner l'influence de l'état initial sur les contraintes mécaniques et thermiques du barrage-poids en béton, nous proposons de simuler son comportement pendant la période d'exploitation en incluant différentes charges et en tenant compte de la variation de la température environnementale pendant la première année d'exploitation. La Figure 4.6 illustre les différentes charges prises en considération. Il convient de noter que l'effet de la température de l'eau du réservoir et de la température de la roche de fondation a été négligé dans la présente étude. La Figure 4.7 montre la température moyenne journalière dans la zone du barrage (tirée de [137]).

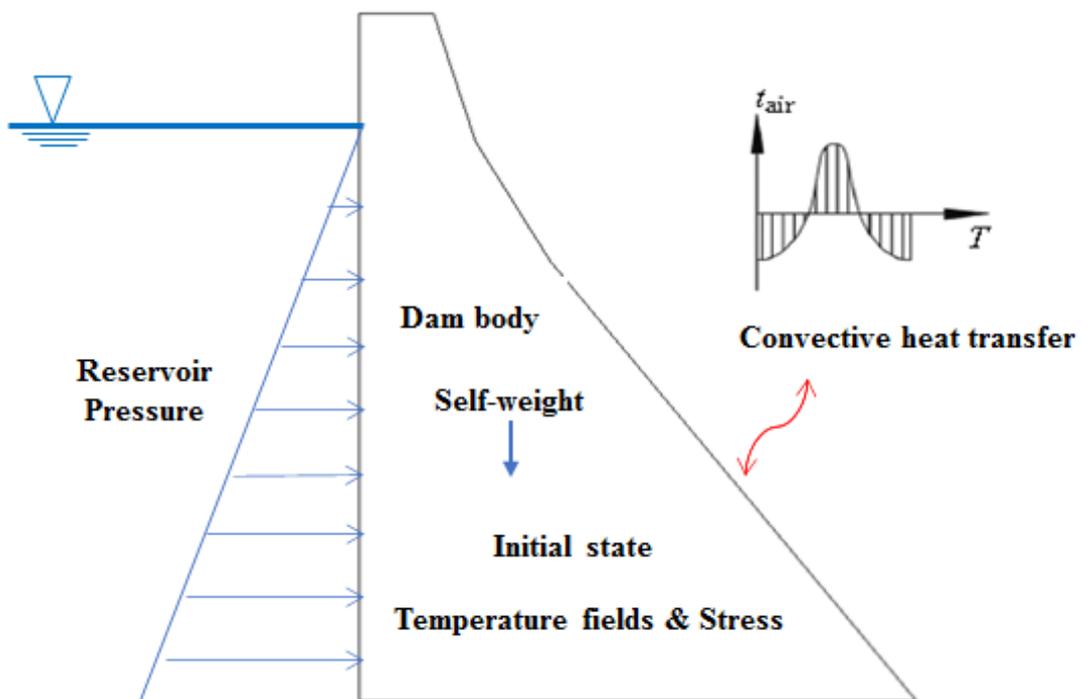


Figure 4. 6:Représentation schématique des différentes sollicitations agissant sur le barrage-poids durant les conditions normales.

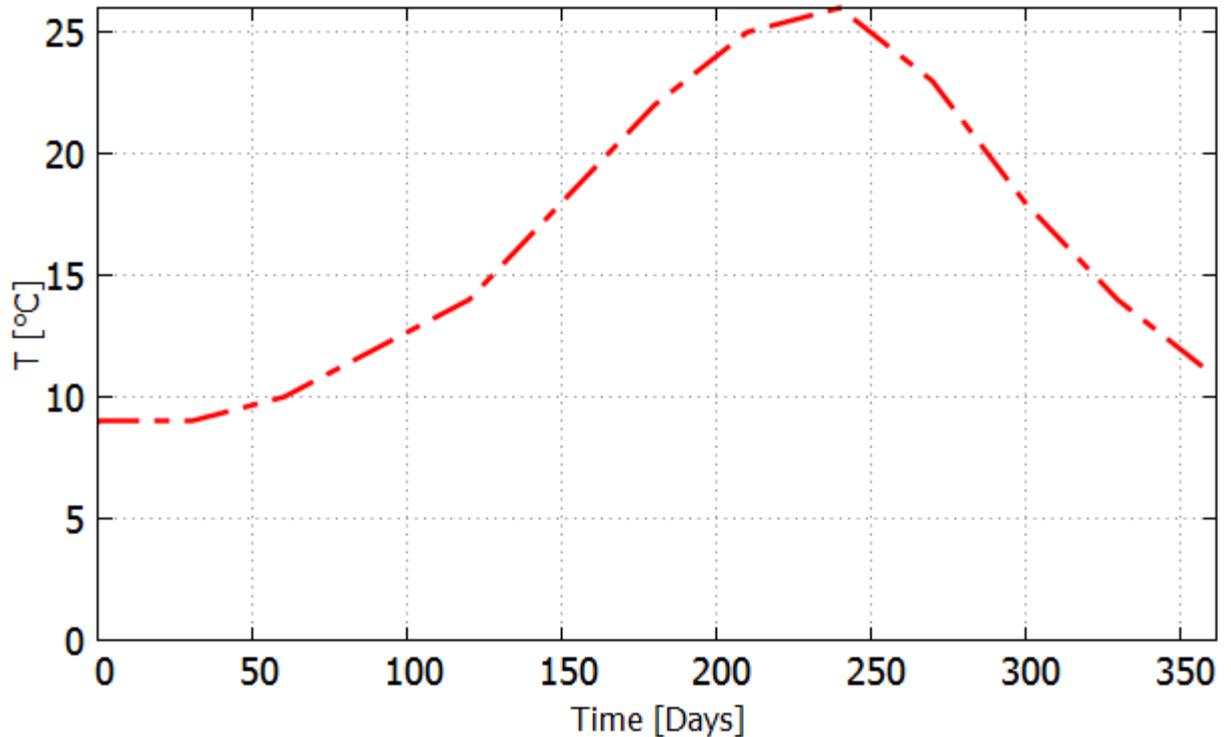


Figure 4. 7: Profile de la température ambiante enregistrée durant une année [4]

- **Analyse du comportement thermique : distribution du champ de températures**

La Figure 4.8 indique la variation de la température pendant la phase de construction pour les deux cas WPC et PC. On peut observer que la température du béton est maximale au centre du barrage pendant les périodes de fonctionnement et qu'elle diminue progressivement sur les surfaces extérieures (contact air-béton). Cette variation suit l'état thermique initial du barrage pendant le processus de construction (effets exothermiques, retrait). On peut également noter que la température a été significativement réduite sur la surface du barrage avec le pré-refroidissement.

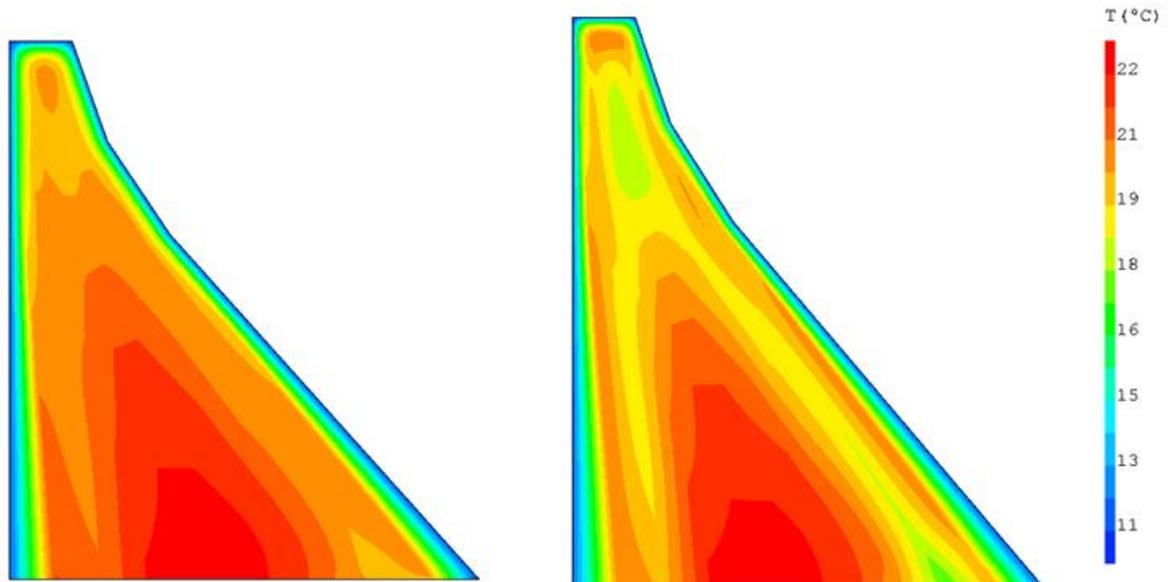


Figure 4. 8 : Champ de température de simulation numérique après une année d'exploitation.

- **Analyse du comportement mécanique : contrainte-déformation**

Les champs de contraintes horizontales et verticales de la structure du barrage sont représentés dans les Figures 4.9 et 4.10. Des contraintes de compression à l'intérieur sont observées dans le noyau du barrage. Pendant la période d'hiver, la contrainte de traction est principalement distribuée sur les surfaces en amont et en aval du corps du barrage pour les deux cas WPC et PC. L'état de contrainte du barrage en béton peut être réduit efficacement en introduisant des méthodes de pré-refroidissement. La Figure 4.11 montre l'historique des contraintes de traction maximales pendant les périodes de fonctionnement pour les deux configurations WPC et PC. On peut constater que la contrainte de traction maximale apparaît pendant les périodes extrêmes (chaudes et froides). Les résultats numériques présentés dans cette étude montrent une bonne concordance avec les résultats rapportés dans la littérature [67,138].

Chap4.

*Évaluation des performances sismiques des barrages gravitaires avec prise en compte des états initiaux induit par les effets du jeune âge*

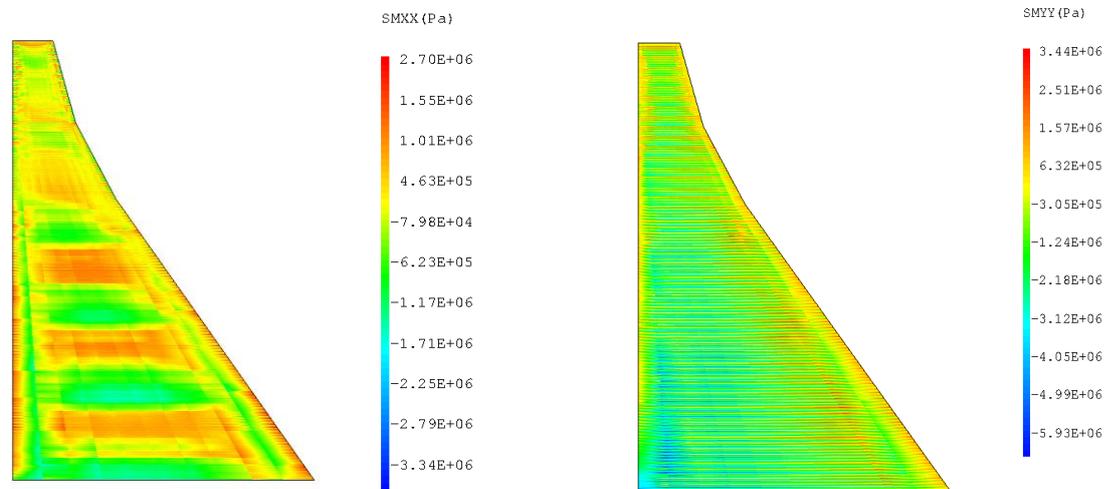


Figure 4. 9: Champ de contraintes simulées après une année d'exploitation : WPC.

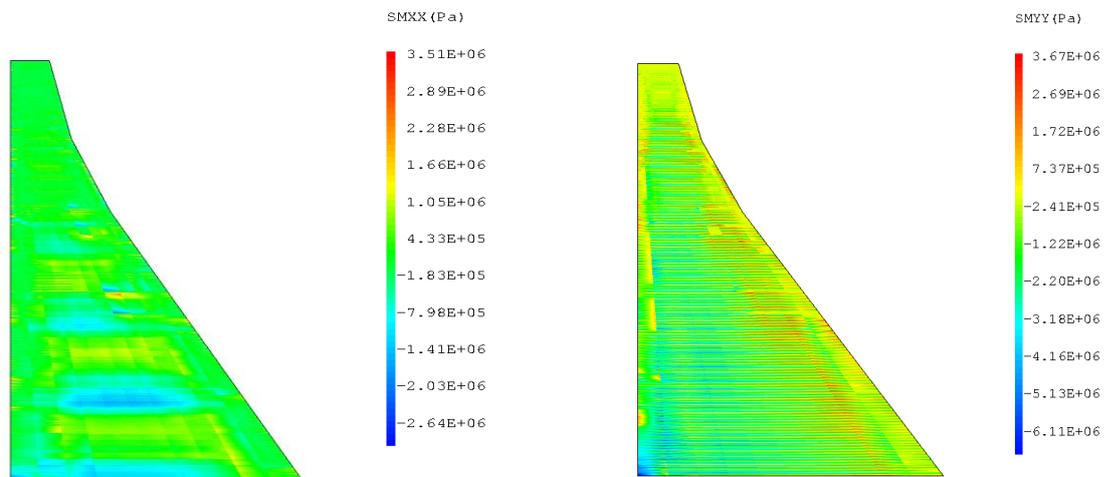


Figure 4. 10: Champ de contraintes simulées après une année d'exploitation : PC.

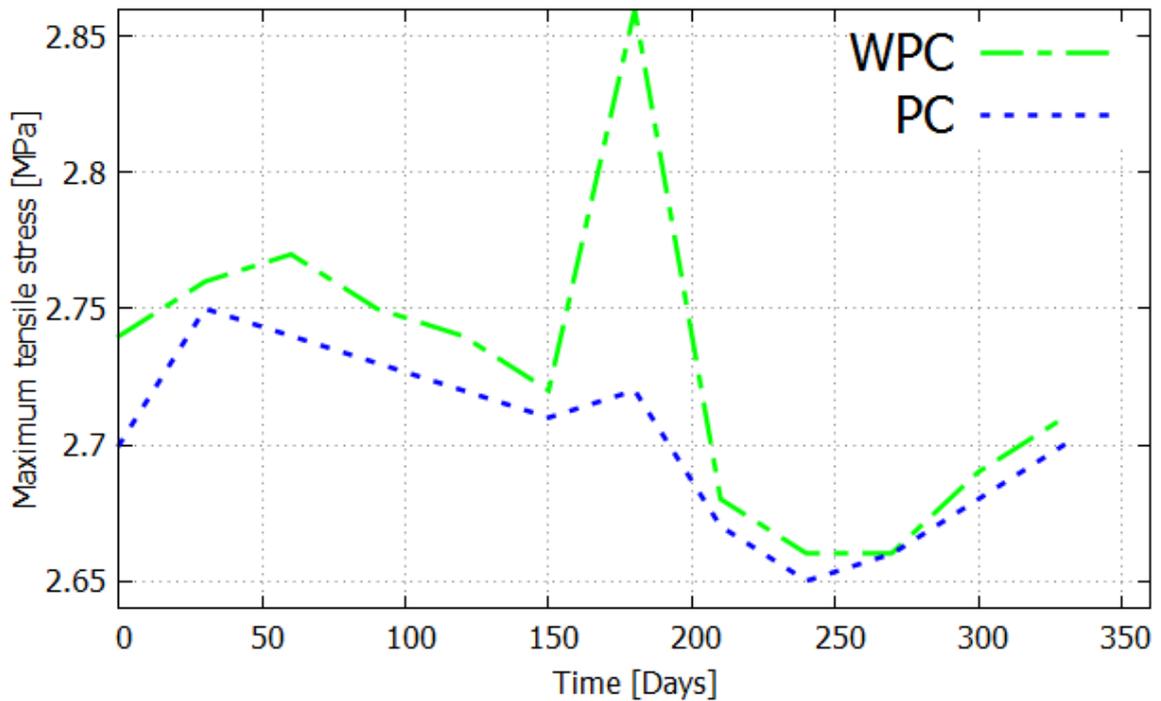


Figure 4. 11: Évolution temporelle de la contrainte maximale générée dans le barrage durant une année d'exploitation : WPC vs PC.

- **Analyse du comportement mécanique : déplacement de la crête**

L'évolution du déplacement horizontal de la crête du barrage pour les deux cas (PC et WPC) est montrée sur la Figure 4.13. La valeur absolue du déplacement horizontal maximal pour le WPC et le PC est de 16,2 mm et 9,61 mm, respectivement. Les méthodes de pré-refroidissement peuvent réduire de manière significative le déplacement horizontal pendant la période de fonctionnement (environ 60 %). On peut également observer qu'après une phase de diminution significative, la température commence à fluctuer avec le temps. Cette variation est la conséquence de l'évolution de la température de l'environnement (voir Figure4.7). Des résultats similaires ont été observés dans [67,138].

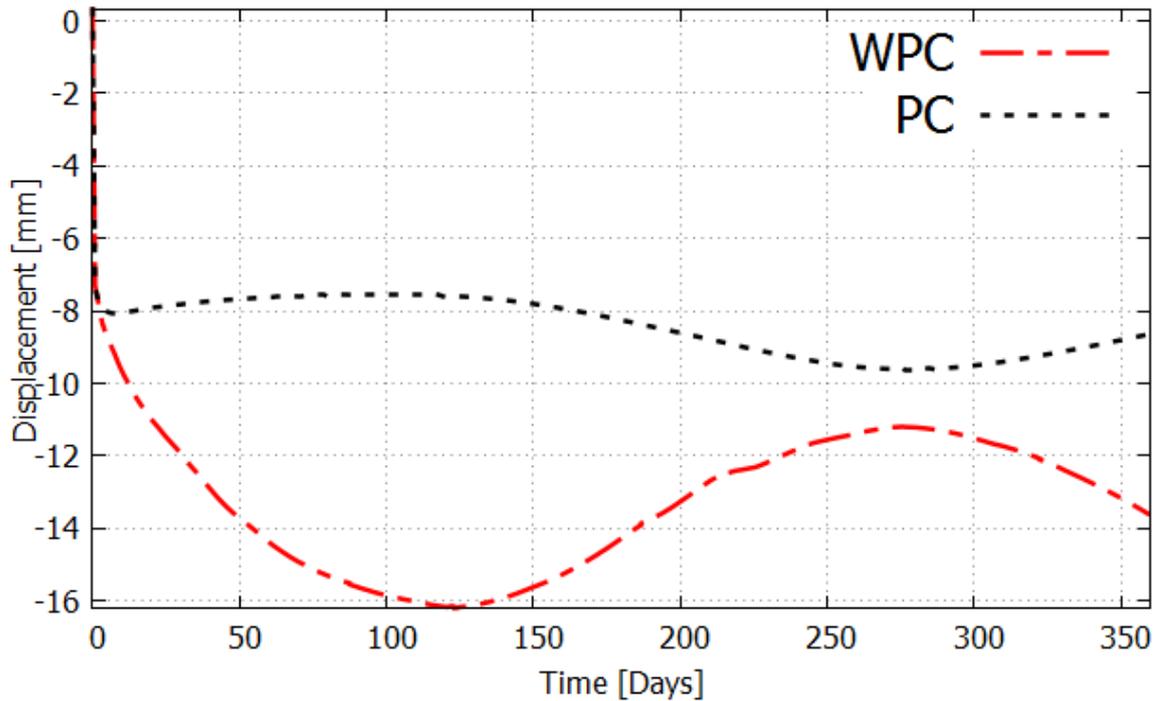


Figure 4. 12: Évolution temporelle de déplacement de la crête générée dans le barrage après une année d'exploitation : WPC vs PC.

## 4.4 Modélisation numérique du comportement sismique des barrages-poids

### 4.4.1 Démarche numérique

Le comportement sismique des barrages-poids en béton est étudié dans la présente section. Le barrage est considéré avec sa fondation. Le système barrage-fondation est modélisé en 2D et les calculs numériques sont effectués dans le contexte de déformations planes. La fondation du barrage est considérée comme rigide. Le système barrage-fondation est discrétisé à l'aide d'éléments QUA4 (quadrangle avec interpolation linéaire). L'interface barrage-roche n'est pas prise en compte dans la présente simulation. La Figure 4.13 montre une vue d'ensemble du système barrage-fondation. Les charges appliquées comprennent le poids propre du barrage, les charges hydrostatiques et hydrodynamiques et les sollicitations sismiques. L'effet de pression hydrodynamique a été simulé en utilisant l'approche de masse ajoutée de Westergaard. Pour l'excitation sismique, le tremblement de terre de Boumerdes survenu en 2003 en

Algérie a été choisi. L'accélération maximale du sol dans la direction horizontale du tremblement de terre est de 0,1g. L'évolution temporelle de l'accélération est présentée à la Figure 4.14. La charge sismique est appliquée sous forme d'accélération. Les caractéristiques mécaniques des fondations et du barrage sont indiquées dans le Tableau 4. Comme indiqué dans la section 4.3, l'impact de l'état initial du jeune âge sur le comportement sismique est discuté. L'analyse mécanique à l'échelle locale et globale des conséquences de cet état initial est étudiée. L'impact du système de contrôle (de refroidissement) est également discuté.

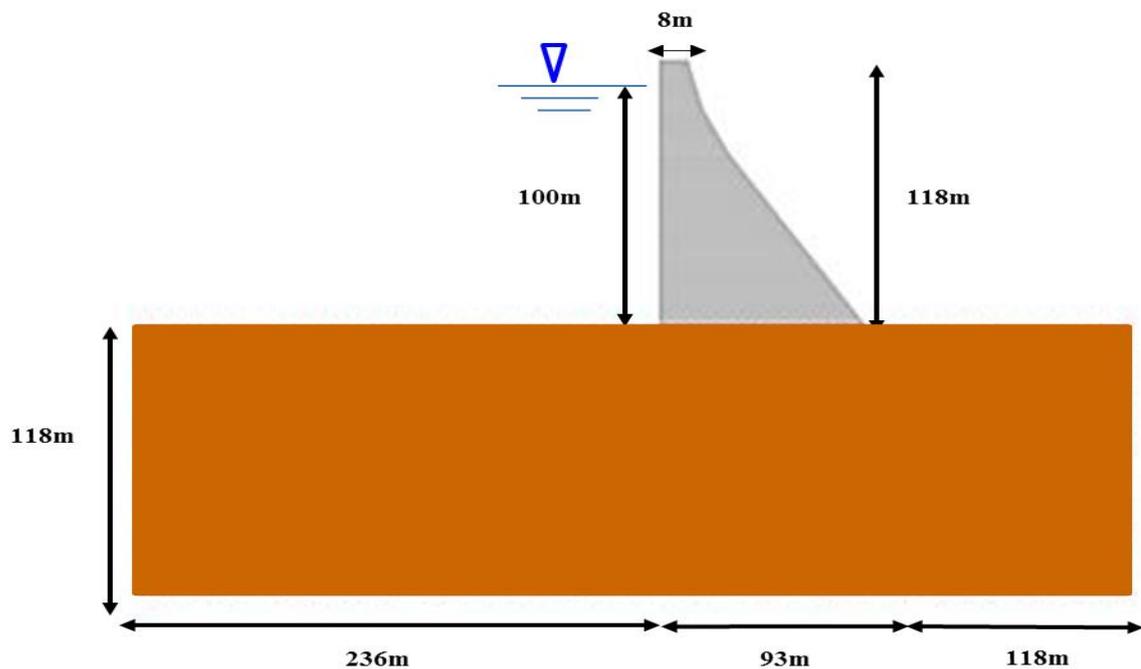


Figure 4. 13: Caractéristique géométrique du système fondation-barrage

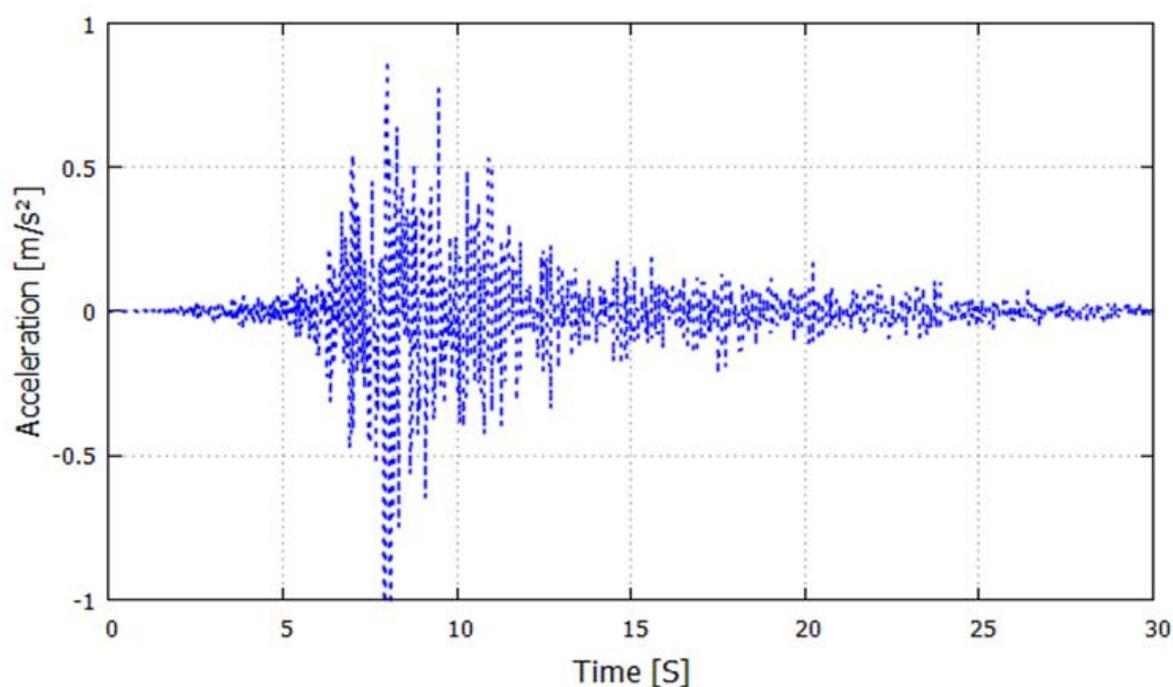


Figure 4. 14: Accélérogramme du séisme Boumerdes (21Mai,2003) appliqué sur le barrage Beni-Haroun.

Les caractéristiques mécaniques du système fondation-barrage pour l'analyse sismique sont indiquées dans le Tableau4-3.

Tableau4- 3: Propriété des matériaux du système barrage-fondation.

Matériaux	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Resistance à la traction (MPa)	Resistance à la Compression (MPa)	Densité	Énergie de Fissuration (N/m)
Béton	31000	0.2	2.3	23.8	2.4	200
Fondation	34000	0.25	-	-	2.300	-

#### 4.4.2 Réponse globale du barrage poids sous chargement sismique :

- La réponse sismique en termes de déplacements de la crête

Dans le cadre l'analyse sismique des barrages en béton avec la prise en compte des différents phénomènes (l'interaction sol-structure-fluide, l'effet thermique, l'effet du jeune âge), le déplacement de la crête est un facteur déterminant pour l'appréhension de la réponse dynamique en vue afin de : choisir et de valider un profil en adéquation avec les conditions géologiques du site, ou/et de vérifier précisément la stabilité sismique de l'ouvrage[21].

Les Figures 4.15, 4.16 et 4.17 présentent les réponses temporelles en termes de déplacement de la crête pour les trois systèmes sollicités avec le même signal sismique. Les valeurs absolues des déplacements maximaux pour les trois configurations WEA, WPC et PC sont respectivement de 56,11 mm, 85,12 mm et 78,5 mm. Avec la prise en compte de l'état initial du barrage (sans et avec pré-refroidissement), les valeurs de déplacement sont supérieures de 50% et 39% (respectivement) par rapport au cas sans l'effet du jeune âge. Les simulations ci-dessus montrent que l'état initial résultant de l'hydratation a un impact sur le comportement mécanique sous chargement statique et sismique. Jaafari et *al.* [139] ont rapporté des résultats similaires pour des portiques en béton armé où deux groupes de portiques qui ont évolué dans des conditions différentes pendant leur période d'hydratation ont été analysés afin d'évaluer leur différence de comportement sous des charges sismiques. Les portiques maintenus dans des conditions endogènes ont montré des déplacements plus élevés que le second portique maintenu dans des conditions non endogènes (pas de retrait de séchage).

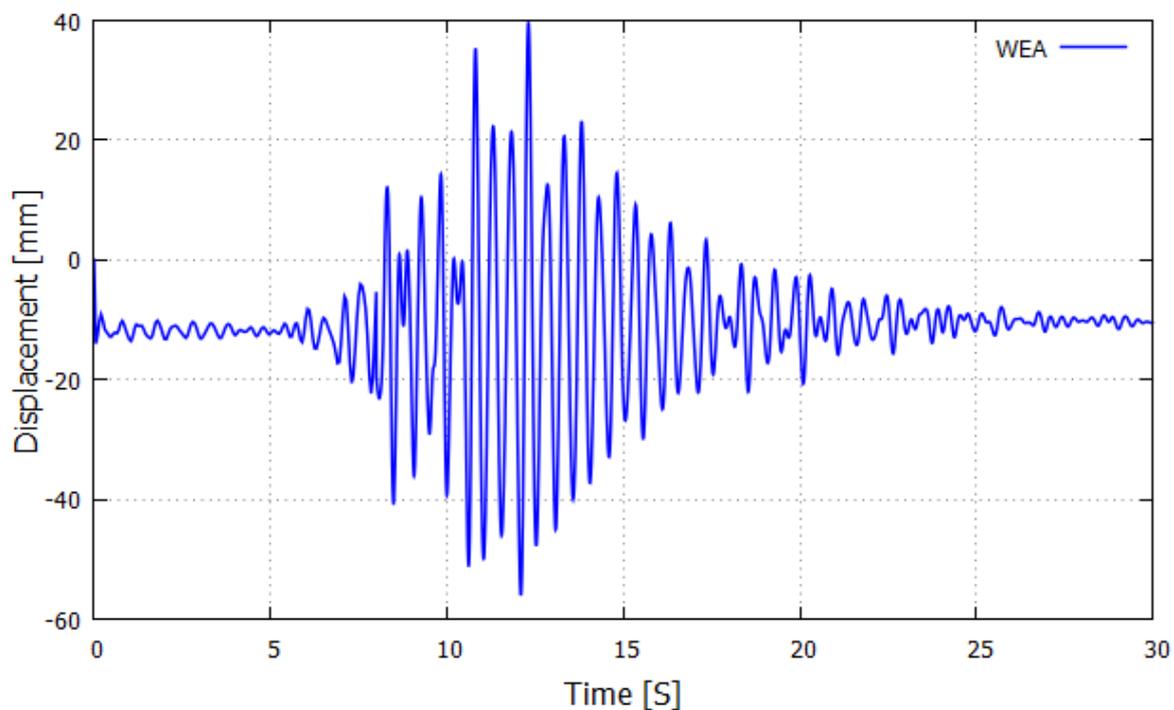


Figure 4. 15: Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, sans tenir en compte de l'effet de jeune âge.

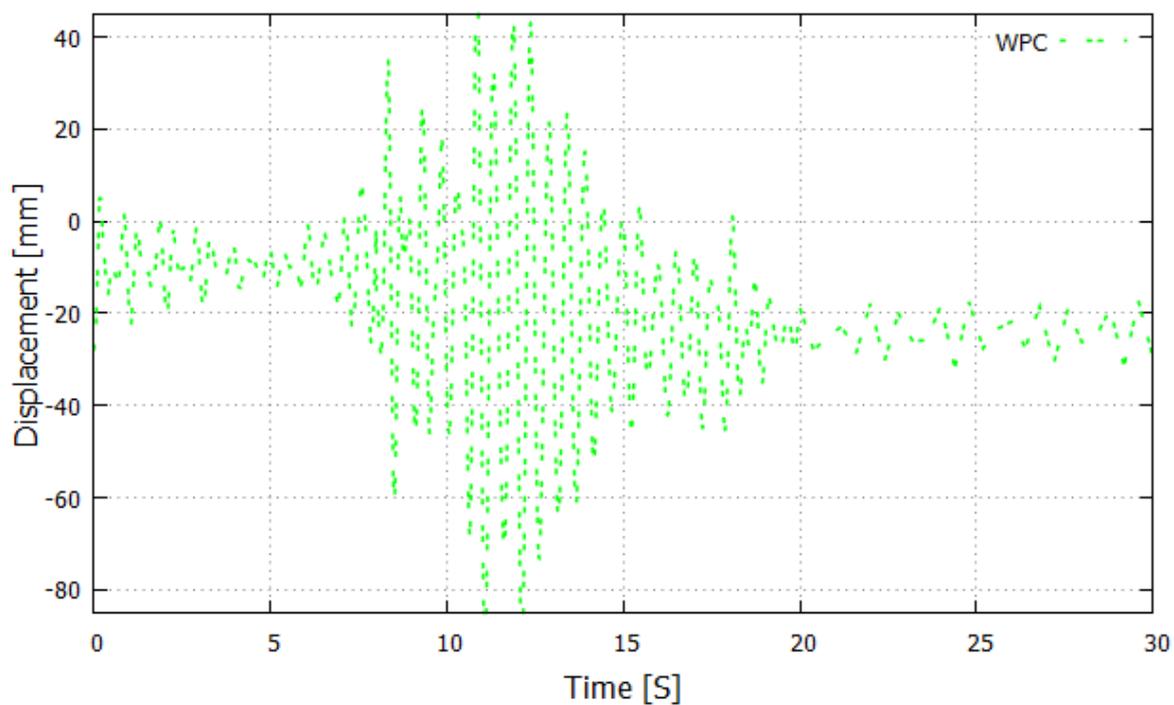


Figure 4. 16 : Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, avec prise en compte de l'effet de jeune âge et sans prise en compte de l'effet de refroidissement.

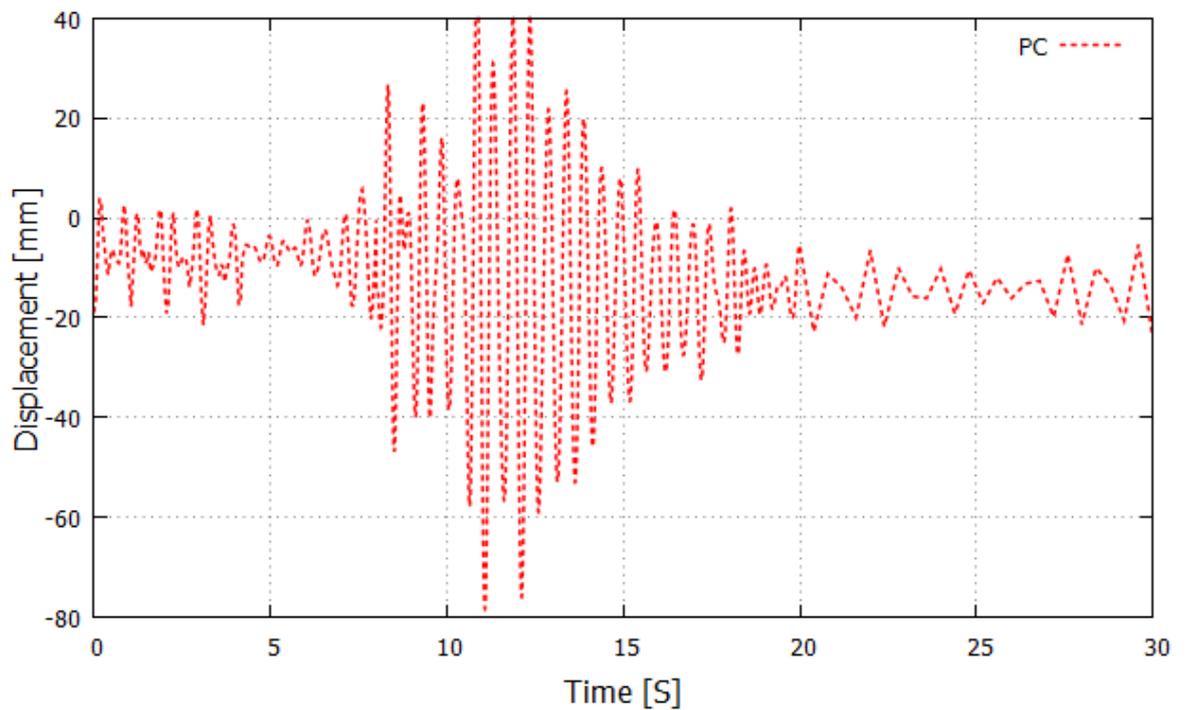


Figure 4. 17: Réponse temporelle de déplacement en crête pour le barrage-poids, avec prise en compte de l'effet de jeune âge et tenant compte de l'effet de refroidissement.

La Figure 4.18 illustre la comparaison des déplacements en crête en fonction de la durée d'excitation pour les trois configurations.

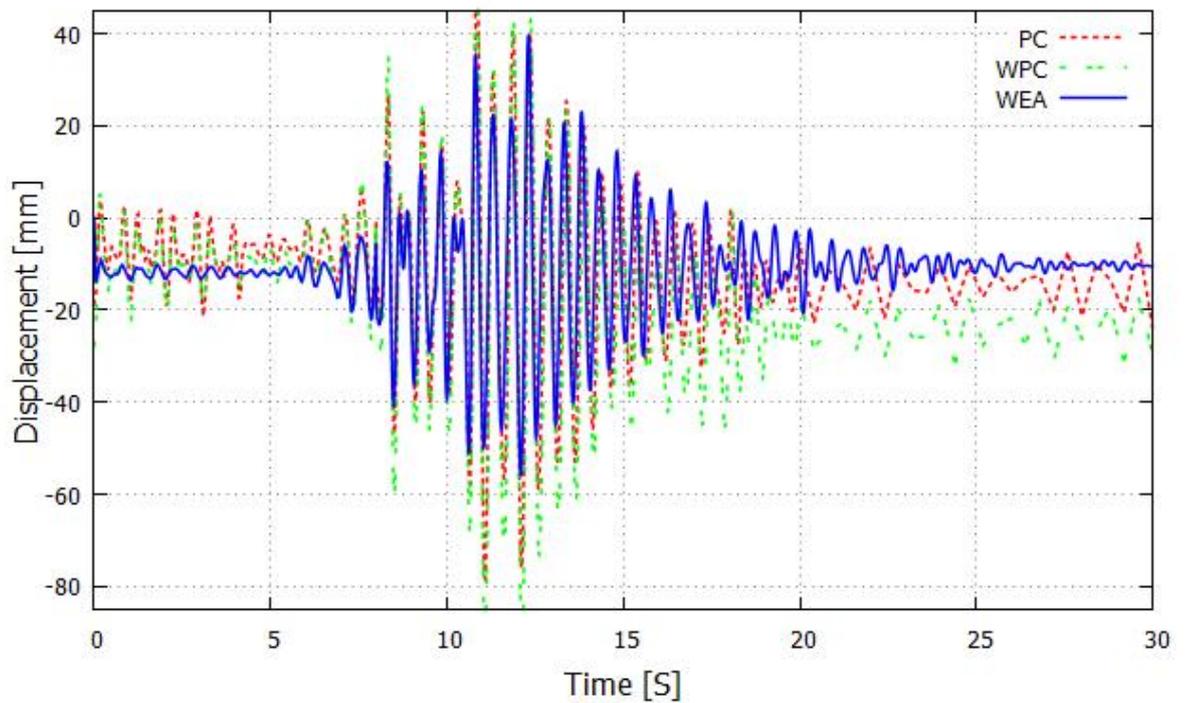


Figure 4. 18 : Comparaison des déplacements horizontaux en crête pour les trois configurations : WEA vs WPC vs PC.

- **Analyse transitoire de l'ouverture des fissures primaires :**

Les figures 4.19, 4.20 et 4.21 présentent les réponses temporelles en matière d'évolution ouverture des fissures primaires (Principale Mode I) pour les trois systèmes sollicités avec le même signal sismique. Les champs de fissures montrent que deux fissures primaires sont observées dans les zones aval pour les cas WPC et PC tandis que pour le cas WEA, une fissure primaire est concentrée dans l'interface barrage-fondation. Le barrage en béton sans l'effet de l'état initial présente une fissure horizontale d'amplitude nulle au début du séisme, cependant, des fissures d'amplitude non nulle ont été observées pour les cas WPC et PC. Pour le cas WEA, la fissure atteint son maximum (2,67 mm) après 12,13s d'excitation sismique. Ensuite, la fissure est stabilisée à la fin de l'événement. En considérant le comportement au jeune âge sans méthode de pré-refroidissement (WPC), des microfissures apparaissent avant l'application de l'excitation sismique. De petites amplitudes sont observées au début. Après quelques secondes, des oscillations d'ouvertures de fissures avec de grandes amplitudes sont observées. Le maximum (6.72mm) est atteint à 12.24s. Les mêmes observations sont faites pour le cas « PC ». Cependant, des valeurs de fissures plus faibles sont obtenues. Le maximum (5.16mm) est atteint à 13.81s. Une fois de plus, les résultats montrent l'influence du jeune âge sur le comportement de fissuration. Un impact modéré du processus de pré-refroidissement sur le comportement de fissuration est également observé.

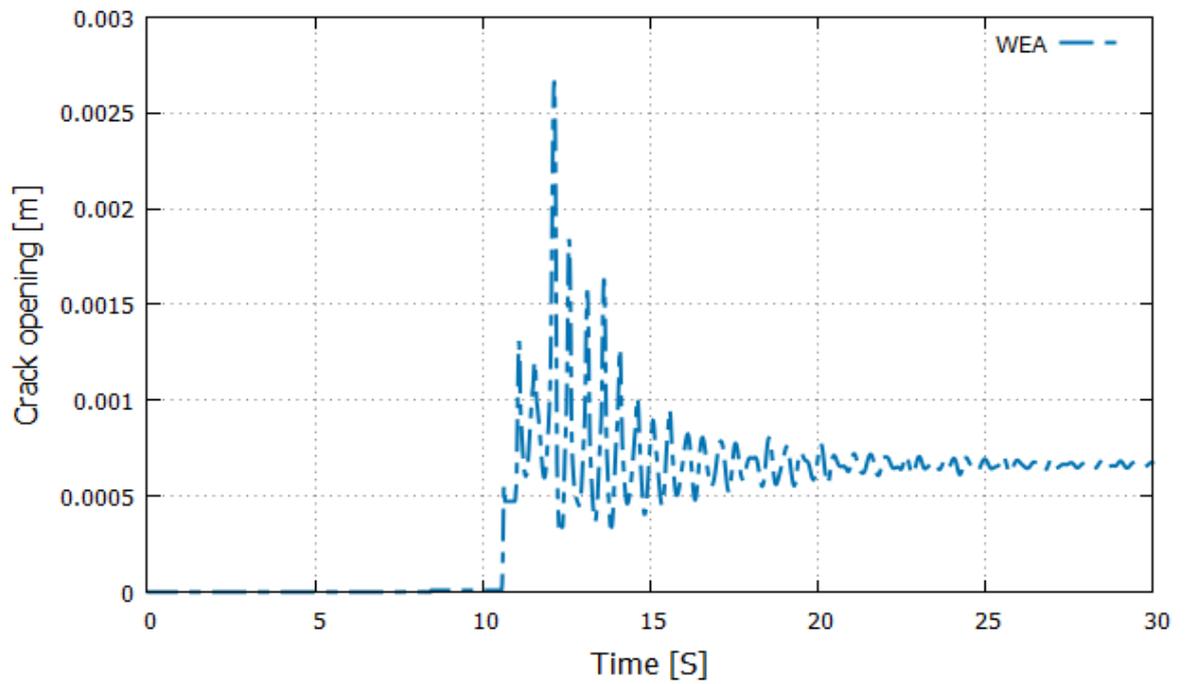


Figure 4. 19: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : WEA.

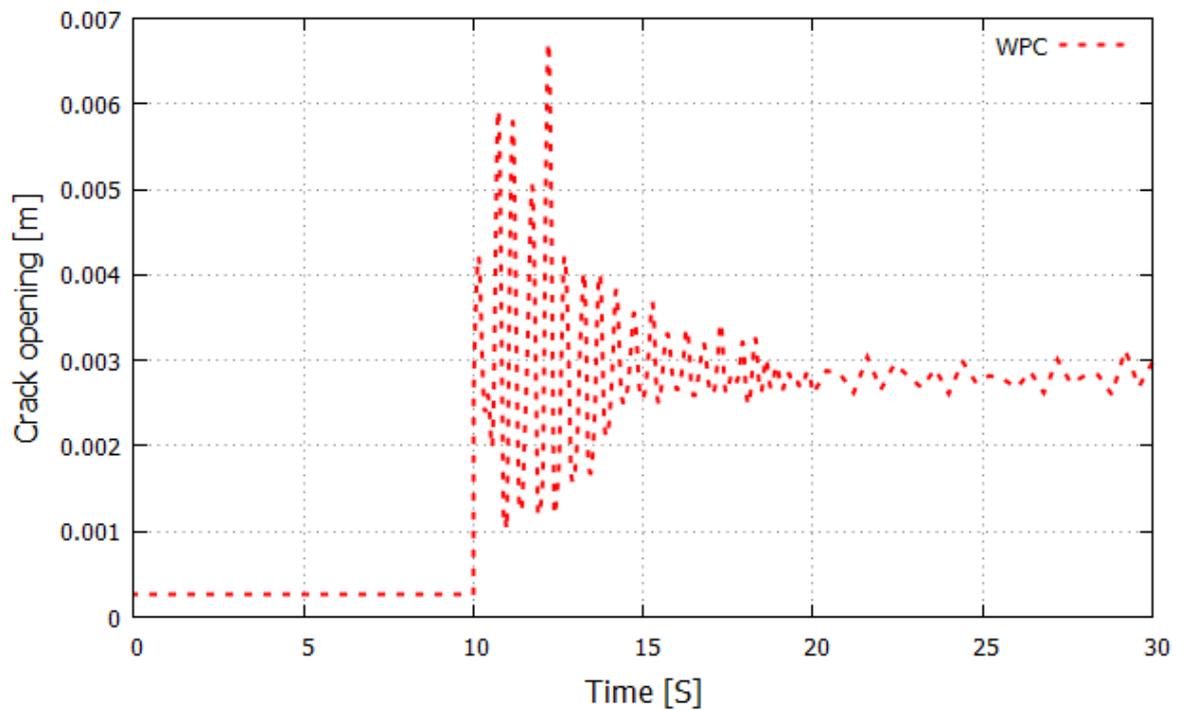


Figure 4. 20: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : WPC.

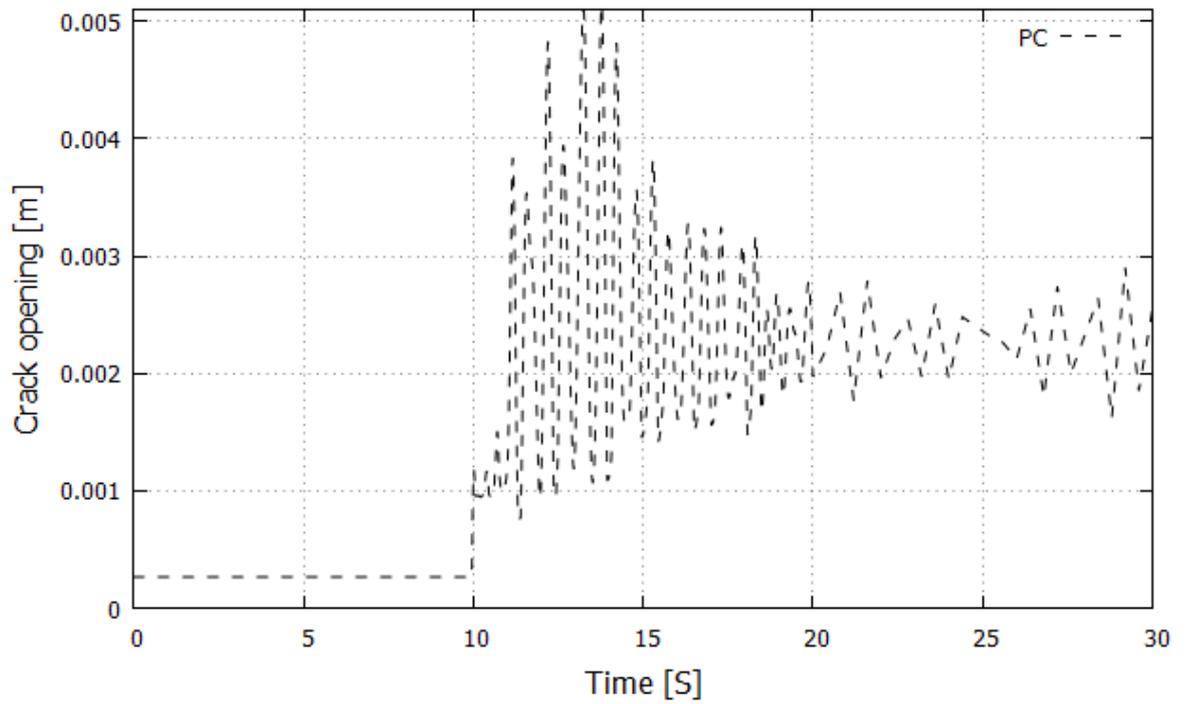


Figure 4. 21:: Évolution temporelle de l'ouverture de la fissure principale : PC.

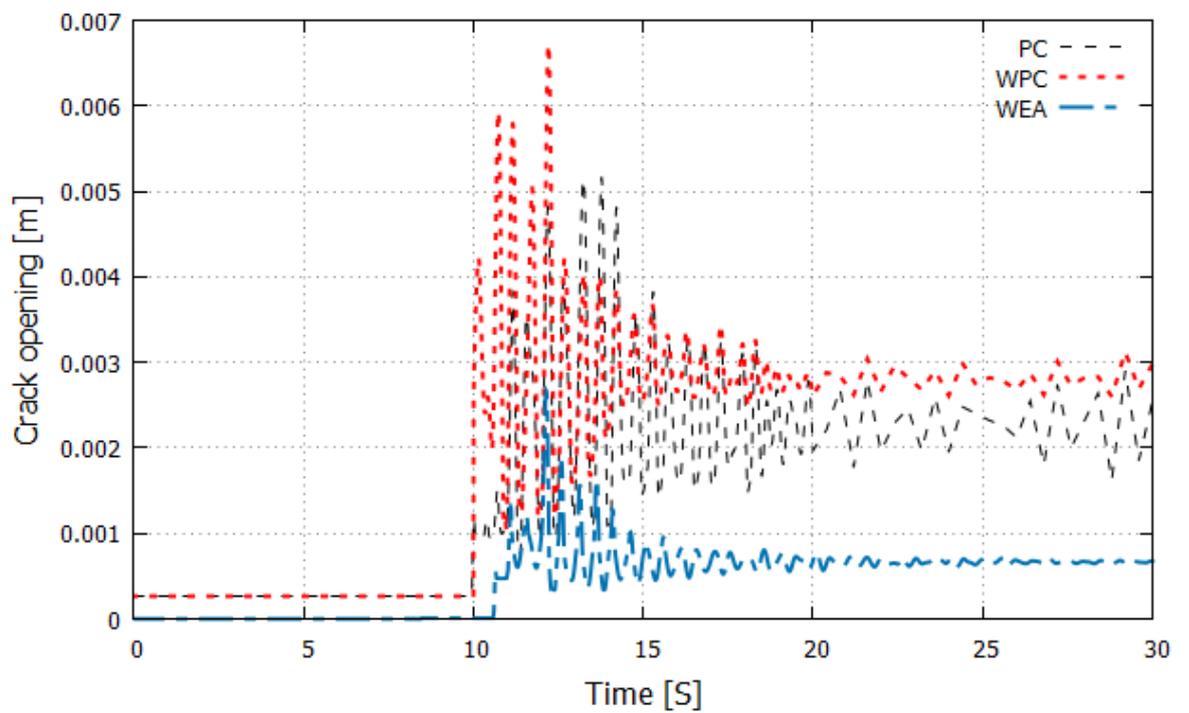


Figure 4. 22 :: Comparaison des ouvertures des fissures principales pour les trois configurations : WEA vs WPC vs PC.

#### 4.4.3 Réponse locale du barrage poids sous chargement sismique :

- **Analyse des contraintes maximales**

Dans l'ingénierie des barrages, l'une des préoccupations est la valeur et l'emplacement des contraintes de traction maximales. La Figure 4.23 montre la distribution de la contrainte maximale sur le corps du barrage après l'événement sismique pour les cas WEA, WPC et PC. Comme illustré dans cette Figure, la localisation de la contrainte de traction maximale est située à l'interface barrage - fondation et près de changement de la pente pour les cas sans l'effet de jeune âge (WEA). Pour les deux cas (WPC et PC), la contrainte de traction maximale est localisée dans la face aval, en particulier près du talon du barrage et à proximité du changement de pente. Dans la section suivante, nous évaluons la performance sismique du barrage de Beni Haroun en termes de localisation des dommages.

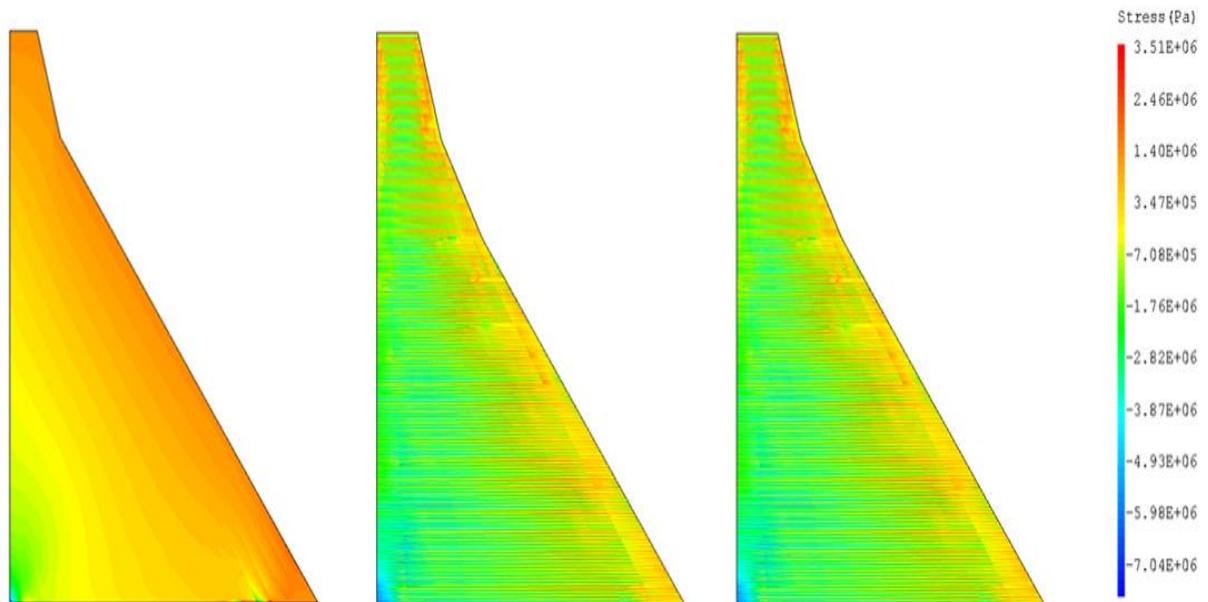


Figure 4. 23:: Champs des contraintes du barrage après excitation sismique : WEA vs WPC vs PC.

#### **Analyse de la localisation de l'endommagement et de la propagation des fissures**

Le modèle non linéaire proposé dans le deuxième chapitre est utilisé pour décrire le comportement local du barrage en termes de dégradation du béton (Endommagement). Les figures montrent les zones d'endommagement pour les trois configurations correspondantes à différent instants de l'excitation sismique. Dans le

cas où l'effet de l'état initial n'est pas pris en compte WEA, la concentration des dommages est principalement localisée au niveau de l'interface fondation-barrage ainsi que dans la pente en aval. Une explication probable de ces dommages pourrait être les contraintes de traction les plus élevées. Des résultats similaires ont été obtenus dans d'autres travaux de recherche[39,40,140,141].

Pour les deux cas (WPC et PC), les Figures 4-24 et 4-25 montrent que le dommage initial est détecté prématurément à 5,2s, près du changement de pente. La raison de ce dommage peut être liée aux contraintes de traction générées pendant le processus de construction. Les dommages résultant de la simulation WPC sont plus élevés que ceux observés dans le cas de la simulation PC, en particulier dans la région en aval. Cela confirme l'effet de la méthode de pré-refroidissement sur la réduction du champ de dommages du barrage. L'effet de l'état de jeune âge et l'impact de la méthode de pré-refroidissement sont mis en évidence dans la Figure 4-26 où les trajectoires des fissures pour les trois cas à la fin du fort séisme sont illustrées. Pour la configuration WEA, la propagation des fissures est située à l'interface fondation-barrage, probablement en raison de la concentration des contraintes. Pour les deux autres cas, les fissures primaires se sont produites dans les zones amont et aval, en particulier près du changement de la pente de la partie aval et de la mi-hauteur de la section du barrage. Le barrage en béton sans pré-refroidissement présente des ouvertures de fissures plus importantes.

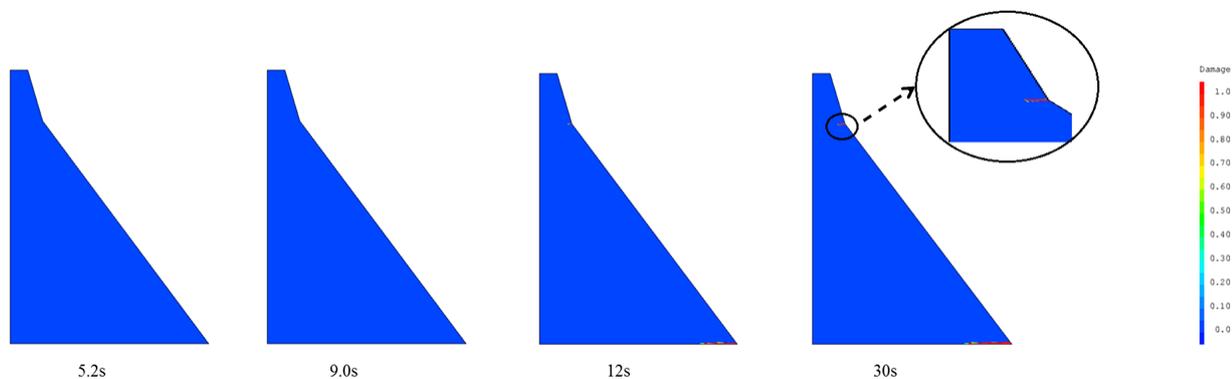


Figure 4. 24: Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : WEA.

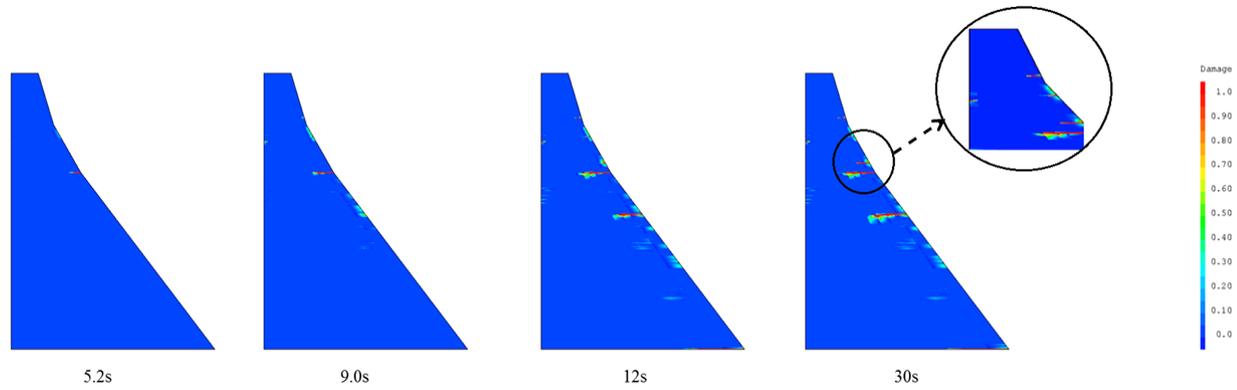


Figure 4. 25: Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : WPC.

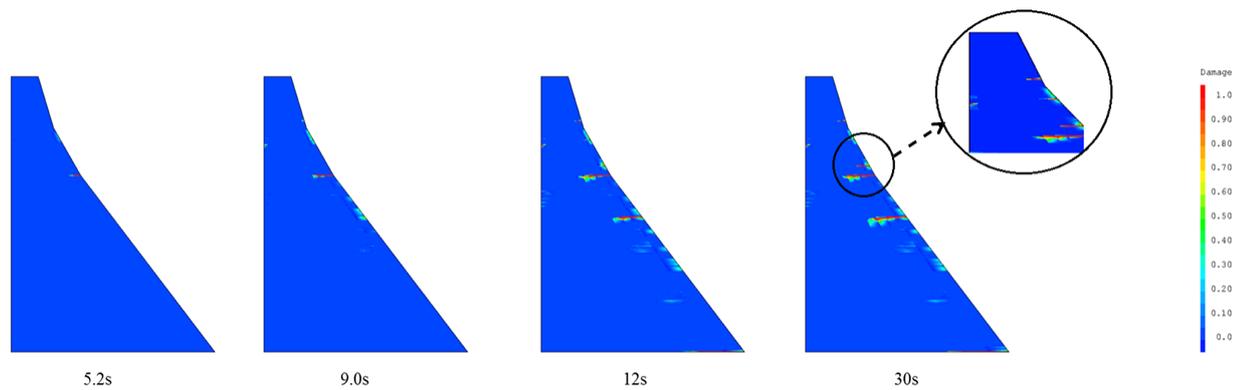


Figure 4. 26: Champs d'endommagement à différents instants de l'excitation sismique : PC.

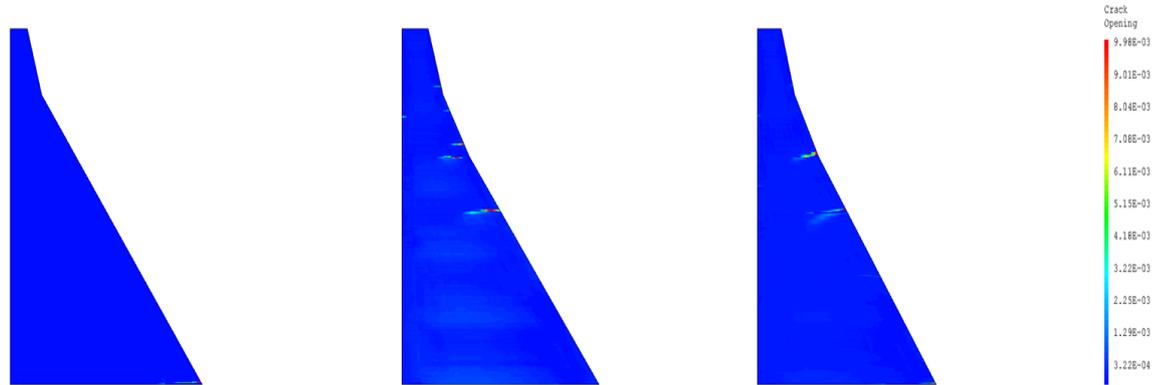


Figure 4. 27:: Processus de fissuration du barrage après excitation sismique pour les trois cas : WEA vs WPC vs PC.

## 4.5 Conclusions

Dans ce chapitre, une stratégie numérique a été proposée pour explorer le comportement d'un barrage poids soumis à un chargement sismique en tenant compte des états initiaux du barrage induits par les effets du jeune âge et l'impact des méthodes du control thermique. L'un des points forts de cette étude est qu'elle propose une stratégie complète pour l'analyse du comportement d'un barrage-poids en béton du point de vue « sécurité des barrages », en tenant compte du processus de construction (effet d'exothermie, température ambiante...) et de tous les types de chargement (statique et dynamique). L'étude est importante pour approfondir notre compréhension de l'impact des effets du jeune âge sur le comportement mécanique des barrages en béton dans les conditions extrêmes.

Les résultats démontrent clairement que la prise en compte l'état initial du barrage en dimensionnement sismique est obligatoire. La négligence de ces effets peut avoir des effets néfastes sur le comportement en service et sous sollicitations extrêmes. Il est à noter que, l'investigation numérique est limitée par le manque d'informations sur les

*Chap4.*

*Évaluation des performances sismiques des barrages gravitaires avec prise en compte des états initiaux induit par les effets du jeune âge*

données du site et par la stratégie de modélisation simplifiée (2D). Cependant, elle offre une cadre globale pour l'exploration de la sécurité des barrages sous des charges sismiques.

Le chapitre suivant s'intéresse à une étude d'optimisation des barrages poids en béton conventionnelle vibré BCV en prenant en compte les différentes interactions lors la construction (effet d'exothermie, retrait, mode de construction...).

**CHAPITRE 5 : Modélisation numérique des effets  
du vieillissement sur le comportement mécanique  
des barrages en béton gravitaire en BCV**

## **5.1 Introduction**

La technique des barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) s'est développée à partir de la deuxième décennie du XXe siècle. Elle a donné lieu à un très grand nombre d'ouvrages de toute taille et pour toutes sortes d'usages. La technologie des barrages poids en BCV met en œuvre des bétons de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250 kg/m<sup>3</sup>. L'exothermie de la réaction d'hydratation du béton conduit pendant la prise à de fortes augmentations de température du béton et à un risque de fissuration lors du refroidissement. Les barrages en BCV sont pour cette raison construits par plots de dimensions horizontales courantes 15 x 15 mètres nécessitant la mise en œuvre de nombreux joints de contraction, transversaux et longitudinaux (au moins pour les barrages de grande hauteur). Pour les petits barrages, il est généralement possible de se contenter de joints transversaux. Le monolithisme de l'ouvrage est obtenu par la mise en place de boîtes de cisaillement et l'injection des joints entre plots. La technique des barrages poids en BCV nécessite comme la maçonnerie une importante main d'œuvre, en particulier pour la réalisation des coffrages. L'optimisation des dimensions des plots des barrages BCV conjuguée aux conditions climatiques (normales et extrêmes), et à d'autres paramètres comme la température initiale du béton, les conditions aux limites, les caractéristiques matérielles du béton constituent des préoccupations majeures pour les concepteurs et réalisateurs de ce type de barrage.

Dans l'optique, une analyse thermo-chimico-mécanique globale est effectuée sur un barrage-poids en BCV durant les phases de construction. Dans le cadre de l'évaluation des états initiaux des barrages en BCV qui se produit pour chaque couche de levée, les concepts d'indice de fissurations sont introduits et analysés, en utilisant une approche déterministe. L'évaluation déterministe du comportement des barrage-poids à l'âge précoce est effectuée en considérant différents scénarios relatifs à la température ambiante extrême et au calendrier et technologie de construction (dimensions des plots, techniques de réalisation et exigences et recommandations). Dans une première phase, une stratégie numérique a été développée et implémentée dans le code de calcul Cast3m afin de simuler le comportement des barrages poids en BCV durant les phases de construction. Deux aspects sont également traités dans ce chapitre : effet de la

température ambiante (conditions normales et deux conditions extrêmes) et les effets de coulage des plots. Dans une deuxième phase, les états initiaux (Champs d'endommagement et de contraintes) du barrage à la fin du processus de construction ont été considérés et analysés. L'optimisation des dimensions des plots des barrages BCV conjuguée aux conditions climatiques (normales et extrêmes), et à d'autres paramètres comme la température initiale du béton, les conditions aux limites, les caractéristiques matérielles du béton constituent des préoccupations majeures pour les concepteurs et réalisateurs de ce type de barrage.

Dans l'optique, une analyse thermo-chimique mécanique globale est effectuée sur un barrage-poids en BCV durant les phases de construction. Dans le cadre de l'évaluation des états initiaux des barrages en BCV qui se produit pour chaque couche de levée, les concepts d'indice de fissurations sont introduits et analysés, en utilisant une approche déterministe. L'évaluation déterministe du comportement des barrage-poids à l'âge précoce est effectuée en considérant différents scénarios relatifs à la température ambiante extrême et au calendrier et technologie de construction (dimensions des plots, techniques de réalisation et exigences et recommandations). Dans une première phase, une stratégie numérique a été développée et implémentée dans le code de calcul Cast3m afin de simuler le comportement des barrages poids en BCV durant les phases de construction. Deux aspects sont également traités dans ce chapitre : effet de la température ambiante (conditions normales et deux conditions extrêmes) et les effets de coulage des plots. Dans une deuxième phase, les états initiaux (Champs d'endommagement et de contraintes) du barrage à la fin du processus de construction ont été considérés et analysés. Évaluation de l'influence de ces différents scénarios sur le comportement Chimico-thermo-mécanique des barrages poids en BCV durant les phases de construction.

## **5.2 Démarche de simulation numérique**

La stratégie numérique adoptée dans ce chapitre est représentée schématiquement dans la Figure 5.1.

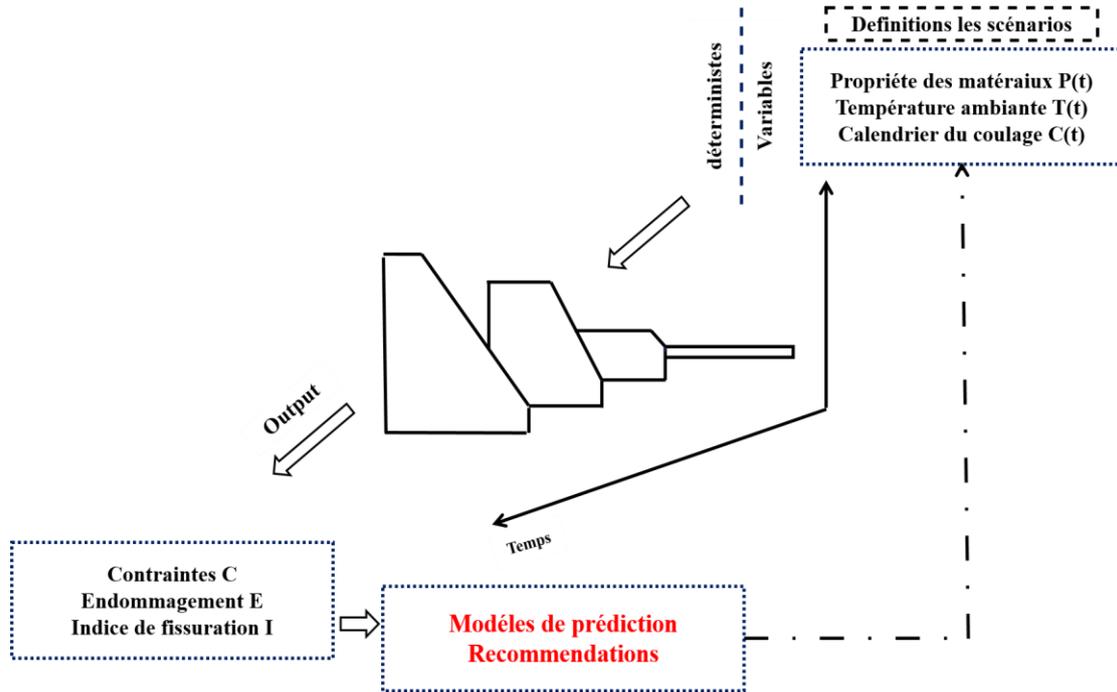


Figure 5. 1: Représentation schématique de la stratégie numérique adoptée dans ce chapitre.

L'implémentation utilisée dans cette stratégie numérique consiste en un barrage poids en BCV. Ce modèle est inspiré à partir les travaux de thèse de Bessaid [21]. Le barrage sélectionné possède une hauteur de 96 m, une largeur en crête de 9 m et une largeur en base de 76 m. Le parement amont est vertical et le fruit aval est de 1 : 0,7. Une modélisation 2D en déformation plane est adoptée, des éléments finis QUA4 avec une interpolation quadratique pour les déplacements et linéaire pour la température a été utilisée pour l'analyse chimico-thermo-mécanique.

Notre investigation consiste à faire varier les dimensions des plots et les conditions climatiques (normales et extrêmes). D'autres paramètres ont été intégrés dans l'analyse. Il s'agit de la température initiale du béton, des conditions aux limites et des caractéristiques du béton. Les paramètres d'entrée utilisés dans les diverses simulations sont spécifiés dans le Tableau 5-1.

Tableau5- 1 : Détails des scénarios implémentés dans le modèle.

Scénario	Symboles	Dimensions des plots	T <sub>ini</sub>	T <sub>ext</sub>
1	C1_15_3_0	15x3m <sup>2</sup>	22°C	0°C
2	C1_15_3_22	15x3m <sup>2</sup>	22°C	22°C
3	C1_15_3_45	15x3m <sup>2</sup>	22°C	45°C
4	C1_15_4_0	15x4m <sup>2</sup>	22°C	0°C

5	C1_15_4_22	15x4m <sup>2</sup>	22°C	22°C
6	C1_15_4_45	15x4m <sup>2</sup>	22°C	45°C
7	C1_15_5_0	15x5m <sup>2</sup>	22°C	0°C
8	C1_15_5_22	15x5m <sup>2</sup>	22°C	22°C
9	C1_15_5_45	15x5m <sup>2</sup>	22°C	45°C
10	C1_20_3_0	20x3m <sup>2</sup>	22°C	0°C
11	C1_20_3_22	20x3m <sup>2</sup>	22°C	22°C
12	C1_20_3_45	20x3m <sup>2</sup>	22°C	45°C
13	C1_20_4_0	20x4m <sup>2</sup>	22°C	0°C
14	C1_20_4_22	20x4m <sup>2</sup>	22°C	22°C
15	C1_20_4_45	20x4m <sup>2</sup>	22°C	45°C
16	C1_20_5_0	20x5m <sup>2</sup>	22°C	0°C
17	C1_20_5_22	20x5m <sup>2</sup>	22°C	22°C
18	C1_20_5_45	20x5m <sup>2</sup>	22°C	45°C
19	C1_25_3_0	25x3m <sup>2</sup>	22°C	0°C
20	C1_25_3_22	25x3m <sup>2</sup>	22°C	22°C
21	C1_25_3_45	25x3m <sup>2</sup>	22°C	45°C
22	C1_25_4_0	25x4m <sup>2</sup>	22°C	0°C
23	C1_25_4_22	25x4m <sup>2</sup>	22°C	22°C
24	C1_25_4_45	25x4m <sup>2</sup>	22°C	45°C
25	C1_25_5_0	25x5m <sup>2</sup>	22°C	0°C
26	C1_25_5_22	25x5m <sup>2</sup>	22°C	22°C
27	C1_25_5_45	25x5m <sup>2</sup>	22°C	45°C

Comme évoqué précédemment, un barrage en BCV est construit par plots afin de contrôler la fissuration induite par les effets du jeune âge. Néanmoins, dans le cas d'un barrage en BCV, le choix des dimensions adéquates doit être adopté pour les plots bétonnés. En raison de sa faible conductivité, la construction rapide des levées d'une structure aussi massive générera un comportement presque adiabatique dans le noyau du barrage. En effet, entre le bétonnage de deux couches consécutives, il n'y a pas de temps pour l'achèvement de la réaction d'hydratation. Par conséquent, une couche continuera à générer de la chaleur et à se déformer lorsque la couche supérieure sera réalisée. Des gradients thermiques se produisent entre les deux couches et les changements volumétriques seront limités, ce qui peut entraîner des auto-contraintes positives et induira des fissurations prématurées. A ce propos, en supposant que la mise en place de nouvelle levée est posée dans une période de 5 jours par rapport à l'ancienne levée, le processus d'hydratation est supposé atteindre 85% dans les cinq jours après le bétonnage. Il faut noter que l'effet de la fondation et du traitement des joints sont négligés dans la présente investigation.

La modélisation du calendrier de construction (les dimensions des plots, les conditions aux limites thermiques et mécaniques) des barrages poids en BCV est l'une des étapes les plus délicates des modèles numériques actuels. Il est essentiel de tenir compte des modes de construction dans la modélisation numérique pour obtenir une bonne représentation du comportement chimico-thermo-mécanique du barrage en BCV pendant la construction. La construction en couches est souvent modélisée dans la littérature disponible au moyen de la technique de la "Birth and Death". Cette technique consiste à activer des éléments de maillage correspondant à chaque couche bétonnée selon un calendrier de construction donné. L'activation de chaque couche consisterait à activer les évolutions de température et le degré d'hydratation ainsi que les forces de gravité selon le schéma de construction adopté. L'avantage de cette technique repose sur le fait que la géométrie et le maillage du modèle sont identiques tout au long de la simulation. Cependant, il est difficile de tenir compte des échanges de chaleur avec l'environnement sur la surface supérieure de chaque couche[15]. A ce propos, une procédure numérique est développée et implémentée dans le software élément finis Cast3m pour tenir en compte de toutes les interactions et les conditions aux limites. L'avantage de cette procédure est de permettre de prédire l'état initial du barrage (en termes d'endommagement et de fissuration, de l'état de contraintes, de la variation de la température) pour chaque instant et pour chaque couche de levée.

Le choix des températures extérieures est justifié afin d'étudier le comportement au jeune âge des barrages-poids durant les conditions climatiques extrêmes. En effet, le modèle proposé et validé précédemment (Chapitres 2-4) et est utilisé pour explorer le comportement des barrages poids durant la construction en tenant compte des différentes interactions. Le transfert thermique entre le béton - Air et Béton-Béton est piloté respectivement par un chargement type convectif et conductif. Il est important de noter que la modélisation numérique du comportement thermo-chimico-mécanique d'un barrage-poids est basée sur des données obtenues dans la littérature et dans la réglementation, notamment : dimensions des plots, température initiale du béton, caractéristiques thermiques et chimiques du béton, conductivité thermique, affinité chimique et énergie d'activation. Les conditions aux limites de transfert et les paramètres d'entrée du modèle CTM sont illustrés dans la Figure 5. 2 et le Tableau 5 -2.

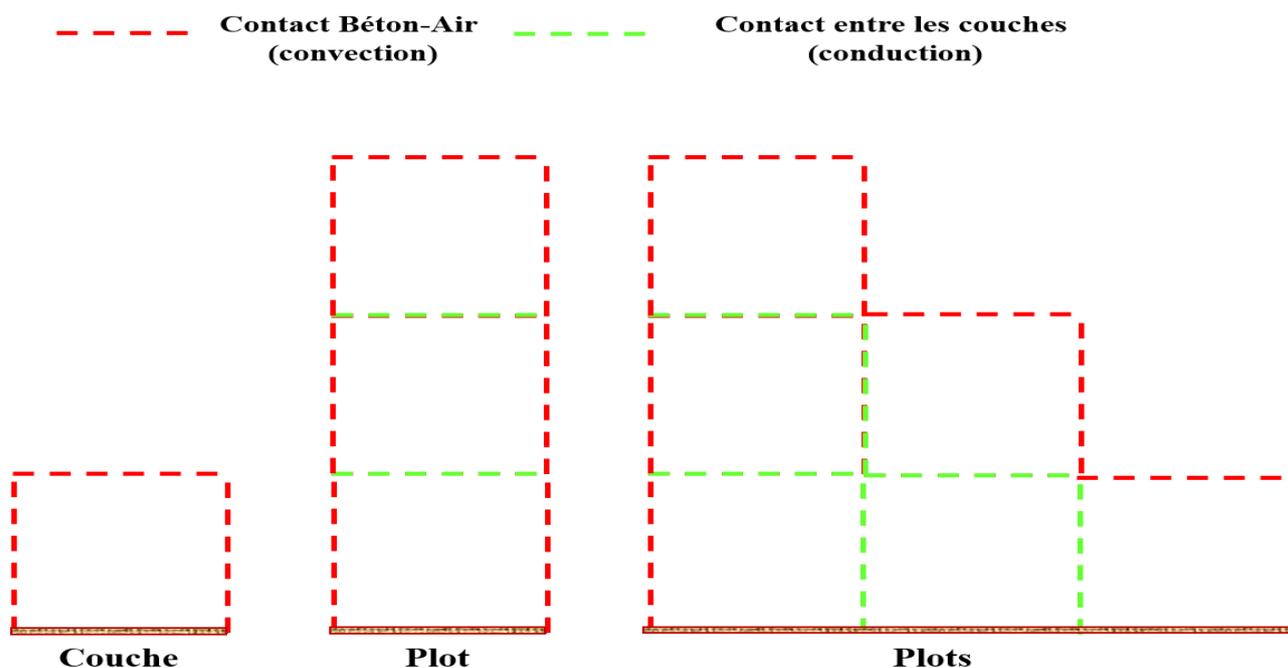


Figure 5. 2: Schéma simplifié des conditions aux limites thermiques durant la construction des plots.

Tableau5- 2: Valeurs des paramètres utilisés dans les simulations.

Paramètres	Valeurs (Unité)
Energie d'activation $E_a$	45729.75 (J/mol)
Chaleur latente d'hydratation $L$	117840 (KJ/m <sup>3</sup> )
Coefficient $a$	64.417
Coefficient $b$	18042
Coefficient $c$	-94620
Coefficient $d$	215819
Coefficient $e$	-280172
Coefficient $f$	208172
Coefficient $g$	-67901
Coefficient d'échange $h$	20.2 (W/m <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )
	2.02* (W/m <sup>-2</sup> K <sup>-1</sup> )

<b>Coefficient thermique du béton K</b>	2.79 (W/m <sup>2</sup> K)
<b>Chaleur spécifique du béton C</b>	2400(KJ/m <sup>3</sup> K)
<b>Coefficient dilatation thermique du béton <math>\alpha</math></b>	10 ( $\mu\text{m}/(\text{m}^\circ\text{C})$ )
$\xi_0$	0.115
$\xi_\infty$	0.85
<b>Module de Young Final</b>	31.6GPa
<b>Résistance à la traction finale</b>	3MPa
<b>Résistance à la compression finale</b>	42.6MPa
<b>Energie de fissuration finale</b>	250N/m <sup>2</sup>

\* : Coefficient d'échange du coffrage

### 5.3 Concept de l'indice de fissuration :

L'indice de fissuration indiqué dans l'équation est défini comme étant le rapport entre la résistance à la traction du béton et la première contrainte principale. Par conséquent, pour les valeurs de l'indice de fissuration supérieur à 1, le matériau reste intact (pas de fissure). Il faut noter que l'indice de fissuration est équivalent du scalaire d'endommagement  $d$  ( $d=0$  béton intact ;  $d=1$  béton endommagé).

$$I_f = \frac{f_t(t)}{\sigma(t)} \quad (5-1)$$

USACE [142] a mis en évidence certaines limites pour la fissuration des barrages en béton (BCV & BCR), sur la base de l'analyse des contraintes dans les barrages-poids. Les plages des limites de l'indice de fissuration sont données :

- $\sigma \leq 0.6f_t$  : Absence des fissures.
- $0.6f_t \leq \sigma \leq 1.25f_t$  : Apparition des microfissures.
- $1.25f_t \leq \sigma \leq 1.33f_t$  : Apparition des macro-fissures.

Le Tableau 5- 3 indique les niveaux des dommages en fonctions des limites de l'indice de fissurations.

Tableau5- 3:Niveaux d'endommagement des barrages-poids en fonction des limites de l'indice de fissuration [142].

Niveau des dommages	Apparition des microfissures		Modéré	Apparition des macrofissures		
	Nul	Léger		des des	Ultime	
$I_f$	$I_f$	$I_f$	$0.8 < I_f \leq 1.45$	$I_f = 0.8$	$0.75 < I_f \leq 0.8$	$I_f$
	$>1.4$	$=1.4$				$=0.75$

L'indice de fissuration est équivalent au Facteur de Sécurité. Pour les barrages en BCV le coefficient de sécurité est égal à 1.45 et 1.67 pour les barrages réalisés en BCR [143].

## **5.4 Etude et analyse du comportement CTM des barrages-poids en BCV sous différent scénarios**

Les différents scénarios adoptés dans ce chapitre sont principalement liés aux aspects concernant la technologie et les exigences dans la construction des barrages-poids. En raison de certains aspects (non-maitrisés) liés dans la construction de ce type de construction, tels que les conditions climatiques défavorables (souvent on peut être confronter à des situations où la température extérieure peut atteindre les 50°C dans les zones chaudes et -40 dans les zones froides). La construction du barrage est souvent retardée et soumise à des arrêts imprévisibles. Pour rattraper ce retard, les concepteurs optent pour la solution de faire varier les dimensions des plots. L'idée de cette investigation numérique est de prédire le comportement de la réponse du modèle lorsque, par exemple, la construction est soumise à des conditions climatiques défavorables ou que la vitesse de construction est accélérée ou réduite, d'une manière déterministe. Le scénario **C1\_15\_3\_22** est considéré comme le cas de référence, dans lequel la construction du barrage est menée par des plots de (15x3) m<sup>2</sup> et la température ambiante est égale à la température de mise en place du BCV ( $T_{\text{ext}} = T_{\text{ini}}$ ). Il faut souligner que chaque scénario est étudié, tous les autres paramètres du modèle restent définis comme les "scénarios par défaut" (voir le Tableau 5-1).

### **5.4.1 Cas de référence : Effet de la température ambiante**

Dans un premier temps, la stratégie numérique présentée dans la section 2 est appliquée au scénario de références. Le maillage en élément finis du barrage avec des plots de dimensions de 15x3 est représenté dans la Figure 5.3.

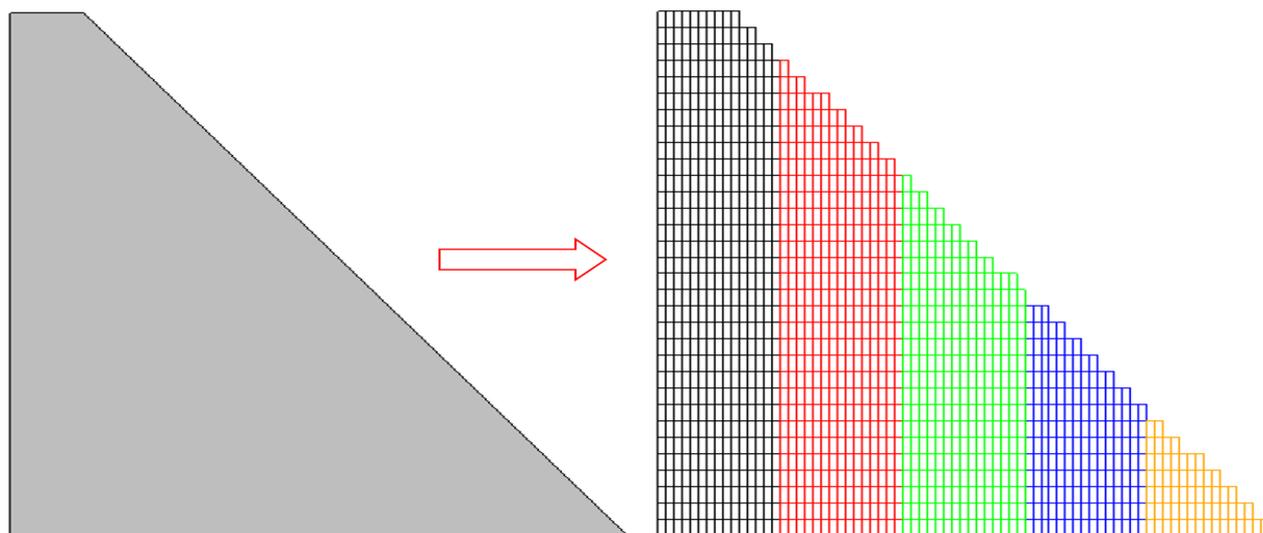


Figure 5. 3: Discretisation & maillage du système avec des plots de dimension  $15 \times 3 \text{m}^2$ .

Il convient de souligner que dans ce chapitre, tous les résultats analysés sont des résultats relatifs à la phase de fin de la construction. Les résultats numériques sont confrontés à l'évolution des résistances, de telle sorte que lorsque la contrainte est supérieure à la résistance développée dans le corps du barrage, le matériau est considéré comme fissuré (ou écrasé en compression). Par voie de conséquence, en appliquant le concept d'indice de fissuration, lorsque la première contrainte principale est supérieure à la résistance à la traction développée, l'indice de fissuration  $I_f$  est inférieur à 1.0 et le matériau est considéré comme fissuré. Dans le présent travail il est retenu de fixer un état limite ultime pour l'indice de fissuration  $I_f = 0.75$ , au-delà duquel seule la microfissuration peut se produire [15].

Cette première étude consiste à considérer trois valeurs de la température extérieure ; un cas de référence **C1\_15\_3\_22** où la température ambiante est égale à la température de mise en place de BCV, et deux amplitudes de température extérieures sont sélectionnées (définis **C1\_15\_3\_45** et **C1\_15\_3\_0**) dans lesquelles deux configurations représentant les cas extrêmes dans les périodes hivernales et estivales.

La Figure 5.4 montre les champs d'endommagement numériques générés à l'intérieur du barrage à la fin de construction pour chaque configuration appliquée. Globalement, le résultat numérique montre que les différents chargements thermiques externes entraînent différents états d'endommagement à l'intérieur du barrage. Dans le scénario **C1\_15\_3\_0**, une localisation des dommages au niveau des faces du barrage et au niveau

de l'interface entre les plots a été observée. La construction des barrages durant les périodes froides conduit à des états de contraintes positives (traction) plus importantes à l'intérieur du barrage et par conséquent une localisation des dommages au niveau des faces est probable. Ces résultats numériques sont en adéquation avec les travaux de la thèse de Gaspar[15]. Dans la situation où la température extérieure est égale la température de la mise en place du BCV, la localisation des endommagements est observée au niveau de la base du barrage, et particulièrement au niveau de l'interface entre les plots. À l'échelle des dégradations, le barrage reste intact avec des microfissurations au niveau de la base. Une localisation des endommagements de plus en plus importants est étalée au niveau des plots, particulièrement au niveau des interfaces et est observée avec l'augmentation de la température extérieure (cas extrême 45°C). Cette concentration des dommages est liée principalement au développement des contraintes de traction positives dû au gradient thermique important. Ces résultats soulignent le fait que pendant la saison chaude, les concepteurs doivent prêter une attention particulière vis-à-vis des gradients de température qui se produisent dans chaque couche pendant la construction et éventuellement appliquer des techniques de refroidissement.

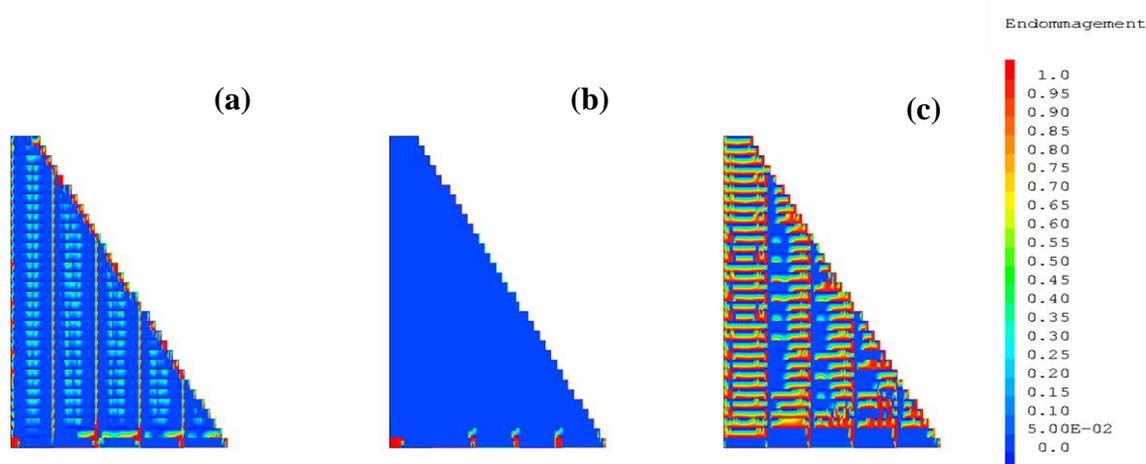


Figure5. 4: : Champs d'endommagement (a) Simulation C1\_15\_3\_0 (b) Simulation C1\_15\_3\_22 (c) Simulation C1\_15\_3\_45.

La Figure 5.5 montre les champs des contraintes principales générées à l'intérieur du barrage à la fin de la construction pour chaque configuration appliquée.

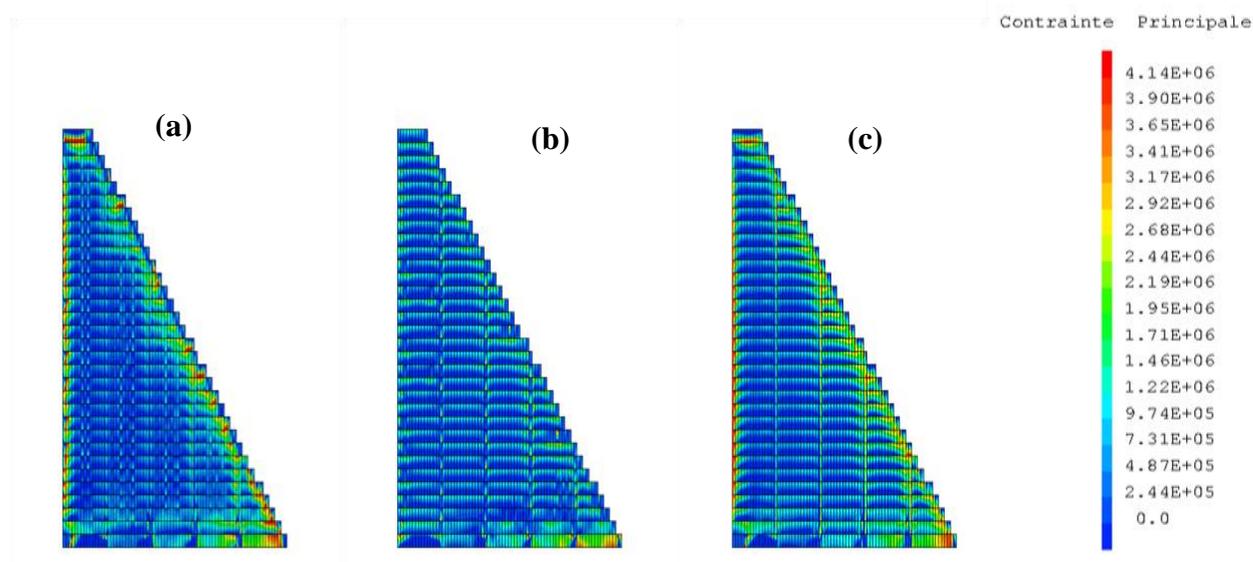


Figure 5. 5: Champs des contraintes (a) Simulation C1\_15\_3\_0 (b) Simulation C1\_15\_3\_22 (c) Simulation C1\_15\_3\_45.

Les résultats sont comparés en termes de résistance, de sorte que lorsque la contrainte développée dans le corps du barrage est supérieure à la résistance du matériau, le matériau est considéré comme fissuré ou écrasé sous compression. La contrainte de traction est positive dans le présent travail. Il convient également de souligner une fois de plus que l'indice de fissuration donne un état de dégradation du barrage d'une manière globale. Globalement, la construction des barrages poids dans des conditions climatiques sévères conduit à des états de contrainte de traction importante, ce qui peut être constaté dans la Figure 5.5, notamment dans les faces amonts et avals et au niveau des interfaces. A contrario, dans le cas de référence, le taux de localisation des contraintes de traction est faible par rapport aux deux configurations. Cela signifie que le développement des contraintes de traction est lié directement aux effets de l'exothermie du béton et son interaction avec le milieu ambiant, particulièrement dans les situations où le gradient thermique est plus important.

Ces résultats soulignent le fait que la construction des barrages poids pendant les conditions climatiques sévères doit accorder une attention particulière aux gradients thermiques qui se produisent durant la construction et qui provoque des contraintes de traction plus élevées (fissuration prématurée), et éventuellement projeter des techniques de contrôle thermique (méthodes pré-refroidissement et post-refroidissement, traitement des joints). On considère ici le niveau d'endommagement ultime ( $I_f = 0.75$ ),

ce qui signifie que tous les points qui présentent des valeurs  $I_f \geq 0.75$  sont considérés comme "sûrs" (c.-à-d. non fissurés). Dans le cas de référence, le barrage est situé dans un état modéré avec un indice de fissuration égale à 0.82 et avec répartition des microfissures. Dans les deux cas on peut constater qu'il y a des zones qui sont endommagées (fissurées) et le barrage est classé dans un état ultime avec un indice de fissuration de 0.72 pour une température de 0° et 0.75 pour une température ambiante égale 45°C respectivement.

La majorité des zones fissurées sont au niveau des interfaces. On peut conclure, que l'indice de fissuration est un moyen efficace pour prédire le risque de fissuration dans les barrages poids durant la construction.

#### **5.4.1 Cas de référence : Effet de dimension des plots**

Dans cette section, des scénarios différents sont adoptés. Afin d'étudier l'effet de dimension des plots sur le comportement des barrages poids en BCV à la fin de construction, des simulations avec les dimensions des plots seront représentées dans le Tableau 5-1 (les simulations sont indiquées dans le Tableau 5-1 sous numérotation scénario 1-3-4-6-7-9). Il faut noter que, pour chaque variante de plots, deux températures ambiantes sont sélectionnées égales à 0°C et 45°C. La Figure 5.6 montre le champ d'endommagement pour les différentes configurations. Comme le cas de références, la localisation des endommagements est toujours localisée au niveau des interfaces. Il faut souligner ici que, l'effet de l'exothermie est supposé atteindre les 85% durant les 5 premières jours après la mise en place du BCV. La concentration des dommages est moindre par rapport au cas de référence. Cela signifie que le coulage d'une nouvelle couche empêche les couches antérieures de développer des contraintes de traction. Ces résultats sont compatibles avec les décisions des concepteurs des barrages durant la construction. (Planifier des programmes de bétonnage plus rapides pour empêcher le développement des autocontraintes de traction).

Afin de mieux comprendre le phénomène, l'analyse de l'indice de fissuration a été introduite. Le Tableau 5-4 récapitule les valeurs de l'indice de fissuration pour les différents cas.

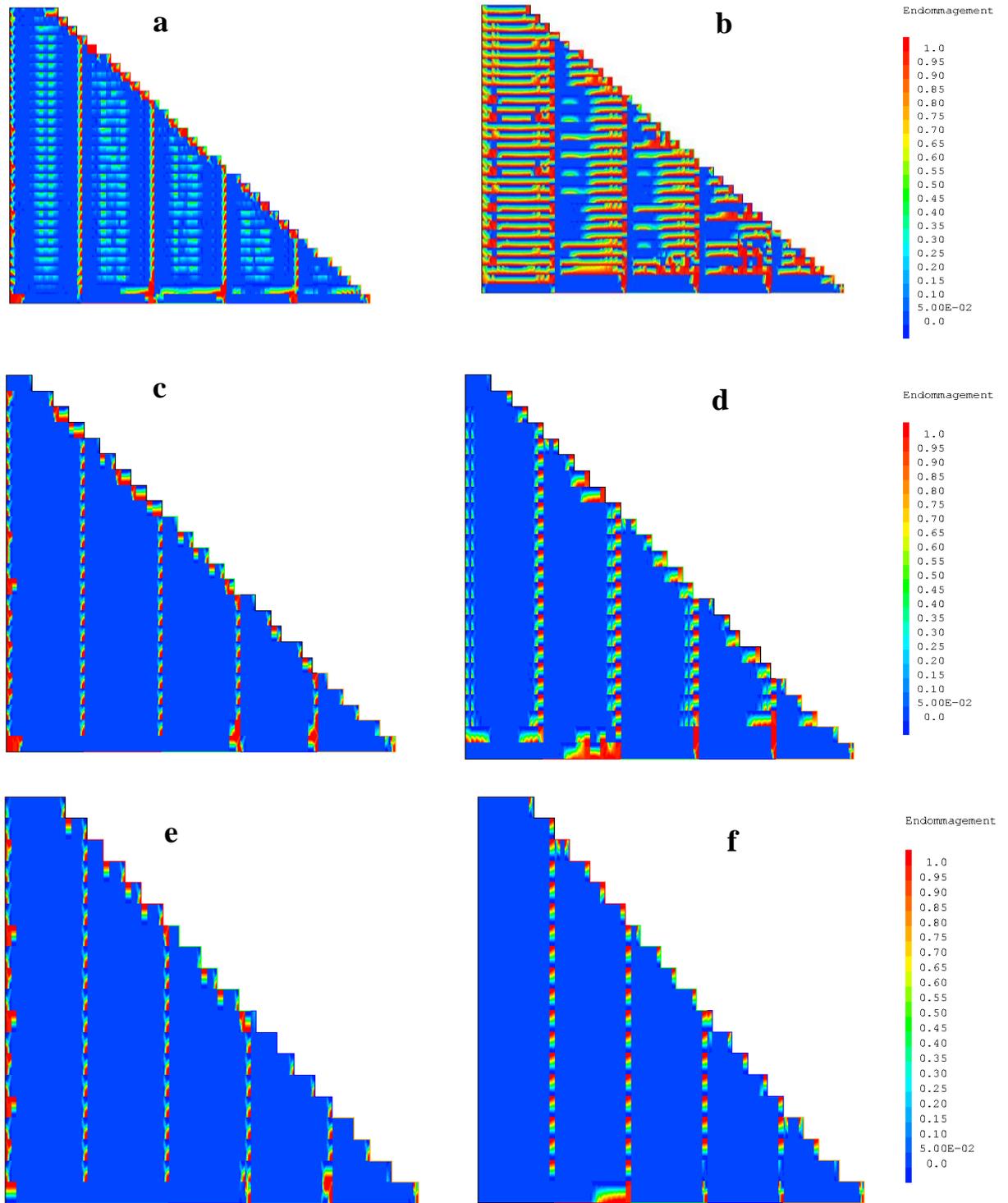


Figure 5. 6: Champs d'endommagement (gauche) (a) Simulation C1\_15\_3\_0 (b)Simulation C1\_15\_3\_45 (c) Simulation C1\_15\_4\_0 (c) Simulation C1\_15\_4\_45 (e) Simulation C1\_15\_5\_0 (e) Simulation C1\_15\_5\_45.

Tableau5- 4: Valeurs de l'indice de fissuration pour les différentes simulations réalisée.

<b>Ca</b>	<b>C1_15_3_</b>	<b>C1_15_3_4</b>	<b>C1_15_4_</b>	<b>C1_15_4_4</b>	<b>C1_15_5_</b>	<b>C1_15_5_4</b>
<b>s</b>	0	5	0	5	0	5
<b><math>I_f</math></b>	<b>0.72</b>	<b>0.67</b>	<b>0.73</b>	<b>0.8</b>	<b>0.67</b>	<b>0.81</b>

A partir des résultats de l'indice de fissuration indiqué dans le tableau 5-4, on peut constater que durant la période froide, le barrage est dans une situation ultime avec un indice de fissuration égal à 0.72 et 0.67 pour les scénarios C1\_15\_4\_0 et C1\_15\_5\_5. Ceci induit une probabilité d'apparition des macro-fissurations dans le barrage durant les périodes chaudes.

L'augmentation des dimensions des plots conduit à une diminution des contraintes de traction et par conséquent le barrage reste dans un état de sécurité modéré avec une probabilité d'apparition des microfissures au niveau des faces amont et aval et au niveau des interfaces. Ceci indique clairement que les faces amont et aval sont des zones critiques du point de vue de l'apparition des fissures.

#### 5.4.2 Etude paramétriques

Cette section concerne l'aspect lié au calendrier de construction (dimensions des plots). En suivant les mêmes démarches utilisées dans les sections précédentes, les dimensions des plots et les températures ambiantes appliquées sont indiqués dans le tableau 5-5.

Le tableau indique l'état du barrage selon les indices de fissuration pour les différents scénarios. Les résultats de l'analyse de l'indice de fissuration pour le barrage poids indiquent que le barrage enregistre un état de dégradation ultime durant les saisons froides. Ainsi des macro-fissures nuisibles peuvent être limitées pendant les saisons chaudes, tandis que dans les scénarios avec l'épaisseur des couches égale 3m, l'état enregistré correspond à un état limite ultime.

A travers les résultats de l'indice de fissuration, et en guise de perspectives pour les prochains travaux, il est recommandé de programmer des techniques de contrôle thermique durant les périodes froides par l'augmentation de la température de mise en

place de BCV ou l'utilisation des systèmes d'isolation. Pendant les périodes chaudes, il est recommandé d'introduire des systèmes de refroidissement et l'introduction de glaces dans la formulation du BCV.

Tableau5- 5: Valeurs de l'indice de fissuration et de l'état du modèle pour les différentes simulations réalisées.

<b>Scénario</b>	<b>Symboles</b>	<b>Contrainte principale</b>	<b>Indice de fissuration</b>	<b>Niveau des dommages</b>
<b>1</b>	C1_15_3_0	4.14	0.72	Ultime
<b>2</b>	C1_15_3_22	3.44	0.87	Microfissures
<b>3</b>	C1_15_3_45	4.49	0.67	Ultime
<b>4</b>	C1_15_4_0	4.12	0.73	Ultime
<b>5</b>	C1_15_4_22	4.01	0.75	Ultime
<b>6</b>	C1_15_4_45	3.75	0.80	Macrofissures
<b>7</b>	C1_15_5_0	4.46	0.67	Ultime
<b>8</b>	C1_15_5_22	4.03	0.74	Ultime
<b>9</b>	C1_15_5_45	3.71	0.81	Macrofissures
<b>10</b>	C1_20_3_0	4.11	0.73	Ultime
<b>11</b>	C1_20_3_22	3.88	0.77	Macrofissures
<b>12</b>	C1_20_3_45	3.65	0.8	Modéré
<b>13</b>	C1_20_4_0	4.30	0.70	Ultime
<b>14</b>	C1_20_4_22	3.84	0.78	Ultime
<b>15</b>	C1_20_4_45	3.76	0.80	Modéré
<b>16</b>	C1_20_5_0	4.43	0.68	Ultime
<b>17</b>	C1_20_5_22	3.86	0.78	Ultime
<b>18</b>	C1_20_5_45	3.71	0.81	Modéré
<b>19</b>	C1_25_3_0	4.20	0.71	Ultime

<b>20</b>	C1_25_3_22	3.77	0.80	Modéré
<b>21</b>	C1_25_3_45	3.93	0.76	Macrofissures
<b>22</b>	C1_25_4_0	4.15	0.72	Ultime
<b>23</b>	C1_25_4_22	3.70	0.81	Microfissures
<b>24</b>	C1_25_4_45	3.54	0.85	Microfissures
<b>25</b>	C1_25_5_0	4.33	0.69	Ultime
<b>26</b>	C1_25_5_22	3.70	0.81	Microfissures
<b>27</b>	C1_25_5_45	3.54	0.85	Microfissures

## 5.5 Conclusion

Dans ce chapitre, une stratégie numérique a été proposée dans le cadre de l'analyse du comportement thermomécanique des barrages-poids en BCV durant la phase de construction. Le potentiel de fissuration des barrages-poids au cours la construction a été évalué au moyen de deux concepts : localisation endommagement et l'indice de fissuration.

Dans le but d'analyser la réponse des barrages-poids pendant la construction, plusieurs cas ont été envisagés dans ce chapitre. Dans ces scénarios, l'investigation a concerné la variation de certains paramètres ayant une influence significative sur la construction des barrages en béton et qui sont souvent soumis à des conditions extrêmes et imprévisibles. Deux aspects ont été considérés : le premier aspect est lié à la variation de la température ambiante et le deuxième aspect est relatif au mode de construction (variation des dimensions des plots). Il faut noter que les aspects liés aux techniques du contrôle thermique n'ont pas été traités dans le présent chapitre.

Pour les scénarios relatifs à la température ambiante, trois cas ont été adoptés. Un cas considéré comme référence et deux cas pour tenir compte des bétonnages durant les saisons froides et chaudes. Pour les scénarios relatifs aux dimensions des plots, dix-huit scénarios ont été considérés.

La contrainte principale maximale correspondant à l'analyse des contraintes thermiques est située au niveau des faces amont et aval et on signale qu'elle augmente avec l'augmentation du gradient thermique ainsi qu'avec les dimensions des plots. Cela indique clairement que le point de changement de pente en amont est critique du point de vue de l'apparition de fissures. A partir des figures d'endommagement du modèle numérique à la fin de construction, il est enregistré que la température ambiante affecte d'une manière significative le comportement thermo-mécanique des barrages poids.

Pour les différents schémas de phasage de la construction, il a été conclu que l'augmentation des dimensions des plots augmentera le potentiel de la fissuration dans le corps du barrage pendant les saisons froides et chaudes. Par voie de conséquent, les concepteurs doivent accorder une attention particulière vis-à-vis des gradients de température qui se produisent dans chaque levée de béton pendant la construction et éventuellement appliquer les techniques de refroidissement, afin de réduire le risque de fissuration.

Pour conclure, les résultats numériques montrent que l'analyse du comportement des barrages-poids au cours de construction mérite d'intégrer une analyse multicritère basée sur l'ensemble des paramètres d'influence sur l'endommagement et la fissuration.

## **Conclusions générales**

Les risques et les conséquences associés à la défaillance d'une structure hydraulique lors d'un tremblement de terre sont très importants. À l'heure actuelle, la réglementation parasismique ne tient pas compte intensivement des règles de calcul explicites des barrages vis-à-vis du risque sismique. Dans le cadre des projets de barrages, l'analyse de la stabilité vis-à-vis du risque sismique est réalisée par des études de sismicité (effet de la géologie, effet de site...etc). Ces études de stabilité sismique doivent impérativement intégrer toutes les interactions avec le milieu environnant durant le cycle de vie de l'ouvrage.

En effet, l'état initial du barrage après sa construction est un paramètre clé qui conditionne son comportement non linéaire lors des excitations sismiques. De grandes lignes directrices sur la sécurité des barrages et des avancées considérables dans le domaine du génie parasismique ont été développées au cours des dernières décennies pour démontrer l'impact de l'état initial du barrage sur la stabilité des barrages en béton vis-à-vis du risque sismique. Dans ce contexte, des études préventives de stabilité sismique deviennent indispensables et justifiées.

A l'issue de l'achèvement des présents travaux de recherche, une contribution à la modélisation préventive du comportement sismique des barrages en béton en tenant compte des effets de l'état initial induit par les effets du jeune âge a été réalisée. Pour répondre à cet objectif, une stratégie numérique a été développée en vue de prédire le comportement non-linéaire des barrages poids lors des sollicitations sismiques en tenant en compte l'état initial du barrage (état de contrainte, localisation des endommagements, fissurations). La stratégie numérique développée a permis simultanément de prédire le comportement thermo-mécanique des barrages en béton (Exothermie du béton, retrait endogène, fluage, calendrier du bétonnage) et son interaction avec le milieu ambiant et le comportement non-linéaire des barrages poids vis-à-vis du risque sismique.

Un modèle chimico-thermo-mécanique a été proposé en vue de décrire le comportement thermo-mécanique des barrages en béton durant la phase de construction (en matière de distribution des températures dans le barrage et de l'état des contraintes).

En effet, les fissurations prématurées entraînent des dégradations des propriétés hydromécaniques de l'ouvrage (résistance, perméabilité). Le modèle numérique est implémenté dans le code de calcul élément finis Cast3m, et validé par une batterie des tests numériques. Une contribution numérique à l'échelle mésoscopique sur un volume élémentaire représentatif a été effectuée pour étudier les effets des systèmes de contrôle de la température dans les structures massives et leurs conséquences sur le comportement mécanique sous différent chargement (Traction-Cyclique). Les résultats numériques sur un volume élémentaire ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les méthodes de refroidissement améliorent d'une manière efficace la réponse mécanique du béton en matière de localisation d'endommagement et de fissuration durant un chargement mécanique,

- Sous un chargement cyclique (traction-compression), les états initiaux induits par l'effet du jeune âge produisent des déplacements permanents correspondant à des dommages et à des déformations inélastiques (fissuration),

- L'état de contrainte initial modifie le comportement global du béton sous chargement de traction et cyclique. De plus, le maillage mésoscopique et le gradient de propriétés mécaniques entre la pâte de ciment et les granulats conduisent à l'obtention d'une contrainte de fermeture de fissure ( $\sigma < 0$ MPa).

- L'utilisation des méthodes de contrôle peut réduire efficacement l'état de contrainte initial et améliorer le comportement du béton pendant la durée de vie des structures.

Après les simulations sur un volume élémentaire, une évaluation des performances sismiques des barrages gravitaires en tenant compte des états initiaux induits par les effets du jeune âge a été effectuée. Le modèle basé sur la théorie de la mécanique d'endommagement couplée avec la plasticité développée par Fichant a été utilisée pour prédire le comportement non-linéaire des barrages gravitaires. Ainsi, le modèle a permis de mettre en évidence l'importance de la gestion des phénomènes unilatéraux reproduit lors d'un évènement sismique. Il faut noter que, pour mener le calcul à son terme, de nombreuses hypothèses ont été effectuées pour contourner le manque de données. Les résultats de simulations sur un barrage en BCR soumis à une excitation sismique ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les résultats numériques montrent que les contraintes et les déformations de traction générées pendant le processus de construction affectent sérieusement le comportement local (fissuration, endommagement ...) et global des barrages en béton sous excitation sismique,

- L'impact de l'état de vieillissement induit par l'hydratation sur le comportement sismique des barrages en béton reste significatif avec ou sans l'utilisation des méthodes de contrôle thermique,

- La prise en compte de l'état initial implémenté dans les analyses non linéaires des barrages poids permet de prédire de manière plus cohérente (réaliste) le processus d'endommagement (localisation et propagation de fissuration),

Ces résultats démontrent clairement que la prise en compte de l'état initial du barrage ne doit pas se limiter au dimensionnement sismique des barrages en béton, particulièrement les barrages poids.

La modélisation numérique des effets du vieillissement sur le comportement mécanique des barrages en béton gravitaire en BCV a enregistré plusieurs contributions. Le potentiel de fissuration des barrages-poids au cours de la construction a été évalué au moyen de deux concepts : localisation de l'endommagement et l'indice de fissuration. Dans le but d'analyser la réponse des barrages-poids pendant la construction, plusieurs cas ont été envisagés. Dans ces scénarios, l'investigation a concerné la variation de certains paramètres ayant une influence significative sur la construction des barrages en béton et qui sont souvent soumis à des conditions extrêmes et imprévisibles. Les résultats le plus significatifs sont synthétisés dans les points suivants :

- Les études effectuées lors de cette thèse ont suscité certaines problématiques qui doivent être étudiées et approfondies par des travaux de recherche complémentaires. Les axes de recherche ci-dessous peuvent être identifiés :

- Les champs d'endommagement du modèle numérique à la fin de construction, démontrent que la température ambiante affecte d'une manière significative le comportement thermo-mécanique des barrages poids,

- L'effet de phasage de la construction est un paramètre important. En effet, l'augmentation des dimensions des plots augmentera le potentiel de la fissuration dans le corps du barrage pendant les saisons froides et chaudes,

- D'un point de vue engineering, une attention particulière doit être portée sur les gradients de température qui se produisent dans chaque levée de béton pendant la construction et éventuellement appliquer les techniques de refroidissement, afin de réduire le risque de fissuration.

Enfin et en guise de perspectives, un apport scientifique important réside au niveau des pistes décrites ci-dessous :

- Prise en charge des différentes interactions notamment l'interaction eau-fissures. Des hypothèses simplificatrices ont été considérées dans la stratégie numérique proposée.

- Etude expérimentale relative à l'effet de l'état initial sur le comportement sismique des barrages poids. Il serait donc pertinent d'élaborer des programmes expérimentaux à l'aide des simulations par une table vibrante afin de mieux maîtriser les phénomènes et enrichir les modèles prédictifs.

- Il serait intéressant de développer une loi du comportement pour modéliser les problèmes des interfaces dans les barrages poids et les phénomènes associés aux chargements cycliques (ouverture-refermeture des joints).

- Etude de l'effet de l'état initial sur le comportement sismique des barrages-poids avec des stratégies numériques tridimensionnelles. Les stratégies numériques bidimensionnelles négligent certains phénomènes physiques notamment l'effet de site, glissement des plots...etc.

- Elaboration des modèles prédictifs à l'aide des méthodes de prédiction notamment l'intelligence artificielle pour permettre de faire des analyses d'optimisation pour les futurs projets.

- Production des recommandations afin d'introduire l'effet de l'états initial dans les calculs dynamiques des futurs projets.

- Généralisation de la stratégie numérique proposée sur d'autres types de barrages peut être envisagée pour permettre une meilleure maîtrise de leurs comportements dynamiques.

## Références bibliographiques

- [1] Degoutte G. Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Antony: Cemagref éd; 1997.
- [2] USACE. Washington: US Army Corps of Engineers; 1995.
- [3] COUBARD G, DEVEZE G, VERGNIAULT C. Amélioration de la caractérisation de l'interface barrage-fondationn 2018:11 pages. [https://doi.org/10.24346/CFBR\\_COLLOQUE2018\\_A24](https://doi.org/10.24346/CFBR_COLLOQUE2018_A24).
- [4] Claudio Andrés CM. ÉVALUATION PROBABILISTE DE LA SÉCURITÉ STRUCTURALE DES BARRAGES-POIDS. UNIVERSITE BLAISE PASCAL – CLERMONT II, 2009.
- [5] Jansen RB. Dams, Dikes, and Levees. Encyclopedia of Physical Science and Technology, Elsevier; 2003, p. 171–90. <https://doi.org/10.1016/B0-12-227410-5/00876-0>.
- [6] Comité français des grands barrages. Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes. CFBR; 2018.
- [7] Bofang Z. Key Principles for Temperature Control of Mass Concrete. Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete, Elsevier; 2014, p. 469–78. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-407723-2.00023-3>.
- [8] ICOLD. Bulletin no. 107. Concrete dams: control and treatment of cracks 1997.
- [9] ICOLD. Conventional Methods in Dam Construction: Review. International Commission on Large Dams. 1990.
- [10] Schauner N. Icold Committee on Concrete Dams: Roller-Compacted Concrete Dams. 1st ed. CRC Press; 2020. <https://doi.org/10.1201/9780429329012>.
- [11] Bessaid MI, Matallah M, Rouissat B. A poromechanical-damage-based-model for water-driven fracture modeling of concrete gravity dams. Num Anal Meth Geomechanics 2022;46:469–85. <https://doi.org/10.1002/nag.3308>.
- [12] Brandt MJ, Johnson KM, Elphinston AJ, Ratnayaka DD. Dams and Reservoirs. Twort's Water Supply, Elsevier; 2017, p. 159–204. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100025-0.00005-3>.
- [13] Hamid ARA, Assrul Reedza Zulkifli, Mohd Fadhil Arshad, Juhaizad Ahmad. Construction of Roller Compacted Concrete Dam: A Case Study at Batu Hampar Dam 2015. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4024.3923>.
- [14] Le béton compacté au rouleau: les barrages en BCR; projet national BaCaRa 1988-1995. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées; 1996.
- [15] Ana Patricia TG. Contribution to control uncertainties in numerical modelling of dam performances : an application to an RCC dam. école centrale des arts et manufacture "Ecole centrale de Paris," 2014.
- [16] Tractebel Engineering. BARRAGE DE TABELLOUT (ALGERIE) Adaptation du profil du barrage construit en zone fortement sismique 2012.
- [17] Broucek M, Satrapa L. Recent enhancement of the RCC technology in dam engineering, Lisek, Czech Republic: 2020, p. 020003. <https://doi.org/10.1063/5.0000378>.
- [18] Rouissat B, Smail N, Zenagui S. Importance of using roller compacted concrete in techno-economic investigation and design of small dams. Appl Water Sci 2017;7:4777–84. <https://doi.org/10.1007/s13201-017-0597-2>.

- [19] ACI Committee 207, American Concrete Institute. Report on roller-compacted mass concrete. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2011.
- [20] M. I. B. INFLUENCE OF SITE GEOLOGY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF CONCRETE DAMS. *International Journal of GEOMATE* 2019;16. <https://doi.org/10.21660/2019.53.63523>.
- [21] Bessaid mohammed ibrahim. Contribution à l'étude du comportement sismique des barrages en béton. Thèse de doctorat. Université Tlemcen-Algérie, 2022.
- [22] CFBR. Recommandations pour la justifications pour la stabilité des barrages-poids. Comité Français des Barrages et Réservoirs,; 2012.
- [23] Westergaard HM. Water Pressures on Dams during Earthquakes. *T Am Soc Civ Eng* 1933;98:418–33. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004496>.
- [24] Chopra AK. Hydrodynamic Pressures on Dams During Earthquakes. *J Engrg Mech Div* 1967;93:205–23. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0000915>.
- [25] Goldgruber M. Nonlinear Seismic Modelling of Concrete Dams 2015. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3001.6485>.
- [26] U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center. Roller-Compacted Concrete. Second Edition. Denver, Colorado: 2017.
- [27] USBR. Hoover Dams;Bureau of reclamation 2015.
- [28] Løkke A, Chopra AK. Response Spectrum Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Water-Foundation Interaction. *J Struct Eng* 2015;141:04014202. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001172](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001172).
- [29] Habib A, Hourii AA, Habib M, Elzokra A, Yildirim U. Structural Performance and Finite Element Modeling of Roller Compacted Concrete Dams: A Review. *Lat Am j Solids Struct* 2021;18:e376. <https://doi.org/10.1590/1679-78256467>.
- [30] Wang F. Improved meshless method for the solution of temperature field and thermal stress and its application to hydraulic structure analysis. Dalian University of Technology 2015.
- [31] Hansen KD, Forbes BA. Thermal Cracking Performance of RCC Dams, , Zaragoza, Spain: 2012.
- [32] Dolen T P. Long-term performance of Roller Compacted Concrete at Upper Stillwater dam, Utah, USA. vol. Vol.2, Madrid, Spain: 2003, p. 1117–26.
- [33] Hu J, Ma F, Wu S. Comprehensive investigation of leakage problems for concrete gravity dams with penetrating cracks based on detection and monitoring data: A case study. *Struct Control Health Monit* 2018;25:e2127. <https://doi.org/10.1002/stc.2127>.
- [34] Soares MA, Levis P, Seara RW, Ferreira ES, Trres JF. vol. Vol 2, Madrid, Spain: 2003, p. 1185–92.
- [35] Rouissat B, Smail N, Matallah M, Taibi A. Apport de l'auscultation pour le suivi de l'effet thermique des barrages en BCR, 2022.
- [36] Tractebel Engineering. Monographie du barrage Béni Haroun sur l'oued Kebir. 2002.
- [37] ICOLD. ROLLER-COMPACTED CONCRETE DAMS. ICOLD. 2018.
- [38] Donlon WP, Hall JF. Shaking table study of concrete gravity dam monoliths. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1991;20:769–86. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290200805>.
- [39] Wang G, Lu W, Zhang S. Earthquake Direction Effects on Nonlinear Dynamic Response of Concrete Gravity Dams to Seismic Sequences. *Seismic Performance Analysis of Concrete Gravity Dams*, vol. 57, Singapore: Springer Singapore; 2021, p. 185–205. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-6194-8\\_8](https://doi.org/10.1007/978-981-15-6194-8_8).

- [40] Phansri B, Charoenwongmit S, Yooprasertchai E, Park K-H, Warnitchai P, Shin D-H. An experimental study on shaking table tests on models of a concrete gravity dam. *KSCE Journal of Civil Engineering* 2015;19:142–50. <https://doi.org/10.1007/s12205-014-1221-8>.
- [41] Chen D-H, Yang Z-H, Wang M, Xie J-H. Seismic performance and failure modes of the Jin'anqiao concrete gravity dam based on incremental dynamic analysis. *Engineering Failure Analysis* 2019;100:227–44. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.02.018>.
- [42] Wang G, Lu W, Zhang S. Comparative Analysis of Nonlinear Seismic Response of Concrete Gravity Dams Using XFEM and CDP Model. *Seismic Performance Analysis of Concrete Gravity Dams*, vol. 57, Singapore: Springer Singapore; 2021, p. 11–51. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-6194-8\\_2](https://doi.org/10.1007/978-981-15-6194-8_2).
- [43] Chopra AK, Chakrabarti P. The earthquake experience at koyna dam and stresses in concrete gravity dams. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1972;1:151–64. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290010204>.
- [44] Nuss LK, Matsumoto N, Hansen K D. SHAKEN, BUT NOT STIRRED EARTHQUAKE PERFORMANCE OF CONCRETE DAMS. United States Society on Dams, New Orleans, Louisiana.: 2012.
- [45] Hariri-Ardebili MA. Concrete Dams: From Failure Modes to Seismic Fragility. In: Beer M, Kougoumtzoglou IA, Patelli E, Au IS-K, editors. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg; 2016, p. 1–26. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_409-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_409-1).
- [46] Bird JF, Bommer JJ. Earthquake losses due to ground failure. *Engineering Geology* 2004;75:147–79. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.05.006>.
- [47] Chiniforush AA, Gharehchaei M, Akbar Nezhad A, Castel A, Moghaddam F, Keyte L, et al. Numerical simulation of risk mitigation strategies for early-age thermal cracking and DEF in concrete. *Construction and Building Materials* 2022;322:126478. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126478>.
- [48] Mehta PK, Monteiro PJM. *Concrete: microstructure, properties, and materials*. Fourth edition. New York: McGraw-Hill Education; 2014.
- [49] Kheradmand M, Azenha M, Vicente R, de Aguiar JLB. An innovative approach for temperature control of massive concrete structures at early ages based on post-cooling: Proof of concept. *Journal of Building Engineering* 2020;32:101832. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101832>.
- [50] Bofang Z. *Precooling and Surface Cooling of Mass Concrete*. Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete, Elsevier; 2014, p. 401–8. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-407723-2.00018-X>.
- [51] Qiang S, Xie Z, Zhong R. A p-version embedded model for simulation of concrete temperature fields with cooling pipes. *Water Science and Engineering* 2015;8:248–56. <https://doi.org/10.1016/j.wse.2015.08.001>.
- [52] Tang H, Cai DS, Yang L. New Planning of Pipe Cooling in Temperature Control for Mass Concrete. *AMM* 2013;300–301:1584–8. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.300-301.1584>.
- [53] Seo T-S, Kim S-S, Lim C-K. Experimental Study on Hydration Heat Control of Mass Concrete by Vertical Pipe Cooling Method. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering* 2015;14:657–62. <https://doi.org/10.3130/jaabe.14.657>.
- [54] Tasri A, Susilawati A. Effect of cooling water temperature and space between cooling pipes of post-cooling system on temperature and thermal stress in mass

- concrete. *Journal of Building Engineering* 2019;24:100731. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100731>.
- [55] Conceição J, Faria R, Azenha M, Miranda M. A new method based on equivalent surfaces for simulation of the post-cooling in concrete arch dams during construction. *Engineering Structures* 2020;209:109976. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109976>.
- [56] May YL, Presas. ICOLD. Bulletin no. 76. Conventional methods in dam construction. 1990:405.
- [57] Azenha M, Fairbairn EMR, editors. *Thermal Cracking of Massive Concrete Structures: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 254-CMS*. 1st ed. 2019. Cham: Springer International Publishing : Imprint: Springer; 2019. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-76617-1>.
- [58] ACI Committee 207, American Concrete Institute. *Cooling and insulating systems for mass concrete*. Detroit, Mich.: American Concrete Institute; 2005.
- [59] Abdel-Raheem M, Quintana O, Morales M, Marroquin-Villa Y, Ramos D, Hernandez S. Construction methods used for controlling temperature in mass concrete structure. *Creative Construction Conference 2018 - Proceedings*, Budapest University of Technology and Economics; 2018, p. 139–46. <https://doi.org/10.3311/CCC2018-019>.
- [60] Qiu Y, Zhang G. Stress and damage in concrete induced by pipe cooling at mesoscopic scale. *Advances in Mechanical Engineering* 2017;9:168781401769050. <https://doi.org/10.1177/1687814017690509>.
- [61] Han S. Assessment of curing schemes for effectively controlling thermal behavior of mass concrete foundation at early ages. *Construction and Building Materials* 2020;230:117004. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117004>.
- [62] Lee MH, Chae YS, Khil BS, Yun HD. Influence of Casting Temperature on the Heat of Hydration in Mass Concrete Foundation with Ternary Cements. *AMM* 2014;525:478–81. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.525.478>.
- [63] Phelan RS, Radjy F, Haas C, Hendrickson C. Computer-Aided Concrete-Placement Optimization. *Journal of Construction Engineering and Management* 1990;116:172–87. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9364\(1990\)116:1\(172\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9364(1990)116:1(172)).
- [64] Batog M, Giergiczny Z. Influence of mass concrete constituents on its properties. *Construction and Building Materials* 2017;146:221–30. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.085>.
- [65] Schackow A, Effting C, Gomes IR, Patruni IZ, Vicenzi F, Kramel C. Temperature variation in concrete samples due to cement hydration. *Applied Thermal Engineering* 2016;103:1362–9. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2016.05.048>.
- [66] Castilho E, Schclar N, Tiago C, Farinha MLB. FEA model for the simulation of the hydration process and temperature evolution during the concreting of an arch dam. *Engineering Structures* 2018;174:165–77. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.065>.
- [67] Li M, Si W, Du S, Zhang M, Ren Q, Shen Y. Thermal deformation coordination analysis of CC-RCC combined dam structure during construction and operation periods. *Engineering Structures* 2020;213:110587. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110587>.
- [68] Khanzaei P, Abdulrazeg AA, Samali B, Ghaedi K. Thermal and Structural Response of RCC Dams During Their Service Life. *Journal of Thermal Stresses* 2015;38:591–609. <https://doi.org/10.1080/01495739.2015.1015862>.

- [69] Cervera M, Oliver J, Prato T. Simulation of Construction of RCC Dams. II: Stress and Damage. *Journal of Structural Engineering* 2000;126:1062–9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:9\(1062\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1062)).
- [70] Pouya MR, Sohrabi-Gilani M, Ghaemian M. Thermal analysis of RCC dams during construction considering different ambient boundary conditions at the upstream and downstream faces. *J Civil Struct Health Monit* 2022;12:487–500. <https://doi.org/10.1007/s13349-022-00553-9>.
- [71] Birhane Hagos. The effect of lift thickness on thermal stress analysis in roller compacted concrete gravity dam 2019;45(40-45):477-485.
- [72] Mridha S, Maity D. Experimental investigation on nonlinear dynamic response of concrete gravity dam-reservoir system. *Engineering Structures* 2014;80:289–97. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.017>.
- [73] Zhang S, Wang G, Yu X. Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method. *Engineering Structures* 2013;56:528–43. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.037>.
- [74] Chopra AK, Chakrabarti P. Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction. *Earthquake Engng Struct Dyn* 1981;9:363–83. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290090406>.
- [75] Mandal KK, Maity D. Transient Response of Concrete Gravity Dam Considering Dam-Reservoir-Foundation Interaction. *Journal of Earthquake Engineering* 2018;22:211–33. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1217804>.
- [76] Sadeghi MH, Moradloo J. Seismic analysis of damaged concrete gravity dams subjected to mainshock-aftershock sequences. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 2022;26:2417–38. <https://doi.org/10.1080/19648189.2020.1763475>.
- [77] Karalar M, Cavusli M. Seismic effects of epicenter distance of earthquake on 3D damage performance of CG dams. *Earthquakes and Structures* 2020;18:201–13. <https://doi.org/10.12989/EAS.2020.18.2.201>.
- [78] Ghaedi K, Jameel M, Ibrahim Z, Khanzaei P. Seismic analysis of Roller Compacted Concrete (RCC) dams considering effect of sizes and shapes of galleries. *KSCE J Civ Eng* 2016;20:261–72. <https://doi.org/10.1007/s12205-015-0538-2>.
- [79] Arici Y, Binici B, Aldemir A. Comparison of the expected damage patterns from two- and three-dimensional nonlinear dynamic analyses of a roller compacted concrete dam. *Structure and Infrastructure Engineering* 2014;10:305–15. <https://doi.org/10.1080/15732479.2012.753921>.
- [80] Yilmazturk SM, Arici Y, Binici B. Seismic assessment of a monolithic RCC gravity dam including three dimensional dam–foundation–reservoir interaction. *Engineering Structures* 2015;100:137–48. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.041>.
- [81] Pan J, Xu Y, Jin F, Zhang C. A unified approach for long-term behavior and seismic response of AAR-affected concrete dams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2014;63:193–202. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.03.018>.
- [82] Santillán D, Mosquera JC, Cueto-Felgueroso L. Phase-field model for brittle fracture. Validation with experimental results and extension to dam engineering problems. *Engineering Fracture Mechanics* 2017;178:109–25. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.04.020>.
- [83] David SS, Hichem M, Mustapha KM. Hybrid phase-field modeling of multi-level concrete gravity dam notched cracks 2022.

- [84] Cervera M, Oliver J, Prato T. Thermo-Chemo-Mechanical Model for Concrete. I: Hydration and Aging. *Journal of Engineering Mechanics* 1999;125:1018–27. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1999\)125:9\(1018\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:9(1018)).
- [85] Briffaut M, Benboudjema F, Torrenti JM, Nahas G. Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures. *Engineering Structures* 2011;33:1390–401. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.044>.
- [86] De Schutter G. Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. *Computers & Structures* 2002;80:2035–42. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00270-5](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00270-5).
- [87] Breugel K van. Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials. Delft: Delft University Press; 1997.
- [88] Azenha M, Kanavaris F, Schlicke D, Jędrzejewska A, Benboudjema F, Honorio T, et al. Recommendations of RILEM TC 287-CCS: thermo-chemo-mechanical modelling of massive concrete structures towards cracking risk assessment. *Mater Struct* 2021;54:135. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01732-8>.
- [89] Ulm F-J, Coussy O. Couplings in early-age concrete: From material modeling to structural design. *International Journal of Solids and Structures* 1998;35:4295–311. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(97\)00317-X](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(97)00317-X).
- [90] Byfors J. Plain concrete at early ages. PhD, Royal institute of technology. 1980.
- [91] Benboudjema F, Torrenti J-M. Early-age behaviour of concrete nuclear containments. *Nucl Eng Design* 2008;238:2495–506. 2008.
- [92] Wirquin E, Broda M, Duthoit B. Determination of the apparent activation energy of one concrete by calorimetric and mechanical means. *Cement and Concrete Research* 2002;32:1207–13. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00770-6](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00770-6).
- [93] Kada-Benameur H, Wirquin E, Duthoit B. Determination of apparent activation energy of concrete by isothermal calorimetry. *Cement and Concrete Research* 2000;30:301–5. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00250-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00250-1).
- [94] Mesoscopic models and numerical simulations of the temperature field and hydration degree in early-age concrete n.d.
- [95] Briffaut M. Étude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton : influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures. Thèse de doctorat. , ENS de Cachan, 61, 2010.
- [96] Azenha M. Numerical simulation of the structural behaviour of concrete since its early ages. Thèse de doctorat. University of porto, 2009.
- [97] Laurie BUFFO -LACARRIERE. PREVISION ET EVALUATION DE LA FISSURATION PRECOCE DES OUVRAGES EN BETON. Thèse de doctorat. l'Université de Toulouse, 2007.
- [98] Briffaut M, Benboudjema F, Torrenti J-M, Nahas G. Effects of early-age thermal behaviour on damage risks in massive concrete structures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 2012;16:589–605. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.668016>.
- [99] Lee Y, Choi M-S, Yi S-T, Kim J-K. Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete. *Cement and Concrete Composites* 2009;31:60–71. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.09.009>.
- [100] Bouasker M, Mounanga P, Turcry P, Loukili A, Khelidj A. Chemical shrinkage of cement pastes and mortars at very early age: Effect of limestone filler and granular inclusions. *Cement and Concrete Composites* 2008;30:13–22. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.06.004>.

- [101] Hilaire A. Étude des déformations différées des bétons en compression et en traction, du jeune au long terme : application aux enceintes de confinement 2014. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3414.0320>.
- [102] Lackner R, Mang HA. Chemoplastic material model for the simulation of early-age cracking: from the constitutive law to numerical analyses of massive concrete structures. *Cement Concrete Compos.* 26, 551–562. 2004.
- [103] De Schutter G, Taerwe L. General hydration model for portland cement and blast furnace slag cement. *Cement and Concrete Research* 1995;25:593–604. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00048-H](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00048-H).
- [104] Schlüter A, Kuhn C, Müller R, Tomut M, Trautmann C, Weick H, et al. Phase field modelling of dynamic thermal fracture in the context of irradiation damage. *Continuum Mech Thermodyn* 2017;29:977–88. <https://doi.org/10.1007/s00161-015-0456-z>.
- [105] Nguyen T-T, Waldmann D, Bui TQ. Computational chemo-thermo-mechanical coupling phase-field model for complex fracture induced by early-age shrinkage and hydration heat in cement-based materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 2019;348:1–28. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.01.012>.
- [106] Zhou W, Qi T, Liu X, Yang S, Feng C. A meso-scale analysis of the hygro-thermo-chemical characteristics of early-age concrete. *International Journal of Heat and Mass Transfer* 2019;129:690–706. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2018.10.001>.
- [107] Zhou W, Qi T, Liu X, Feng C, Yang S. A hygro-thermo-chemical analysis of concrete at an early age and beyond under dry-wet conditions based on a fixed model. *International Journal of Heat and Mass Transfer* 2017;115:488–99. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2017.08.014>.
- [108] Cervera M, Oliver J, Prato T. Simulation of Construction of RCC Dams. I: Temperature and Aging. *J Struct Eng* 2000;126:1053–61. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:9\(1053\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1053)).
- [109] Briffaut M, Benboudjema F, Torrenti JM, Nahas G. Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures. *Engineering Structures* 2011;33:1390–401. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.044>.
- [110] Fichant S. Endommagement et anisotropie induite du béton de structures : modélisations approchées. Thèse de doctorat en Mécanique, génie mécanique, génie civil. Cachan, Ecole normale supérieure ., 1996.
- [111] Fichant S, La Borderie C, Pijaudier-Cabot G. Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures. *Mech Cohes-Frict Mater* 1999;4:339–59. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199907\)4:4<339::AID-CFM65>3.0.CO;2-J](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199907)4:4<339::AID-CFM65>3.0.CO;2-J).
- [112] Gangnant A. Étude de la rupture quasi-fragile d'un béton à l'échelle mésoscopique. Aspects expérimentaux et modélisation. 2016. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.20000.38409>.
- [113] Bažant ZP, Prat PC. Microplane Model for Brittle-Plastic Material: I. Theory. *Journal of Engineering Mechanics* 1988;114:1672–88. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1988\)114:10\(1672\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1988)114:10(1672)).
- [114] Dubé J-F, Pijaudier-Cabot G, La Borderie C. Modèle d'endommagement microplans: Modèle utilisé par le LGCNSN et le LaSAGeC. *Revue Française de Génie Civil* 2003;7:621–34. <https://doi.org/10.1080/12795119.2003.9692513>.

- [115] Saliba J, Grondin F, Matallah M, Loukili A, Boussa H. Relevance of a mesoscopic modeling for the coupling between creep and damage in concrete. *Mechanics of Time-Dependent Materials* 2013;17:481–99. <https://doi.org/10.1007/s11043-012-9199-4>.
- [116] Matallah M, Aissaoui N. Mesomechanical Investigation of the Relationship between the Length of the Fracture Process Zone and Crack Extensions in Concrete. *Phys Mesomech* 2020;23:494–508. <https://doi.org/10.1134/S1029959920060053>.
- [117] Briffaut M, Benboudjema F, Laborderie C, Torrenti J-M. Creep Consideration Effect on Meso-Scale Modeling of Concrete Hydration Process and Consequences on the Mechanical Behavior. *J Eng Mech* 2013;139:1808–17. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000607](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000607).
- [118] Matallah M, La Borderie C, Maurel O. A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 2009;n/a-n/a. <https://doi.org/10.1002/nag.876>.
- [119] Benjamin R. Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion : la problématique de la modélisation de l’interface acier/béton en présence de corrosion. Doctorat. l’Université Paris Est, 2010.
- [120] Matallah M, La Borderie C. 3D Numerical Modeling of the Crack-Permeability Interaction in Fractured Concrete. *Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, IA-FraMCoS; 2016*. <https://doi.org/10.21012/FC9.245>.
- [121] Matallah M, La Borderie C. Inelasticity–damage-based model for numerical modeling of concrete cracking. *Engineering Fracture Mechanics* 2009;76:1087–108. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2009.01.020>.
- [122] Nassima Aissaoui. Apport de la modélisation mésoscopique dans la prédiction de la fissuration des structures en béton: Aspects énergétiques et effets d’échelle 2018. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.20648.67841>.
- [123] Bažant ZP, Oh BH. Crack band theory for fracture of concrete. *Mat Constr* 1983;16:155–77. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>.
- [124] Michou A, Hilaire A, Benboudjema F, Nahas G, Wyniecki P, Berthaud Y. Reinforcement–concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modeling. *Engineering Structures* 2015;101:570–82. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.028>.
- [125] De Schutter G, Taerwe L. Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Mat Struct* 1996;29:335–44. <https://doi.org/10.1007/BF02486341>.
- [126] Bertagnoli G, Mancini G, Tondolo F. Numerical modelling of early-age concrete hardening. *Magazine of Concrete Research* 2009;61:299–307. <https://doi.org/10.1680/macr.2008.00071>.
- [127] Neville AM, Dilger WH, Brooks JJ. *Creep of plain and structural concrete*. London ; New York: Construction Press; 1983.
- [128] Sofi M, Mendis P, Baweja D, Mak S. Influence of ambient temperature on early age concrete behaviour of anchorage zones. *Construction and Building Materials* 2014;53:1–12. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.051>.
- [129] Grondin F, Matallah M. How to consider the Interfacial Transition Zones in the finite element modelling of concrete? *Cement and Concrete Research* 2014;58:67–75. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.01.009>.

- [130] Mounajed G, Grondin F, Dumontet H, Hamida AB. Digital concrete: A multi-scale approach for the concrete behavior. *JCM* 2007;6:325–37. <https://doi.org/10.3233/JCM-2006-65-606>.
- [131] Nguyen T-C, Huynh T-P, Tang V-L. Prevention of crack formation in massive concrete at an early age by cooling pipe system. *Asian J Civ Eng* 2019;20:1101–7. <https://doi.org/10.1007/s42107-019-00175-5>.
- [132] Boukais A, Dahou Z, Matallah M. Maximum aggregate size effects on the evolution of the FPZ and crack extensions in concrete – Experimental and numerical investigation. *International Journal of Solids and Structures* 2023;269:112181. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2023.112181>.
- [133] Klemczak B, Batog M, Pilch M, Żmij A. Analysis of Cracking Risk in Early Age Mass Concrete with Different Aggregate Types. *Procedia Engineering* 2017;193:234–41. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.06.209>.
- [134] Zhishan Z, Xiaosheng W. Mesoscopic models and numerical simulations of the temperature field and hydration degree in early-age concrete. *Construction and Building Materials* 2020.
- [135] Jaafar MS, Bayagoob KH, Noorzaei J, Thanoon WAM. Development of finite element computer code for thermal analysis of roller compacted concrete dams. *Advances in Engineering Software* 2007;38:886–95. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2006.08.040>.
- [136] Briffaut M, Benboudjema F, Torrenti JM, Nahas G. Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures. *Engineering Structures* 2011;33:1390–401. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.044>.
- [137] Berga L, editor. *Roller compacted concrete dams: proceedings of the fourth International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, 17-19 November 2003, Madrid, Spain*. A.A. Balkema; 2003.
- [138] Tatin M, Briffaut M, Dufour F, Simon A, Fabre J-P. Thermal displacements of concrete dams: Accounting for water temperature in statistical models. *Engineering Structures* 2015;91:26–39. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.047>.
- [139] Jaafari C, Bertrand D, Guillot T, Prudhomme E, Tardif N, Georgin J-F, et al. Effect of early age drying shrinkage on the seismic response of RC structures. *Mater Struct* 2020;53:133. <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01552-2>.
- [140] Ansari MdI, Agarwal P. Rehabilitation Technique for Severely Damaged Concrete Gravity Dams. *Practice Periodical on Structural Design and Construction* 2016;21:04016008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000287](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000287).
- [141] Wang G, Wang Y, Lu W, Yan P, Chen M. Earthquake Direction Effects on Seismic Performance of Concrete Gravity Dams to Mainshock–Aftershock Sequences. *Journal of Earthquake Engineering* 2020;24:1134–55. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453423>.
- [142] USACE. *Seismic design provisions for roller compacted concrete dams*. , Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers.; 1995.
- [143] Gaspar A, Lopez-Caballero F, Modaresi-Farahmand-Razavi A, Gomes-Correia A. Methodology for a probabilistic analysis of an RCC gravity dam construction. Modelling of temperature, hydration degree and ageing degree fields. *Engineering Structures* 2014;65:99–110. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.02.002>.

## RÉSUMÉ

Le contrôle des fissures induites par le processus d'hydratation est une préoccupation majeure dans la construction des barrages en béton. Les fissures affectent l'étanchéité, la durabilité et peuvent conduire à une propagation indésirable des fissures qui compromet la sécurité de la structure de l'ouvrage. Malgré son importance, l'analyse de l'état initial détaillée des barrages-poids en béton pendant la période de construction et sa conséquence sur le comportement mécanique vis-à-vis le risque sismique est relativement rare dans la littérature. La prédiction du comportement des barrage-poids en béton à l'âge précoce et dans des conditions extrêmes nécessitent la prise en compte de multiples interactions, exigeant un effort de calcul considérable. Cette thèse est une contribution à la modélisation des barrages en béton avec prise en compte des multiples interactions avec le milieu environnant.

Une stratégie de modélisation numérique est proposée afin d'évaluer le comportement des barrages-poids en béton vis-à-vis le risque sismique, en tenant compte les effets du comportement au jeune âge. L'influence des méthodes du control thermique sont également étudiée. A ce propos, un modèle chimio-thermo-mécanique est développé pour prédire le comportement d'un barrage-poids à un âge précoce. La capacité prédictive du modèle a été démontrée sur des tests élémentaires. le comportement sismique d'un barrage-poids en béton est étudié dans trois cas : Sans tenir compte de l'état de vieillissement, avec un état de vieillissement en tenant en compte les méthodes du control thermique, et le troisième cas un état de vieillissement et sans tenir compte pré-refroidissement. Les résultats numériques sont démontré que la prise en compte de l'état initial des barrage-poids au cours les phases de constructions joue un rôle fondamental dans l'étude de stabilité sismique.

## ABSTRACT

A major concern in concrete dam construction is the control of cracking induced by the effect of early age. cracks affect the watertightness, durability, and may lead to undesirable crack propagation that impairs structural safety. Despite its importance, the seismic risk of concrete gravity dams taking into account the effect of initial state has rarely been studied during strong earthquakes. The prediction of behavior of concrete gravity dams at early age and under extreme conditions requires taking into account multiple interactions and phenomena's, demanding considerable computational effort. The present thesis is a contribution to the numerical modelling of concrete dams taking into account multiple interactions with the surrounding environment. numerical modeling strategy to assess the behavior of concrete gravity dams under seismic loading, taking into account the effects of early age behavior. The influence of the precooling process is also investigated. For this purpose, a Chemo-Thermo-Mechanical model is developed for predicting the behavior of a gravity dam at early age. The validity of the model proposed is discussed by comparing results obtained from the results with those reported in the literature. Furthermore, the seismic behavior of a concrete gravity dam is assessed for three cases: Without taking into account the Early Age state, with early age state and Precooling and with early age Without Precooling. The results demonstrated that taking into account the initial state of concrete gravity dam during the construction phase has a significant effect on its response during seismic events.

## ملخص

سيطرة على التشققات الناجمة عن تأثير سن المبكرة هو مصدر قلق أساسي في بناء السدود الخرسانية. تسبب الشقوق المبكرة في إجهاد الخصائص هيدروميكانيكية للهيكل (تسريب المياه، خصائص الميكانيكية للمقاومة) ويمكن أن تؤدي إلى انتشار الشقوق غير المرغوب فيه مما يضر بسلامة السدود الجاذبية وخصوصاً عند حدوث زلازل. على الرغم من ذلك، إلا أن المخاطر الزلزالية لسدود الجاذبية الخرسانية مع مراعاة تأثير الحالة الأولية نادراً ما تمت دراستها أثناء حدوث الزلازل. يتطلب التنبؤ بسلوك سدود الجاذبية الخرسانية في سن مبكرة وفي ظل الظروف القاسية النظر في تفاعلات وظواهر متعددة، مما يتطلب إمكانات رقمية فعالة. هذه الأطروحة هي مساهمة في النمذجة العددية للسدود الخرسانية مع مراعاة التفاعلات المتعددة مع البيئة المحيطة. إستراتيجية النمذجة العددية لتقييم سلوك سدود الجاذبية الخرسانية تحت التحميل الزلزالي، مع مراعاة تأثيرات السلوك في سن مبكرة. يتم أيضاً فحص تأثير عملية التبريد المسبق. تحقيقاً لهذه الغاية، تم تطوير نموذج كيميائي حراري ميكانيكي للتنبؤ بسلوك سد الجاذبية في سن مبكرة. تم إثبات القدرة التنبؤية للنموذج من خلال الاختبارات الأساسية على العناصر الأحادية والتي تم الحصول عليها من نتائج الواردة في الأعمال العلمية السابقة. إضافة إلى ذلك، يتم تقييم السلوك الزلزالي لسد الجاذبية الخرسانية لثلاث حالات: دون مراعاة حالة أولية لسد، مع الحالة الأولية والتبريد المسبق والحالة الأولية دون تبريد مسبق. أظهرت النتائج أن مراعاة الحالة الأولية لسد الجاذبية الخرسانية في أثناء مرحلة البناء له تأثير كبير على استجابته في أثناء الأحداث الزلزالية