

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de L'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Badji Mokhtar Annaba

Faculté de Technologie

Département Hydraulique



Thèse

Présenté pour l'obtention du diplôme de doctorat en LMD

Sous intitulé :

Auscultation et étude, aux aléas sismiques de
l'année 2021 de certains barrages de l'est algérien

Par **ZIADI EL HOUCINE**

Devant le jury

Mm BOUSLAH SorayaPrésident
Mr MEKSAOUINE Mohamed Rapporteur
Mm MEKKI FerielRapporteur
Mr MOUSSAI Belkacem Examineur
Mm MRAD Dounia..... Examineur
Mr KECHIDA Said..... Examineur

2024-2025

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel.

Mes frères et mes sœurs, pour leur affection et leurs encouragements.

À toute ma famille et à mes amis(es), qui ont toujours cru en moi.

Remerciements

Je rends grâce en premier lieu à Dieu, dans Sa toute-puissance et Sa miséricorde, pour m'avoir permis d'accomplir ce travail en m'accordant l'endurance, la santé, la détermination et les ressources indispensables.

À l'issue de ce mémoire, j'exprime ma profonde gratitude au Professeur MEK-SAOUINE Mohamed, enseignant à l'Université Badji Mokhtar d'Annaba, ainsi qu'à Madame MEKKI Fériel, Maître de conférences à la même université, pour avoir accepté de diriger et d'encadrer ce travail. Je leur suis reconnaissant pour le temps précieux qu'ils m'ont consacré, ainsi que pour leurs conseils avisés et leurs orientations tout au long de cette étude.

Je remercie également les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail, de le commenter et de le discuter.

Mes remerciements vont aussi à ma famille, à mes amie(s) et à mes collègues, dont le soutien moral, l'amour inconditionnel et les encouragements constants ont été essentiels à l'aboutissement de cette recherche.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à l'ensemble de mes enseignants du département d'hydraulique de l'Université d'Annaba, ainsi qu'à Monsieur ADDJAJ et Monsieur AMALI, pour leur disponibilité et leur appui.

Enfin, je remercie toute personne qui, de près ou de loin, a contribué à la réalisation de ce travail.

Résumé:

La stabilité sismique des barrages constitue un critère essentiel dans l'évaluation de leur sécurité. Dans cette optique, cette thèse présente une analyse numérique de la réponse sismique du barrage-voûte de Tichy Haf et du barrage en remblai de Mahouane, réalisée à l'aide du logiciel Midas GTS NX. L'étude repose sur la méthode des éléments finis et l'analyse temporelle non linéaire pour évaluer la stabilité des structures. Plusieurs nœuds de référence, situés sur les corps des deux barrages, ont été sélectionnés afin de mesurer les déplacements, vitesses et accélérations lors des sollicitations sismiques. Les analyses temporelles non linéaires ont été effectuées à partir de quatre accélérogrammes, correspondant à des amplitudes de 0,25 g, 0,32 g, 0,36 g et 0,44 g.

Les résultats de l'analyse numérique dynamique ont montré que les barrages de Tichy Haf et de Mahouane ont bien résisté aux sollicitations sismiques, tout en préservant leur intégrité structurelle. La validité du modèle numérique a été vérifiée par la comparaison entre les résultats de l'analyse statique et les données de surveillance réelles des deux barrages, ce qui confirme l'efficacité de la méthode de simulation adoptée pour l'évaluation de la stabilité.

Mots clés: Auscultation des Barrages, Analyse Sismique, Barrage en Terre, Barrage Voûte, Éléments finis, Analyse Non Linéaire, Déplacements, Midas GTS Nx

Abstract:

The seismic stability of dams is a crucial criterion in evaluating their safety. In this context, this thesis presents a numerical analysis of the seismic response of the Tichy Haf arch dam and the Mahouane earthfill dam, conducted using the Midas GTS NX software. The study is based on the finite element method and nonlinear time history analysis to assess the structural stability of the dams. Several reference nodes located on the bodies of both dams were selected to measure displacements, velocities, and accelerations during seismic events. Nonlinear time history analyses were performed using four accelerograms corresponding to amplitudes of 0.25 g, 0.32 g, 0.36 g, and 0.44 g.

The results of the dynamic numerical analysis demonstrated that both the Tichy Haf and Mahouane dams successfully withstood seismic loads while maintaining their structural integrity. The validity of the numerical model was confirmed by comparing the static analysis results with actual monitoring data from the two dams, thus reinforcing the effectiveness of the simulation method employed for stability assessment.

Keywords: Dam monitoring, Seismic Analysis, Earth Dam, Arch Dam, Finite Elements, Non-linear Analysis, Displacements, Midas GTS Nx

ملخص:

يعدّ الاستقرار الزلزالي للسدود معيارًا أساسيًا في تقييم مستوى أمانها. وفي هذا السياق، تعرض هذه الأطروحة تحليلًا عدديًا للاستجابة الزلزالية لكل من سد تيشي حاف (من نوع القوس) وسد محوان (الترابي)، باستخدام برنامج

GTS NX.

تعتمد الدراسة على طريقة العناصر المحدودة والتحليل الزمني غير الخطي لتقييم استقرار الهياكل. وقد تم اختيار عدة نقاط مرجعية على جسمي السدين لقياس الإزاحات والسرعات والتسارعات أثناء الأحداث الزلزالية. أُجري التحليل الزمني غير مرجعي، بأطوار مختلفة تبلغ سعتها (accélérogrammes) الخطي باستخدام أربعة مسجلات تسارع ، 0.36g ، 0.32g ، 0.25g بأطوار مختلفة تبلغ سعتها (accélérogrammes) الخطي باستخدام أربعة مسجلات تسارع ، 0.44 g.

أظهرت نتائج التحليل العددي الديناميكي أن سدّ تيشي حاف ومحوان صمدا بشكل جيد أمام التحميلات الزلزالية مع الحفاظ على سلامتهما الهيكلية. وقد تم التأكد من صحة النموذج العددي من خلال مقارنة نتائج التحليل الساكن مع بيانات الرصد الحقيقية لكلا السدين، مما يعزز من فعالية منهجية المحاكاة المعتمدة في تقييم الاستقرار

الكلمات المفتاحية: مراقبة السدود، التحليل الزلزالي، السد الترابي، السد القوسي، العناصر المحدودة، التحليل اللاخطي، Midas GTS Nx الإزاحات،

Table de matière:

Introduction générale	1
<i>Chapitre 1: Revue bibliographique et état de l'Art</i>	
1.1 Introduction	5
1.2 Barrage voute	5
1.3 Conception de barrage voute	5
1.3.1 Rapport couronnement – hauteur	7
1.3.2 Lancement de l'ouvrag.....	8
1.3.3. Forme des Arcs	10
1.3.4 Goussets	10
1.3.5 Séismicité.....	11
1.4 Analyse Sismique des Barrages voute.....	11
1.4.1 Méthode de westergaard	12
1.4.2 Analyse modale spectrale (réponse spectrale).....	13
1.4.3 L'analyse statique équivalente appliquée aux barrages voûtes	14
1.4.4 Analyse dynamique temporelle	15
1.5 Barrage en terre	17
1.6 Type des barrages en terre	18
1.6.1 Barrages en terre homogène	18
1.6.2 Barrage en terre zoné ou hétérogènes	19
1.6.3 Barrage a masque amont	20
1.6.4 Barrage à membrane centrale	21
1.7 Sélection du type de remblai	22
1.7.1 Topographie	22
1.7.2 Géologie et conditions de fondation	23
1.7.3 Matériaux disponibles	23
1.7.4 Déversoir	24
1.7.5 Considérations environnementales	24
1.7.6 Considérations économiques	24
1.8 Rupture des barrages en terre	24
1.9 Approches et Méthodes d'analyse Sismique des Barrages en Remblai	25
1.10 Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre	26
1.10.1 Analyse pseudo-statique	26
1.10.2 Méthode de Newmark	27

1.10.3 Méthode pseudo dynamique	28
1.10.4 Les analyses dynamiques non linéaires	29
1.11 Auscultations des barrages	29
1.11.1 La surveillance visuelle	30
1.11.2 L'auscultation instrumentale	30
1.11.3 Les types de mesures et les dispositifs pour l'auscultation	31
1.11.3.1 Sollicitations appliquées sur l'ouvrage	31
1.11.3.2 Réponse du barrage	31
1.11.3.3 Les mesures hydrauliques	31
a Les débits de fuite	31
b Les charges hydrauliques	32
c Les Pressions Interstitielles et l'Auscultation des Barrages	32
d L'infiltration	32
1.11.3.4 Les contraintes	33
1.11.3.5 Température	34
Conclusion	34
 <i>Chapitre 2 : Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés</i>	
2.1 Introduction	36
2.2 But de l'aménagement de Tichy Haf	36
2.3 Etude géologique et géotechnique	38
2.4 Etude hydrologique	39
2.4.1 La température	39
2.4.2 Le vent	40
2.4.3 Radiation solaire	40
2.4.4 Précipitation et crue	41
2.4.4.1 Détermination des hydrogrammes naturels	42
2.5 Principales connaissances sur les matériaux de construction.....	44
2.6 Etude de la sismicité	48
2.6.1 Sismicité Historique	48
2.6.2 Sismicité instrumentale et limites des données	49
2.7 Auscultation de barrage Tichy Haf	50
2.7.1 Description du dispositif Planimétrique	51
2.7.2 Réalisation d'une mesure de Planimétrie	52
2.7.3 Mesure des déplacements horizontaux	53

2.7.4 Description du dispositif de Nivellement	62
2.7.5 Réalisation d'une mesure de Nivellement	63
2.7.6 Mesure des déplacements verticaux	64
2.8 Barrage de Mahouane	67
2.9 Caractéristiques Techniques de la Digue	68
2.10 Etude géologique et géotechnique	69
2.11- Etude géotechnique	70
2.11.1 Matériaux de fondation du barrage.....	70
2.11.2 matériaux du remblai du barrage	70
2.11 Etude topographique	71
2.13 Choix du type de barrage	72
2.14 Géométrie du barrage	72
2.15 Auscultation barrage Mahouane	73
2.15.1 Dispositif Planimétrique	73
2.15.2 Mesure de Planimétrie	75
2.15.3 Dispositif altimétrique	80
2.15.4 Mesure de nivellement	82
Conclusion	90

Chapitre 3 : Modélisation et analyse sismique du barrage voûte de Tichy-Haf

3.1 Introduction	92
3.2 Géométrie de barrage	92
3.3 Maillage et Conditions Limites	93
3.4 Les Paramètres des Matériaux Utilisés dans la Simulation	94
3.4.1 Le module de Young	94
3.4.2 Le poids unitaire	95
3.4.3 La cohésion	95
3.4.4 L'angle de frottement	96
3.5 Code de calcul MIDAS GTS NX	96
3.5.1 Modélisation géométrique	97
3.5.2 Génération du maillage	99
3.5.3 Propriétés des matériaux	101
3.5.4 Chargements et conditions aux limites	101
3.5.5 Résultats et post-traitement	102
3.6 Les phases des calculs	102

3.6.1 Stabilité du barrage dans la première phase (barrage vide)	103
3.6.2 Stabilité du barrage dans la deuxième phase (barrage rempli)	104
3.6.3 Les résultats obtenus lors de l'analyse dynamique	107
3.6.3.1 L'analyse des déplacements	107
3.6.3.2 Analyse de la Vitesse	110
3.6.3.3 Analyse de l'accélération	111
3.7 Conclusion	113
<i>Chapitre 4 : Modélisation et simulation sismique du barrage en remblai de Mahouane</i>	
4.1 Introduction	116
4.2 Conception du barrage	116
4.3 Maillage et conditions limites	116
4.4 Les phases des calculs	118
4.4.1 Stabilité du barrage dans la première phase (barrage vide)	118
4.4.2 Stabilité du barrage dans la deuxième phase (barrage rempli)	120
4.4.3 Stabilité du barrage dans la troisième phase (analyse dynamique)	123
4.4.3.1 Les Déplacements Totaux	124
4.4.3.2 Les Déplacements Horizontaux	127
4.4.3.3 Les Déplacements Verticaux	129
4.4.4 Déplacement	131
Conclusion	133
Conclusion générale	135
Références bibliographiques	137

Listes des figures :

Figure 1.1 : Mode de dimensionnement d'un barrage Voûte	7
Figure 1.2 : Diagramme hauteur-élancement	8
Figure 1.3 : Diagramme hauteur-élancement	9
Figure 1.4 : Barrage en terre homogène	19
Figure 1.5 : Différents types de noyaux	19
Figure 1.6 : Barrage en terre hétérogène (barrage New Spicer Meadow, USA)	20
Figure 1.7 : Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA)	20
Figure 1.8 : Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)	21
Figure 1.9 : barrage a membrane centrale	22
Figure 1.10 : Illustration de la méthode pseudo-statique	27
Figure 1.11 : Coupe et implantation des cellules de pression (barrage de Chamboux)	33
Figure 1.12 : Vue en plan et implantation des piézomètres (barrage de Chamboux)	33
Figure 2.1 : Barrage Tichy Haf : Vue direct de barrage	37
Figure 2.2 : Levé topographique de la zone du barrage de Tichi Haf	37
Figure 2.3 : Température de l'air durant période du 1 janvier 2011 au 31 juillet 2014.....	39
Figure 2.4 : Variation de la vitesse du vent sur le site du barrage.....	40
Figure 2.5 : Radiation solaire mensuelle durant l'année	40
Figure 2.6 : Hydrogrammes de la crue maximale probable pour les périodes de retour clas- siques à Tichy Haf	44
Figure 2.7 : sismicité historique de la région étudiée (catalogue CRAAG 1994).....	49
Figure 2.8 : La répartition géographique des séismes enregistrés par les instruments modernes	50
Figure 2.9 : piliers de planimétrie.....	51
Figure 2.10 : Graphe des déplacements radiaux des repères crête de la voûte	58
Figure 2.11 : Graphe des déplacements tangentiel des repères crête de la voûte	59
Figure 2.12 : Graphe des déplacements radiaux des repères du parement aval de la voûte...60	
Figure 2.13 : Graphe des déplacements tangentiel des repères du parement aval de la voûte.....62	
Figure 2.14 : Repères de références de nivellements	62
Figure 2.15 : Graphe des déplacements verticaux des repères de la crête de la voûte.....67	
Figure 2.16 : L'aménagement du barrage de Mahouane	68

Figure 2.17 : Dispositif Planimétrique	74
Figure 2.18 : Repères Planimétrique	75
Figure 2.19 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels des repères de la crête du barrage	78
Figure 2.20 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 1 er ligne aval de barrage	79
Figure 2.21 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 2 ème ligne aval de barrage	79
Figure 2.22 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 3 ème ligne aval de barrage	80
Figure 2.23 : Repères de référence altimétrique	81
Figure 2.24 : Repères de déformation	81
Figure 2.25 : Graphe des déplacements verticaux de repère crête amont de barrage	86
Figure 2.26 : Graphe des déplacements verticaux de repère parement amont de barrage	87
Figure 2.27 : Graphe des déplacements verticaux de repère crête aval de barrage	88
Figure 2.28 : Graphe des déplacements verticaux de repère 1 er ligne aval de barrage	88
Figure 2.29 : Graphe des déplacements verticaux de repère 2 ème ligne aval de barrage	89
Figure 2.30: Graphe des déplacements verticaux de repère 3 ème ligne aval de barrage	89
Figure 3.1 : Modèle géométrique du barrage de Tichy Haf	92
Figure 3.2 : La section aval de la digue	93
Figure 3.3 : La section amont de la digue	93
Figure 3.4 : Le modèle numérique du barrage Tichy Haf	94
Figure 3.5 : Interface du programme MIDAS GTS NX	97
Figure 3.6 : Opérations de base DAO Midas GTS NX	98
Figure 3.7 : Implémentation des modules TGM et 3DSW dans la création du modèle géométrique	98
Figure 3.8 : Simplification et optimisation automatique avec MIDAS GTS NX	99
Figure 3.9 : Différents types d'éléments utilisés au sein de MIDAS GTS NX	100
Figure 3.10 : Assurance qualité et contrôle dans MIDAS GTS NX	100
Figure 3.11 : Conditions aux limites dans MIDAS GTS NX	101
Figure 3.12 : Visualisation des résultats dans MIDAS GTS NX	102
Figure 3.13 : Le Déplacement Total sous l'effet du poids propre (m).....	103
Figure 3.14 : Le Déplacemnt Radiale sous l'effet du poids propre (m)	103
Figure 3.15 : Le Déplacemnt Tngentielle sous l'effet du poids propre (m)	103

Figure 3.16 : Le Déplacemnt Vertical sous l'effet du poids propre (m)	103
Figure 3.17 : Le Déplacemnt Total sous charges statiques (m)	104
Figure 3.18 : Le Déplacemnt Radial sous charges statiques (m)	104
Figure 3.19 : Le Déplacement Tngentielle sous charges statique (m)	105
Figure 3.20 : Le Déplacemnt Vertical sous charges statiques (m)	105
Figure 3.21 : Les charges sismiques utilisées dans la modélisation	107
Figure 3.22 : Déplacements relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme (m)	108
Figure 3.23 : Déplacements relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme (m)	108
Figure 3.24 : Déplacements relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme (m)	108
Figure 3.25 : Déplacements relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du quatrième séisme (m)	108
Figure 3.26 : Points de références pour l'analyse du comportement du barrage	109
Figure 3.27 : Courbe déplacement-temps pour le premier séisme	109
Figure 3.28 : Courbe déplacement-temps pour le deuxième séisme	109
Figure 3.29 : Courbe déplacement-temps pour le troisième séisme	110
Figure 3.30 : Courbe déplacement-temps pour le quatrième séisme.....	110
Figure 3.31 : vitesses relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme	111
Figure 3.32 : vitesses relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme	111
Figure 3.33 : vitesses relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme	111
Figure 3.34 : vitesses relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du auqtrième séisme	111
Figure 3.35 : Accélérations relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme.....	112
Figure 3.36 : Accélérations relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme	112
Figure 3.37 : Accélérations relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme	113

Figure 3.38 : Accélérations relatifs induits par les charges dynamiques à la fin du quatrième séisme	113
Figure 4.1 : Geometrie du barrage Mahouane.....	116
Figure 4.2 : Maillage et conditions limites du barrage Mahouane	117
Figure 4.3 : Le Déplacement Total sous l'effet du poids propre (m).....	119
Figure 4.4 : Le Déplacement Horizontal sous l'effet du poids propre (m)	119
Figure 4.5 : Le Déplacement Vertical sous l'effet du poids propre (m).....	120
Figure 4.6 : Le Déplacement Total sous charges statiques (m)	121
Figure 4.7 : Le Déplacement Horizontal sous charges statiques (m)	122
Figure 4.8 : Le Déplacement Vertical sous charges statiques (m)	122
Figure 4.9 : Les charges sismiques utilisées dans la modélisation	124
Figure 4.10 : Déplacements relatifs Total induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme (m)	125
Figure 4.11 : Déplacements relatifs Total induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme (m)	125
Figure 4.12 : Déplacements relatifs Total induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme (m)	126
Figure 4.13 : Déplacements relatifs Total induits par les charges dynamiques à la fin du quatrième séisme (m)	126
Figure 4.14 : Déplacements relatifs Horizontal induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme (m)	127
Figure 4.15 : Déplacements relatifs Horizontal induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme (m)	128
Figure 4.16 : Déplacements relatifs Horizontal induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme (m)	128
Figure 4.17 : Déplacements relatifs Horizontal induits par les charges dynamiques à la fin du quatrième séisme (m)	129
Figure 4.18 : Déplacements relatifs Vertical induits par les charges dynamiques à la fin du premier séisme (m)	129
Figure 4.19 : Déplacements relatifs Vertical induits par les charges dynamiques à la fin du deuxième séisme (m)	130
Figure 4.20 : Déplacements relatifs Vertical induits par les charges dynamiques à la fin du troisième séisme (m)	131

Figure 4.21 : Déplacements relatifs Vertical induits par les charges dynamiques à la fin du quatrième séisme (m)	131
Figure 4.22 : Courbe déplacement-temps pour le premier séisme	132
Figure 4.23 : Courbe déplacement-temps pour le deuxième séisme	132
Figure 4.24 : Courbe déplacement-temps pour le troisième séisme	133
Figure 4.25 : Courbe déplacement-temps pour le quatrième séisme	133

Listes des tableaux :

Tableau 1.1 : Mode du dimensionnement d'un barrage Voûte	7
Tableau 2.1 : Radiation solaire mensuelle dans la région de Tichy Haf	41
Tableau 2.2 : Les données des bases d'analyse statistique des débits de pointe	43
Tableau 2.3 : Les Caractéristiques hydrologiques de l'aménagement Tichy Haf	44
Tableau 2.4 : Comparaison Caractéristiques Ciments CRS.....	46
Tableau 2.5 : Comparatif de l'Evolution de la résistance de différents ciments.....	47
Tableau 2.6 : Les mesures topographiques d'auscultation de barrage Tichy Haf	53
Tableau 2.7 : Les résultats des mesures des déplacements horizontaux de barrage Tichy Haf	54
Tableau 2.8 : Les altitudes l'ensemble des repères nivelés du barrage Tichy Haf.....	64
Tableau 2.9 : Les résultats des mesures des déplacements verticaux de barrage Tichy Haf	65
Tableau 2.10 : Les résultats des mesures des déplacements horizontaux de barrage el mahouane	76
Tableau 2.11 : Les résultats des mesures des déplacements verticaux de barrage el mahouane	83
Tableau 3.1 : Propriétés physico-mécaniques des matériaux	96
Tableau 3.2 : Comparaison des déplacements mesurés par auscultation du barrage et modélisés par MIDAS GTS NX	106
Tableau 4.1 : Propriétés physico-mécaniques des matériaux	117
Tableau 4.2 : Comparaison entre les résultats de simulation et l'auscultation de barrage Mahouane	123

Introduction générale :

Par définition, les barrages sont des structures hydrauliques érigés en travers d'un cours d'eau, ayant pour but de contrôler son écoulement et de retenir l'eau pour divers usages, tels que l'irrigation, l'AEP (alimentation en eau potable) et la production d'électricité [1]. Les grands barrages interagissent avec plusieurs facteurs, notamment la température de l'air et de l'eau, le niveau d'eau, la pression interstitielle et la déformabilité des roches, chacun de ces éléments influençant leur comportement structurel. Par conséquent, surveiller la réponse des grands barrages est essentiel pour évaluer leur état structurel et leur fiabilité [2]. Un barrage est considéré stable si le résultant de toutes les forces agissant sur sa structure ne provoque pas de mouvement [3]. Cette stabilité est directement liée aux interactions entre les forces externes (pression hydrostatique, séismes, etc.) et les propriétés mécaniques intrinsèques des matériaux le constituant [4]. L'analyse de ces paramètres joue un rôle clé dans la prévention des risques et la garantie de la durabilité de l'ouvrage [5].

Les barrages voûtes figurent parmi les structures d'ingénierie les plus remarquables pour la production d'énergie [6]. Leur conception, courbée en plan et parfois en élévation, permet de transmettre une grande partie de la pression de l'eau grâce à la résistance à la compression du béton. Ce design optimise l'utilisation des matériaux, nécessitant un volume de béton moindre par rapport aux barrages gravitaires, tout en offrant une section transversale plus mince. Cependant, leur conception et leur construction requièrent une expertise avancée en ingénierie. Par exemple, le barrage de Hoover aux États-Unis est un modèle emblématique qui illustre cette expertise. Les barrages voûtes transfèrent partiellement les charges aux contreforts par une action en arc, et leur contact avec la roche de fond sur toute la hauteur du barrage peut considérablement influencer leurs réponses sismiques, comme démontré dans plusieurs études récentes [7].

Quant aux barrages en terre, souvent appelés barrages de remblai, ils sont généralement construits à partir de matériaux terreux ou de remblai, ce qui les rend économiquement avantageux et adaptés à des conditions géologiques variées [8]. Ces structures simples tirent leur stabilité de leur propre poids, ce qui les rend efficaces pour prévenir le glissement et le renversement. En termes de performance sismique, les barrages en terre peuvent être vulnérables aux liquéfactions ou aux déformations importantes si les conditions de fondation ne sont pas bien contrôlées. Comparés aux barrages en béton, ils possèdent une histoire bien plus ancienne. Les premières civilisations, telles que celles d'Égypte, d'Inde, de Sri Lanka, du Pérou et de Chine, ont construit des barrages en terre il y a environ 3 000 ans [9]. Par exemple, le barrage Sadd el-Kafara en Égypte, construit vers 2600 avant J.-C., est l'un des

premiers barrages en terre connus, témoignant de l'ingéniosité de ces civilisations anciennes [10]

L'évaluation de la sécurité structurelle des barrages en remblai est un défi crucial en raison de leur importance stratégique, en particulier en ce qui concerne le risque sismique associé aux tremblements de terre [11]. La défaillance de telles structures pourrait entraîner une perte de vie significative [12]. L'analyse sismique des barrages en remblai implique la réalisation d'études de déformation pour évaluer la stabilité du remblai et de la fondation lorsqu'ils sont soumis à des charges sismiques spécifiques [3].

De nos jours, l'ingénierie assistée par ordinateur utilise largement les calculs numériques et les outils de simulation pour résoudre des problèmes complexes liés à l'hydraulique structurelle. Ceci est particulièrement crucial lorsqu'il s'agit d'analyser le comportement des matériaux en termes de fracture, de déformation et de rupture, ainsi que de prédire leur réponse aux charges sismiques. La simulation numérique joue un rôle essentiel dans la prévision de ces phénomènes [13].

Ces dernières années, avec le développement de méthodes numériques accessibles, ce type d'analyse est devenu le principal outil d'évaluation de la sécurité des barrages [14]. La méthode la plus largement utilisée pour évaluer la stabilité d'un barrage et de ses fondations est la méthode des éléments finis [15]. La facilité de mise en oeuvre due à la méthodologie matricielle adoptée dans les formulations de la méthode des éléments finis la rend hautement compatible avec les installations de calcul numérique modernes [16]. L'un des principaux avantages de la méthode des éléments finis réside dans sa flexibilité à modéliser des géométries et des conditions géologiques complexes. Les codes FEM actuels peuvent simuler une variété de comportements de matériaux et incorporer l'influence des procédures de construction. Les analyses FEM fournissent des informations détaillées sur les propriétés de contrainte et de déformation du barrage et des culées [17].

Parmi les méthodes d'analyse sismique, l'analyse de l'évolution temporelle est la plus précise pour simuler la réponse d'une structure à un enregistrement de tremblement de terre [18]. Pendant des années, les chercheurs n'ont pas largement adopté l'analyse non linéaire de l'évolution temporelle en raison de ses exigences élevées en matière de calcul. Cependant, avec les progrès de la technologie informatique, il est devenu relativement plus facile d'effectuer une analyse non linéaire de l'évolution temporelle [19]. Cette méthode est l'une des approches d'analyse sismique qui utilise un ensemble d'enregistrements sismiques pour déterminer la réponse d'une structure irrégulière. Parmi les diverses analyses dynamiques non linéaires existantes, l'analyse dynamique de l'évolution temporelle est la plus complète. Elle

reproduit et enregistre le comportement réel d'une structure répondant à une accélération du sol variable dans le temps [20]. L'évaluation de la réponse non linéaire des barrages à des tremblements de terre forts ou extrêmes est particulièrement importante pour évaluer leur performance en matière de sécurité, qui dépend fortement des mouvements du sol d'entrée [21].

Cette thèse propose l'étude de la réponse sismique de deux types de barrages : le barrage en terre Mahouane et le barrage en voûte Tichy Haf, soumis à des événements sismiques de différentes magnitudes. Le premier barrage est situé au niveau de la wilaya de Sétif, tandis que le barrage en voûte est situé à Bejaia. Le choix de ces barrages n'est pas anodin, car la région est connue pour son activité sismique. L'analyse a été menée à l'aide de Midas GTS NX, qui utilise la méthode des éléments finis. Le modèle numérique a été validé en comparant les résultats de l'analyse statique avec les données de surveillance réelles du barrage. Cette comparaison a démontré l'efficacité de la méthode de simulation numérique dans l'analyse de la stabilité du barrage-voûte et barrage en terre.

Dans le cadre de l'étude, Cette thèse est structurée en quatre chapitres, précédés d'une introduction générale et clôturés par une conclusion générale. La répartition est la suivante : Le premier chapitre est dédié à l'état de l'art et à la revue bibliographique, offrant une vue globale sur les axes de recherche explorés.

Chapitre II : Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés.

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du barrage voûte de Tichy-Haf.

Chapitre IV : Modélisation et simulation sismique du barrage en remblai de Mahouane.

*Chapitre I: Revue bibliographique et état de
l'art*

1.1- Définition

Un barrage est une structure hydraulique conçue pour retenir ou réguler l'écoulement de l'eau, dans des objectifs variés tels que l'alimentation en eau potable, l'irrigation, la maîtrise des crues, la production hydroélectrique, la navigation, la conservation des sols, la rétention des sédiments ou encore les activités récréatives. Il peut être construit en béton, en remblais ou à partir de matériaux composites, selon les contraintes du site et les usages visés.

La digue, quant à elle, est un ouvrage linéaire, généralement composé de terre, de matériaux pierreux ou de béton, servant principalement à contenir ou canaliser un plan ou un cours d'eau. Contrairement au barrage, elle ne vise pas à stocker un volume d'eau important mais à prévenir les débordements. Elle peut également agir comme élément complémentaire dans le dispositif d'un barrage principal, notamment pour la fermeture latérale de la retenue.

La levée est un type particulier de digue, souvent édifié en remblai, ayant pour fonction de protéger des zones vulnérables contre les inondations ou de guider l'écoulement d'un cours d'eau le long d'un tracé défini [22].

1.2- Barrage-voûte

Le barrage-voûte est une structure en arc orientée vers l'amont, conçue pour résister à des contraintes particulièrement complexes, liées à la topographie et aux conditions géologiques spécifiques du site [23]. Sa construction est exclusivement possible dans des ravins rocheux aux parois abruptes, où les côtés et les fondations doivent présenter une solidité suffisante pour supporter la structure et contrer efficacement la pression exercée par l'eau. Les barrages-voûtes représentent l'une des structures d'ingénierie les plus essentielles pour la production d'énergie [6]. Comparés à d'autres types de barrages, ils requièrent moins de matériaux tout en offrant une robustesse inégalée dans les sites où leur construction est possible [7]. En béton, ces barrages figurent parmi les plus hauts au monde et se distinguent par leur stabilité intrinsèque, à condition que les fondations et les culées soient solides et imperméables. Toutefois, les contraintes exercées sur le béton, les fondations et les culées peuvent atteindre des niveaux très élevés, nécessitant une analyse rigoureuse du site ainsi qu'une conception et une construction soignées. Quel que soit le résultat des analyses théoriques des forces et des contraintes appliquées, il reste primordial d'intégrer une marge de sécurité suffisante dans la conception pour compenser d'éventuelles faiblesses non détectées [17].

1.3- Conception de barrage voûte :

Le principe de conception d'un barrage-voûte diffère sensiblement de celui d'un barrage-poids, en mettant l'accent sur la géométrie, élément clé pour assurer à la fois la sécurité et l'efficacité économique de l'ouvrage. Historiquement, la forme des barrages-voûtes était dé-

terminée à partir de l'expérience des ingénieurs, d'essais sur modèles physiques et de méthodes empiriques [24]. Pour parvenir à une configuration satisfaisante, le concepteur évaluait plusieurs alternatives, ajustait leurs paramètres et retenait celle qui offrait le meilleur compromis entre stabilité, coût et contraintes structurelles.

Toutefois, bien que ces configurations soient généralement acceptables, elles ne sont pas toujours pleinement optimales. Le processus, fondé sur des ajustements successifs, reste long, itératif et peu systématique.

Afin de surmonter ces limites, des recherches ont été engagées dès la fin des années 1960 pour introduire des approches d'optimisation systématique. Ce mouvement a pris une ampleur particulière en Chine à partir de la fin des années 1970, positionnant aujourd'hui ce pays comme leader mondial dans la conception avancée de barrages-voûtes [25].

L'objectif principal de l'optimisation consiste à identifier la forme la plus adaptée du barrage en tenant compte des spécificités du site (géologie, topographie) et des contraintes structurelles, à l'aide de méthodes mathématiques avancées. Cette approche dépasse les méthodes traditionnelles fondées sur l'expérience, en offrant des outils capables de simuler, comparer et améliorer automatiquement les configurations.

Les méthodes modernes incluent :

- La modélisation tridimensionnelle par éléments finis pour analyser les contraintes sous diverses charges.
- L'utilisation de modèles physiques pour mesurer les déformations, valider les calculs numériques et affiner la répartition des efforts internes.

Cette démarche permet d'optimiser la performance structurelle tout en respectant les spécifications techniques des matériaux, notamment du béton.

Traditionnellement, la conception visait à limiter les contraintes maximales dans les arcs comprimés à 5 MPa, ce qui correspondait à un coefficient de sécurité de 4 à 5 pour un béton de qualité moyenne. Cette limite constituait la base pour le dimensionnement de l'épaisseur de la voûte, en utilisant une formule spécifique intégrant les caractéristiques mécaniques du matériau [21].

$$\sigma = PR/e$$

Avec :

σ : la contrainte maximale de compression transmise par l'arc (variable avec la hauteur).

P : pression hydrostatique exprimée en MPA

R : rayon de courbure de l'arc en mètres

e : Épaisseur de la voûte mesurée en mètres.

Les pratiques suivantes sont adoptées au sommet et à la base (voir illustration ci-après) :

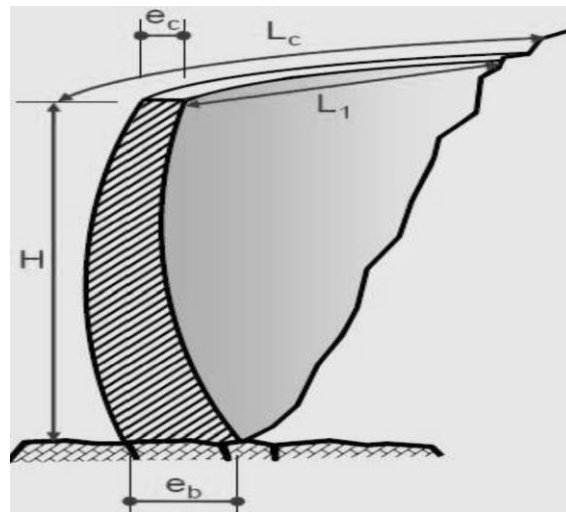


Figure 1.1 : Mode de dimensionnement d'un barrage Voûte

Tableau 1.1 : Mode de dimensionnement d'un barrage Voûte

Epaisseur	Vallée en V	Vallée en U
En crête	$E_c = H/15$	$E_c = H/20$
En base	$E_b = L_c/20$	$E_b = L_c/15$

L'optimisation de la conception d'un barrage-voûte repose sur la détermination de la configuration géométrique et des dimensions adéquates. Pour ce faire, il est crucial de définir en premier lieu le modèle géométrique du barrage. La conception de cet ouvrage, à l'instar de tout projet d'infrastructure, s'appuie sur l'expertise de l'ingénieur. Il est primordial de ne pas entraver cette expertise par des réglementations trop restrictives, afin de préserver une certaine flexibilité créative. Cependant, il est tout aussi important de tenir compte de critères et de contraintes spécifiques, indispensables pour garantir la sécurité de la structure et pour optimiser les coûts globaux. Les principales considérations à intégrer lors de la conception des barrages-voûtes sont les suivantes :

1.3.1- Rapport couronnement - hauteur

À l'origine, les barrages-voûtes étaient principalement conçus pour des vallées étroites, mais leur utilisation s'est progressivement étendue à des vallées plus larges. Cette évolution a toutefois engendré de nouvelles problématiques, souvent mal abordées. Le rapport entre la longueur du couronnement (L) et la hauteur (H), bien qu'important, ne suffit pas à définir la forme optimale du barrage ; il est également essentiel de tenir compte de la configuration géomorphologique de la vallée. En effet, les vallées étroites présentent généralement une sec-

tion triangulaire, tandis que les vallées plus larges ont des sections en forme de U ou trapézoïdales.

Dans le cas des vallées étroites, où la section est généralement triangulaire, il est possible d'augmenter légèrement l'épaisseur du barrage de la crête vers la base. En revanche, dans les vallées à section plus large, l'ingénieur dispose de plusieurs options. Par exemple, il peut choisir de renforcer significativement la base du barrage, même si cela nécessite des ajustements techniques particuliers [26]. Ce paramètre essentiel est toutefois fréquemment sous-estimé lors des phases de conception.

1.3.2- Lancement de l'Ouvrage

Un critère, établi il y a près de 45 ans, aborde la notion d'élançement des barrages voûtes. Ce critère repose sur la superficie de la surface moyenne de l'ouvrage, sa hauteur et le volume de béton utilisé. Bien que cette méthode soit relativement simple, elle fournit néanmoins des informations précieuses lorsqu'on positionne différents barrages sur un diagramme "hauteur-élançement", comme illustré par la Figure 1.2.

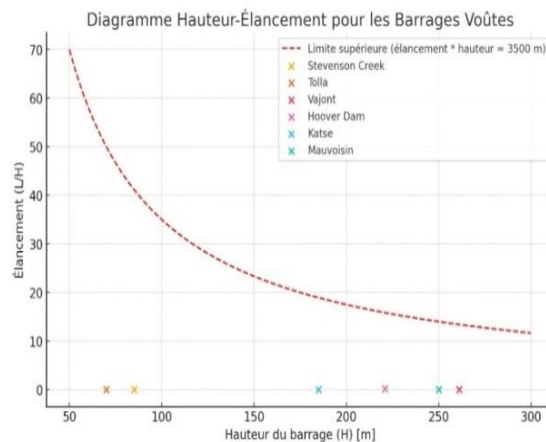


Figure 1.2 : diagramme hauteur-élançement

L'élançement, bien qu'il semble basique, est fondé sur une approximation mathématique qui exprime l'énergie élastique par mètre cube de béton. L'examen de la figure révèle une limite supérieure, représentée par une hyperbole, qui est difficile à dépasser, sauf dans des cas spécifiques nécessitant des précautions particulières. Cette limite est définie par le produit de l'élançement et de la hauteur, avec un paramètre d'environ 3500 mètres. Des barrages connus, tels que Stevenson Creek, Tolla, Gage (dans leur version initiale), Toules et Koelnbrein avant réparation, ainsi que Santa Maria et Schlegeis, ont confirmé cette limite expérimentalement. Bien que ces deux derniers barrages n'aient pas rencontré de problèmes majeurs, des

interventions correctives ont tout de même été nécessaires. Le barrage de Katse a également suscité de nombreux débats. Lors de la conception d'un nouveau barrage, il est essentiel de se situer par rapport à d'autres ouvrages existants en termes d'élancement. Autrefois désigné sous le terme "hardiesse", ce concept a évolué au fil du temps.

Une variabilité significative de l'élancement pour une même hauteur est souvent observée, ce qui peut être attribué à divers facteurs techniques. Par exemple, les barrages de Vajont et Zimapán, situés dans des vallées extrêmement étroites, ont été conçus avec des sections plus épaisses pour éviter des gradients hydrauliques trop élevés dans les fondations. Le Hoover Dam constitue un exemple de barrage voûte expérimentalement surdimensionné, avec une épaisseur supérieure à celle d'un barrage gravitaire classique. La révision du projet du barrage d'Amaluza a permis d'économiser 400 000 m³ de béton tout en augmentant son élancement, bien que des contraintes spécifiques aient limité cette optimisation. Le barrage de Mauvoisin, initialement conçu avec une épaisseur de couronnement augmentée pour des raisons militaires, a vu son volume de béton croître et son élancement se réduire. Cependant, cette surépaisseur a facilité les récentes opérations de surélévation. Les projets des barrages de Spitallamm et de Sambuco ont été influencés par un ingénieur prudent, convaincu de l'indéformabilité de la roche de fondation [26].

Enfin, la figure suivante illustre, pour ces ouvrages, le rapport entre la longueur du couronnement et la hauteur en fonction de cette dernière. Il est à noter que les vallées larges ont conduit à des élancements plus élevés, nécessitant des adaptations pour rendre le projet économiquement viable par rapport à d'autres types de barrages (Figure 1.3). Les barrages ayant présenté des problèmes se situent principalement dans la partie supérieure de cette figure.

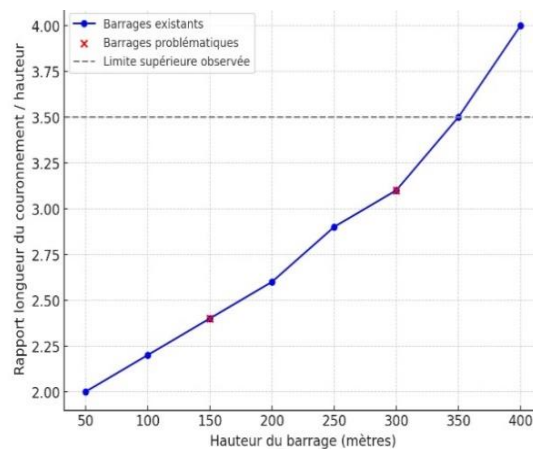


Figure 1.3 : diagramme hauteur-rapport longueur du couronnement

1.3.3 Forme des Arcs

L'évolution initiale des barrages voûtes s'est naturellement fondée sur l'utilisation d'arcs circulaires. Cependant, il a rapidement été constaté que la clé des arcs supportait une charge nettement plus importante que les extrémités. Cette différence s'explique par la réduction de la longueur des consoles au niveau de la clé, entraînant une absorption accrue de la poussée hydrostatique. De surcroît, la torsion exercée le long de la partie centrale des appuis accentuait davantage cet effet, conférant à ces consoles une inclinaison naturelle. En réponse, il s'est avéré nécessaire d'augmenter la courbure à la clé tout en la diminuant aux extrémités.

À partir de ces constats, de nombreuses formes géométriques ont été explorées. Parmi celles-ci, on trouve les arcs « à trois centres », les paraboles de second ou de quatrième degré, les spirales, les ellipses, ainsi que des formes asymétriques adaptées aux profils transversaux des vallées. L'ajustement des arcs en fonction de la largeur de la vallée a rapidement conduit à la conception de barrages à courbure variable selon l'altitude, aboutissant ainsi au concept de voûte à double courbure.

Dans une même voûte, cette variation des formes, passant d'arcs circulaires à elliptiques ou paraboliques, exige une optimisation rigoureuse. Cependant, cette optimisation reste souvent négligée dans les projets de barrages, dominés par des approches standardisées. Identifier la forme optimale requiert une compréhension approfondie des différents effets statiques contribuant à la gestion de la poussée hydrostatique. Parmi ces effets, l'on distingue l'effet gravitaire, l'effet arc et l'effet de torsion, chacun jouant un rôle déterminant dans la stabilité et la performance de la structure [26].

1.3.4 Goussets

La conception des arcs continue de susciter un débat récurrent, particulièrement en ce qui concerne la question de l'épaisseur : celle-ci doit-elle être uniforme ou augmenter progressivement de la clé vers les appuis ? Selon Lombardi, une méthode basée sur le maintien d'une épaisseur constante pour les arcs, combinée à un élargissement progressif au moyen de goussets près des appuis, constitue une solution généralement plus économique, à conditions équivalentes, par rapport à l'utilisation d'arcs à épaisseur croissante.

Cette approche présente plusieurs avantages significatifs. Elle permet notamment de réduire le volume de béton nécessaire de quelques pour cent, pouvant aller jusqu'à 5 %, tout en maintenant des contraintes similaires dans le béton et sur les fondations. Par ailleurs, cette configuration offre une meilleure répartition des forces grâce à une flexibilité accrue de l'arc, ce qui permet de recentrer la résultante des forces sur la surface de la fondation [26].

1.3.5- Séismicité

L'importance de l'évaluation de la sécurité sismique des barrages existants et des barrages à construire est bien reconnue en raison des conséquences catastrophiques de la rupture d'un barrage lors de fortes activités sismiques. Parmi les dommages causés par les séismes aux barrages, on peut citer les incidents suivants :

Le tremblement de terre de San Fernando en 1971, qui a causé de lourds dommages au barrage inférieur de San Fernando et entraîné l'ouverture du joint de construction dans le barrage-voûte de Pacoima.

Le glissement de pente à grande échelle survenu dans le barrage principal de Miyun Baihe (Chine), près de Pékin, lors du séisme de Tangshan en 1976.

La fissuration sévère du barrage de Hsing Feng Jiang et du barrage de Koyna, provoquée par des tremblements de terre déclenchés par des réservoirs en 1962 et 1967 respectivement.

La rupture du déversoir du barrage en béton de Shih-Kang, déplacé de 8 mètres lors du séisme de Chi-Chi en 1999 à Taïwan.

Ces exemples illustrent la diversité des impacts sismiques, avec d'autres cas similaires rapportés au Japon (1995, 2000), en Iran (1990), au Mexique (1985), entre autres. Ces événements soulignent la nécessité d'une analyse détaillée et rigoureuse de la sécurité sismique des barrages afin de prévenir de tels désastres [27].

1.4- Analyse Sismique des Barrages voûte :

La majorité des barrages voûtes ont été conçus avant 1990, suivant des méthodes sismiques simplifiées basées principalement sur l'application d'un coefficient sismique fixe (approche pseudo-statique), sans prise en compte d'une analyse spécifique de l'aléa sismique local. En l'Algérie, la sismicité est généralement faible à modérée. À l'étranger, certains barrages voûtes doivent cependant faire face à des sollicitations sismiques bien plus sévères nécessitant une vérification rigoureuse de leur comportement. Pour plusieurs d'entre eux, l'accélération maximale au sol (PGA) associée au Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SEE) peut être sensiblement supérieure au coefficient sismique pris en compte lors de leur conception.

Parallèlement, les deux dernières décennies ont connu des avancées majeures dans la compréhension du comportement sismique des barrages voûtes ainsi que des phénomènes physiques et mathématiques associés. Ces progrès permettent désormais une modélisation plus précise de leur réponse sismique, notamment grâce à des analyses temporelles intégrant des effets d'interaction complexe entre le barrage, le réservoir et les fondations, ainsi que des comportements non linéaires.

D'une manière générale, les barrages voûtes présentent une bonne tenue face aux sollicitations sismiques. À titre d'exemple, deux structures ont résisté à des séismes modérés sans subir de dommages significatifs (USSD, 2014) :

- Le barrage de Pacoima (États-Unis), haut de 113 m, qui a supporté en 1994 un séisme atteignant une PGA de 0,44g, alors que le niveau du réservoir était à 30 % de sa capacité maximale ;
- Le barrage de Shapai (Chine), haut de 130 m, ayant subi en 2008 une secousse dont la PGA variait entre 0,2g et 0,5g.

Cependant, à ce jour, aucun barrage voûte n'a été confronté à un séisme de forte intensité, et aucun barrage voûte de très grande hauteur (>200 m) n'a connu d'événement sismique majeur, ce qui limite le retour d'expérience disponible.

1.4.1- Méthode de Westergaard :

L'interaction fluide-structure représente un phénomène physique fondamental influençant la réponse dynamique d'une structure en présence d'un fluide environnant. Dans le cas des barrages voûtes, leur finesse et leur grande flexibilité accentuent cette interaction avec le réservoir, entraînant une modification significative de leurs caractéristiques dynamiques, et par conséquent, de leur comportement sous sollicitations sismiques [28].

Dans les années 1930, Westergaard a proposé une formulation pseudo-statique pour estimer les pressions hydrodynamiques dans un barrage en béton, en s'appuyant sur certaines simplifications. Cette approche est ensuite devenue connue sous le nom de "masse ajoutée de Westergaard". Par la suite, cette formulation a été généralisée pour prendre en compte la flexibilité et la double courbure des barrages voûtés, mais elle comportait encore des limitations.

Westergaard, en s'appuyant sur un ensemble d'hypothèses simplificatrices, a proposé une estimation des pressions hydrodynamiques en les assimilant aux effets inertiels générés par une masse d'eau prismatique adhérant fermement à la paroi amont du barrage. Cette masse d'eau oscille sans frottement en phase avec le barrage, tandis que le reste du réservoir est considéré comme immobile. Les hypothèses sous-jacentes à ce modèle incluent un barrage bidimensionnel parfaitement rigide avec une face amont verticale, un réservoir de profondeur infinie dans la direction amont, un fluide incompressible, ainsi que des déplacements suffisamment faibles pour négliger les effets des vagues de surface. De plus, l'excitation sismique est supposée harmonique, orientée dans le sens amont-aval, et avec une période supérieure à une seconde [29]. Par la suite, cette formulation a été généralisée afin de tenir compte de la flexibilité des barrages voûtes et de leur double courbure, ce qui implique que l'intensité et la direction des forces hydrodynamiques varient en chaque point de la structure. Il convient de

noter que l'ajout de masses hydrodynamiques augmente la masse globale du système sans en modifier la rigidité, ce qui induit une diminution des fréquences propres du système couplé par rapport à celles du barrage seul. Ce comportement est caractéristique de l'interaction fluide-structure. Toutefois, cette généralisation reste fondée sur une extrapolation du modèle classique de Westergaard, ce qui implique qu'elle continue d'ignorer certains phénomènes importants tels que la compressibilité de l'eau, la dissipation d'énergie par transmission d'ondes vers la structure et le sol, ainsi que l'amortissement dû aux vagues de surface [29]. Dans cette approche généralisée, de même que dans la formulation initiale, la pression exercée en un point i de la face amont est modélisée par les effets inertiels d'un volume d'eau prismatique oscillant avec le barrage. Cette pression peut être exprimée, selon la relation ci-dessous en fonction de l'accélération normale $n^T u_{\ddot{i}}$ au point i , de la densité de l'eau ρ_w , de la profondeur totale du réservoir H , et de la distance Z_i séparant le point i du fond du réservoir. La fonction $b(Z_i)$ représente alors l'épaisseur de la colonne d'eau prismatique unitaire en projection horizontale (direction X), à l'altitude Z_i :

$$P_i = b(Z_i) \rho_w n^T u_{\ddot{i}} = 7/8 \rho_w \sqrt{H(H - Z_i)} n^T u_{\ddot{i}}$$

La force inertielle équivalente en ce point, notée F_i , s'obtient en multipliant cette pression par la surface tributaire associée au nœud i , représentée par nA_i . Cela revient à introduire une matrice de masse ajoutée locale m_{ai} pour le nœud considéré.

$$F_i = A_i b(Z_i) \rho_w n n^T u_{\ddot{i}} = m_{ai} u_{\ddot{i}}$$

L'assemblage de ces forces sur l'ensemble du barrage conduit à une matrice globale des forces d'inertie hydrodynamiques F_a , dont l'expression est analogue à celle de la matrice de raideur. Elle prend la forme suivante :

$$F_a = \sum F_i = M_a u_{\ddot{\cdot}}$$

Où M_a désigne la matrice de masse ajoutée pour le barrage, et $u_{\ddot{\cdot}}$ le vecteur d'accélération du système couplé fluide-structure. Le système dynamique global est alors gouverné par les équations classiques de la mécanique structurale :

$$(M + M_a) u_{\ddot{\cdot}} + C u_{\dot{\cdot}} + K u = 0$$

Où M , C et K sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système couplé, et $u_{\dot{\cdot}}$, u les vecteurs de vitesse et de déplacement.

1.4.2- Analyse modale spectrale (réponse spectrale)

L'étude de la réponse dynamique des barrages face aux séismes a connu un essor marqué à partir du milieu du XXe siècle, notamment après plusieurs catastrophes naturelles ayant révélé-

lé la vulnérabilité potentielle de ces ouvrages massifs. Face à la complexité de leur comportement sous sollicitations sismiques, les ingénieurs ont progressivement adopté des méthodes d'analyse modale pour mieux anticiper leur réponse structurelle. Parmi celles-ci, l'analyse modale spectrale s'est imposée comme une approche à la fois robuste et accessible.

Cette méthode repose sur le principe que tout mouvement vibratoire d'une structure peut être représenté comme la superposition de plusieurs modes propres d'oscillation. Chaque mode est ensuite excité séparément à l'aide d'un spectre de réponse sismique, en fonction de sa fréquence naturelle. Les réponses ainsi obtenues sont ensuite combinées pour estimer les effets globaux du séisme sur la structure [30]. Cette technique est particulièrement adaptée aux structures linéaires et élastiques, où l'interaction entre les différents effets peut être supposée additive.

L'intérêt de cette approche varie selon le type de barrage considéré. Pour les barrages voûtes, dont la géométrie tridimensionnelle et la rigidité nécessitent une analyse détaillée des effets dynamiques, l'analyse spectrale est hautement recommandée. Elle permet de capturer les modes de vibration critiques et d'évaluer les zones soumises à de fortes contraintes, en particulier dans les zones de contact avec les appuis rocheux [31]. Les barrages poids, bien que plus massifs et rigides, peuvent également bénéficier de cette méthode pour l'évaluation des efforts globaux dus aux accélérations sismiques, notamment en lien avec les pressions hydrodynamiques [32]. En revanche, pour les barrages en remblai, qui présentent un comportement fortement non linéaire et dissipatif, l'analyse spectrale ne suffit généralement pas à elle seule. Dans ces cas, elle peut servir d'approche initiale, mais doit être complétée par des analyses temporelles non linéaires pour représenter fidèlement les déformations plastiques et la dégradation potentielle des matériaux [33].

Aujourd'hui, plusieurs logiciels spécialisés permettent de réaliser ce type d'analyse avec un haut degré de précision. Parmi les plus utilisés, on peut citer SAP2000, ETABS et ANSYS pour les structures en béton, ainsi que MIDAS GTS NX ou Plaxis pour les analyses avancées tenant compte des interactions sol-structure et des comportements complexes dans les barrages en remblai. Ces outils intègrent la génération automatique des modes propres, l'application des spectres de réponse selon les normes [34], et la combinaison modale (SRSS, CQC), permettant ainsi une évaluation rigoureuse et fiable de la réponse sismique.

1.4.3- L'analyse statique équivalente appliquée aux barrages voûtes

Le séisme de San Fernando en 1971 a marqué un tournant décisif dans l'ingénierie civile. Il a révélé les limites des méthodes classiques d'analyse structurelle face aux sollicitations sismiques [35], notamment pour les grandes infrastructures hydrauliques comme les barrages.

Certains de ces ouvrages, pourtant réputés pour leur robustesse, ont présenté des comportements inattendus lors de cet événement, soulignant la nécessité d'approches d'analyse plus adaptées à la dynamique sismique [35]. C'est dans ce contexte qu'a émergé l'analyse statique équivalente. Cette approche, assez facile à appliquer, permet d'intégrer l'effet d'un séisme dans le dimensionnement et la vérification des structures [36]. Appliquée aux barrages voûtes, cette méthode repose sur une hypothèse simplificatrice : les effets dynamiques induits par un séisme peuvent être remplacés par des charges statiques horizontales équivalentes. Ces charges sont calculées à partir d'une accélération sismique maximale, souvent déterminée selon les recommandations de normes parasismiques, comme celles de l'Eurocode 8 [37] ou des règlements locaux adaptés aux régions sismiquement actives [38]. L'effort horizontal est ensuite appliqué au barycentre de la masse de la structure, agissant dans la direction la plus défavorable.

Dans le cas spécifique des barrages voûtes — qui sont des structures courbes en plan, reposant sur les versants rocheux — cette méthode est souvent utilisée en phase préliminaire d'analyse, ou en complément à des analyses plus poussées (comme l'analyse dynamique modale ou non linéaire) [39]. Elle permet une évaluation rapide de la stabilité globale de l'ouvrage, notamment en ce qui concerne les efforts transmis aux appuis latéraux et à la fondation rocheuse.

Cependant, il est important de noter que l'analyse statique équivalente présente certaines limitations. Elle ne permet pas de saisir les effets d'amplification dynamique, ni les phénomènes de résonance propres à la réponse structurelle. Pour cette raison, elle est souvent considérée comme une approche conservative ou d'avant-projet, à compléter par des études plus détaillées lorsque la sécurité de l'ouvrage l'exige [40].

D'un point de vue réglementaire, plusieurs guides techniques, notamment ceux du Bureau of Reclamation (1987) et de la FERC (Federal Energy Regulatory Commission), recommandent l'utilisation de cette méthode pour des barrages de petite à moyenne hauteur, ou comme base de comparaison pour des approches plus avancées. En Algérie, où plusieurs barrages sont implantés en zones sismiques, cette méthode est couramment utilisée en phase d'avant-projet, en particulier dans les études de réhabilitation ou d'auscultation sismique post-événement [41].

1.4.4- Analyse dynamique temporelle:

La modélisation du comportement dynamique des barrages sous sollicitations sismiques constitue un enjeu majeur dans l'évaluation de leur sécurité, particulièrement dans les zones à forte activité sismique. Une analyse précise nécessite une compréhension approfondie de l'ac-

tion sismique exercée sur l'ensemble des points de connexion entre la structure et son fondement. En pratique, les méthodes d'analyse sismique appliquées aux structures sont fréquemment basées sur des hypothèses simplificatrices. L'une des plus courantes consiste à considérer que le signal sismique est uniforme. Cependant, cette approche n'est plus valable pour des structures de grande envergure, telles que les barrages, où les variations spatiales du signal sismique doivent être prises en compte pour une évaluation réaliste et précise [42]. Avec les avancées de l'informatique, des formulations plus récentes reposant sur des méthodes numériques ont été développées. Ces approches visent à dépasser les simplifications introduites par Westergaard, bien qu'elles présentent encore certaines difficultés pratiques [43]. L'analyse dynamique non linéaire en temps réel, ou NLTHA, est devenue une méthode incontournable pour évaluer les comportements des structures soumises à des sollicitations sismiques.

La NLTHA a vu le jour dans les années 1960 et 1970, parallèlement à l'évolution de la mécanique des matériaux non linéaires et des capacités de calcul informatique. La méthode a été développée pour simuler l'interaction complexe entre les matériaux, les géométries et les conditions aux limites sous des charges dynamiques. Dans les premiers travaux, des modèles simples ont été utilisés pour des structures linéaires, mais l'essor des ordinateurs et des logiciels de calcul a permis d'étudier des structures plus complexes et de mieux comprendre leur comportement sous des forces sismiques.

Parmi les premières applications pratiques de la NLTHA a été dans l'analyse des barrages en béton et des structures de grande envergure, où les effets de la fissuration du béton et des déformations importantes ne pouvaient pas être négligés. En 1971, par exemple, le séisme de San Fernando a mis en évidence les limites des modèles linéaires pour prédire les dommages structurels dans les grands barrages. Cette catastrophe a conduit à l'adoption généralisée de l'analyse dynamique non linéaire, notamment dans le domaine de l'hydraulique et de la conception des barrages [44].

L'analyse dynamique non linéaire en temps réel, communément appelée Nonlinear Time History Analysis (NLTHA), constitue l'une des approches les plus strictes pour évaluer le comportement sismique des barrages-voûtes. Contrairement aux approches linéaires classiques, cette méthode prend en considération les non-linéarités matérielles (telles que la fissuration et l'endommagement du béton), ainsi que les non-linéarités géométriques, en particulier lors de grandes déformations causées par des sollicitations sismiques intenses [45]. Le barrage, le massif rocheux de fondation et le réservoir sont modélisés comme un système couplé, où les interactions barrage-fondation et barrage-réservoir jouent un rôle déterminant dans la réponse globale de la structure. Dans ce cadre, le réservoir peut être modélisé soit par une masse ajou-

tée équivalente (approche simplifiée de Westergaard) [46], soit par une modélisation fluide plus complète selon les conditions aux limites et la précision recherchée [47].

Les signaux sismiques utilisés sont issus d'enregistrements réels ou synthétiques, ajustés pour représenter les caractéristiques du site étudié. Cette approche permet ainsi d'identifier les zones critiques du barrage, de suivre la progression des contraintes et des déplacements au cours du temps, et d'estimer la marge de sécurité face à des événements extrêmes [48]. L'analyse s'effectue généralement à l'aide de logiciels de calcul par éléments finis capables d'intégrer les lois de comportement non linéaires et de résoudre l'équation dynamique par intégration pas à pas dans le temps. Les logiciels comme MIDAS GTS NX, ABAQUS, ANSYS et DIANA FEA sont couramment utilisés dans ce type d'analyse [49].

Ces outils sont particulièrement adaptés pour modéliser des comportements complexes des matériaux, des interactions entre les structures et leurs fondations, ainsi que l'influence du réservoir et de l'eau sur la dynamique globale du barrage. Par exemple, MIDAS GTS NX est fréquemment utilisé pour sa capacité à gérer la modélisation géotechnique et les interactions de fondation, tandis qu'ABAQUS et ANSYS sont privilégiés pour leur flexibilité dans l'analyse non linéaire des matériaux et des structures complexes.

1.5- **Barrage en terre :**

Les barrages en terre sont généralement érigés sur des terrains meubles, mais peuvent aussi être construits sur des fondations rocheuses. Ils utilisent divers matériaux aux caractéristiques géométriques, physiques et hydrauliques variées, allant des argiles très fines aux éléments très grossiers. Ces ouvrages se classifient selon la technique utilisée pour garantir leur imperméabilité [50]. Ce type de barrage, très ancien et le plus courant, représente environ 70 % des barrages dans le monde [9]. En Algérie, de nombreux barrages en matériaux meubles ont été construits, tels que ceux de Hammam Boughrara, Sidi Abdelli, Cheffia, Guenitra, Beni Zid, Mexa, Zit El Emba et Fontaine des Gazelles.

Les barrages peuvent être globalement classés comme barrages en terre ou barrages en enrochement. La distinction entre ces deux types de digues n'est pas absolue et de nombreux barrages utilisent les deux types de matériaux de remblai dans des zones internes correctement désignées [22].

Un barrage en terre peut être qualifié de remblai en terre lorsque les sols compactés représentent plus de 50 % du volume de matériau utilisé. La construction d'un barrage en remblai repose principalement sur la compaction uniforme et intensive de sols d'ingénierie en couches relativement minces et à un taux d'humidité régulé.

Les digues en enrochement : Dans le cas des digues en enrochement, la section comprend un élément imperméable discret en terre compactée ou une membrane mince en béton ou en bitume. On peut utiliser le terme « remblai en enrochement » lorsque plus de 50 % du matériau de remblai peut être considéré comme enrochement, c'est-à-dire comme matériau de friction à gros grain. Dans la pratique contemporaine, on utilise des engins lourds pour définir un enrochement calibré, fortement compacté en couches relativement minces. L'approche de construction est donc très proche de celle de la digue en terre [51].

Le barrage en remblai possède plusieurs avantages remarquables, qui contribuent à sa prédominance en tant que type de barrage standard. Les principaux avantages sont les suivants :

- L'adéquation de ce type de barrage aux emplacements dans de vastes vallées et des gorges au relief plutôt abrupt.
- L'adaptabilité à une large gamme de conditions de fondation, qu'il s'agisse de roches dures ou de sols mous, compressibles, voire relativement perméables.
- L'utilisation de matériaux naturels, minimisant la nécessité d'importation ou de transport.
- La conception du remblai offre une grande flexibilité pour intégrer divers matériaux de remplissage, à condition que le zonage interne soit correctement adapté.
- La construction est extrêmement mécanisée.
- Dans les zones à risque sismique élevé, les barrages en remblai peuvent être conçus de manière plus économique.

1.6- Types des barrages en terre :

1.6.1- Barrages en terre homogène :

Les barrages en terre homogènes (figure 1.4) sont des digues en remblai construites avec un matériau meuble unique et suffisamment imperméable pour assurer l'étanchéité et la stabilité. Ils sont également dotés de dispositifs de drainage pour prévenir les infiltrations. La conception de ces structures repose largement sur la disponibilité de remblai de qualité adéquate sur le site de construction ou à proximité immédiate. La section homogène est utilisée par les petits barrages en remblai et une minorité de grands barrages [52]

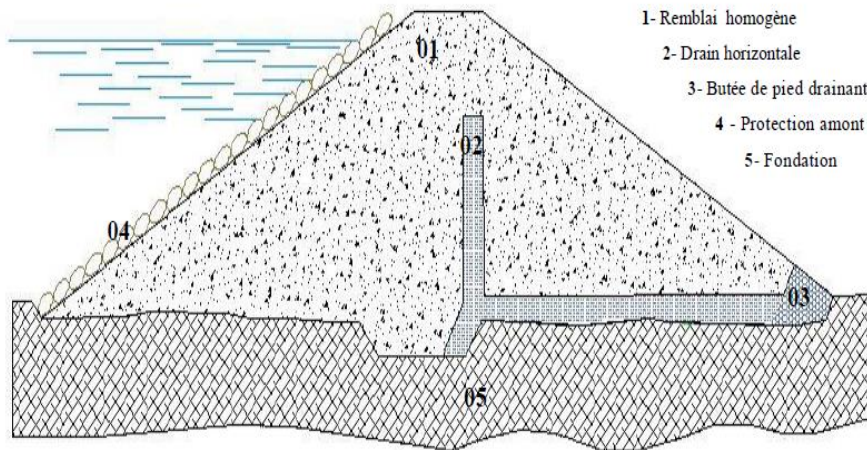


Figure 1.4 : La géométrie d'un barrage en terre homogène

1.6.2- Barrage en terre zoné ou hétérogènes :

Dans ce type de barrages, l'étanchéité est assurée par une zone centrale appelée le noyau. Placé au cœur du remblai, ce noyau est formé de matériaux argileux à faible perméabilité et s'élargit à la base [53]. L'épaisseur du noyau est déterminée par plusieurs facteurs :

- Une largeur minimale au niveau de la crête est requise pour assurer la circulation des engins.
- La disponibilité des sols imperméables.
- Le gradient hydraulique en contact avec la fondation.

L'option d'un noyau central de faible épaisseur est préférée lorsque la roche de fondation présente une faible déformabilité, une bonne imperméabilité et une résistance élevée à l'érosion interne. Ces noyaux minces ont un impact minimal sur la stabilité des talus. Pour une digue à noyau incliné, le noyau est positionné en amont.

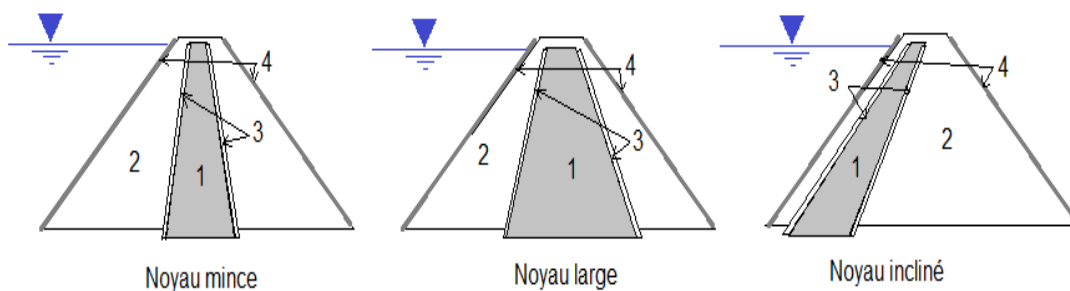


Figure I.5 : Les différents types des noyaux

1 : Noyau 2 : Recharges 3 : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)

Les recharges jouent un rôle essentiel dans la stabilité (Figure 1.6). Ces formations plus flexibles que le noyau sont construites à partir d'enrochements ou de terre plus fine. Afin de prévenir l'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes.



Figure 1.6: Barrage en terre hétérogène (barrage New Spicer Meadow, USA)

1.6.3- Barrage a masque amont :

Ce type de barrage en terre est utilisé lorsque l'installation d'un noyau n'est pas envisageable. Il est composé de matériaux perméables, avec un dispositif d'étanchéité artificielle. Pour assurer l'étanchéité, le revêtement amont est habituellement en béton. Un écran imperméable, appelé masque, est installé sur la face amont afin de rendre le barrage étanche, permettant ainsi de retenir l'eau du réservoir et d'assurer sa stabilité [54].

Le masque peut être conçu de différentes façons :

- En utilisant une dalle en béton armé, coulée en plusieurs sections successives sur l'ensemble de la surface de la face amont (Figure 1.7).

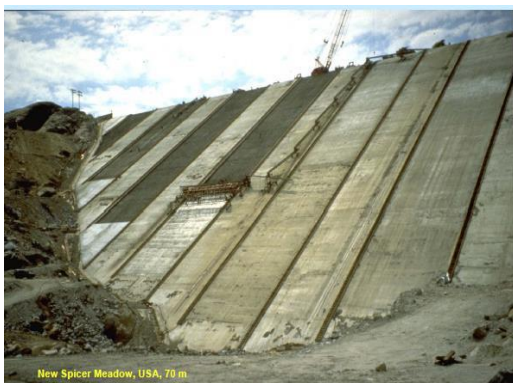


Figure 1.7: Masque en béton armé (barrage New Spicer Meadow, USA)

- En appliquant une ou plusieurs couches de béton bitumineux, mises en place à l'aide d'équipements routiers spécifiques.
- En utilisant des géomembranes livrées en lés, soudées entre elles. Ces feuilles sont installées sur une couche de transition constituée de matériaux fins, puis protégées par des dalles ou des pavés (figure 1.7).

Le masque amont est en général appuyé sur une couche d'éléments fins et drainants, et peut, selon sa composition, nécessiter l'ajout d'une protection supplémentaire [54] (figure 1.8).



Figure 1.8: Pose de géomembrane (Barrage de Sar Cheshmeh, Iran)

1.6.4- Barrage à membrane centrale

En générale, il y a deux type de membrane sont mise en œuvre:

1.6.4.1- Béton bitumineux

Cette méthode est largement utilisée en raison de la flexibilité du matériau, qui s'adapte bien aux tassements et aux tremblements de terre. Une galerie d'injection et d'auscultation est indispensable pour contrôler l'étanchéité [55].

1.6.4.2- Paroi moulée

Cette technique consiste à construire un mur en béton armé après avoir terminé le remblai, en creusant à partir de la crête. Cette méthode n'est applicable que pour les barrages de faible hauteur en raison de la rigidité des parois moulées, qui pose des problèmes en cas de tassement ou de séisme [56].

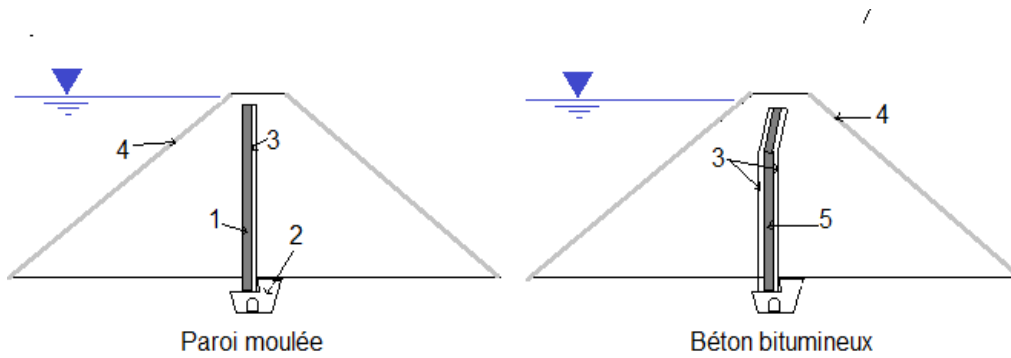


Figure 1.9 : Barrage à membrane centrale

- 1: membrane (Bentonite +ciment) 2: Galerie d'injection 3: Zones de transitions
4: Protection de surface 5: Membrane bitumineuse

1.7- Sélection du type de remblai :

Les caractéristiques du site qui peuvent favoriser le choix d'un barrage en terre ou en enrochement au lieu d'un barrage en béton comprennent la présence d'une vallée fluviale large, l'absence de contreforts rocheux solides, une grande épaisseur de sol recouvrant le substratum rocheux, une qualité structurelle médiocre du substratum rocheux, la disponibilité de quantités adéquates de sols ou de matériaux rocheux appropriés, et la présence d'un emplacement adéquat pour un déversoir avec une capacité suffisante [57].

1.7.1- Topographie :

La topographie est un facteur clé dans la sélection initiale du type de barrage. Une vallée étroite en forme de V avec des contreforts rocheux solides est idéale pour un barrage voûte. Une vallée relativement étroite avec des parois rocheuses élevées serait plus adaptée à un barrage en enrochement ou en béton (ou en béton compacté au rouleau). En revanche, une vallée large avec des recouvrements profonds serait mieux servie par un barrage en terre. Les vallées présentant des formes irrégulières peuvent nécessiter la conception d'une structure composite qui combine des sections en terre et en béton. Cette approche vise à optimiser la stabilité et l'étanchéité en tenant compte des spécificités du terrain. Par ailleurs, la topographie joue un rôle crucial dans le choix des structures auxiliaires. Par exemple, les selles naturelles, grâce à leur configuration et leur position, constituent souvent des emplacements privilégiés pour l'aménagement de déversoirs, facilitant une gestion efficace des eaux. En revanche, lorsque les rives du réservoir sont élevées et continues, il devient souvent nécessaire d'installer un déversoir en chute ou de creuser un tunnel pour assurer un écoulement adéquat et prévenir tout risque de surcharge [57].

1.7.2- Géologie et conditions de fondation :

La nature géologique du site et les caractéristiques des fondations sont déterminantes dans le choix du type de barrage à édifier. Les fondations rocheuses, grâce à leur grande résistance au cisaillement, à l'érosion et à la percolation, offrent une large gamme de possibilités dans le choix des types de barrages. Par ailleurs, les fondations en gravier, lorsqu'elles sont correctement compactées, se prêtent particulièrement bien à la construction de barrages en terre ou en enrochement.

En ce qui concerne les fondations composées de limon ou de sable fin, elles sont adaptées à la construction de barrages en béton de faible hauteur, notamment en béton compacté au rouleau, ainsi qu'aux barrages en terre. Cependant, elles ne conviennent pas pour les barrages en enrochement, en raison de leur moindre stabilité dans de telles configurations.

Les fondations en argile non dispersive peuvent être utilisées pour les barrages en terre, mais elles requièrent des pentes de remblai plus douces, en raison de leur faible résistance au cisaillement. En revanche, ces fondations sont généralement inadéquates pour les barrages en béton (y compris en béton compacté au rouleau) ou les barrages en enrochement, car elles nécessitent des aménagements spécifiques et présentent un risque accru de tassements importants [57].

1.7.3- Matériaux disponibles :

Le choix du type de barrage le plus économique dépend largement de la disponibilité des matériaux à proximité du site de construction. Ces matériaux incluent ceux issus des excavations pour les fondations, le déversoir, les structures de sortie, les centrales électriques et d'autres ouvrages connexes. Les matériaux exploitables sur place ou à une distance de transport raisonnable comprennent les sols pour les remblais, les roches pour les remblais et enrochements, ainsi que les agrégats pour le béton, tels que le sable, le gravier et la pierre concassée. Lorsque les matériaux extraits des excavations peuvent être directement réutilisés sans nécessiter de stockage prolongé, des économies importantes peuvent être réalisées grâce à une planification de construction optimisée. Par exemple, la disponibilité de sols adaptés à proximité peut orienter le choix vers un barrage en remblai comme solution économique. De même, la présence de roches adéquates favorise la construction d'un barrage en enrochement. Enfin, si des sources locales ou des matériaux extraits du site permettent d'obtenir du sable et du gravier de qualité à un coût raisonnable, la réalisation d'un barrage en béton (ou en béton compacté au rouleau) devient une option économiquement avantageuse [57].

1.7.4- Déversoir :

La taille, le type et les contraintes de localisation d'un déversoir jouent un rôle déterminant dans le choix du type de barrage à construire. Lorsque la nécessité d'un déversoir de grande envergure se fait sentir, il peut être avantageux de concevoir le déversoir et le barrage en une seule structure intégrée. Cette approche permet de simplifier la conception et de renforcer la stabilité de l'ensemble, ce qui favorise la construction d'un barrage en béton avec un déversoir intégré. Dans d'autres contextes, lorsque les matériaux excavés du canal de déversoir sont réutilisables pour le remblai du barrage, un barrage en terre ou en enrochement peut présenter des avantages économiques et techniques. Ce choix est particulièrement pertinent dans les cas où les conditions géologiques et la disponibilité des matériaux locaux permettent de réduire les coûts tout en maintenant la sécurité et l'efficacité du barrage [57].

1.7.5- Considérations environnementales

Les considérations environnementales occupent désormais une place de plus en plus prépondérante dans la conception des barrages, influençant de manière significative le choix du type de barrage à construire. La nécessité de préserver l'écosystème naturel ne se limite pas à l'impact direct sur la faune et la flore, mais englobe également des facteurs tels que la gestion des sédiments, la qualité de l'eau et la régulation des débits. Ces enjeux environnementaux peuvent orienter le choix du type de barrage, affecter ses dimensions, l'emplacement du déversoir, et la disposition des infrastructures associées. Par ailleurs, la conception de dispositifs permettant de minimiser l'impact écologique devient une priorité croissante dans la planification et l'exécution de ces projets [57].

1.7.6- Considérations économiques

Le choix final du type de barrage doit résulter d'une évaluation minutieuse, accompagnée d'une comparaison approfondie des différentes options disponibles. Cette analyse doit comprendre des évaluations économiques détaillées, prenant en compte les coûts directs et indirects liés à la construction, à l'entretien et à la gestion des infrastructures. Cela inclut les coûts associés au déversoir, aux structures de génération d'énergie et de contrôle, à la préparation des fondations, ainsi qu'aux mesures visant à minimiser l'impact environnemental et à assurer la durabilité à long terme du projet [57].

1.8- Rupture des barrages en terre

La sécurité des barrages en remblai repose sur une conception minutieuse, une construction rigoureuse et une surveillance continue, non seulement pendant la construction et la mise en eau, mais aussi tout au long de leur exploitation [58]. Bien que les ruptures de barrages soient rares, environ 2 000 cas ont été recensés depuis le XIIe siècle. Jusqu'à la fin du XXe siècle,

on enregistrait chaque année entre 10 et 40 ruptures. Rien qu'entre 1960 et 1980, plus de 5 150 personnes ont perdu la vie lors de sept accidents majeurs [59]. En Algérie, les ruptures de barrages majeures sont extrêmement rares, avec seulement deux incidents notables : celui de Fergoug en 1830 et en 1927, ayant entraîné la perte d'environ 250 vies humaines [60].

Les données les plus récentes indiquent une moyenne de 1,5 rupture de grands barrages par an. Cependant, en rapportant ce chiffre au nombre total de barrages en activité, on observe un ralentissement progressif du taux de rupture [59].

Parmi les facteurs pouvant provoquer une rupture de barrage en remblai, on trouve :

L'érosion interne, affectant les sols fins du noyau.

L'érosion des fondations, ou des appuis, souvent causée par des gradients critiques ou trop élevés dans les écoulements.

Des pressions interstitielles excessives, qui compromettent la stabilité.

Le débordement d'eau, au-dessus de la crête ou des évacuateurs de crues.

Les séismes, qui peuvent augmenter les pressions interstitielles, entraînant la liquéfaction des sols de fondation ou du corps du barrage.

La présence de failles tectoniques actives dans la région du barrage constitue un risque majeur, pouvant entraîner des déformations structurelles ou de fondation, menaçant ainsi la stabilité globale de l'ouvrage [58].

Les barrages en terre sont particulièrement sensibles aux charges externes qui provoquent des déformations, tant de la structure que des fondations. Le poids propre du barrage et la pression exercée par l'eau du réservoir sont les principaux facteurs générant des contraintes internes, qui entraînent des déplacements verticaux et horizontaux [61].

Enfin, les caractéristiques d'un barrage influencent le type de rupture attendu :

Rupture soudaine pour les barrages en béton, causée par une défaillance des sols d'assise, une dégradation de la structure ou une modification de la géométrie.

Rupture progressive pour les barrages en remblai, souvent due à une érosion externe (submersion ou ruissellement sur le versant aval) ou interne (phénomène de « renard » par entraînement des matériaux). [62]

1.9- Analyse Sismique des Barrages en Remblai : Approches et Méthodes

Lors d'un séisme, les ondes de contrainte se propagent à travers les sols et leur intensité diminue progressivement avec la distance. Ce phénomène de dissipation est dû à plusieurs facteurs, tels que la perte d'énergie, les variations de volume, et la réduction de la rigidité des matériaux. Pendant les secousses sismiques, les sols subissent une dégradation continue du module d'hystérésis, ce qui entraîne une augmentation de l'amortissement et, par conséquent,

une réduction des amplitudes des ondes de contrainte. La modélisation de ce comportement des matériaux est essentielle pour l'analyse sismique des barrages en remblai.

Les équations constitutives utilisées pour prédire le comportement cyclique inélastique des sols peuvent être extrêmement complexes et nécessitent un grand nombre de paramètres matériels. Une alternative consiste à utiliser des modèles élasto-plastiques simplifiés, intégrant un amortissement supplémentaire pour décrire le comportement d'amortissement inélastique. Deux approches courantes sont employées pour modéliser les propriétés inélastiques des sols soumis à des charges cycliques : les Méthodes Linéaires Équivalentes (M.L.É.) et les méthodes numériques non linéaires. Les M.L.É. simulent le comportement non linéaire des sols en ajustant le module de cisaillement et le taux d'amortissement en fonction de la déformation de cisaillement maximale. En revanche, les méthodes non linéaires s'appuient sur des modèles constitutifs non linéaires pour décrire le comportement sous charges cycliques. Ces équations sont souvent très complexes et demandent de nombreux paramètres matériels [47]. Lors de l'analyse dynamique, la réduction des contraintes effectives due à l'augmentation de la pression interstitielle peut entraîner un début de rupture du sol, provoquant ainsi une accumulation de déformations permanentes. Le couplage simultané entre la génération de pression interstitielle et l'analyse non linéaire des contraintes, fondé sur les principes de la plasticité, permet d'obtenir une réponse dynamique plus réaliste que celle obtenue avec la méthode linéaire équivalente [63].

1.10- Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre

1.10.1- Analyse pseudo-statique

Au cours des années 1970, l'approche pseudo-statique était considérée comme la méthode de référence pour évaluer la stabilité des barrages en terre lors des séismes. Elle consistait à réaliser un calcul classique de stabilité à l'équilibre limite en intégrant les forces d'inertie horizontales pour simuler l'effet des charges sismiques. Ces forces étaient déterminées en multipliant un coefficient sismique "k" par le poids de la masse de sol concernée "W".

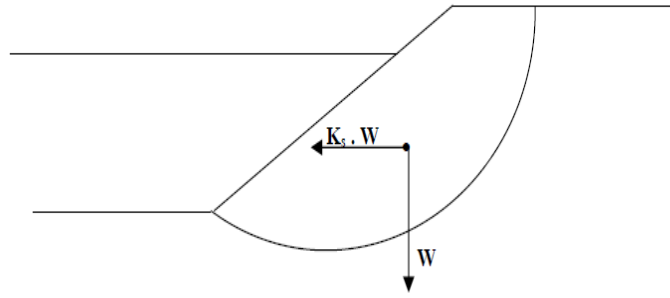


Figure 1.10 : Illustration de la méthode pseudo-statique

Plus la force d'inertie augmente, plus le facteur de sécurité diminue, ce qui indique une vulnérabilité accrue du barrage sous l'effet des secousses sismiques. Selon cette méthode, un facteur de sécurité inférieur à 1 signale une rupture potentielle, tandis qu'un facteur supérieur à 1 assure la stabilité du barrage. L'analyse pseudo-statique est surtout utilisée pour les barrages non soumis à des risques de liquéfaction. Il est recommandé d'appliquer un coefficient sismique égal à la moitié de l'accélération maximale, en utilisant des conditions non drainées pour les sols cohésifs et drainées pour les matériaux granulaires.

Cette méthode repose sur certaines hypothèses, comme l'application du coefficient sismique dans une seule direction. En réalité, les accélérations sismiques sont cycliques et agissent dans les deux sens. De plus, la méthode se base sur l'approche statique, où un facteur de sécurité inférieur à 1 est jugé critique.

Néanmoins, selon Seed, l'approche pseudo-statique fournit des résultats utiles tant que les matériaux constituant l'ouvrage conservent leur résistance lors d'une sollicitation sismique [64].

1.10.2- Méthode de Newmark

Cette méthode peut être considérée comme un pont entre l'analyse pseudo-statique simple et la modélisation avancée par la méthode des éléments finis, qui est souvent complexe [58]. La méthode de NEWMARK (1965) permet de calculer le déplacement d'un bloc rigide posé sur un plan incliné et soumis à un accélérogramme représentatif du site [59]. Newmark (1965) a démontré que la stabilité dynamique d'un versant est étroitement liée à l'accélération critique d'un bloc susceptible de glisser. Cette relation peut être formulée simplement en fonction du facteur de sécurité statique et de la géométrie du mouvement de terrain [65]

$$a_c = (FS-1) \cdot g \cdot \sin(\alpha)$$

L'accélération critique, notée a_c , est exprimée en unités de g , soit l'accélération gravitationnelle terrestre.

Le facteur de sécurité statique (FS) représente la résistance du versant en conditions stationnaires,

Tandis que α désigne l'angle mesuré par rapport à l'horizontale, correspondant à la direction initiale du mouvement du bloc lors du début du glissement (Jibson et al., 1998, 2000).

Dans le cas d'une surface de rupture plane parallèle à la pente, cet angle α est généralement proche de l'inclinaison naturelle du versant.

Des améliorations ont été apportées à cette méthode afin de mieux représenter les variations de l'accélération au sein de la structure [66]. À la suite de l'analyse de divers scénarios de chargements sismiques appliqués à différentes configurations de barrages, la procédure d'estimation des déplacements permanents basée sur la méthode de Newmark peut être résumée en plusieurs étapes:

Identification de l'accélération critique associée à la surface potentielle de rupture. Cette valeur correspond au coefficient sismique utilisé dans l'approche pseudostatique, pour lequel le facteur de sécurité est égal à 1,0.

Détermination de l'accélérogramme représentatif de la masse située au-dessus de la surface analysée.

Généralement, le calcul de la réponse dynamique de la structure est indispensable pour ce type d'analyse.

Évaluation du déplacement permanent en intégrant deux fois les segments de l'accélérogramme excédant l'accélération critique le long de la surface étudiée.

Il est important de noter que cette méthode s'applique uniquement aux matériaux dont la résistance ne se détériore pas sous l'effet d'un chargement sismique.

1.10.3- Méthode pseudo dynamique :

En général, lorsqu'une excitation sismique, représentée par un spectre de réponse, est appliquée à un modèle numérique, elle est directement imposée à la base de ce modèle. Cependant, si la masse de la fondation est importante et modélisée dans l'analyse, il est essentiel de prendre en compte l'interaction entre le sol et la structure avant d'appliquer ce spectre.

La réponse dynamique de la structure est ensuite déterminée à l'aide du principe de superposition modale. Autrement dit, les différentes grandeurs structurales, telles que l'effort tranchant, le moment de basculement, les contraintes dans les directions cartésiennes, ainsi que les accélérations et déplacements, sont calculées indépendamment pour chaque mode naturel de vibration de la structure [67].

Enfin, pour obtenir une estimation réaliste de la réponse sismique maximale probable, une méthode de combinaison modale est employée. Cette méthode permet de combiner les réponses de chaque mode afin d'évaluer la sollicitation totale que la structure peut subir sous un séisme [67].

1.10.4- Les analyses dynamiques non linéaires :

Les analyses dynamiques non linéaires représentent un outil de pointe pour l'évaluation du comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques intenses. Contrairement aux approches linéaires, elles permettent de modéliser l'évolution progressive des propriétés physiques et mécaniques des matériaux et de la structure, en intégrant des phénomènes tels que la plasticité, l'endommagement, la dégradation de la rigidité, ainsi qu'un amortissement dépendant du niveau de déformation.

Cette méthode offre une représentation plus réaliste du comportement des structures soumises à des charges extrêmes, comme c'est le cas pour les barrages en remblai ou les barrages en béton. L'approche repose généralement sur une intégration temporelle pas à pas, à partir d'un signal sismique réel ou synthétique, avec un recalcul de la réponse structurelle à chaque incrément de temps en tenant compte de l'évolution de l'état interne des matériaux.

Ces analyses sont menées à l'aide de logiciels de modélisation avancés tels que MIDAS GTS, PLAXIS ou ABAQUS, qui permettent d'intégrer le comportement non linéaire des matériaux ainsi que la réponse dynamique des structures. Ces outils offrent la possibilité d'introduire des lois de comportement dépendantes du temps et du niveau de déformation, tout en s'appuyant sur des schémas d'intégration temporelle adaptés à l'analyse non linéaire, permettant ainsi une simulation fine et représentative du comportement réel des structures [68].

1.11- Auscultations des barrages:

L'auscultation des barrages relève de la responsabilité des exploitants. Cette pratique permet d'évaluer le comportement des ouvrages en surveillant des paramètres physiques sélectionnés pour leur pertinence et leur fiabilité. L'objectif principal est d'identifier et, si possible, de prévenir toute dégradation pouvant compromettre la sécurité de l'ouvrage, garantissant ainsi son bon fonctionnement. L'accent est mis sur la détection des anomalies et l'analyse de leur évolution. Ces désordres peuvent résulter du vieillissement progressif du barrage, bien qu'une dégradation rapide puisse survenir, notamment dans les premières années suivant la mise en eau [69].

Toutefois, l'ancienneté d'un barrage ne garantit pas nécessairement son bon état. La rupture soudaine du petit barrage des Ouches (63), due à une érosion interne plus de deux siècles

après sa construction, illustre bien ce risque [69]. La première mise en eau est une étape critique : elle constitue un test grandeur nature permettant d'identifier d'éventuelles anomalies et d'évaluer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions. Durant cette phase, une surveillance continue et rigoureuse est indispensable. Par la suite, en phase d'exploitation, la fréquence des contrôles est modifiée en fonction de la taille du barrage, de son état et des conditions extérieures. Toutefois, la vigilance doit être renforcée en cas d'apparition d'anomalies ou à l'approche des crues [70].

La surveillance des barrages repose sur deux approches complémentaires :

1.11.1- La surveillance visuelle

Cette méthode qualitative est essentielle pour appréhender la complexité du comportement de l'ouvrage en analysant un large éventail de paramètres. Environ 90 % des anomalies pouvant affecter le barrage sont détectées par cette approche, ce qui en fait un outil clé pour la sécurité [63]. On distingue trois niveaux de surveillance visuelle :

La surveillance de routine, effectuée régulièrement sur l'ensemble de l'ouvrage et de son environnement immédiat.

La surveillance en période de crues, renforcée pour identifier d'éventuelles fragilisations dues à des contraintes hydrauliques accrues.

Les inspections techniques approfondies, réalisées périodiquement afin d'évaluer l'état structurel du barrage de manière plus détaillée.

1.11.2- L'auscultation instrumentale

L'auscultation est une étape cruciale pour le suivi du barrage, de sa conception jusqu'à son démantèlement. Elle fait partie intégrante du contrôle du comportement structurel et de la sécurité de l'ouvrage. Cette méthode repose sur une analyse quantitative des données recueillies par une instrumentation spécifique adaptée à chaque type de barrage. Les paramètres principalement surveillés incluent les déplacements, les déformations, les pressions et les débits [70].

L'auscultation joue un rôle crucial dans l'amélioration des normes de sécurité. Elle permet aux exploitants de détecter, en amont, les besoins en travaux de renforcement et, dans des situations critiques, de prendre des mesures d'urgence pour protéger les populations situées en aval. La surveillance continue du vieillissement de l'ouvrage est essentielle pour suivre l'évolution de son comportement au fil du temps, en tenant compte des variations induites par divers facteurs externes [71].

1.11.3- Les types de mesures et les dispositifs pour l'auscultation :

Les principaux types de mesures et les dispositifs utilisés pour l'auscultation des barrages en remblai sont brièvement présentés ci-dessous. Ils permettent de suivre à la fois les sollicitations exercées sur l'ouvrage et la réponse structurelle de celui-ci.

1.11.3.1- Sollicitations appliquées sur l'ouvrage :

a- Niveau du plan d'eau : il peut être déterminé visuellement à l'aide d'une échelle limnimétrique, ou automatiquement au moyen d'un limnimètre enregistreur, avec une précision d'environ un centimètre.

b- Précipitations : elles sont mesurées à l'aide d'un pluviomètre installé sur le barrage. Les relevés, effectués quotidiennement, ont une précision d'environ un millimètre par jour.

Dans certains cas, d'autres facteurs doivent également être pris en compte, tels que le niveau en aval, la nappe phréatique des versants, ou encore la fonte des neiges.

1.11.3.2- Réponse du barrage :

Elle est évaluée à travers des mesures de déplacements et des mesures hydrauliques.

Déplacements : ils traduisent les modifications de la forme initiale du barrage sous l'effet de charges ou de contraintes extérieures.

Pour les barrages voûtes, ces déformations sont principalement causées par la pression de l'eau du réservoir et les variations thermiques affectant la structure [72].

Les déplacements peuvent être mesurés de différentes manières :

Déplacements de surface : déterminés par nivellement et planimétrie, ils permettent de mesurer les tassements et les mouvements en amont/aval ou d'une rive à l'autre. Ces mesures, demandant une expertise spécifique, sont généralement réalisées une à deux fois par an.

Déplacements en profondeur : mesurés à l'aide d'instruments souvent intégrés dès la construction, tels que les pendules, inclinomètres, élongamètres, extensomètres, distofors ou tassomètres.

Déplacements relatifs : enregistrés le long de joints ou fissures, à l'aide de dispositifs installés selon les besoins, tels que les fissuromètres ou les vinchons.

1.11.3.3- Les mesures hydrauliques incluent :

Les paramètres hydrauliques jouent un rôle clé dans l'évaluation de l'interaction entre l'eau et la structure du barrage, en particulier lors de variations de charge induites par des séismes.

Parmi les principales mesures hydrauliques, on distingue:

a- Les débits de fuite : mesurés par accumulation (collecte chronométrée à l'aide d'un récipient gradué) ou par seuil calibré (déversoir à seuil équipé d'un limnimètre). Ces mesures permettent de quantifier les pertes d'eau observées dans les drains, les puits de décompres-

sion et les zones de résurgence, ce qui permet de détecter d'éventuelles anomalies dues à des fissures ou tassements liés à des mouvements sismiques.

b- Les charges hydrauliques :

Elles sont mesurées à l'aide de piézomètres, en particulier des piézomètres à tube ouvert. Ce dispositif, simple et robuste, peut être installé dans le corps du barrage, ses fondations, ses rives ou en aval, à tout moment pour renforcer l'auscultation. Il consiste en un forage de faible diamètre équipé d'un tubage perforé en partie inférieure, créant une chambre de mesure. La différence de niveau entre la nappe phréatique et la tête du piézomètre est mesurée à l'aide d'une sonde, avec une précision d'environ un centimètre. Ces données permettent de surveiller les variations de pression interstitielle qui peuvent être accentuées par des charges dynamiques.

c- Les Pressions Interstitielles et l'Auscultation des Barrages

Les pressions interstitielles sont mesurées à l'aide de cellules de pression interstitielle, de petits dispositifs intégrés dans le corps du barrage ou dans ses fondations lors de la construction. Le principe de mesure varie en fonction du type de cellule utilisée, qu'il s'agisse d'une cellule à contre-pression ou d'une cellule à corde vibrante. Ces instruments offrent une précision notable, généralement de l'ordre de 0,1 à 1 kPa (équivalent à 1 à 10 cm) [71].

d- L'infiltration : L'infiltration désigne le passage de l'eau à travers un barrage ou ses fondations, à la différence des fuites, qui se produisent par des fissures visibles. Ce phénomène est crucial pour évaluer l'état du barrage, car il peut révéler des désordres internes. Une variation anormale des volumes d'eau infiltrée, non expliquée par des facteurs extérieurs, peut indiquer un dysfonctionnement, voire l'apparition de fissures ou de fractures internes [72].

L'auscultation complète d'un barrage nécessite la mise en œuvre de profils amont et aval permettant d'évaluer l'état de saturation de la structure, en parallèle à l'installation de points de mesure des débits pour détecter l'apparition et l'évolution de zones de fuite. Il est tout aussi essentiel de surveiller la fondation, les appuis latéraux, les berges et la plateforme aval. Par exemple, la Figure 1.11 illustre le suivi du corps du barrage en amont du drain cheminée ainsi que de l'interface entre la base et la fondation, à l'aide de cellules à corde vibrante. De son côté, la Figure 1.12 présente un système de piézomètres utilisé pour contrôler les abords du barrage.

En conditions normales, la fréquence des mesures est adaptée à l'état de l'ouvrage. Toutefois, dans des contextes spécifiques, tels que la phase de construction, le premier remplissage, la vidange ou des travaux importants, cette fréquence doit être augmentée. Il est impératif de réaliser des relevés continus pour suivre l'évolution des phénomènes au fil du temps. La dé-

tection de variations significatives, telles qu'une accélération des mouvements ou une augmentation soudaine de la pression interstitielle, revêt une importance capitale.

Par ailleurs, une cohérence rigoureuse dans les relevés tout au long de la période de surveillance est essentielle. Une analyse croisée des différentes variables peut se révéler indispensable pour aboutir à des conclusions solides. Par exemple, l'étude conjointe de la pression interstitielle et du débit de fuite est cruciale. Une diminution du débit de fuite pourrait indiquer un auto-colmatage du corps du barrage, un phénomène généralement jugé normal. À l'inverse, une augmentation du débit pourrait signaler un colmatage du système de drainage, ce qui constitue un risque important nécessitant une intervention rapide [71].

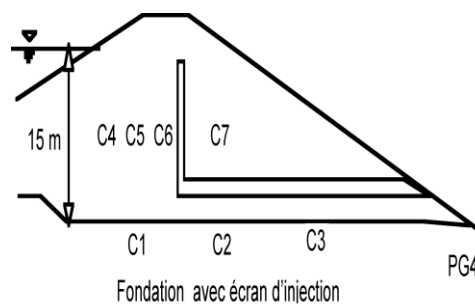


Figure 1.11 : Coupe et implantation des cellules de pression (barrage de Chamboux)

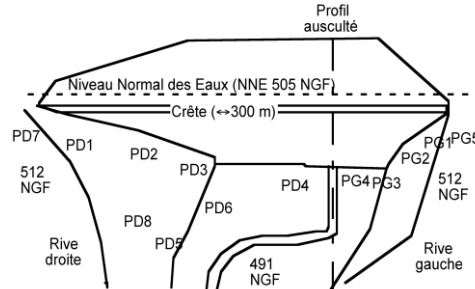


Figure 1.12. Vue en plan et implantation des piézomètres (barrage de Chamboux).

D'autres paramètres à prendre en compte lors de l'auscultation des barrages sont :

1.11.3.4- Les contraintes : Les paramètres de conception des voûte imposent une géométrie permettant un transfert efficace des charges appliquées tout en maintenant la stabilité de la structure et en limitant les contraintes sur le béton. La résistance en compression du béton est essentielle, car elle détermine la qualité du matériau, tandis que la résistance à la traction est plus faible, ce qui favorise la propagation des fissures sous contrainte. L'analyse des contraintes et déformations est essentielle dans l'auscultation des barrages pour détecter d'éventuelles fissures et assurer la sécurité face aux charges. Les mesures de contraintes, courantes et relativement économiques, nécessitent la connaissance des propriétés mécaniques du béton pour une interprétation précise [72].

1.11.3.5- Température : La température ambiante influence fortement le processus de dégradation des barrages. Un gradient thermique entre la surface des parements et l'environnement peut induire des contraintes thermiques et un retrait, provoquant des fissures dans la structure et facilitant ainsi l'infiltration d'agents nuisibles. En outre, l'augmentation de la température accélère les réactions chimiques, ce qui explique pourquoi les structures en béton dans les zones chaudes se détériorent plus rapidement que celles situées dans des régions plus froides ou tempérées. La majeure partie des contraintes de traction dans un barrage en béton provient des variations thermiques. La fissuration se produit lorsque les contraintes excèdent la résistance à la traction du béton. Pour surveiller ce phénomène, il est essentiel d'équiper les barrages de dispositifs de mesure de température tels que les thermocouples, les thermistances ou les capteurs de température à résistance de platine (RTD), permettant de suivre la température à différents niveaux de la structure et de ses fondations [72].

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'état de la bibliographie relatif aux barrages, en abordant successivement les généralités sur les ouvrages de retenue, le contexte sismique, les différents types d'analyses sismiques appliquées aux barrages en terre et aux barrages en voûte, ainsi que les principes et objectifs de l'auscultation des barrages.

La revue des travaux antérieurs a mis en évidence l'évolution progressive des concepts de conception et de dimensionnement des barrages face à l'action sismique, ainsi que la diversité des approches analytiques et numériques développées pour appréhender leur comportement dynamique. Elle a également montré que le choix de la méthode d'analyse sismique demeure étroitement lié au type d'ouvrage, aux caractéristiques mécaniques des matériaux, aux conditions géologiques du site et au niveau de sismicité considéré.

Par ailleurs, l'analyse de la littérature souligne le rôle fondamental de l'auscultation dans le suivi du comportement réel des barrages.

En conclusion, cette synthèse bibliographique a permis de dégager les principaux acquis scientifiques et techniques dans le domaine de l'analyse sismique et de la surveillance des barrages. Elle constitue une base théorique solide pour les chapitres suivants, qui seront consacrés à l'étude détaillée des barrages considérés, à l'analyse de leur comportement sous sollicitation sismique et à l'exploitation des données d'auscultation.

***Chapitre II: Caractéristiques générales et
dispositif d'auscultation des barrages étudiés***

2.1- Introduction:

Ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude. Il propose une description générale et détaillée des barrages de Mahouane et de Tichy Haf, en intégrant également les résultats de leur auscultation. Cette analyse est essentielle pour évaluer leur état structurel et comprendre leur comportement face aux aléas sismiques. La mise en contexte ainsi établie constitue une base indispensable pour la modélisation menée dans les chapitres suivants. Le chapitre est structuré en deux sections principales, chacune consacrée à l'un des barrages.

2.2- But de l'aménagement de Tichy Haf

L'aménagement de Tichy Haf (figure 2.1) constitue un projet à objectifs multiples, inscrit dans le cadre du plan national de gestion et de valorisation des ressources en eau en Algérie. Il se situe à l'est de la Petite Kabylie, à une dizaine de kilomètres au nord-est de l'agglomération de Sidi Yahia, sur l'Oued Bou Sellam -un affluent de l'Oued Soummam- à environ 10 km au sud-est de la ville d'Akbou, à proximité du village de Mahfouda, dans la commune de Bouhamza, wilaya de Béjaïa.

Dans sa configuration actuelle, l'aménagement comprend un barrage principal en voûte mince à double courbure, d'une hauteur de 80 mètres, avec une crête longue de 275 mètres et large de 6 mètres, atteignant 18 mètres à la base. Ce type de barrage, ainsi que sa forme, ont été retenus lors des études d'avant-projet détaillé (APD) confiées en 1985 à la société Lombardi Engineering.

Le bassin versant du barrage couvre une superficie de 3 980 km², permettant la création d'une retenue de 150 hm³. Les principaux objectifs de l'aménagement sont les suivants :

- Assurer l'irrigation des périmètres agricoles du Sahel et de la basse vallée de la Soummam ;
- Approvisionner en eau potable et industrielle les agglomérations situées le long du couloir Akbou-Béjaïa ;
- Atténuer les crues de l'Oued Bou Sellam, contribuant ainsi à la protection de son cours ;
- Produire de l'énergie hydroélectrique en valorisant le potentiel de la retenue.



Figure 2.1 : Barrage Tichy Haf : Vue direct de barrage

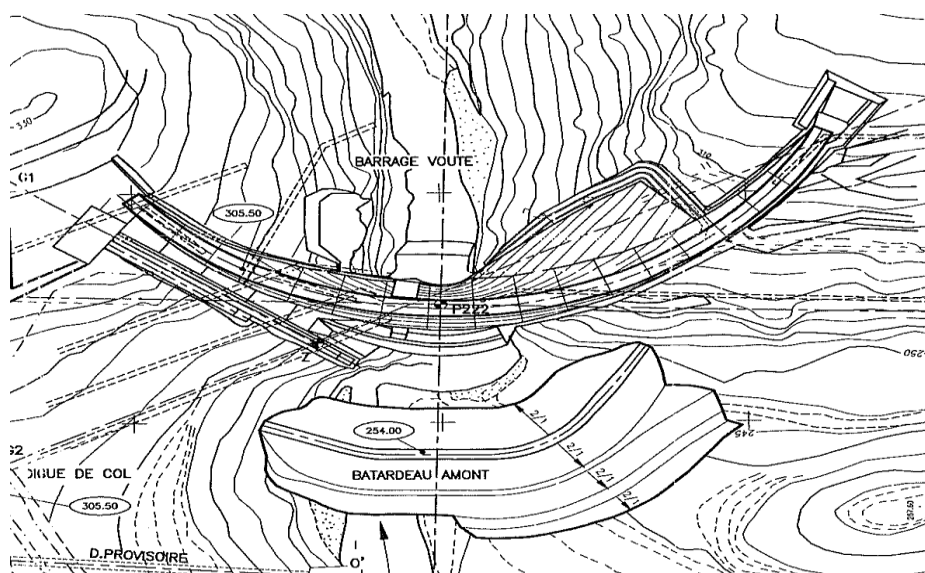


Figure 2.2 : Levé topographique de la zone du barrage de Tichy Haf

Le projet a également subi les conséquences des vicissitudes internes qu'a connues l'Algérie, entraînant une suspension quasi-totale des travaux jusqu'en 1995. À cette date, les études d'exécution, l'assistance technique ainsi que la supervision des travaux sont confiées au bureau d'études COYNE et BELLIER. Le calendrier du projet depuis cette reprise se décline comme suit :

1996–1998 : Revue du projet et réalisation d'études complémentaires.

1998 : Arrêt du projet sur plusieurs points techniques : la forme de la voûte, le type de la digue de col, les évacuateurs de crues, et le voile d'injection.

1998–2000 : Construction de la digue de col en béton compacté au rouleau (BCR).

Juin 2001 : Dernier ajustement de la forme de la voûte, avec un approfondissement des fondations en rive droite.

Septembre 2001 : Première opération de bétonnage de la voûte.

Février 2006 : Début du clavage de la voûte.

Août 2006 : Mise en place du batardeau dans la dérivation provisoire (D.P.) et démolition du batardeau en amont.

Février 2007 : Fermeture de la vidange de fond et début des opérations d'auscultation.

2007 : Le niveau amont atteint la cote RN 295.

2.3- Etude géologique et géotechnique :

Le projet de Tichi Haf est situé dans l'Atlas tellien, en petite Kabylie (Kabylie d'Akou). Cette région est structurée par une série de nappes de charriage (nappes telliennes) d'âge miocène, qui ont entraîné des formations secondaires et tertiaires, notamment un complexe marneux d'âge crétacé. Les massifs carbonatés d'âge jurassique sont interprétés comme des "écailles" flottant dans le complexe marneux crétacé. Le site du barrage se situe précisément au contact entre la nappe bibanique, constituée de marnes sénoniennes, et un massif carbonaté, qualifié d'"écaille intercutanée". Ce contact géologique, localisé en amont de la gorge, a été décrit dans les études menées par Lombardi Engineering.

La fondation rocheuse du barrage est constituée par une série carbonatée, calcaire et dolomitique, d'âge jurassique. Elle est rigide mais très fracturée en raison du contexte structural de chevauchement tectonique. Le front de ce chevauchement, orienté Est-Ouest, est mis en évidence par le contraste de lithologie entre le massif compétent carbonaté au Nord et les marnes tendres d'âge crétacé qui forment un vaste bassin sédimentaire au Sud. Le cours de l'oued Bou Salem quitte subitement le bassin marneux méridional pour recouper perpendiculairement le front de chevauchement et entailler, en gorges, le massif calcaire jurassique en direction du Nord. Le site du barrage a été précisément sélectionné à l'entrée de la gorge, juste au nord de la ligne de chevauchement tectonique où les formations carbonatées compétentes affleurent, bien que fortement perturbées.

L'appui droit du barrage se situe dans un secteur géologique très tectonique où convergent deux directions de discontinuités majeures. La première direction correspond à des répliques de l'accident de chevauchement suivant un front Est-Ouest, donc perpendiculaire à la direction de l'oued, tandis que l'autre direction est Nord-Sud, parallèle à l'écoulement de l'oued, au droit du site.

La vallée de la Soummam est une zone sismique, ce qui a nécessité l'installation d'une double ceinture antisismique au-dessus et au-dessous du déversoir auxiliaire. Cette ceinture permet d'éviter les affouillements.

La fondation de réservoir est entièrement constituée par des marnes et pélites gris-bleutées à noirâtres d'âge crétacé qui appartiennent au complexe structurelle des nappes telliennes. Ce complexes marneux se caractérise par une texture finement litée à feuilletée qui s'altère superficiellement. Sa stratification présente un pendage général vers le sud, de l'ordre 190/10.

Cette fondation doit être considérée comme très étanche de sorte que les seuls risques de fuite et de fortes perméabilités qui sont à craindre seront concentrés dans la zone la plus aval du réservoir où les marnes sont en contact tectoniques chevauchant avec le massif calcaire dolomitique fracturées du site du barrage.

2.4- Etude hydrologique :

Les paramètres météorologiques considérés sont: la température de l'air, les précipitations, la vitesse du vent et la radiation solaire. Les données relatives à ces variables ont été obtenues auprès de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) ainsi que de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

2.4.1- La température :

La température de l'air est relevée quotidiennement par la station météorologique située au niveau du barrage. La figure 2.3 illustre la variation des températures journalières moyennes sur la période allant de janvier 2011 à juillet 2014. Durant cette période, la température maximale de l'air a atteint 33 °C en été, tandis que la valeur minimale a été enregistrée en février 2012 avec -6,95 °C. Les variations de la température de l'air sont influencées par divers paramètres climatiques tels que le rayonnement solaire, la vitesse du vent, les précipitations, ainsi que par des facteurs géographiques, notamment l'altitude du site.

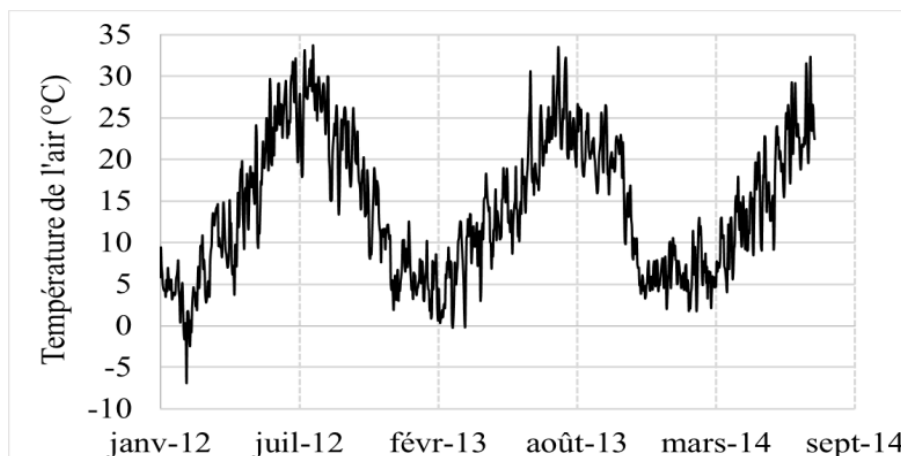


Figure 2.3 : Température de l'air durant période du 1 janvier 2011 au 31 juillet 2014

2.4.2- Le vent :

Du fait de l'absence des données de la vitesse du vent, nous avons utilisé les données de réanalyse fournies par le système de prévisions climatiques développé par le Centre national de prévision environnementale. La figure 2.4 présente la variation de la vitesse du vent durant la période de janvier 2011 à juillet 2014. Elle est d'une moyenne annuelle d'environ 1,5 m/s.

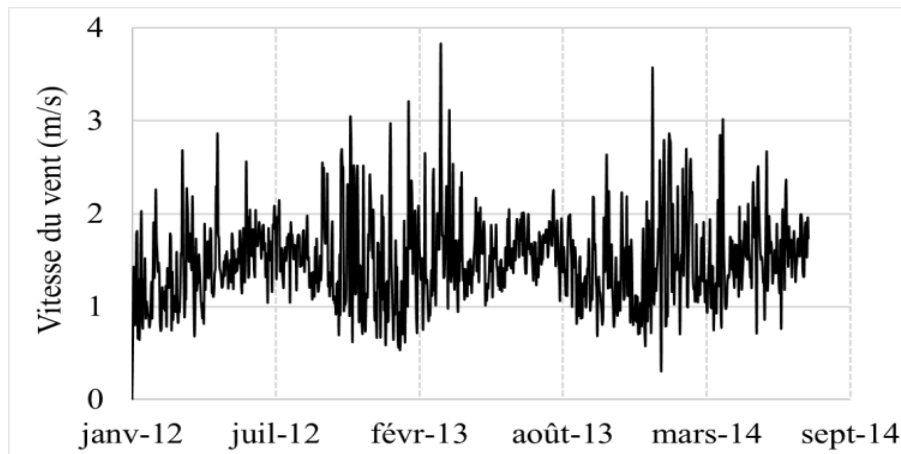


Figure 2.4 : Variation de la vitesse du vent sur le site du barrage

2.4.3- Radiation solaire :

L'Atlas Solaire Algérien, élaboré par le centre de recherche en énergies renouvelables d'Algérie, est la source des données d'irradiation solaire recueillies. La radiation solaire est représentée par des valeurs numériques d'irradiation globale mesurée sur un plan horizontal dans la ville de Bejaia. Le tableau ci-dessous présente les radiations solaires mensuelles dans la région de Tichy Haf. Au mois de juillet, l'irradiation solaire atteint son maximum avec une valeur de 10.83 Mj/m².

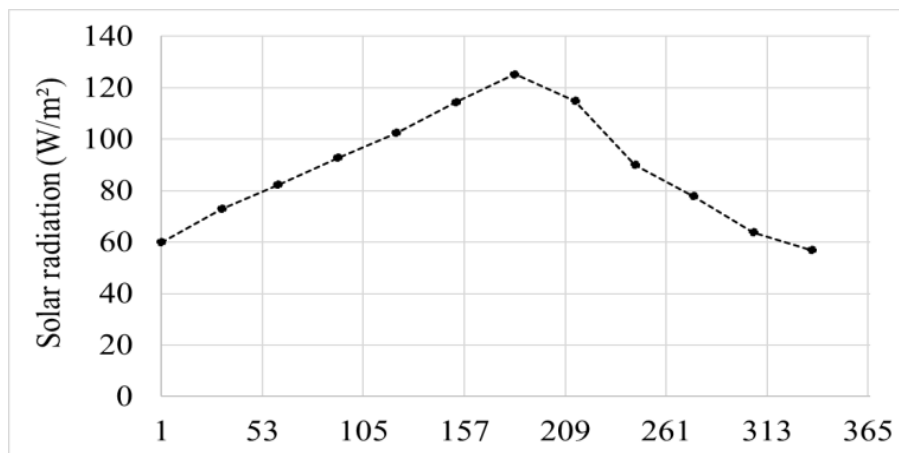


Figure 2.5 : Radiation solaire mensuelle durant l'année

L'intensité de la radiation solaire affectant les surfaces du barrage est dépendante de divers facteurs, comme la direction et l'inclinaison des parements, le moment de la journée, la date et la localisation géographique. De plus, elle est influencée par la lumière réfléchiée de l'environnement (Tatin, 2015) [ANBT].

Tableau 2.1 : Radiation solaire mensuelle dans la région de Tichy Haf

Mois	Radiation solaire Mj/m ²	Mois	Radiation solaire Mj/m ²
Janvier	5.18	Juillet	10.83
Février	6.3	Aout	9.93
Mars	7.11	Septembre	7.78
Avril	8.02	Octobre	6.73
Mai	8.86	Novembre	5.52
Juin	9.9	Décembre	4.92

2.4.4- Précipitation :

Les crues :

La connaissance hydrologique de l'oued Bou Sellam au site de Tichy Haf demeure insuffisante en raison du manque de données directes. En effet, les seules observations disponibles s'étendent sur la période 1963-1982, ce qui limite l'analyse des dynamiques hydrologiques contemporaines. Afin de pallier cette lacune, les études ont nécessité une corrélation avec d'autres oueds présentant des conditions hydrologiques similaires et bénéficiant d'un suivi plus régulier des débits sur des périodes significatives.

Depuis le début des travaux en 1987, aucune station de jaugeage n'a été installée sur le site de Tichy Haf, entraînant l'absence de nouvelles données hydrologiques enregistrées. Dans ce contexte, les principales études menées ont eu recours à des méthodes indirectes pour estimer les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Les précipitations, inconnues sur une grande partie du bassin, ont été évaluées à l'aide de méthodes classiques, telles que la formule de Hershfield et la méthode de transposition des averses, ou par analogie avec des bassins voisins présentant des caractéristiques similaires. L'hydrogramme de crue a été déduit à partir de la Pluie Maximale Probable (PMP), puis vérifié à l'aide de différentes formules théoriques adaptées aux spécificités de la région ainsi que par comparaison avec des hydrogrammes issus de bassins analogues.

La présence du barrage d'Aïn Zada a constitué un facteur complexe dans l'analyse hydrologique du Bou Sellam. Afin d'intégrer son influence, le cours d'eau a été divisé en deux sous-bassins : d'une part, le bassin en amont du barrage de Aïn Zada, et d'autre part, le bassin intermédiaire situé entre Aïn Zada et Tichy Haf. Cette distinction s'est avérée essentielle pour affiner les estimations hydrologiques et mieux caractériser les dynamiques de crue dans cette région.

2.4.4.1- Méthodologie de calcul des hydrogrammes à Tichy Haf

Le calcul des hydrogrammes à Tichy Haf a nécessité une modification de l'hydrogramme du bassin versant amont et sa combinaison avec celui du sous-bassin aval selon la démarche suivante :

2.4.4.2- Détermination des hydrogrammes naturels

L'hydrogramme naturel à Aïn Zada a été établi en appliquant l'hydrogramme unitaire $q_1(t)$ aux pluies nettes enregistrées sur le bassin versant. Une approche similaire a été employée pour définir l'hydrogramme du bassin versant intermédiaire situé entre Aïn Zada et Tichy Haf.

Prise en compte des caractéristiques du barrage d'Aïn Zada

Les propriétés de l'évacuateur du barrage et la courbe hauteur-surface-volume du réservoir ont été intégrées afin de déterminer l'hydrogramme laminé à Aïn Zada.

Propagation et atténuation de l'hydrogramme

L'hydrogramme laminé obtenu a été atténué et propagé jusqu'à Tichy Haf à l'aide de la méthode de Muskingum. Les paramètres adoptés pour cette méthode sont :

Temps de transfert : 15 heures

Coefficient de pondération : 0,20

Justification des paramètres adoptés

Le rapport hydrologique de l'Avant-Projet Définitif (APD) (Lombardi, 1984) confirme que le temps de propagation de 15 heures est cohérent avec les fortes pentes et les profils en long fournis dans cette même étude.

Le second paramètre (0,20) correspond à la valeur par défaut recommandée par le Corps of Engineers dans des conditions similaires.

Combinaison des hydrogrammes

L'hydrogramme ainsi obtenu a été fusionné avec celui du sous-bassin aval, permettant d'obtenir une représentation hydrologique globale du site de Tichy Haf.

Influence du barrage d'Aïn Zada et dimensionnement des capacités d'évacuation

Une caractéristique majeure du projet de Tichy Haf est la présence du barrage d'Aïn Zada, en exploitation depuis 1986. Bechtel a défini les capacités d'évacuation de cet ouvrage en se basant sur deux concepts hydrologiques fondamentaux :

La Crue Maximale Probable (CMP)

La CMP correspond à l'averse maximale envisageable sur le bassin versant, également appelée Pluie Maximale Probable (PMP). Cette averse est associée à un coefficient de ruissellement et à une fonction de transfert pluie-débit, permettant d'obtenir l'hydrogramme de la CMP. Un ouvrage hydraulique doit être conçu pour supporter une CMP sans subir de dommages structurels majeurs.

La Crue Standard de Projet (CSP)

La CSP, définie comme étant 60 % de la CMP, est utilisée pour dimensionner l'évacuateur du barrage. Son laminage doit s'effectuer dans des conditions hydrauliques classiques.

Cette approche garantit que Tichy Haf pourra supporter une CMP, conformément aux capacités maximales d'évacuation du barrage d'Aïn Zada.

En conclusion, Tichy Haf doit pouvoir supporter une CMP puisque le débit maximal évacué par Aïn Zada résulte d'une CMP. Comme pour Aïn Zada, ces conditions de revanche limitées sont acceptables lors du passage de la CMP.

Coyne et Bellier ont poursuivi la logique ci-dessus en s'intéressant successivement au couple (BMP, CMP) et aux crues résultant des déverses journalières de périodes de retour de 10 000, 1 000, et 100 ans. On a comparé les résultats obtenus à ceux découlant de l'analyse statistique des débits de pointe [ANBT].

Les données des bases sont affichées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 2.2 : Les données des bases d'analyse statistique des débits de pointe

période de retour (ans)	Tichy Haf Q_p (total) (m^3/s)	BV Aval Q_p (AV) (m^3/s)	BV Amont Q_p (Am) (m^3/s)	Tichy Haf Q_{p1} (total) (m^3/s)
100	2742	2575	1676	2600
1000	3851	3559	2495	3600
10000	5001	4570	3322	4600
CMP	9096	8123	6215	8203
CMP/ $Q_p(10000)$	1.82	1.78	1.87	

Les hydrogrammes de la crue maximale probable pour les périodes de retour classiques à Tichy Haf sont représentés ci-dessous.

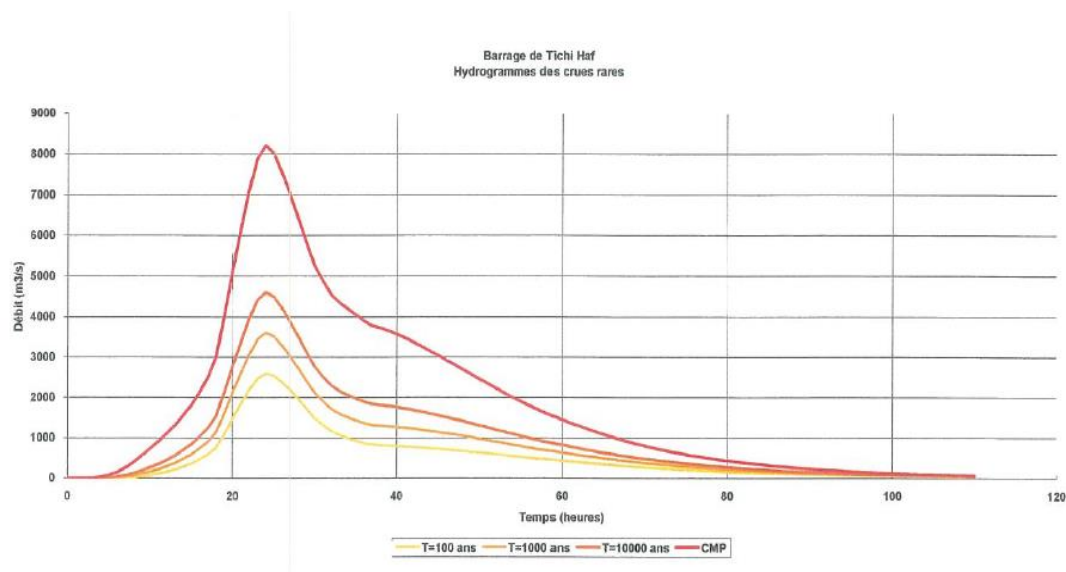


Figure 2.6 : Hydrogrammes de la crue maximale probable pour les périodes de retour classiques

Les Caractéristiques hydrologiques principales de l'aménagement sont résumées ci-dessous.

Tableau 2.3 : Les Caractéristiques hydrologiques principales de l'aménagement Tichy Haf

Surface du bassin versant	3.980 km ²
Précipitations moyennes	750 mm/an
Apport moyen interannuel	183 hm ³ /an
Apport solide	4,7 10 ⁶ t/an
Capacité totale de la retenue	80 hm ³
Capacité utile	75 hm ³ /an
Volume régularisé garanti	150 hm ³ /an
Volume d'écrêtement	104 hm ³
Crue du projet	7400 m ³ /s
Crue de chantier	1 000 m ³ /s
Volume de la garde d'envasement	5 hm ³
Evaporation	1500 mm/an

2.5- Principales connaissances sur les matériaux de construction :

La présence de formations calcaires en rive droite de la vallée a facilité, dès les premières étapes du projet, le choix d'un emplacement optimal pour l'ouverture d'une carrière à l'entrée

de la gorge. Les matériaux de construction utilisés pour la réalisation du barrage de Tichi Haf ont été principalement les agrégats et le ciment, la structure en voûte ayant été entièrement réalisée en béton. Ce béton était, pour la première phase, un béton classique vibré. En raison des exigences spécifiques de chaque zone d'ouvrage, les caractéristiques techniques des matériaux ont été ajustées en conséquence.

La qualité du calcaire dolomitique extrait de la carrière, ouverte dès le début des travaux, a constitué la base essentielle de tous les types de béton utilisés. La production de sable concassé a cependant représenté un défi important. Les broyeurs disponibles, vétustes, ne permettaient pas d'obtenir une granulométrie régulière et tombaient fréquemment en panne, ce qui perturbait la continuité de la production de béton.

Les opérations de bétonnage de la voûte ont nécessité une révision des spécifications techniques initiales, celles du marché fondées sur les normes suisses de 1984 étant devenues obsolètes. Les normes européennes ont alors été adoptées, après adaptation aux dimensions des gros agrégats, et ce, en concertation avec l'entreprise en charge du chantier. Quatre classes granulométriques principales ont été définies en fonction des usages spécifiques : 100 mm pour les bétons de masse de la voûte, 50 mm pour les zones où le 100 mm s'avérait inadapté, 32 mm pour les zones ferrillées, et 16 mm lorsque le 32 mm ne convenait pas.

Le ciment utilisé était un ciment résistant aux sulfates, conformément aux résultats des analyses chimiques des eaux, qualifiées d'« agressives ». Cette contrainte a provoqué plusieurs retards dans l'avancement des travaux, la cimenterie d'Aïn El Kebira n'étant pas en mesure de satisfaire la demande, surtout pendant la période estivale. À cette époque, une pénurie générale de ciment sévissait dans le pays. En 2005 et 2006, des quantités significatives de ciment ont dû être importées depuis la cimenterie de Denizli, en Turquie. Cela a engendré des délais supplémentaires liés au transport et à la nécessité de répéter les essais de convenue. L'ouverture, fin 2005, de la production de ciment CRS par la cimenterie de M'Sila (Algerian Cement Company – Orascom) a permis de rétablir un approvisionnement régulier.

Enfin, des adjuvants ont été intégrés aux formulations béton pour améliorer leur maniabilité. Le Plastiretard et le BV 40 ont notamment été utilisés pour permettre des levées plus volumineuses, en particulier lors de la réalisation des plots centraux, dont les levées initiales dépassaient parfois 1000 m³. Le dosage des adjuvants a varié selon les conditions climatiques, oscillant entre 0,6 % et 0,9 % du poids du ciment, sans compromettre les temps de prise.

Tableau 2.4: Comparaison Caractéristiques Ciments CRS

Désignation	Origine des ciments utilisés				Spécifications Marché
	Locale	Turquie	Égypte	Locale	
	Aïn El Ke- bira	Denizli	ECC	ACC M'SILA	
Masse spécifique	3,2 g/cm ³	-	-	3,19	
Insolubles %	0,01	0,37	0,40	0,63	2 % max
SiO ₂ %	22,67	19,97	21,79	21,65	
Al ₂ O ₃ %	4,57	4,34	4,26	4,01	
Fe ₂ O ₃ %	4,87	5,21	4,98	4,46	
CaO %	62,79	64,15	65,00	63,49	
MgO %	1,75	1,91	1,50	1,29	5 % max
SO ₃ %	1,60	2,28	1,78	1,89	3,5 % max
K ₂ O %	-	-	0,25	0,51	
Na ₂ O %	-	-	0,24	0,10	
Cl %	-	-	0,056	0,026	
Pertes au feu %	0,71	0,97	1,50	2,04	4 % max
CaO libre %	0,74	0,86		0,93	
C ₄ AF %	15,43		15,15	14,00	
C ₃ A %	3,20	2,68	2,85	3,00	5 % max
C ₃ S %	48,32	58,12	55,00	-	
C ₂ S %	24,73	18,63	22,00	-	
Equivalent Alkali %		0,4 ^^			
Gypse %				5,00	
Temps de prise début	2h50	2h33	3h10		2h30 min
Temps de prise fin	5h10	4h51	4h45		15h max
Expansion à chaud mm	<1	<1	0,00	0,47	10 mm max
Refus au tamis 90 µm				0,06	
Finesse Blaine cm ² /g	2 956	3 182	3 030	3 156	2 400 min
Résistance à compression N/mm ² 2j		23,20	19,10	19,73	≈9.61
Résistance à compression N/mm ² 7j	32,10	31,5 §	34,04	49,2 ***	
Résistance à flexion N/mm ² 2j				3,85	
Résistance à flexion N/mm ² 7j	4,50	5,5 §§	6,57		
Consistance normale				26,50 à 27,53	
Chaleur d'hydratation J/g	§§§		351 ^	335 max (80 Cal/g)	

Légendes & Remarques :

- *** = à 28 jours
- ^^ = 0,70 %
- §§§ = > 305 J/g
- § = 3050 cm²/g
- \$ = 48,5 à 28 jours
- ^ = à 5 jours selon EN

Essais réalisés par Algerian Cement Company (ACC) M'Sila

Tableau 2.5 : Comparatif de l'Evolution de la résistance de différents ciments sur béton D100/200 + 0,3% PLASTIRETARD avec un affaissement compris entre 20 et 40 mm

Type de Ciment	Résistance à 7 jours	Résistance à 28 jours	Résistance à 90 jours
C.R.S (1er)	Résistance minimale = 25,5 MPa / 2 ep Résistance maximale = 34,5 MPa / 2 ep	Résistance minimale = 25,2 MPa / 3 ep Résistance maximale = 40,5 MPa / 3 ep	Résistance minimale = 32,4 MPa / 4 ep Résistance maximale = 42,2 MPa / 4 ep
Turc	X = 27,6 MPa / 28 x 2 ep	X = 35,9 MPa / 21 x 3 ep	X = 33,8 MPa / 21 x 4 ep
C.R.S (2e)	Résistance minimale = 22,9 MPa / 2 ep Résistance maximale = 36,3 MPa / 2 ep	Résistance minimale = 31,0 MPa / 3 ep Résistance maximale = 38,2 MPa / 3 ep	Résistance minimale = 34,9 MPa / 4 ep Résistance maximale = 39,5 MPa / 4 ep
AÏN KE-BIRA	X = 27,2 MPa / 2 c x 2 ep	X = 35,0 MPa / 21 x 3 ep	X = 37,8 MPa / 6 x 4 ep
C.R.S (3e)	Résistance minimale = 25,3 MPa / 2 ep Résistance maximale = 35,1 MPa / 2 ep	Résistance minimale = 31,6 MPa / 3 ep Résistance maximale = 33,0 MPa / 3 ep	-
ACC			
M'SILA	X = 29 MPa / 3 x 2 ep	X = 32,6 MPa / 4 x 3 ep	

Observations :

1. Ciment ACC M'SILA donne des résistances peu élevées à court terme.
2. Ciment ACC M'SILA donne des résistances un peu plus faibles à long terme par rapport aux ciments d'AÏN KEBIRA et TURC.
3. Ciment TURC donne de très bonnes résistances par rapport aux autres ciments.
4. Avec n'importe quel ciment, la résistance de 24,0 MPa à 90 jours demandée par le CPS est pratiquement atteinte à 7 jours.

2.6- Etude de la sismicité

Le Nord de l'Algérie est situé dans un contexte géodynamique complexe, marqué par une convergence active entre la plaque africaine au sud et la plaque eurasiatique au nord. Ce mouvement, amorcé il y a plus de 70 millions d'années, s'opère principalement selon une direction nord-sud, générant un régime compressif à caractère variable selon les régions [73]. Entre ces deux plaques rigides, les domaines océaniques de la Méditerranée occidentale ainsi que les marges externes de la chaîne alpine subissent des déformations accrues, traduisant une histoire tectonique marquée par des changements brusques dans l'orientation des contraintes [73].

L'étude des mécanismes au foyer des principaux séismes instrumentaux au nord de l'Algérie révèle une diversité notable, bien que l'axe moyen de la contrainte horizontale maximale reste globalement orienté nord-sud. Deux grandes zones sismotectoniques peuvent être distinguées :

- La première, localisée au nord de l'Atlas tellien, est dominée par des mouvements compressifs orientés NNW-SSE, associés à des failles inverses orientées NE-SW à ENE-WSW. Cette configuration a été observée lors de séismes majeurs comme ceux d'Ech Cheliff (1954, 1980) et de Boumerdès (2003).
- La seconde, s'étendant de l'est d'Alger vers Constantine, se caractérise par un régime décrochant dextre. Le séisme de Constantine en 1985 illustre ce type de mécanisme, avec un plan nodal NE-SW et une direction de compression nord-sud.

2.6.1- Sismicité Historique

L'Algérie septentrionale a connu une activité sismique notable au cours de son histoire, avec plusieurs séismes destructeurs recensés depuis le Moyen Âge. Toutefois, l'absence d'observations systématiques avant le XXe siècle rend l'analyse précise de ces événements difficile. Les localisations épacentrales sont souvent incertaines, tout comme les intensités, généralement exprimées selon l'échelle de Mercalli Modifiée (MM). Pour les niveaux d'intensité élevés (\geq VIII MM), les différences entre cette échelle et l'échelle MSK deviennent négligeables.

Le catalogue du CRAAG (1994) recense plusieurs séismes majeurs à l'est de la longitude 3°E, dont :

- Le séisme de Sidi Aïch (13 janvier 1901), d'intensité IX MM,
- Celui d'Aïn Touta (16 mars 1924), entre VIII et IX MM,
- Le séisme de Guelma (10 février 1937), d'intensité VIII-IX MM, qui a influé sur les sources hydrothermales locales,

- Et celui de Bordj Ghdir (12 février 1946), avec un lourd bilan humain et matériel. Ces événements, parmi d'autres, témoignent d'une activité sismique concentrée dans des zones bien définies : le bassin de Guelma, la vallée de la Soummam, les Monts du Hodna, ainsi que les régions de Constantine et de M'Sila. Cette répartition recoupe largement les zones les plus densément peuplées [74].

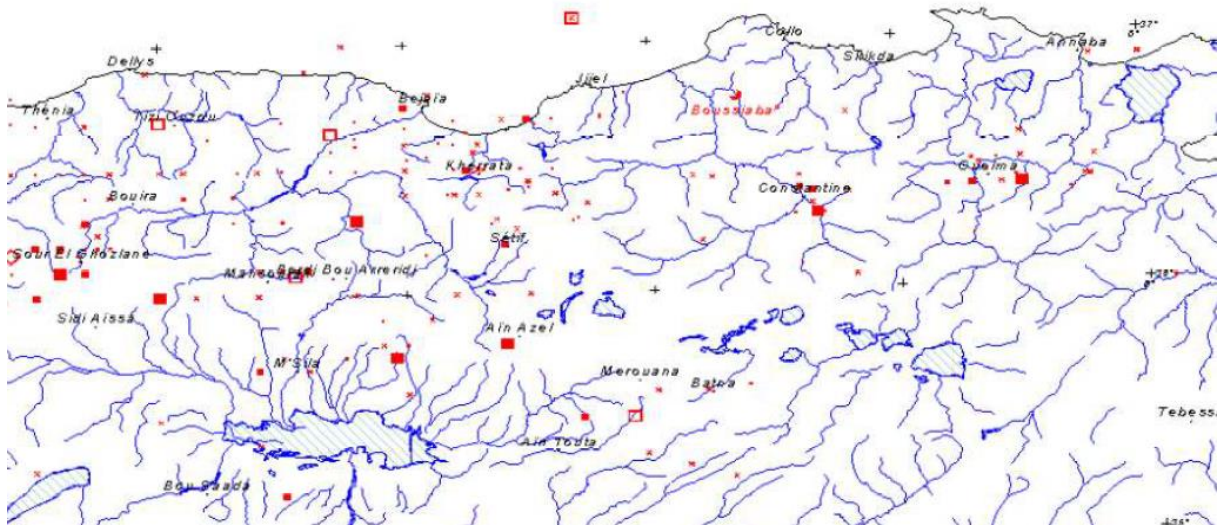


Figure 2.7 : sismicité historique de la région étudiée (catalogue CRAAG 1994)

2.6.2- Sismicité instrumentale et limites des données

Durant la période coloniale, la surveillance sismique en Algérie reposait sur quelques stations sismologiques autonomes, implantées notamment à Sétif, Beni Abbès et Tlemcen. Ce réseau restait cependant limité tant en couverture géographique qu'en capacités de détection.

Suite au séisme destructeur d'El Asnam en 1980, un réseau télémétré plus performant a été mis en place, composé de 32 stations. Ce réseau n'est devenu pleinement opérationnel qu'au début des années 1990. Toutefois, en raison de contraintes techniques et institutionnelles, le nombre effectif de stations en fonctionnement a chuté à seulement quatre en 1998, réduisant considérablement la qualité des données disponibles.

En conséquence, les informations issues du réseau algérien – telles qu'elles apparaissent dans le catalogue du CRAAG – sont jugées suffisamment fiables uniquement pour la période allant de 1983 à 1995. Pour les événements survenus en dehors de cet intervalle, les données du catalogue de l'ISC (International Seismological Center) sont privilégiées, bien qu'elles pré-

sentent un degré de précision variable, notamment en ce qui concerne les localisations épicentrales et les magnitudes.

La répartition géographique des séismes enregistrés par les instruments modernes (Figure 2.8) confirme l'activité sismique notable de certaines régions du Nord-Est algérien. Parmi celles-ci figurent les Babors (notamment autour de Kherrata), la vallée de la Soummam, les Monts du Hodna et le bassin environnant M'Sila, ainsi que la zone située entre Constantine et Guelma. Le golfe de Béjaïa manifeste également une activité non négligeable. Il est à noter que les niveaux d'activité instrumentale enregistrés en Petite Kabylie et en Grande Kabylie sont globalement comparables.

Par ailleurs, le manque de données publiées sur la structure crustale de l'Algérie orientale a conduit les chercheurs à transposer le découpage sismotectonique à partir de l'organisation structurale de l'Atlas Tellien. Ce dernier constitue une vaste structure alpine dominée par une tectonique tangentielle. Si la majorité des structures de charriage y sont considérées comme asismiques, certaines structures post-nappes y sont reconnues comme potentiellement actives et génératrices de sismicité [75].

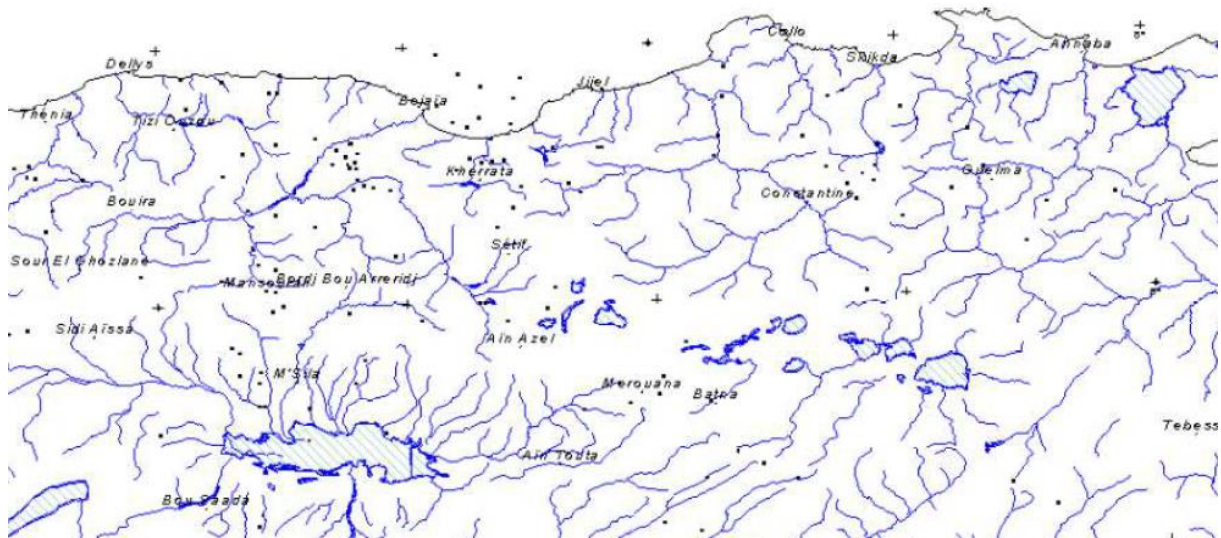


Figure 2.8 : La répartition géographique des séismes enregistrés par les instruments modernes

2.7- Auscultation de barrage Tichy Haf

Il est évident qu'il est impossible d'établir des règles strictes pour la conception des systèmes de surveillance des barrages. Il est donc nécessaire d'adopter une approche spécifique à chaque ouvrage. Le système de surveillance d'un barrage en construction doit être planifié dès la phase de conception initiale et installé tout au long de la construction. Après plusieurs

années d'utilisation, certains instruments peuvent être retirés de manière volontaire, tandis que d'autres peuvent être ajoutés si des anomalies sont détectées lors des inspections visuelles ou en cas de préoccupations concernant le comportement du barrage.

Dans le cadre de l'auscultation géodésique des barrages en exploitation, l'Agence Nationale des Barrages et des transferts a confié à la société SET HANDASSA – Bureau d'Ingénierie et d'Etudes Techniques – l'exécution de la mesure (04) du barrage Tichy Haf.

Les prestations objet de la présente mesure, consistent en l'exécution des prestations d'auscultation géodésique du barrage Tichy Haf.

La mesure comprend :

- Une micro triangulation pour déterminer les positions planimétriques absolues des piliers et repères de déformation constituant le réseau d'observation du barrage.
- Un nivellement de précision pour déterminer les positions altimétriques absolues des repères de référence et de déformation constituant le réseau d'observation du barrage.
- Le dépouillement de la mesure planimétrique et altimétrique.

2.7.1- Description du dispositif Planimétrique

Le réseau est constitué de 11 piliers de planimétrie répartis comme suit :

- P_I en aval du barrage voûte;
- P_II en aval rive gauche du barrage voûte;
- P_III dans le prolongement de la crête en rive droite du barrage voûte;
- P_IV sur la crête du barrage voûte;
- P_V dans le prolongement de la crête en rive gauche du barrage voûte;
- P_VI en aval rive gauche du barrage voûte;
- P_VII au pied du barrage du barrage voûte



Figure 2.9 : Piliers de Planimétrie

Les piliers sont constitués d'une buse cylindrique en béton sur laquelle est scellée une plaque de centrage en bronze pouvant recevoir soit un théodolite soit une cible conique. Ils sont protégés par une seconde buse concentrique.

Les repères planimétriques sont de type à douilles lisses pouvant recevoir des cibles coniques.

Ils se répartissent comme suit :

Les 32 repères planimétriques sont de type à douilles lisses pouvant recevoir des cibles coniques. Ils se répartissent comme suit :

- 14 repères sur la crête coté aval du barrage voûte à la côte 305 m : 1; 2; 3; 4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12 ; 13; 14

- 4 repère sur le parement aval de la voûte : 17; 18; 19; 20

2.7.2- Réalisation d'une mesure de Planimétrie

2.7.2.1- Matériel :

Les mesures de planimétrie ont été effectuées à l'aide d'un théodolite de précision, de type TC2003, appartenant à la classe sigma $\pm 1,5$ décimigrades (dmgr), garantissant ainsi un haut niveau de fiabilité angulaire.

2.7.2.2- Mode Opérateur :

Mise en station de l'instrument :

- L'instrument est installé sur une plaque de centrage forcé en bronze, à l'aide d'une vis de fixation standard 5/8. Lors de cette opération, la nivelle sphérique est positionnée du côté de l'ouverture du pilier afin de garantir un bon alignement visuel.

- Une protection contre le rayonnement solaire direct (type parasol) est mise en place afin d'éviter tout échauffement localisé de l'instrument, susceptible de fausser les mesures. On observe ensuite un temps d'attente suffisant pour permettre à l'appareil de s'adapter à la température ambiante.

Calage de l'axe principal :

- Calage grossier : à l'aide de la nivelle sphérique et des trois vis de calage situées à la base de l'appareil.

-

- Calage fin : affiné à l'aide de la nivelle électronique intégrée, toujours en manipulant les trois vis de calage.

- Compensation électronique : mise en œuvre de la procédure de compensation automatique selon les instructions spécifiques du fabricant, afin de garantir une parfaite verticalité de l'axe principal.

Mise en station :

Fixation du théodolite sur la plaque de centrage forcé en bronze avec une vis 5/8 en positionnant la nivelle sphérique du côté de l'ouverture du pilier,

Mise en place de la protection contre le rayonnement solaire direct (parasol),

Attente de l'adaptation en température de l'appareil.

Calage de l'axe principal :

Calage avec la nivelle sphérique à l'aide des 3 vis calantes,

Calage fin avec la nivelle électronique à l'aide des 3 vis calantes,

Application de la procédure constructrice de compensation électronique.

Logiciel

Le traitement des mesures a été réalisé en utilisant le logiciel « Land Surveyor 2.1 version 2008 », ce logiciel permet le traitement des mesures topographiques d'auscultation des barrages.

2.7.3- Mesure des déplacements horizontaux :

Le tableau 2.4 présente les coordonnées approximatives des piliers et des repères utilisés dans le cadre de la surveillance géodésique de l'ouvrage.

Tableau 2.6 : Les mesures topographiques d'auscultation de barrage Tichy Haf.

Point	X (m)	Y (m)
P_I	2139.78	5213.29
P_II	2234.35	5145.56
P_III	2280.80	5073.43
P_IV	2128.01	5001.91
P_V	2053.65	5045.60
P_VI	2061.34	5098.12
P_VII	2180.87	5056.85
1	2263.30	5073.72
2	2252.30	5059.38
3	2241.33	5047.08
4	2228.54	5034.79
5	2213.31	5022.82
6	2196.66	5012.59
7	2178.22	5007.48
8	2161.07	5000.02

9	2142.84	4998.56
10	2127.01	5000.01
11	2112.90	5003.14
12	2099.33	5007.77
13	2086.16	5013.66
14	2071.00	5022.19
17	2220.85	5043.95
18	2229.83	5053.14
19	2181.86	5024.16
20	2109.75	5018.78

Le tableau ci-dessous synthétise les résultats des déplacements horizontaux relevés aux points de surveillance géodésique, dans le cadre du suivi planimétrique de l'ouvrage.

Tableau 2.7 : Les résultats des déplacements horizontaux de barrage Tichy Haf

Me- sure	Mesure 01		Mesure 02		Mesure 03		Mesure 04	
	cordo- don- nées	Dépla- cement	cordo- don- nées	Dépla- cement	cordo- don- nées	Dépla- cement	cordo- don- nées	Dépla- cement
P1	2139.77 72	0.1	2139.77 70	-0.1	2139.77 83	1.2	2139.78 08	-
	5231.28 74	-0.6	5213.28 65	-1.5	5213.28 63	-1.7	5213.28 72	-
P2	2234.35 49	0.00	2234.35 49	0.0	2234.35 49	0.0	2234.35 49	0.0
	5145.55 80	0.00	5145.55 80	0.0	5145.55 80	0.0	5145.55 80	0.0
P3	2280.80 50	5.2	2280.80 05	0.7	2280.79 97	-0.1	2280.80 22	2.4
	5073.43 37	0.8	5073.43 35	0.6	5073.43 21	-0.8	5073.43 39	1.0

Chapitre II: Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés

P4	2128.00	0.7	2128.00	1.7	2128.00	1.6	2128.00	2.3
	76		86		85		92	
	5001.90	-5.0	5001.90	-3.8	5001.90	-2.9	5001.90	2.7
	14		26		35		91	
P5	2053.64	0.0	2053.64	0.0	2053.64	0.0	2053.64	0.0
	96		96		96		96	
	5045.60	0.0	5045.60	0.0	5045.60	0.0	5045.60	0.0
	26		26		26		26	
P6	2061.33	0.0	2061.33	0.1	2061.33	-0.5	2061.33	-0.3
	79		80		73		75	
	5098.11	0.0	5098.11	-1.0	5098.11	0.0	5098.12	0.8
	97		87		96		05	
P7	2180.87	-1.6	2180.87	-1.9	2180.87	-1.3	2180.87	0.8
	11		08		14		35	
	5056.84	-0.2	5056.84	-1.1	5056.84	-1.8	5056.84	0.3
	57		48		41		62	
Crète	Cord	Dép	Cord	Dép	Cord	Dép	Cord	Dép
1	2263.29	-0.2	2263.29	-0.1	2263.29	-1.3	2263.30	3.3
	74		75		63		09	
	5073.71	2.3	5073.71	3.4	5073.71	-0.3	5073.71	2.9
	75		86		49		81	
2	2252.30	3.6	2252.30	0.7	2252.30	1.7	2252.30	0.3
	59		30		40		26	
	505937	-1.4	5059.38	-0.3	5059.38	-0.3	5059.38	-0.5
	93		04		04		02	
3	2241.33	4.1	2241.33	-0.1	2241.33	-0.2	2241.33	-0.5
	68		26		24		21	
	5047.07	-2.9	5047.07	-0.7	5047.07	-2.3	5047.07	1.8
	25		47		31		72	
4	2228.54	3.1	2228.53	0.2	2228.54	0.9	2228.53	-0.7
	22		94		01		85	
	5034.78	-5.0	5034.78	-3.9	5034.78	-5.4	5034.79	0.3

Chapitre II: Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés

	75		87		71		29	
5	2213.31	5.4	2213.31	3.8	2213.31	4.3	2213.31	2.2
	78		62		67		46	
	5022.81	-5.8	5022.81	-4.5	5022.81	-3.5	5022.82	1.0
	51		64		73		18	
6	2196.66	4.2	2196.65	0.7	2196.66	2.7	2196.65	0.0
	33		98		18		91	
	5012.58	-5.9	5012.58	-5.1	5012.58	-6.0	5012.59	-0.1
	51		59		50		09	
7	2178.22	2.8	2178.22	1.6	2178.22	2.8	2178.22	1.1
	35		24		35		19	
	5007.46	-7.6	5007.47	-5.9	5007.47	-5.5	5007.47	0.8
	95		12		16		79	
8	2161.07	3.3	2161.07	1.0	2161.07	2.3	2161.07	0.1
	53		29		43		21	
	5000.00	-6.4	5000.01	-4.7	5000.01	-3.2	5000.02	2.5
	69		64		78		36	
9	2142.84	1.6	2142.84	1.7	2142.84	0.1	2142.84	0.5
	26		27		11		16	
	4998.55	-3.3	4998.55	-5.8	4998.55	-6.0	4998.56	2.0
	57		32		30		10	
10	2127.01	1.3	2127.01	2.3	2127.01	2.3	2127.01	2.0
	13		24		23		21	
	5000.00	-5.3	5000.00	-3.7	5003.00	-2.4	5000.01	2.5
	69		85		98		48	
11	2112.89	-0.5	2112.89	0.4	2112.89	1.1	2112.89	2.6
	59		68		75		90	
	5003.13	-3.3	500.313	-0.7	5003.13	-1.2	5003.14	3.0
	74		99		94		37	
12	2099.32	-0.7	2099.32	-0.9	2099.32	0.1	2099.33	2.1
	89		87		97		17	
	5007.76	-3.2	5007.76	0.3	5007.76	-2.0	5007.77	4.0
	35		70		47		06	

Chapitre II: Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés

13	2086.16 25	-0.2	2086.16 18	-0.8	2086.16 10	-1.7	2086.16 26	0.0
	5013.65 62	-1.5	5013.65 90	1.4	5013.65 93	1.6	5013.66 20	4.4
14	2070.99 87	-0.4	2070.99 77	-1.4	2070.99 77	-1.5	2070.99 92	0.1
	5022.18 86	-2.5	5022.18 99	-1.1	5022.19 10	0.0	5022.19 06	-0.4
Aval	Cord	Dép	Cord	Dép	Cord	Dép	Cord	Dép
17	2220.85 61	4.3	2220.85 03	-1.5	2220.85 18	0.0	2220.85 28	0.9
	5043.94 63	-1.0	5043.94 50	-2.3	5043.94 56	-1.7	5043.94 62	-1.0
18	-	-	2209.46 64	0.0	2209.46 72	0.5	2209.46 88	2.4
	-	-	5046.93 59	0.0	5046.93 54	-0.9	5046.93 72	1.3
19	2181.85 42	-2.0	2181.85 51	-1.1	2181.85 51	-1.1	2181.85 50	-1.2
	5024.16 16	-2.4	5024.15 99	-4.1	5024.16 30	-1.0	5024.15 66	-7.4
20	2109.74 62	-0.6	2109.74 66	-0.2	2109.74 50	-1.8	2109.74 62	-0.6
	5018.78 09	-0.6	5018.78 07	-0.8	5018.77 82	-3.3	5018.78 41	-0.1

Le graphique ci-dessus présente l'évolution des déplacements radiaux mesurés au niveau de la crête de la voûte, sur les repères Rep1 à Rep14, à travers cinq campagnes de mesures s'étalant de mai 2016 à février 2018.

Les données de mai 2016 révèlent des déplacements très faibles, proches de zéro, constituant ainsi un état de référence initial. Par la suite, une augmentation progressive est observée jusqu'aux campagnes de juillet et octobre 2016, avec un déplacement maximal enregistré au

niveau du repère Rep5 (environ 5,5 mm en juillet 2016), traduisant une dilatation radiale en direction de l'aval.

Cette évolution peut être attribuée à plusieurs facteurs combinés : les effets thermiques saisonniers (notamment estivaux), une montée du niveau du réservoir, des phénomènes de fluage des matériaux, ou encore des sollicitations liées à la pression hydrostatique. À partir d'octobre 2016, une phase de stabilisation est amorcée, et les mesures de février 2018 montrent une légère diminution des déplacements sur plusieurs repères, suggérant un relâchement progressif des contraintes internes ou une réponse adaptative de la structure.

Dans l'ensemble, les déplacements radiaux enregistrés restent contenus dans des valeurs admissibles, compatibles avec le comportement normal d'un barrage voûte en conditions d'exploitation usuelles. Aucune anomalie structurale ni signe de désordre n'est détecté à travers ces mesures.

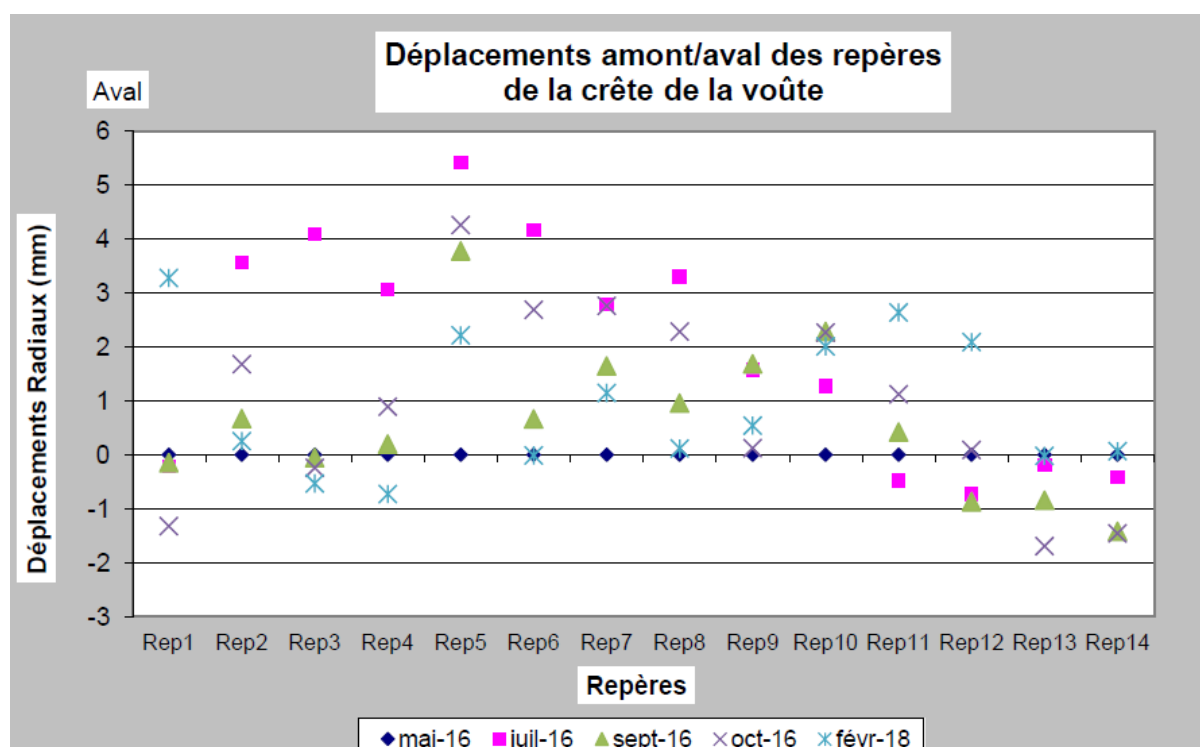


Figure 2.10 : Graphe des déplacements radiaux des repères crête de la voûte

Figure 2.11 illustre les déplacements tangentiels mesurés au niveau de la crête de la voûte, relevés aux différents repères allant de Rep1 à Rep14, au cours de cinq campagnes de mesures réalisées entre mai 2016 et février 2018.

On observe un comportement dissymétrique entre les repères situés sur la rive gauche (Rep1 à Rep7) et ceux de la rive droite (Rep8 à Rep14). Les repères de la rive gauche présentent des

déplacements négatifs significatifs, atteignant un minimum d'environ -8 mm au niveau de Rep7 en juillet 2016, ce qui peut être interprété comme une translation latérale vers la rive droite. En revanche, les repères situés sur la rive droite montrent, en février 2018, une tendance à des déplacements positifs, pouvant atteindre $+4$ mm au niveau de Rep13, suggérant ainsi une translation horizontale globale de la voûte.

Cette dissymétrie pourrait résulter de contraintes thermiques différenciées, de la géométrie asymétrique de l'ouvrage, ou encore de l'interaction fondation-structure. D'autres facteurs, tels qu'un chargement inégal du réservoir ou des contraintes internes accumulées, ne peuvent être exclus.

La comparaison des différentes campagnes met en évidence une accentuation de la translation latérale entre juillet et octobre 2016, suivie d'un relâchement ou d'un recentrage partiel observé en février 2018.

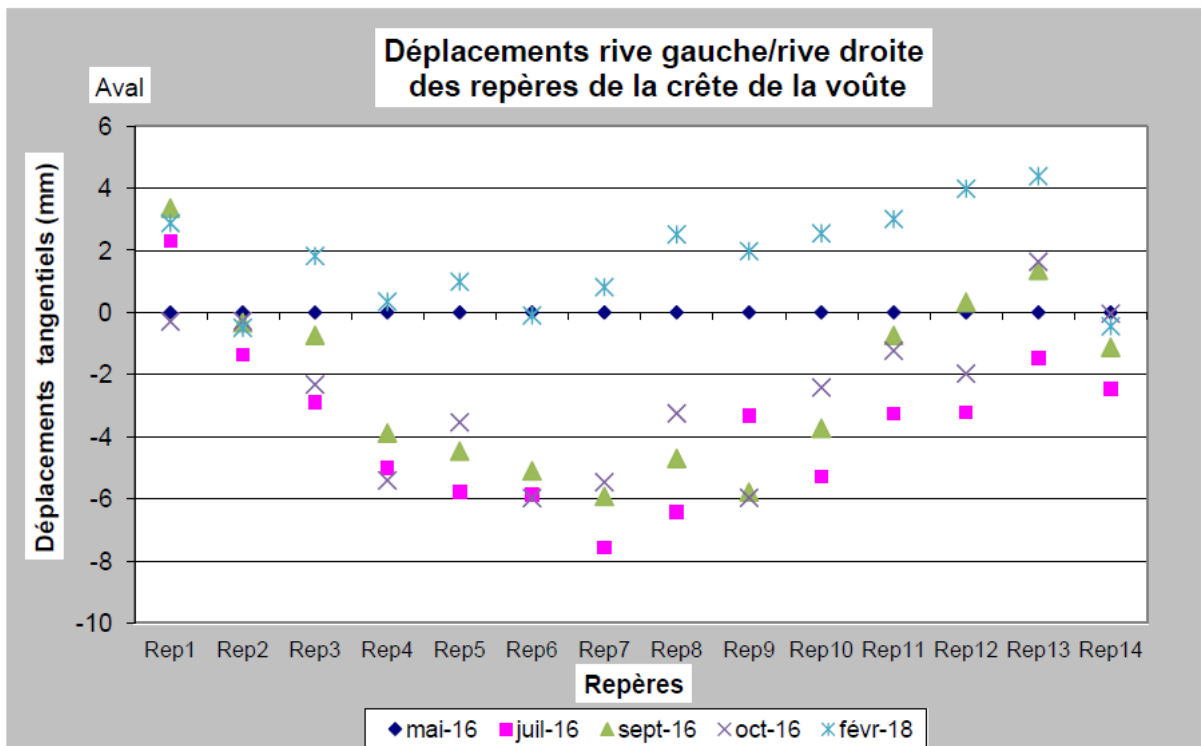


Figure 2.11 : Graphe des déplacements tangentiels des repères crête de la voûte

L'analyse ci-après porte sur l'évolution des déplacements radiaux observés au niveau du parement aval de l'ouvrage, aux repères Rep17, Rep18, Rep19 et Rep20, lors de plusieurs campagnes de mesures réalisées entre mai 2016 et février 2018. Les mesures, exprimées en millimètres, mettent en évidence des déplacements globalement faibles, variant entre $-2,0$ mm

et +4,5 mm, ce qui demeure dans les tolérances admises pour un ouvrage soumis à des sollicitations hydriques et climatiques saisonnières. Aucun comportement structurel anormal n'est décelé.

Le repère 17 présente des fluctuations notables, avec un déplacement maximal vers l'aval de 4,3 mm en juillet 2016, suivi d'un recul de -1,5 mm en septembre de la même année. Cette amplitude marquée pourrait indiquer un comportement localement plus sensible, probablement lié à des singularités de fondation ou à une concentration d'efforts internes.

À l'inverse, le repère 18 montre une évolution plus modérée : le déplacement maximal atteint 2,5 mm en février 2018, tandis que les autres mesures restent proches de zéro, traduisant une stabilité générale à ce point.

Le repère 19, quant à lui, suit une tendance unidirectionnelle vers l'amont, avec un déplacement maximal de -2,0 mm. Ce comportement suggère une réponse homogène aux sollicitations internes ou un effet de confinement.

Enfin, le repère 20 enregistre les mouvements les plus faibles, compris entre -1,8 mm et 0 mm, ce qui confirme une stabilité satisfaisante à cet emplacement.

Dans l'ensemble, ces observations illustrent la variabilité du comportement structurel en fonction de la localisation des repères.

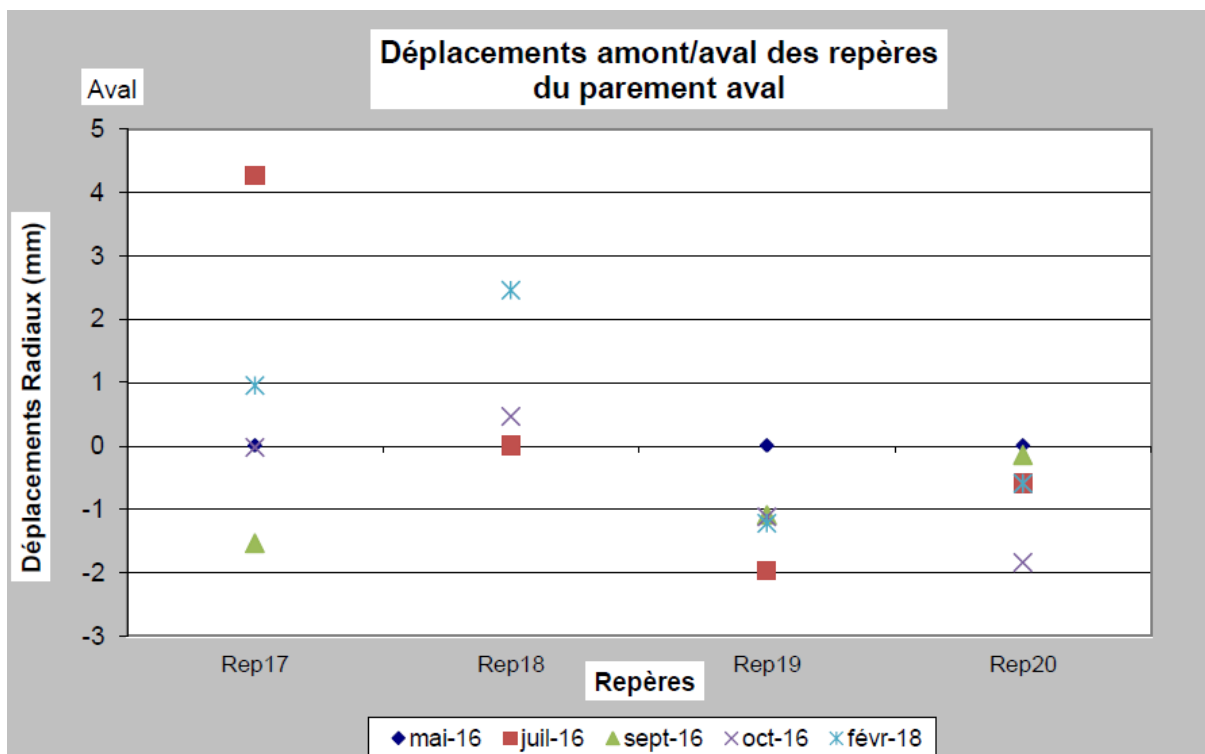


Figure 2.12 : Graphe des déplacements radiaux des repères du parement aval de la voûte

La figure ci-dessous illustre l'évolution des déplacements tangentionnels (exprimés en millimètres) mesurés sur plusieurs repères (Rep17 à Rep20) situés sur le parement aval, entre mai 2016 et février 2018. Ces déplacements, enregistrés respectivement sur les rives gauche et droite de l'ouvrage, permettent de caractériser les mouvements différentiels au sein de la structure.

De manière générale, les déplacements observés demeurent faibles, avec des amplitudes inférieures à ± 8 mm, traduisant une stabilité satisfaisante du parement durant la période analysée. Toutefois, certaines variations méritent une attention particulière. En février 2018, le repère Rep19 enregistre un déplacement tangential significatif de -7 mm, plus marqué que sur les autres repères, ce qui pourrait indiquer une déformation localisée. Ce comportement peut être attribué à une réponse différentielle du matériau face aux sollicitations hydromécaniques, thermiques, ou encore à une hétérogénéité structurelle locale.

Par ailleurs, les données de septembre et octobre 2016 révèlent une tendance commune aux déplacements négatifs sur l'ensemble des repères, en particulier Rep19 et Rep20, ce qui pourrait refléter un effet transitoire lié à des conditions climatiques saisonnières ou à des variations de niveau d'eau. En comparaison, les mesures de mai 2016 et de février 2018 montrent un retour progressif à l'équilibre, notamment pour Rep17, Rep18 et Rep20, témoignant d'une possible stabilisation du système dans le temps.

Bien que la majorité des repères témoigne d'une stabilité structurelle, le comportement singulier de Rep19 justifie une surveillance renforcée. Cette démarche s'inscrit dans une logique de gestion préventive de la durabilité et de la sécurité de l'ouvrage.

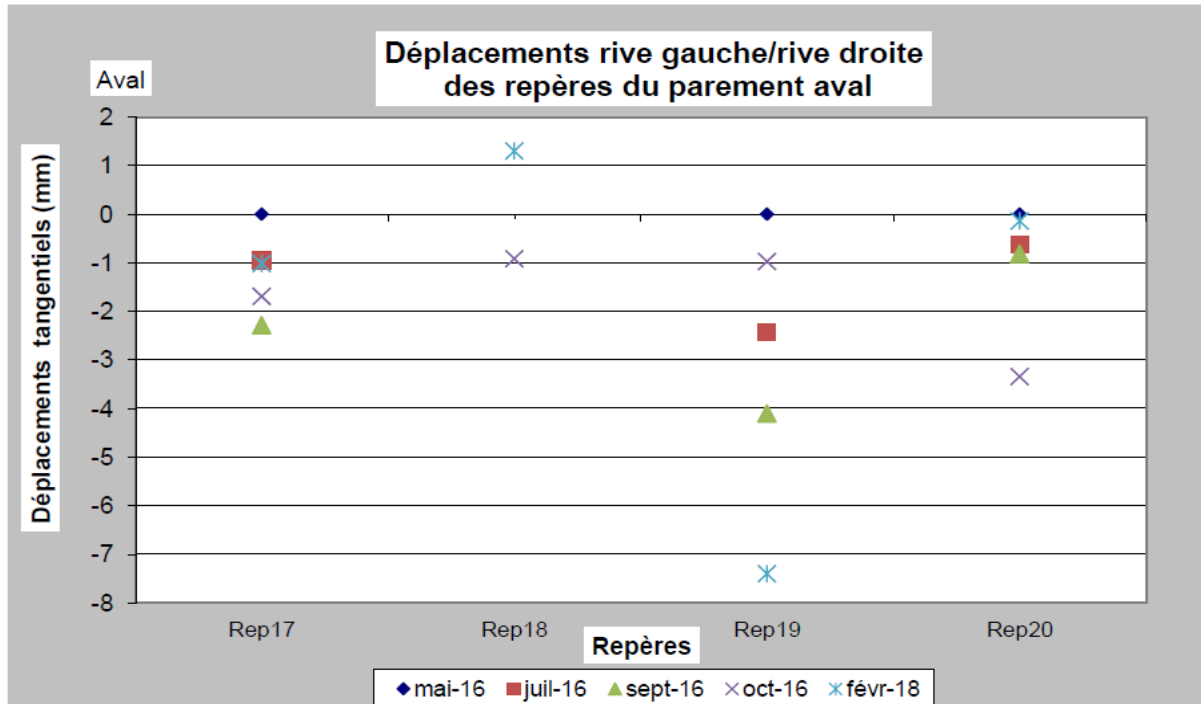


Figure 2.13 : Graphe des déplacements tangentiels des repères du parement aval de la voûte

2.7.4- Description du dispositif de Nivellement

Les 11 repères de référence de nivellement sont répartis comme suit :

RF 1; RF 2 et RF 3 situés sur la rive droite

RF 4; RF 5; RF 6; 100 et 101 situés sur crête;

RF 7; RF 8 et RF 9 situé à l'aval de la digue de col;

Les repères 100 et 101 sont posés sur les socles des sismographes.

Les 49 repères de déplacements verticaux de l'ouvrage sont mesurés aux points suivants :

15 repères sur la crête coté aval du barrage voûte à la côte 305 m : 1; 2; 3; 4; 5; 6; 8; 9; 10; 11; 12 ; 13; 14; 15; 16

12 repères sur la crête coté aval de la digue de col à la côte 305 m: 21. 22; 23; 24; 25; 26; 27; 28; 29; 30; 31; 32;

22 Repères dans la Galerie à la cote 295 m : R1; R2; R3; R4; R5; R6; R7; R8; R9; R10; R11; R12; R13; R14; R15; R16; R17; R18; R19; R20; R21; R22;



Figure 2.14 : Repères de référence de nivellement

2.7.5- Réalisation d'une mesure de Nivellement

Afin de contrôler les déplacements verticaux potentiels de l'ouvrage, une campagne de nivellement de haute précision a été réalisée. Les mesures ont été effectuées à l'aide d'un niveau de type NA2, associé à un micromètre à lames à faces parallèles (GPM3), répondant aux exigences de précision de classe $\sigma = \pm 0,3$ mm/km en cheminement double. Les lectures ont été prises à l'aide de mires en invar, connues pour leur faible coefficient de dilatation thermique, garantissant ainsi une stabilité dimensionnelle optimale.

Les repères altimétriques utilisés sont constitués de tétons avec douilles lisses protégées, permettant une lecture précise et reproductible des hauteurs. Conformément aux conventions adoptées, les dénivelées mesurées tiennent compte des corrections liées à la hauteur des tétons.

Avant chaque série de mesures, une vérification systématique du matériel a été entreprise. Cela inclut :

- Le réglage de la nivelle sphérique du niveau via les vis de calage, suivi du déclenchement du système de compensation automatique,
- La vérification de la verticalité des mires à l'aide d'un fil à plomb, d'une nivelle indépendante et d'un théodolite,
- Le contrôle de la planéité et de la propreté de la base des mires,
- Ainsi que la vérification tactile de la tension des rubans invar.

La procédure de double visée a été adoptée pour garantir la fiabilité des mesures :

- Une première mesure de la dénivelée (d_1) a été effectuée à partir de la position 1,
- Une seconde mesure (d_2) a été réalisée depuis la position opposée.

La concordance entre les deux lectures est vérifiée selon la condition suivante :

- Si $|d_1 - d_2| \leq 0,2$ mm, l'appareil est considéré comme correctement réglé,
- Sinon, un réétalonnage est effectué selon les recommandations du constructeur, et la procédure est répétée.

Logiciel

Le traitement des mesures a été réalisé en utilisant le logiciel « Land Surveyor 2.1 version 2008 », qui permet de déterminer les altitudes les plus probables (Z) de l'ensemble des repères nivelés du barrage et d'évaluer la précision des mesures effectuées.

2.7.6- Mesure des dénivelées

Les mesures de nivellement ont été réalisées conformément à un protocole rigoureux garantissant leur fiabilité et leur précision. Les altitudes des repères nivelés du barrage Tichy Haf sont représentés dans le tableau 2.6.

Tableau 2.8 : Les altitudes l'ensemble des repères nivelés du barrage Tichy Haf

Point	Z (m)
RF 1	307.90
RF 2	310.05
RF 3	305.61
RF 4	286.95
RF 5	285.76
RF 6	286.48
100	286.38
101	288.03
1	285.27
2	285.29
3	285.29
4	285.32
5	285.30
6	285.29
8	285.30
9	285.30
10	285.30
11	285.29
12	285.30
13	285.29
14	285.30
15	285.34
16	287.61

Le tableau 2.9 résume les résultats des déplacements verticaux relevés aux points de surveillance géodésique, dans le cadre du suivi altimétrique de l'aménagement.

Tableau 2.9 : Les résultats des mesures de déplacements verticaux de barrage Tichy Haf

Mesure	Mesure 01		Mesure 02		Mesure 03		Mesure 04	
Ref	Altitude	Dép	Altitude	Dép	Altitude	Dép	altitude	Dép
RF1	307.9078	3.7	307.9043	0.4	307.9025	-0.2	307.9025	-1.4
RF2	310.0534	3.1	310.0500	-0.2	310.0495	-0.7	310.0495	-0.7
RF3	305.6117	3.7	305.6083	0.3	305.6069	-0.1	305.6069	-1.0
RF4	286.9498	0.0	286.9498	0.0	286.9498	0.0	286.9498	0.0
RF5	285.7634	0.0	285.7634	0.0	285.7634	0.0	285.7634	0.0
RF6	286.4792	0.0	286.4792	0.0	286.4792	0.0	286.4792	0.0
100	286.3762	0.0	286.3762	0.0	286.3762	0.0	286.3762	0.0
101	288.0275	1.5	288.0273	1.3	288.0252	0.4	288.0252	-0.8
Aval	Altitude		Altitude		Altitude		Altitude	
1	285.2762	1.3	285.2758	1.0	285.2745	-0.8	285.2748	0.0
2	285.2905	2.5	285.2896	1.7	285.2886	0.8	285.2876	-0.3
3	285.2872	1.7	285.2864	1.0	285.2855	0.1	285.2839	-1.6
4	285.3174	2.2	285.3167	1.6	285.3156	0.5	285.3138	-1.2
5	285.2999	0.9	285.2994	0.5	285.2981	-0.8	285.2969	-2.0
6	285.2891	1.7	285.2887	1.4	285.2872	-0.1	285.2859	-1.4
8	285.3031	1.9	285.3020	0.8	285.3010	-0.1	285.2996	-1.6
9	285.3055	1.3	285.3045	0.3	285.3033	-0.8	285.3017	-2.4
10	285.3049	2.2	285.3043	1.7	285.3031	0.5	285.3018	-0.8
11	285.2936	1.4	285.2930	0.9	285.2922	0.1	285.2907	-1.4
12	285.3065	2.4	285.3060	2.0	285.3054	1.4	285.3040	0.0
13	285.2968	1.7	285.2961	1.1	285.2958	0.7	285.2944	-0.7
14	285.2968	2.4	285.3094	1.7	285.3091	1.4	285.3082	0.4
15	285.3414	0.1	285.3415	0.3	285.3414	0.1	285.3421	0.9
16	287.6170	1.5	287.6171	1.7	287.6162	0.8	287.6161	0.7

Les valeurs mesurées entre repères de référence sont calculées puis reportées, en millimètres, dans un tableau récapitulatif ainsi que sur la figure ci-dessous.

Le graphique étudié met en évidence l'évolution temporelle des déplacements verticaux mesurés sur 16 repères répartis le long de la crête d'une voûte, sur une période couvrant cinq

campagnes de mesure entre mai 2016 et février 2018. La campagne de mai 2016, constitue l'état de référence, car l'ensemble des repères présentent alors des déplacements verticaux nuls, servant ainsi de base pour l'analyse des évolutions ultérieures. À partir de juillet 2016, une élévation significative est enregistrée, avec des déplacements verticaux majoritairement compris entre 1 mm et 2,5 mm, témoignant d'un soulèvement relatif global de la voûte, bien que des irrégularités apparaissent localement, notamment aux repères 6 et 15. En septembre 2016, une légère réduction des valeurs est constatée par rapport à juillet, bien que celles-ci demeurent globalement positives, traduisant un relâchement partiel ou un comportement différé des matériaux. La campagne d'octobre 2016 révèle quant à elle une plus grande hétérogénéité spatiale : certains repères, tels que 3, 4, 10 et 12, maintiennent des élévations notables, tandis que d'autres, comme 6, 9 et 13, affichent un retour vers des valeurs proches de zéro, voire négatives, indiquant l'amorce d'un tassement localisé. Ce changement se confirme en février 2018, où l'on observe un renversement de tendance, avec des déplacements désormais majoritairement négatifs, oscillant entre $-0,5$ mm et $-2,5$ mm, suggérant un affaissement généralisé de la voûte. Ce phénomène pourrait résulter de l'évolution des charges, de variations hydriques ou d'effets différés tels que le fluage ou la relaxation. Il est néanmoins remarquable que les repères 15 et 16 présentent des déplacements proches de zéro, ce qui pourrait traduire une zone de stabilité locale ou de transition. L'analyse globale de ces résultats met en évidence un comportement non homogène de la voûte, marqué par des cycles successifs de soulèvement et de tassement, révélateurs d'une instabilité structurelle potentielle. La cinématique verticale observée semble ainsi être influencée par plusieurs facteurs, tels que la déformabilité des appuis, des hétérogénéités géométriques ou matérielles de la maçonnerie, des sollicitations asymétriques (climatiques ou anthropiques), ou encore des effets différés dans le temps (retrait, fluage, consolidation des sols). Dès lors, ce suivi temporel souligne la nécessité d'une surveillance continue de l'ouvrage. L'évolution des déplacements verticaux observée sur la période 2016–2018 justifie pleinement la mise en œuvre de mesures préventives ou correctives, notamment dans les zones présentant des comportements différenciés. Enfin, des investigations complémentaires, telles que des modélisations numériques ou des analyses de caractérisation des matériaux, permettraient d'affiner la compréhension mécanique des phénomènes observés.

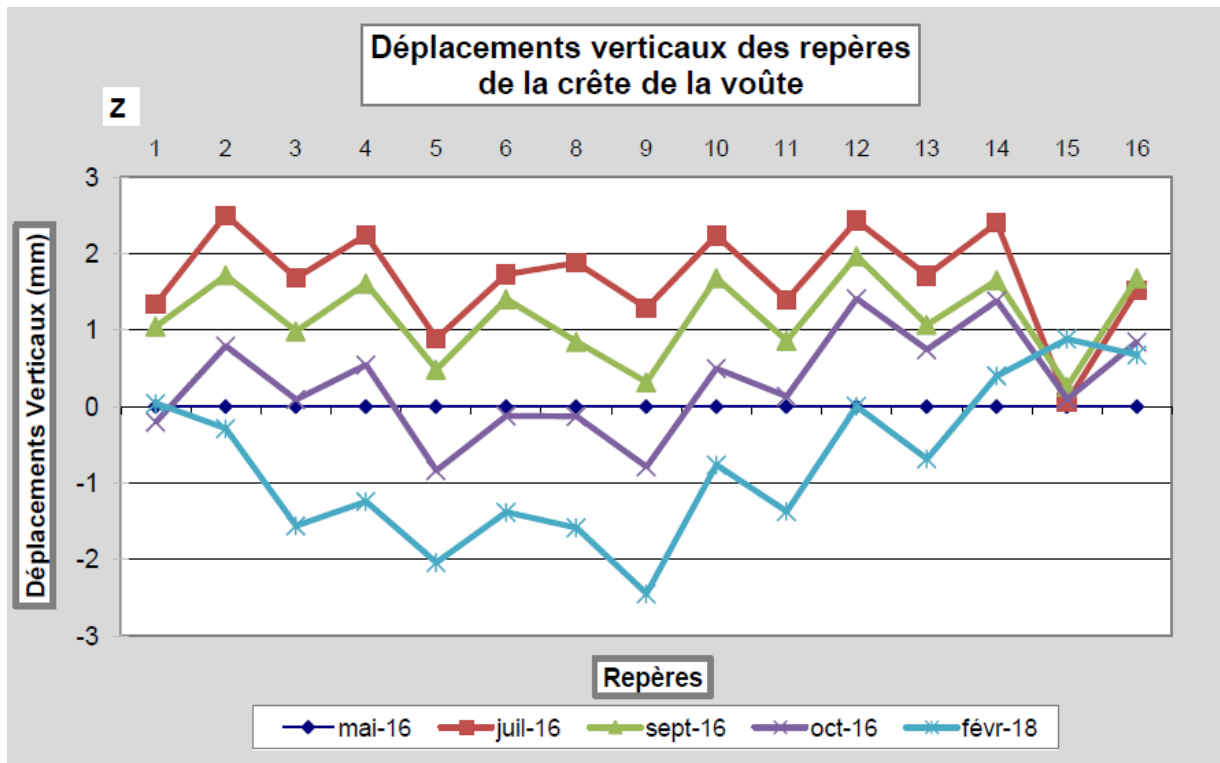


Figure 2.15 : Graphe des déplacements verticaux des repères de la crête de la voûte

2.8- Barrage Mahouane :

Le barrage de Mahouane (figure 2.11) est implanté sur l'oued Guessar, un affluent de l'oued Bou Sellam, au nord-est de la localité d'El Mahouane, à environ 8 km au nord-ouest de la ville de Sétif. Cet ouvrage hydraulique, d'une hauteur maximale de 76 mètres par rapport au terrain naturel, est conçu pour assurer une capacité de retenue de 148 millions de mètres cubes (hm^3) lorsque son niveau atteint l'altitude normale de 1146,30 mètres NGA.

Ce projet s'inscrit dans le cadre du « Système-Ouest », un programme stratégique visant à optimiser la gestion des ressources hydriques en transférant annuellement près de 118 hm^3 d'eau des régions septentrionales vers les zones méridionales. L'objectif principal est double : d'une part, soutenir l'irrigation de 13 000 hectares de terres agricoles, et d'autre part, renforcer l'approvisionnement en eau potable de la ville de Sétif et des localités environnantes.

La répartition des volumes d'eau mobilisés est ainsi définie :

30 hm^3 sont destinés à l'alimentation en eau potable, garantissant un approvisionnement stable et sécurisé pour la population.

88 hm^3 sont alloués à l'irrigation agricole, favorisant le développement et la pérennisation des activités agricoles dans la région.

L'aménagement du barrage de Mahouane constitue donc une infrastructure essentielle pour la gestion intégrée des ressources en eau, contribuant à la sécurisation de l'approvisionnement en eau et au développement socio-économique du territoire.



Figure 2.16 : L'aménagement du barrage de Mahouane

L'aménagement du barrage comprend principalement les ouvrages suivants :

Barrage en enrochement avec un noyau étanche en argile.

Tour de prises d'eau amont immergée.

Galerie de dérivation, initialement conçue pour la construction et ultérieurement transformée pour assurer les fonctions suivantes :

Vidange de fond en partie supérieure.

Transfert des eaux destinées à l'alimentation en eau potable via une conduite de 600 mm de diamètre.

Transfert des eaux destinées à l'irrigation via une conduite de 1400 mm de diamètre. Ces deux conduites sont bétonnées dans la partie inférieure de la galerie.

2.9- Caractéristiques Techniques de la Digue

Dimensions Générales

Cote de la crête : 1149,00 NGA

Largeur de la crête : 7 m

Longueur en crête : 884 m

Cote de plus haute eau (PHE) : 1146,70 NGA

Cote de la retenue normale (RN) : 1146,30 NGA

Hauteur maximale sur terrain naturel : 76 m

Hauteur maximale sur fondation : 88 m

Parement Amont

Pente du talus amont : 2H/1V

Couche de protection en enrochement (rip rap) : épaisseur de 1,0 m

Parement Aval

Pente du talus entre les cotes 1149,00 et 1090,00 : 2H/1V

Pente du talus entre la cote 1090,00 et le fond de fouille : 3H/1V

Couche de protection en enrochement : épaisseur de 1,0 m

Largeur maximale en pied du profil du barrage : 340 m

2.10- Etude géologique et géotechnique :

Les conditions de fondation varient selon les zones :

Fond de vallée :

La fondation est constituée, en profondeur, de marnes saines sous-jacentes à une couche de marnes fracturées (dues à la décompression) d'environ 4 mètres d'épaisseur. Cette couche est elle-même recouverte par des alluvions argilo-limoneuses sur une épaisseur moyenne de 9 mètres.

Rive droite :

Jusqu'à la cote 1125 NGA, la fondation se compose de marnes argileuses fracturées, recouvertes d'alluvions, de colluvions ou d'argiles sur environ 9 mètres d'épaisseur moyenne. Au-delà de cette altitude, des affleurements de calcaires sont observés.

Rive gauche :

La fondation repose sur des marnes fortement altérées sur une grande hauteur, recouvertes d'alluvions et de colluvions. Ces dernières sont sensiblement plus graveleuses que celles observées au fond de vallée et sur la rive droite, avec une épaisseur moyenne d'environ 12 mètres.

Le site de Mahouane présente des défis géologiques notables, notamment :

L'étanchéité des rives :

En particulier sur la rive droite, la réalisation d'un voile d'étanchéité en profondeur sera nécessaire pour limiter les risques de fuites et assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation du barrage :

Les alluvions et colluvions recouvrant le substratum présentent de faibles caractéristiques mécaniques, notamment en cisaillement. Leur remplacement est indispensable afin de per-

mettre une assise stable du barrage sur le substratum composé de marnes et de marno-calcaires.

2.11- Etude géotechnique :

2.11.1 Matériaux de fondation du barrage

Matériaux Meubles :

Les matériaux meubles, qu'il s'agisse d'alluvions ou de colluvions, ont présenté globalement des caractéristiques géotechniques médiocres. En effet, ils se sont révélés faiblement résistants au cisaillement et fortement compressibles. L'hypothèse d'une fondation du barrage sur de tels matériaux aurait conduit à l'adoption de talus très peu pentus, tout en engendrant des risques notables de tassements importants.

Par ailleurs, ces sols, majoritairement argileux, ont montré une propension à développer des pressions interstitielles élevées au sein de leur masse, notamment lors de la montée des remblais. Cette situation aurait pu rendre le cas de charge correspondant à la « fin de construction » particulièrement dimensionnant, voire pénalisant pour la stabilité globale de l'ouvrage.

En considération de ces contraintes, et compte tenu du type de barrage retenu (en enrochements), il a été jugé nécessaire de procéder à l'excavation complète des matériaux meubles de couverture sur l'ensemble de l'emprise du barrage.

En contrepartie, il a été observé que les matériaux extraits présentaient des caractéristiques similaires à celles des argiles prélevées dans la zone d'emprunt de la cuvette. De ce fait, leur réutilisation dans la réalisation du noyau central du barrage a été envisagée favorablement.

Pour les besoins des calculs de stabilité, les paramètres géotechniques suivants ont été adoptés

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 20^\circ \text{ (angle de frottement interne effectif faible)}$$

2.11.2 matériaux du remblai du barrage

Argile a noyau :

La zone d'emprunt envisagée pour fournir l'argile à noyau est implantée en rive droite de la cuvette à environ 150 m de l'axe du barrage, en bordure de l'oued Guessar. D'après la carte géologique régionale, la zone d'emprunt serait implantée à la fois dans les alluvions de l'oued et dans les colluvions de pente. Par ailleurs, l'enlèvement de la totalité des matériaux meubles sous l'emprise du barrage permet de disposer d'un volume important de matériaux quasiment identiques à ceux de la zone d'emprunt de la cuvette, et qui pourront être réutilisés dans le noyau étanche.

Les analyses de sédimentométrie montrent que l'on est en présence de limons fortement argileux fortement carbonatés plutôt qu'à des argiles pures.

En phase faisabilité le problème majeur posé par les argiles de la cuvette était l'écart relativement important (5% environ) existant entre la limite de plasticité (qui est proche de la teneur en eau naturelle, de l'ordre de 25%) et la teneur en eau à l'optimum Proctor (de l'ordre de 20%). Des essais complémentaires en phase APD ont confirmé ce fait. Dans ces conditions, il faudra réaliser de fréquents contrôles des limites d'Atterberg, et de l'optimum Proctor, lors des travaux.

Suite aux résultats des essais mécaniques réalisés sur ces argiles, nous retiendrons pour les études d'APD, les valeurs de dimensionnement suivantes :

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 22^\circ$$

Grès de la nappe numidienne :

Les essais d'identification et les essais mécaniques réalisés sur les grès de la nappe numidienne indiquent une matrice relativement dense, bien que les caractéristiques mécaniques demeurent globalement moyennes (résistance à la compression RC = 577 bars, coefficient Los Angeles LA = 78, coefficient micro-Deval MDE = 65). En raison de leur nature friable, ces matériaux ne conviennent pas aux utilisations en tant que protection en enrochements (rip-rap), filtres ou drains. Néanmoins, les essais de fragmentation dynamique (essai de sautage) ont montré que ces grès ne se désagrègent pas en sable, ce qui permet d'envisager leur emploi comme matériau de recharge en enrochements pour le barrage.

Les paramètres géomécaniques retenus sont les suivants :

$$c = 0 \text{ kPa} ; \varphi = 40^\circ.$$

Calcaire pour le rip-rap, drains et filtres :

La carrière de calcaire actuellement en exploitation est située à environ 2,5 km à l'ouest du site du barrage, au nord-ouest de la localité de Mahouane. Les calcaires extraits se caractérisent par une densité élevée et des propriétés mécaniques moyennes, comparables à celles des grès, mais avec une friabilité nettement moindre. Les essais ont permis de déterminer les valeurs suivantes : résistance à la compression (RC) de 483 bars, coefficient Los Angeles (LA) de 21,8 et micro-Deval (MDE) de 22,8. Sur le plan géomécanique, les paramètres de cisaillement sont estimés à une cohésion C nulle (0 kPa) et un angle de frottement interne φ de 45°

2.12- Etude topographique :

D'un point de vue topographique, le site du barrage de Mahouane présente un relief relativement doux. Le talweg de l'oued Guessard a une pente faible d'environ 1 %. Au niveau de

l'axe du barrage projeté, la vallée s'élargit pour atteindre environ 200 m en fond. Les pentes des rives varient : 15° en rive gauche et 14° en rive droite, se redressant jusqu'à 40° entre les altitudes 1125 et 1150 NGA. En rive droite, un éperon situé en aval sert de butée naturelle au barrage. La crête du barrage aura une longueur développée totale d'environ 884 m.

2.13- Choix du type de barrage

Les conditions topographiques et géologiques, notamment la présence d'une fondation souple, ainsi que la disponibilité des matériaux à proximité, ont conduit au choix d'un barrage en remblai zoné. Celui-ci est constitué :

D'un noyau central en argile, garantissant l'étanchéité,

De filtres et drains, assurant la stabilité,

De recharges en enrochements (amont et aval) pour le renforcement.

L'argile utilisée pour le noyau provient d'une zone d'emprunt située en rive droite de la cuvette.

2.14- Géométrie du barrage :

La conception géométrique du barrage présentée dans cette section résulte d'un processus itératif rigoureux, affiné progressivement en fonction de l'avancement des études techniques et des analyses de stabilité. Plusieurs configurations ont été envisagées, et le choix final, décrit ci-après, repose sur un compromis optimal entre sécurité, faisabilité technique et performance hydraulique, tel que démontré par les calculs de stabilité réalisés.

La crête du barrage est implantée à la cote 1149,00 m (référentiel NGA), avec une largeur de 7 mètres. L'ouvrage présente une structure en remblai homogène, doté de talus en pente simple en amont et en aval, avec un profil incliné de 2H/1V. Ces talus sont stabilisés par des banquettes (risbermes) de dimensions variables selon les profils transversaux considérés.

La hauteur maximale du barrage, mesurée depuis la fondation jusqu'à la base du noyau, atteint environ 90 mètres. L'assise de fondation est implantée après décapage complet du terrain naturel, permettant l'élimination des alluvions et colluvions pour atteindre des formations marneuses saines au fond de la vallée, et des marnes altérées ou argileuses en rives droite et gauche. Le noyau central, en argile, est conçu avec des pentes de 0,25H/1V en amont et en aval.

Les recharges amont et aval sont réalisés à partir d'enrochements en grès issus de la formation numidienne. Le parement amont bénéficie d'une protection en enrochement calcaire, complétée par une couche de rip-rap assurant la stabilité des matériaux en place. Le parement aval est protégé par une couche d'enrochement calcaire de 1 mètre d'épaisseur.

La transition entre les recharges en grès et le noyau est assurée, en amont, par un filtre et un drain en calcaire concassé, et en aval par une tri-couche (filtre + drain + filtre) également constituée de calcaire concassé, avec des granulométries adaptées à chaque fonction. Sur les deux rives, cette tri-couche se prolonge sous la recharge aval jusqu'au contact du terrain naturel décapé, rejoignant le fossé de récupération en aval.

Au fond de la vallée, un tapis drainant en calcaire à forte perméabilité, de 14,50 m d'épaisseur et 70 m de largeur, est mis en place sous la recharge aval afin d'assurer un drainage efficace.

Les écoulements de fuite sont collectés par une galerie de pied longeant l'extrémité aval du tapis drainant, puis évacués vers l'aval du barrage par une seconde galerie, implantée en tranchée dans l'axe de l'oued. Ces eaux sont ensuite rejetées par gravité à environ 550 mètres en aval, dans l'oued Guessar, au moyen d'une conduite enterrée de diamètre nominal 500 mm.

2.15- Auscultation barrage Mahouane

Dans le cadre de l'auscultation des barrages en exploitation, le groupement des bureaux d'études COYNE BELLIER-SAFEGE (France), en collaboration avec l'entreprise CHINA INTERNATIONAL WATER ELECTRIC CORP, a réalisé les mesures 01 et 05 du barrage de Mahouane.

L'objectif de ce rapport est de rendre compte des conditions de réalisation des mesures et d'évaluer la représentativité des résultats obtenus. Il décrit successivement :

La mesure de planimétrie,

La mesure de nivellement.

Chaque mesure comprend :

Les conditions dans lesquelles elle a été effectuée,

Les visées réalisées,

Les hypothèses de dépouillement adoptées,

Les résultats obtenus.

Le canevas d'auscultation topométrique du barrage a été élaboré par le groupement des bureaux d'études COYNE BELLIER-SAFEGE (France) et réalisé par l'entreprise CHINA INTERNATIONAL WATER ELECTRIC CORP.

2.15.1 Dispositif Planimétrique :

Le réseau est composé de 08 piliers planimétriques, ils sont constitués d'une buse cylindrique sur laquelle est scellée une plaque de centrage en bronze pouvant recevoir soit un théodolite soit une cible conique. Ces piliers de planimétrie sont répartis comme suit :

Piliers :

Piliers I situé sur la Rive Gauche, côte 1164.28m
Piliers II situé en aval Rive Droite, côte 1167.85m
Piliers III situé en crête Rive Gauche, côte 1153.16m
Piliers IV situé en crête Rive Droite, côte 1153,44m
Piliers V situé en aval Rive Gauche, côte 1128.28m
Piliers VI situé en aval Rive Droite, côte 1142.27m
Piliers VII situé en aval Rive Gauche, côte 1164.46m
Piliers XI situé en amont Rive Gauche, côte 1153.85m



Figure 2.17 : Piliers de planimétrie

Les déplacements en planimétrie XY (radiaux et tangentiels) du barrage vont être suivis à partir des 36 repères planimétriques, ils sont matérialisés par des repères à douilles à lisses et se répartissent comme suit :

Aval

- 19 repères sur la crête aval à la côte 1152m.
- 08 repères sur le parement aval (1ère ligne) à la côte 1127m.
- 05 repères sur le parement aval (2ème ligne) à la côte 1107m.
- 03 repères sur le parement aval (3ème ligne) à la côte 1092m.
- 01 repère au pied du barrage aval à la côte 1083m.



Figure 2.18 : Repères planimétriques

Divers :

Pilier IX et Pilier X sont de grande portée de distance.

Pilier VIII est inaccessible en raison des travaux et de la pluie, rendant le chemin glissant.

Pilier XII a été éliminé car les repères amont sont contrôlés en altimétrie.

Les 19 repères installés sur le parement amont du bloc de béton sont posés et non scellés à la crête. Les repères amont sont utilisés pour la mesure altimétrique.

2.15.2 Mesure de Planimétrie

2.15.2.1- Matériels utilisés :

La campagne de mesures planimétriques a été réalisée à l'aide d'un théodolite de précision de type TC2003 de marque LEICA, appartenant à la classe sigma $\pm 1,5$ décimigrades (soit environ 0,5 seconde d'arc). L'appareil présente une précision de 1 mm + 1 ppm pour la mesure des distances.

Les cibles utilisées sont des cibles coniques, spécialement conçues pour les repères de type « douille lisse protégée », assurant une excellente stabilité et reproductibilité des points visés.

2.15.2.2- Mode opératoire :

La mesure a été effectuée conformément aux exigences du CSTP (Code des Spécifications Techniques Particulières), qui encadre les méthodes et tolérances applicables aux travaux topographiques dans le cadre des ouvrages d'art et d'aménagements hydrauliques.

Le réseau de planimétrie a été spécifiquement conçu et optimisé pour répondre aux besoins du suivi topographique du barrage de Mahouane. Il a été élaboré à l'occasion de cette campagne de mesure afin de garantir la précision et la stabilité des observations géodésiques.

Logiciel :

Le traitement des mesures a été réalisé à l'aide du logiciel spécialisé en auscultation topométrique Land Surveyor 2.1.

Hypothèses

Les coordonnées approximatives des points ont été déterminées lors de cette mesure initiale, réalisée au moyen d'un levé topographique ordinaire.

L'analyse des données a été conduite en considérant les piliers P_I, P_VII et P_XI comme points fixes, servant ainsi de référence pour l'ensemble du réseau.

Par ailleurs, deux mesures de base de précision ont été réalisées afin de permettre une mise à l'échelle rigoureuse du réseau géodésique :

Entre le pilier II et le pilier I (mesure aller et retour),

Entre le pilier II et le pilier VI (mesure aller et retour).

Le tableau ci-dessous récapitule les coordonnées des points ainsi que les résultats des déplacements horizontaux observés.

Tableau 2.10 : Les résultats de déplacement horizontal de barrage Mahouane

Mesure 01			Mesure 02			Radial	Tangential
Point	X (m)	Y (m)	Point	X (m)	Y (m)	Dx	Dy
P_I	1506.1593	4993.8839	P_I	1506.1750	4993.8675	-15.8	16.3
P_II	2449.9095	4994.1386	P_II	2449.9095	4994.1386	0.0	0.0
P_III	1784.0696	4990.4172	P_III	1784.0820	4990.4045	-12.4	12.7
P_IV	2183.5028	4992.3202	P_IV	2183.5238	4992.2917	-21.0	28.5
P_V	1785.0608	5143.1000	P_V	1785.0777	5143.0882	-16.9	11.8
P_VI	2247.6913	5154.6276	P_VI	2247.6959	5154.6216	-4.6	6.0
P_VII	1637.7232	5291.7489	P_VII	1637.7232	5291.7489	0.0	0.0
P_XI	1475.1103	4844.1527	P_XI	1475.1103	4844.1527	0.0	0.0
Repère crête aval							
46	2374.8803	4999.6834	46	2374.8991	4999.6810	-18.7	2.4
2	2320.4512	4999.3788	2	2320.4723	4999.3735	-21.1	5.2
48	2284.8965	4999.2808	48	2284.9174	4999.2654	-20.8	15.4
4	2245.1698	4999.0954	4	2245.1975	4999.0818	-27.7	13.6
50	2209.8949	4999.0134	50	2209.9203	4998.9897	-25.5	23.7
6	2174.8992	4998.8575	6	2174.9231	4998.8332	-23.9	24.2
52	2136.4269	4998.6817	52	2136.4427	4998.6498	-15.8	31.9
8	2097.5646	4998.4627	8	2097.5646	4998.4221	0.0	40.7
54	2047.0768	4998.3786	54	2047.0813	4998.3075	-4.5	71.1
10	2000.0747	4998.1267	10	2000.0419	4998.0724	32.7	54.3
56	1950.0800	4997.8848	56	1950.0639	4997.8285	16.1	56.3
12	1899.8332	4997.5323	12	1899.8573	4997.5221	-24.1	10.2
58	1848.6357	4997.2881	58	1848.6274	4997.2791	8.3	9.1
14	1796.0311	4996.9989	14	1796.0366	4996.9837	-5.5	15.2
60	1750.0761	4996.7819	60	1750.0853	4996.7768	-9.1	5.1
16	1704.7598	4996.5482	16	1704.7702	4996.5338	-10.3	14.4
62	1669.0593	4996.3701	62	1669.0819	4996.3668	-22.6	3.3
18	1631.3761	4996.7876	18	1631.3761	4996.7736	0.0	14.0

64	1579.6577	5014.8035	64	1579.6890	5014.7945	-31.3	9.0
Repères 1er ligne aval							
19	2324.1541	5047.2934	19	2324.1555	5047.2966	-1.4	-3.2
20	2248.9253	5047.0104	20	2248.9398	5047.0072	-14.5	3.3
21	2174.8116	5046.6972	21	2174.8342	5046.6847	-22.6	12.5
22	2092.9881	5046.5575	22	2093.0032	5046.5323	-15.1	25.2
23	2003.5453	5046.1168	23	2003.5580	5046.0905	-12.7	26.3
24	1904.1545	5045.5144	24	1904.1507	5045.4972	3.8	17.2
25	1773.2563	5024.6685	25	1773.2735	5024.6576	-17.2	10.9
26	1699.8076	5024.3517	26	1699.8489	5024.3432	-41.3	8.5
Repères 2 éme ligne aval							
27	2174.8210	5086.8084	27	2174.8338	5086.8013	-12.7	7.1
28	2092.9289	5086.6623	28	2092.9499	5086.6419	-21.0	20.4
29	2003.4242	5086.2895	29	2003.4538	5086.2617	-29.6	27.8
30	1903.9351	5085.6790	30	1903.9613	5085.6597	-26.2	19.4
31	1791.0138	5090.2421	31	1791.0028	5090.2227	11.0	19.4
Repères 3 éme ligne aval							
32	2092.0799	5203.4957	32	2092.1379	5203.4950	-58.0	0.6
33	2002.7625	5202.9719	33	2002.7459	5202.9604	16.6	11.4
34	1903.1105	5202.5293	34	1903.1179	5202.5136	-7.4	15.8
Repères pied barrage							
35	2002.6590	5230.3233	35	2002.6692	5230.3105	-10.2	12.8

Le graphe présenté à la figure 2.19 illustre l'évolution des déplacements radiaux et tangentiels enregistrés au niveau des repères situés sur la crête du barrage. On observe que les déplacements tangentiels sont globalement plus importants que les déplacements radiaux, avec des valeurs atteignant un maximum de 70 mm autour du repère 54. Cette zone semble donc soumise à des sollicitations tangentielles significatives, possiblement en lien avec des contraintes structurelles ou une configuration géométrique particulière du barrage.

En ce qui concerne les déplacements radiaux, la majorité des repères indique des valeurs négatives, traduisant un mouvement dirigé vers l'intérieur de l'ouvrage. Néanmoins, une inversion ponctuelle de cette tendance est observée au niveau des repères 54 et 56, où les déplacements deviennent positifs et atteignent un maximum avoisinant les 35 mm. Ce comportement atypique pourrait traduire un phénomène de gonflement localisé de la structure, ou encore une réponse différée aux sollicitations hydrauliques.

L'analyse conjointe des deux types de déplacement met en évidence une zone critique autour des repères 50 à 56, où les variations sont les plus marquées, tant en termes de déplacement radial que tangentiel. Cette observation suggère la nécessité d'approfondir l'étude de ce secteur à travers des modélisations numériques ou des campagnes de mesures complémentaires, en vue d'évaluer la stabilité structurelle de la crête du barrage dans cette zone sensible.

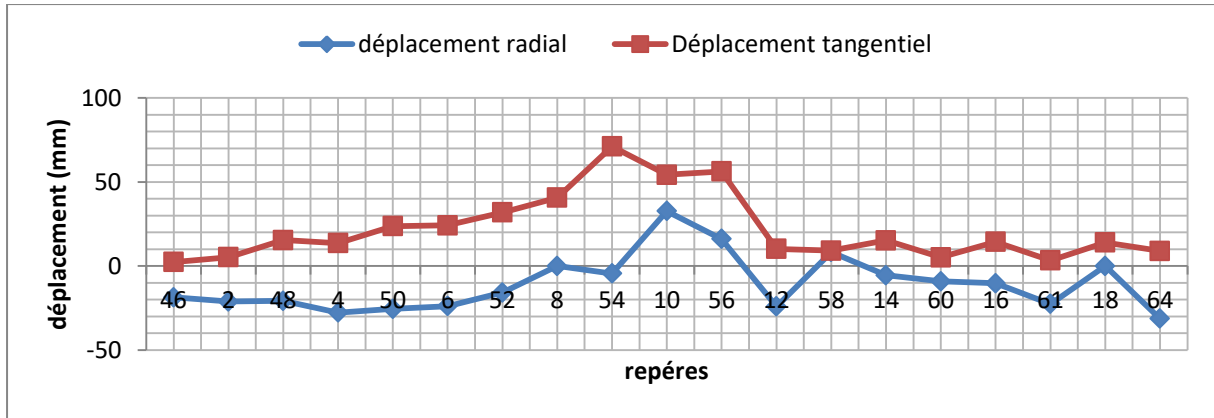


Figure 2.19 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels des repères de la crête du barrage

Les figures 2.20, 2.21 et 2.22 illustrent les déplacements radiaux et tangentiels enregistrés sur trois groupes des repères situés respectivement sur la première, deuxième et troisième ligne aval du barrage. Ces données, exprimées en centimètres, permettent de caractériser le comportement différentiel de l'ouvrage face aux sollicitations mécaniques et environnementales. Les déplacements radiaux traduisent un mouvement perpendiculaire à la surface courbe du barrage, souvent en lien avec la poussée hydrostatique et les phénomènes de fluage, tandis que les déplacements tangentiels reflètent des glissements ou torsions autour de l'axe de courbure, associés aux contraintes de cisaillement ou aux ajustements différentiels.

Le graphique relatif au repère 1 révèle une croissance progressive des déplacements tangentiels jusqu'au repère 23, culminant à environ 30 cm, suivie d'une décroissance modérée. Cette variation laisse penser à une réponse dynamique liée à la variation de charge hydrostatique ou à une redistribution interne des contraintes. Les déplacements radiaux, en revanche, présentent une évolution inverse, décroissant jusqu'à environ -40 cm au repère 25. Cette opposition pourrait indiquer un mouvement de bascule ou une interaction complexe entre la poussée de l'eau et les caractéristiques géométriques locales. L'évolution des deux types de déplacement semble également souligner une anisotropie dans la réponse structurale du barrage.

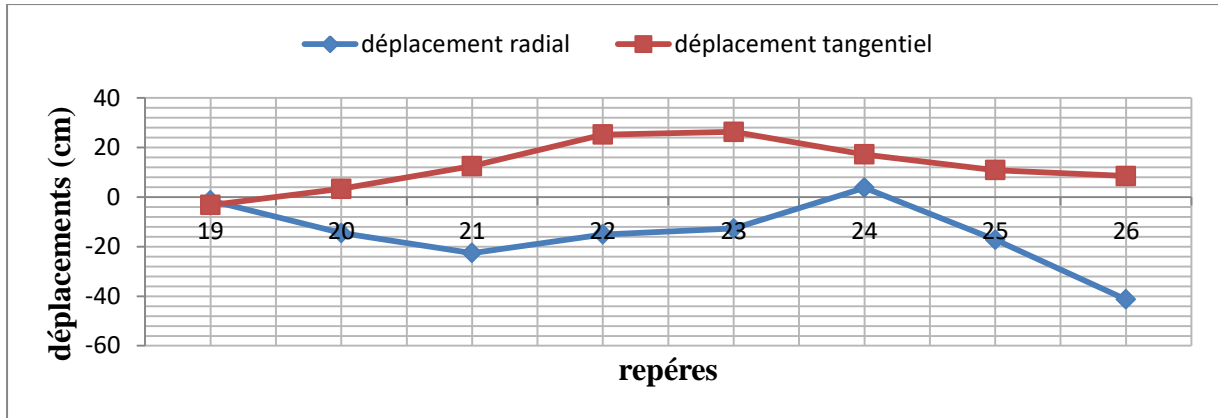


Figure 2.20 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 1 er ligne aval de barrage

Les données du repère 2 mettent en évidence des déplacements tangentiels relativement stables, oscillant entre 15 et 30 cm. Cette constance peut être interprétée comme une indication d'un comportement homogène sous contrainte tangentielle. Toutefois, les déplacements radiaux montrent une courbe en U, avec un minimum d'environ -30 cm au repère 29 et une remontée vers 20 cm au repère 31. Cette inversion de tendance pourrait résulter d'un effet de relaxation structurelle ou d'un mécanisme de redistribution des charges vers les appuis latéraux, en cohérence avec des modèles de comportement viscoélastique ou d'hétérogénéité de rigidité locale.

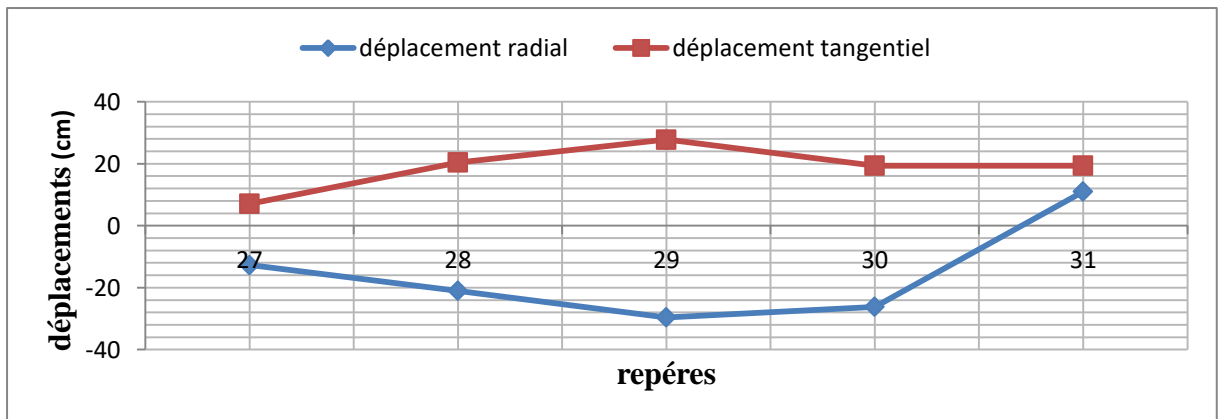


Figure 2.21 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 2 ème ligne aval de barrage

Le repère 3 présente un comportement particulièrement contrasté. Le déplacement radial atteint un minimum très marqué de près de -70 cm au repère 32, suivi d'une remontée brutale à 10 cm au repère 33. Ce saut de 80 cm sur une courte distance suggère soit un artefact de mesure, soit un mouvement localisé intense pouvant être dû à une discontinuité structurale (joint de dilatation, zone fissurée, ou zone de moindre cohésion). Les déplacements tangentiels sont

quant à eux modérés et stables, oscillant entre 5 et 15 cm, traduisant une moindre sollicitation en cisaillement dans cette zone.

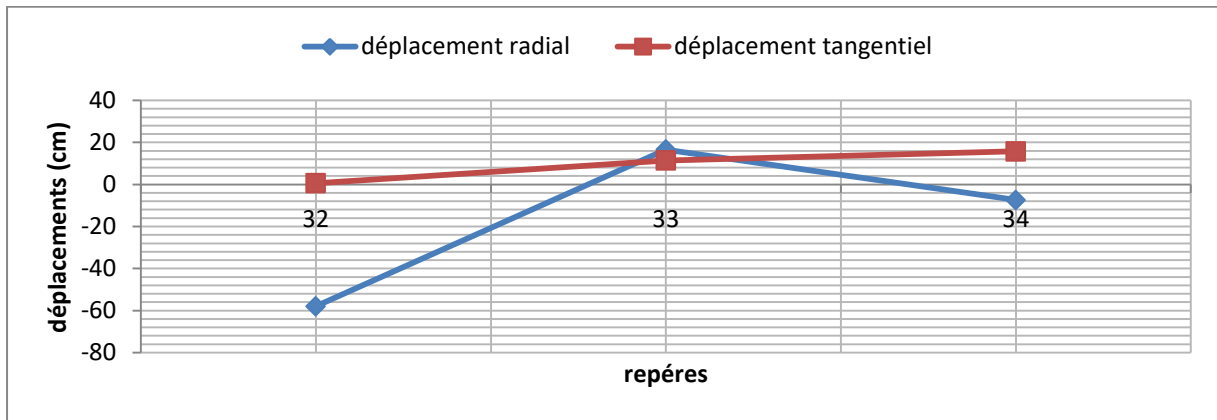


Figure 2.22 : Graphe des déplacements radiaux et tangentiels de repère 3ème ligne aval de barrage

Les données analysées mettent en évidence une variabilité significative des réponses mécaniques selon la localisation des repères. Cette hétérogénéité peut s'expliquer par plusieurs facteurs, notamment :

La géométrie du barrage et son interaction avec le terrain d'assise ;

La variation des propriétés mécaniques des matériaux de construction ou du substrat rocheux

La présence de joints, fissures ou discontinuités locales non décelables à l'échelle macroscopique.

L'analyse des déplacements révèle des zones potentiellement critiques nécessitant une surveillance renforcée, en particulier autour des repères 25 et 32. Ces observations soulignent l'intérêt d'une modélisation numérique par éléments finis, permettant de valider les hypothèses de déformation, de prédire d'éventuels mécanismes d'endommagement progressif, et d'améliorer le diagnostic structurel global de l'ouvrage.

2.15.3 Dispositif altimétrique :

Le dispositif altimétrique repose sur 12 repères de référence, répartis comme suit :

Rive Gauche :

R1, R2 et R3 situés en rive gauche, à proximité du foyer.

R10, R11 et R12 nouvellement implantés par l'A.N.B.T au niveau de la route menant aux bureaux du chantier.

Rive Droite :

R7, R8 et R9 situés en rive droite, le long de la crête, en direction du pilier II.

Remarque Important :

Les repères R4, R5 et R6, implantés en aval en face de la base vie de l'entreprise, ont été détruits lors de la réalisation de la station de pompage.



Figure 2.23 : Repères de référence altimétrique

Les déplacements verticaux de l'ouvrage ont été mesurée à partir des 64 repères de déformation de type douille lisse, répartis comme suit :

En AVAL

19 repères sur la crête aval à la côte 1152m.

08 repères sur le parement aval (1ère ligne) à la côte 1127m.

05 repères sur le parement aval (2ème ligne) à la côte 1107m.

03 repères sur le parement aval (3ème ligne) à la côte 1092m.

01 repère au pied du barrage aval à la côte 1083m.

En AMONT : 19 repères sur la crête amont à la côte 1153m.



Figure 2.24 : Repères de déformation

2.15.4- Mesure de nivellement

2.15.4.1- Matériels utilisés :

Les mesures altimétriques ont été effectuées à l'aide d'un niveau optique de précision LEICA NA2, de classe sigma $\pm 0,3$ mm/km en cheminement double, équipé d'un micromètre à lames à faces parallèles GPM3.

Le dispositif de visée comprend :

Des mires en invar de 2 m et 3 m,

Des tétons de centrage adaptés aux repères à douilles lisses protégées, d'une épaisseur $e = 14,5$ mm.

2.15.4.2- Mode opératoire :

La campagne de mesure a été conduite conformément aux exigences du CSTP (Cahier des Spécifications Techniques Particulières), qui définit les méthodes normalisées, les tolérances admissibles et les conditions de mise en œuvre des mesures topographiques, en particulier pour les ouvrages hydrauliques et les structures de génie civil.

Dans ce cadre, les levés altimétriques appliqués au barrage de Mahouane ont respecté rigoureusement les dispositions du CSTP, notamment en ce qui concerne :

La stabilité du matériel,

Les conditions climatiques admissibles,

Les règles de cheminement double, et la répétitivité des mesures

Logiciel :

Le dépouillement a été effectué à l'aide du logiciel spécialisé dans le traitement des mesures auscultation topométrique : « Land Surveyor 2.1 »

Hypothèse :

La mesure altimétrique a été dépouillée par compensation, selon la procédure suivante :

Fixation de l'altitude du repère de référence NGA R1, situé en rive droite à proximité du foyer, à la cote de 1158,7195 m.

À partir de ce point de référence, le dépouillement de l'ensemble du canevas altimétrique a été réalisé, en appliquant les méthodes de compensation classiques, assurant la minimisation des erreurs systématiques et accidentelles.

Le tableau 2.6 présente une synthèse des coordonnées des points de mesure ainsi que les déplacements verticaux observés dans le cadre du suivi altimétrique.

Tableau 2.11 : Les résultats de déplacement verticaux de barrage Mahouane

N° Mesure	Zéro (M0)	(M3)	(M4)	(M5)	Mesure 1 M4-M3	Mesure 2 M4 - M0	Mesure 3 M5 - M0
Repères de references							
R1	1158.7195	1158.7189	1158.7195	1158.7195	0.6	0.0	0.0
R2	1159.0396	1159.0396	1159.0396	1159.0396	0	0.0	0.0
R3	1160.0108	1160.0107	1160.0108	1160.0108	0.1	0.0	0.0
R4	1076.3608	1076.3166	1076.3608	-	44.2	0.0	-
R5	1077.0107	1076.968	1077.0107	-	42.7	0.0	-
R6	1077.9463	1077.9024	1077.9463	-	43.8	0.0	-
R7	1164.6247	1164.6253	1164.6247	1164.6136	-0.6	0.0	-11.0
R8	1168.8364	1168.838	1168.8364	1168.8249	-1.6	0.0	-11.5
R9	1172.7016	1172.7037	1172.7016	1172.6889	-2.1	0.0	-12.7
R10	-	-	-	1108.0884	-	0.0	0.0
R11	-	-	-	1108.6053	-	0.0	0.0
R12	-	-	-	1109.2707	-	0.0	0.0
Repère crête amont							
63	1152.558	1152.5592	1152.5641	1152.5709	4.9	6.0	12.9
17	1152.7249	1152.7128	1152.7111	1152.7085	-1.7	-13.8	-16.4
61	1152.7854	1152.7597	1152.7516	1152.7404	-8	-33.8	-45.0
15	1152.8159	1152.7821	1152.762	1152.7409	-20.1	-54.0	-75.0
59	1152.8674	1152.8188	1152.7797	1152.7464	-39.1	-87.7	-121.1
13	1152.9334	1152.8656	1152.8068	1152.7592	-58.8	-126.6	-174.2
57	1152.9980	1152.9054	1152.8146	1152.7484	-90.9	-183.4	-249.6
11	1153.0360	1152.9097	1152.7772	1152.6869	-132.5	-258.8	-349.1
55	1153.0790	1152.9295	1152.7602	1152.6475	-169.3	-318.7	-431.4
9	1153.1275	1152.9633	1152.7635	1152.6367	-199.8	-364.0	-490.8
53	1153.1875	1153.0274	1152.8294	1152.7016	-198	-358.1	-485.9
7	1153.1765	1153.0085	1152.8043	1152.6702	-204.2	-372.2	-506.3

Chapitre II: Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés

51	1153.1930	1153.0321	1152.8371	1152.7053	-195	-355.9	-487.7
5	1153.1875	1153.0452	1152.8806	1152.7601	-164.6	-306.9	-427.4
49	1153.1430	1153.0248	1152.8985	1152.7908	-126.3	-244.5	-352.2
3	1153.0610	1152.9609	1152.8667	1152.7782	-94.3	-194.4	-282.8
47	1153.0170	1152.934	1152.8597	1152.7943	-74.3	-157.3	-222.8
1	1152.9421	1152.8701	1152.8083	1152.7610	-61.8	-133.7	-181.0
45	1152.7565	1152.7308	1152.7158	1152.6991	-15	-40.7	-57.4
Repères parement amont							
44	1119.9869	1119.9761	1120.0001	-	23.9	13.1	-
43	1127.9899	1127.9803	1127.9989	-	18.6	9.0	-
42	1117.9794	1117.9698	1117.9918	-	22.1	12.4	-
41	1117.6954	1117.6689	1117.685	-	16.1	-10.4	-
40	1117.6024	1117.5626	1117.5736	-	11	-28.8	-
39	1117.6144	1117.5817	1117.5946	-	12.9	-19.8	-
38	1117.6299	1117.6023	1117.6199	-	17.5	-10.1	-
37	1117.8694	1117.839	1117.8638	-	24.8	-5.7	-
36	1117.9674	1117.9516	1117.9782	-	26.6	10.8	-
Repère crête aval							
46	1151.9271	1151.898	1151.8818	1151.8649	-16.3	-45.4	-62.2
2	1152.1391	1152.0692	1151.997	1151.9429	-72.2	-142.1	-196.2
48	1152.192	1152.1124	1152.0289	1151.9566	-83.5	-163.1	-235.4
4	1152.2499	1152.1541	1152.0422	1151.9401	-111.9	-207.7	-309.8
50	1152.3733	1152.2504	1152.1006	1151.9763	-149.8	-272.8	-397.1
6	1152.3898	1152.2526	1152.0568	1151.9131	-195.8	-333.0	-476.7
52	1152.4127	1152.2633	1152.036	1151.8715	-227.3	-376.7	-541.2
8	1152.4036	1152.2381	1151.9969	1151.8223	-241.2	-406.7	-581.3
54	1152.413	1152.2338	1151.9934	1151.8220	-240.4	-419.6	-591.0
10	1152.3539	1152.1805	1151.938	1151.7672	-242.5	-415.9	-586.8
56	1152.2903	1152.1249	1151.9124	1151.7768	-212.5	-377.9	-513.6

Chapitre II: Caractéristiques générales et dispositif d'auscultation des barrages étudiés

12	1152.2218	1152.0829	1151.9087	1151.8024	-174.2	-313.1	-419.3
58	1152.1767	1152.0763	1151.9674	1151.8937	-108.9	-209.3	-282.9
14	1152.1951	1152.1237	1152.0553	1151.9972	-68.4	-139.8	-197.9
60	1152.092	1152.0416	1151.9952	1151.9614	-46.4	-96.8	-130.6
16	1152.0689	1152.0296	1152.0079	1151.9883	-21.7	-61.0	-80.6
62	1151.9843	1151.965	1151.9568	1151.9480	-8.2	-27.5	-36.4
18	1151.8873	1151.8755	1151.874	1151.8707	-1.5	-13.2	-16.6
64	1152.1935	1152.1932	1152.1977	1152.2025	4.5	4.2	9.0
Repères 1er ligne aval							
19	1128.0586	1128.0485	1128.0659	1128.0577	17.4	7.3	-0.9
20	1127.8328	1127.8024	1127.7912	1127.7637	-11.2	-41.6	-69.1
21	1127.62	1127.5493	1127.4626	1127.3731	-86.7	-157.4	-246.9
22	1127.5569	1127.4843	1127.349	1127.2333	-135.3	-207.9	-323.6
23	1127.5862	1127.5083	1127.3855	1127.2823	-122.8	-200.7	-303.9
24	1127.7126	1127.6463	1127.5601	1127.5102	-86.2	-152.5	-202.4
31	1126.8787	1126.8052	1126.7646	1126.0103	-40.6	-114.1	-868.3
25	1137.9032	1137.8673	1137.8336	1137.8156	-33.7	-69.5	-87.6
26	1137.9774	1137.9653	1137.9721	1137.9740	6.7	-5.4	-3.4
Repères 2 ^{ème} ligne aval							
27	1107.9233	1107.9019	1107.9146	1107.1617	12.7	-8.7	-761.6
28	1107.6996	1107.6356	1107.5892	1106.8265	-46.3	-110.4	-873.1
29	1107.6024	1107.5602	1107.5524	1106.7907	-7.8	-50.1	-811.7
30	1107.7702	1107.7543	1107.7734	1107.0208	19.1	3.2	-749.4
Repères 3 ^{ème} ligne aval							
32	1091.958	1091.9156	1091.9126	1091.1092	-3.1	-45.4	-848.7
33	1092.025	1092.0074	1092.0384	1091.2812	31	13.4	-743.7
34	1092.047	1092.0333	1092.0736	1091.3267	40.3	26.6	-720.3
Repères pied barrage							
35	1083.2575	1083.2481	1083.2877	1082.5369	39.6	30.2	-720.6

La figure 2.25 présente l'évolution des déplacements verticaux mesurés sur différents repères situés au niveau de la crête amont du barrage, selon trois campagnes de mesures successives (mesure 1, mesure 2 et mesure 3). L'axe horizontal représente les repères, identifiés par des numéros allant de 63 à 45, tandis que l'axe vertical indique les déplacements verticaux en millimètres (mm).

De manière générale, on observe une tendance nette à l'enfoncement (déplacement vertical négatif) au niveau central de la structure, avec des déplacements qui s'intensifient progressivement du bord vers le centre, avant de diminuer à nouveau en allant vers l'autre extrémité. Cette répartition est typique d'un comportement en flexion de la crête du barrage, soumis à une charge verticale ou à une redistribution des efforts internes.

La comparaison entre les trois séries de mesures révèle une évolution temporelle significative du comportement de la structure. La mesure 1 présente des déplacements moins prononcés, avec un minimum d'environ -200 mm au centre (repères 53 à 51). La mesure 2, prise à une date ultérieure, montre une augmentation des déplacements, atteignant environ -300 mm au centre. Enfin, la mesure 3 révèle un affaissement encore plus marqué, culminant à près de -500 mm, ce qui indique une évolution continue du tassement ou un affaiblissement structurel progressif. Ces résultats suggèrent une déformation cumulative de la crête amont du barrage, probablement liée à des effets à long terme tels que la consolidation des matériaux, les variations de charge hydraulique, ou encore des phénomènes de fluage. La symétrie relative de la courbe autour du centre suggère également une homogénéité relative du comportement structurel sur l'ensemble de la crête, bien qu'une analyse locale plus détaillée soit nécessaire pour identifier d'éventuelles zones de concentration d'efforts ou de défaillances potentielles.

En conclusion, ce graphe met en évidence une déformation verticale significative et évolutive de la crête amont du barrage, appelant à une surveillance continue et potentiellement à une évaluation de la stabilité à long terme de la structure.

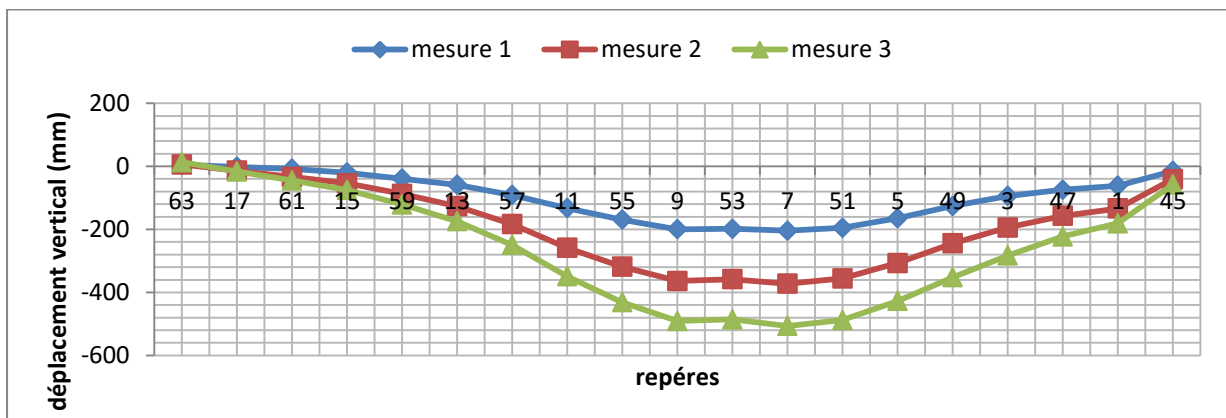


Figure 2.25 : Graphe des déplacements verticaux de repère crête amont de barrage

Les figures 2.26 à 2.28 présentent l'évolution des déplacements verticaux mesurés à différents repères répartis entre le parement amont et les lignes en aval du barrage. Ces déplacements ont été observés sur trois campagnes de mesure (Mesure 1, Mesure 2, Mesure 3), ce qui permet une évaluation temporelle du comportement structurel du barrage.

Les repères situés sur le parement amont, numérotés de 44 à 36, présentent des déplacements verticaux généralement faibles (figure 2.26). Les mesures 1 et 3 montrent une stabilité relative, avec des déplacements oscillant entre 10 mm et 25 mm. En revanche, la mesure 2 met en évidence un affaissement plus marqué au niveau des repères centraux (notamment les repères 41 à 38), atteignant environ -35 mm. Ce comportement pourrait traduire une réponse localisée à une variation du chargement externe, probablement liée aux fluctuations du niveau d'eau. Néanmoins, cet affaissement reste modéré en comparaison des déplacements relevés en aval.

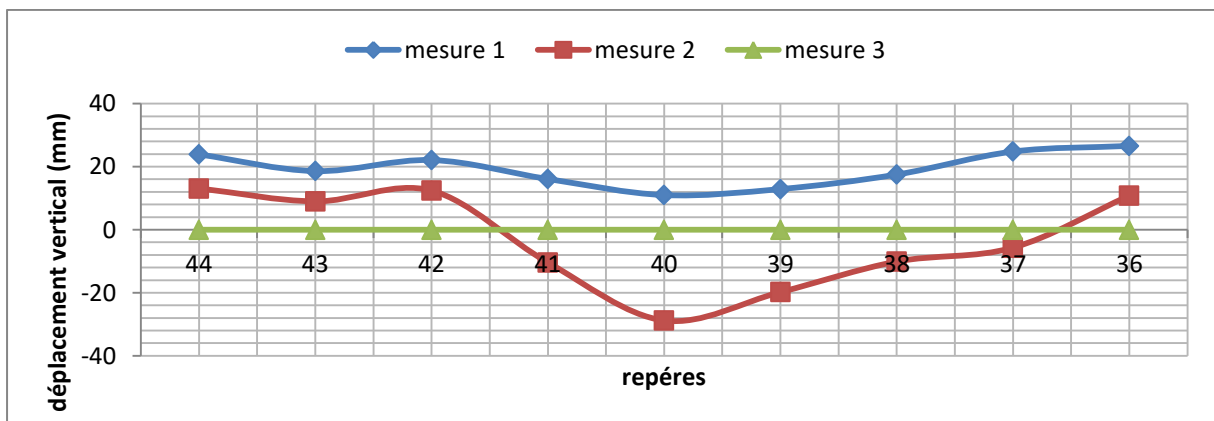


Figure 2.26 : Graphe des déplacements verticaux de repère parement amont de barrage

Comme illustré dans la figure 2.27, la Mesure 3 indique un affaissement marqué atteignant -650 mm au niveau du repère 52. Les Mesures 1 et 2 présentent également une tendance similaire, bien que moins prononcée, avec des valeurs d'environ -250 mm et -400 mm respectivement. La distribution symétrique des affaissements autour des repères centraux révèle un comportement en cuvette, caractéristique des déformations différentielles résultant de tassements progressifs de la structure ou du sol de fondation.

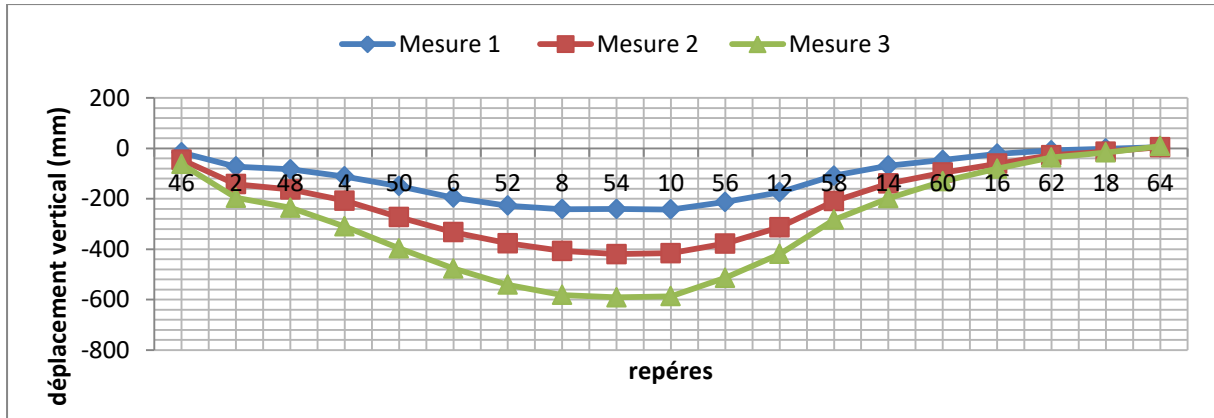


Figure 2.27 : Graphe des déplacements verticaux de repère crête aval de barrage

Les repères 19 à 26 révèlent des déplacements verticaux notables à travers les trois campagnes de mesure. La troisième campagne apparaît comme la plus affectée, avec des affaissements atteignant jusqu'à -900 mm, en particulier au niveau des repères 24 et 25. Cette situation met en évidence un affaissement différentiel d'ampleur significative. En comparaison, les mesures 1 et 2 présentent une évolution plus modérée, bien que les valeurs enregistrées demeurent préoccupantes (supérieures à -200 mm en valeur absolue). Ce comportement pourrait être attribué à une instabilité locale de la fondation ou à un phénomène de glissement différentiel affectant la structure.

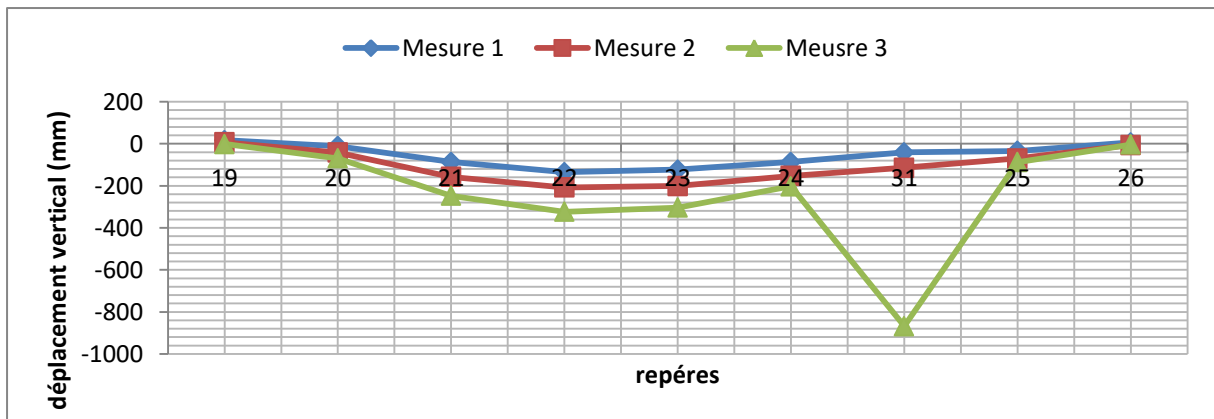


Figure 2.28 : Graphe des déplacements verticaux de repère 1 er ligne aval de barrage

Comme le montre la figure 2.29, les mesures 1 et 2 restent relativement stables, avec des déplacements oscillant entre -150 mm et -200 mm. En revanche, la troisième mesure enregistre une déformation plus marquée, atteignant jusqu'à -950 mm, ce qui pourrait indiquer un affaissement progressif non linéaire, potentiellement dû à un phénomène de fluage ou à une saturation du sol.

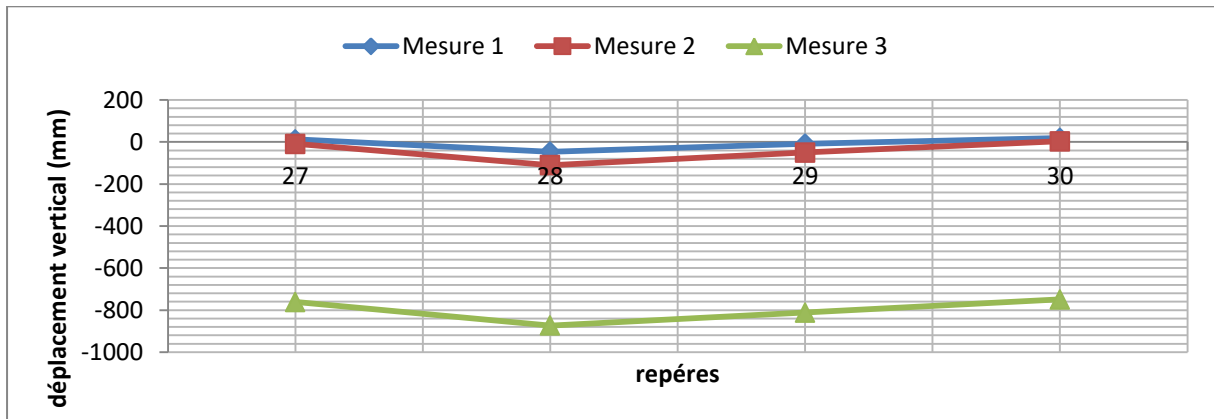


Figure 2.29 : Graphe des déplacements verticaux de repère 2 ème ligne aval de barrage

Les repères 32 à 34 présentent une évolution comparable à celle observée sur la ligne précédente. La Mesure 3 enregistre de nouveau des affaissements très marqués (de l'ordre de -850 mm), tandis que les deux autres mesures indiquent des déplacements plus modérés, compris entre -50 mm et -100 mm. La persistance de ces affaissements sur les lignes 2 et 3 suggère un comportement potentiellement plus vulnérable de l'aval du barrage, vraisemblablement lié à des sollicitations hydrauliques et mécaniques accumulées au fil du temps.

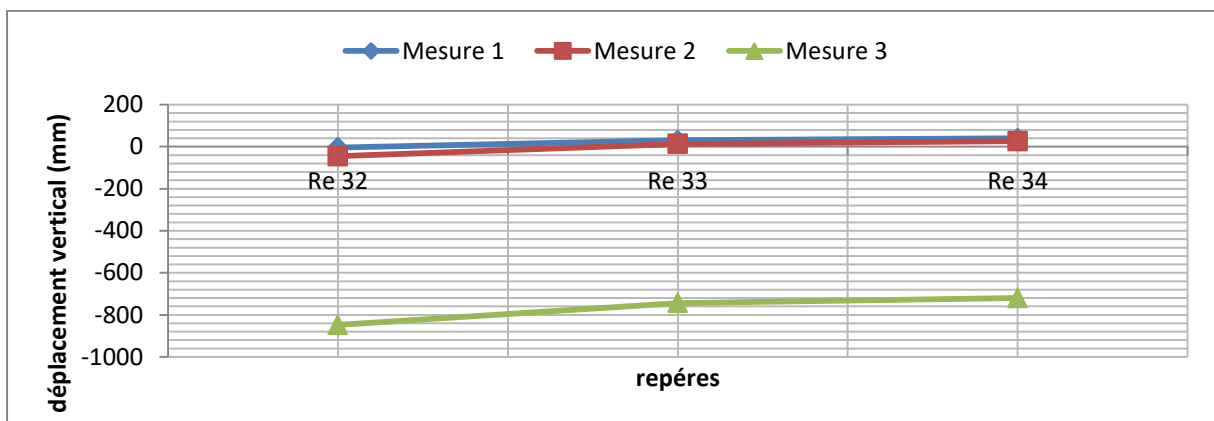


Figure 2.30 : Graphe des déplacements verticaux de repère 3 ème ligne aval de barrage

L'analyse des déplacements verticaux révèle un comportement différencié du barrage : le parement amont reste relativement stable, tandis que des affaissements significatifs sont observés côté aval, en particulier à partir des 2^e et 3^e lignes. Ce comportement pourrait traduire un affaiblissement structurel progressif ou résulter d'un phénomène non maîtrisé de consolidation ou de fluage.

Une investigation approfondie (portant notamment sur les caractéristiques du remblai, le système de drainage et les effets sismiques) est nécessaire pour évaluer précisément le niveau de sécurité de l'ouvrage.

Conclusion

Les reconnaissances réalisées sur les sites des barrages étudiés mettent en exergue la qualité de ces sites, tant en ce qui concerne les conditions topographiques qu'en ce qui concerne les conditions géologiques et géotechniques. Ces éléments constituent une base essentielle pour la compréhension du comportement structurel et hydraulique des ouvrages.

Par ailleurs, une attention particulière a été accordée au dispositif d'auscultation mis en place sur ces barrages. Les différents instruments installés ont été décrits en précisant leur rôle, leur localisation et les paramètres surveillés. Ce système d'auscultation permet un suivi continu et fiable de l'état de l'ouvrage, contribuant ainsi à la détection précoce d'éventuelles anomalies et à l'évaluation de la sécurité à long terme des barrages.

Les résultats obtenus montrent, de manière générale, un comportement satisfaisant et cohérent des ouvrages, traduisant l'efficacité et la stabilité globale des structures. Certaines évolutions locales observées soulignent toutefois l'importance d'un suivi régulier et continu afin de détecter précocement toute anomalie susceptible d'affecter la sécurité des barrages, en particulier dans des conditions de sollicitations exceptionnelles.

En conclusion, la connaissance approfondie des caractéristiques des barrages et de leur système d'auscultation constitue un prérequis fondamental pour l'analyse et l'interprétation des données de surveillance. Les informations présentées dans ce chapitre serviront de référence pour les chapitres suivants, consacrés à l'analyse des mesures d'auscultation et à l'évaluation du comportement des barrages étudiés.

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du barrage voûte de Tichy-Haf

3.1- Introduction:

Ce chapitre est consacré à l'étude de la réponse sismique du barrage-voûte de Tichy Haf, situé dans la ville de Béjaïa. L'objectif est d'analyser son comportement sous l'effet de quatre accélérogrammes sélectionnés. Pour cela, une modélisation tridimensionnelle, prenant en compte la géomorphologie du site, a été réalisée à l'aide du logiciel **Midas GTS NX**, basé sur la méthode des éléments finis.

La validation du modèle numérique repose sur la comparaison des résultats obtenus avec les données d'auscultation du barrage, permettant ainsi d'évaluer la pertinence de la modélisation adoptée. Cette étude s'inscrit dans un contexte plus large de surveillance et de sécurisation des infrastructures hydrauliques en zones sismiques, un enjeu majeur en Algérie.

3.2- Géométrie de barrage

La conception initiale du barrage a été réalisée sur AutoCAD avant d'être transférée vers GTS-NX. Concernant le terrain naturel, il a été numérisé à partir du relevé topographique, puis converti en un modèle 3D sur Midas GTS-NX. Le modèle géométrique obtenu restitue fidèlement l'état réel du terrain, comme illustré dans la figure 3.1.

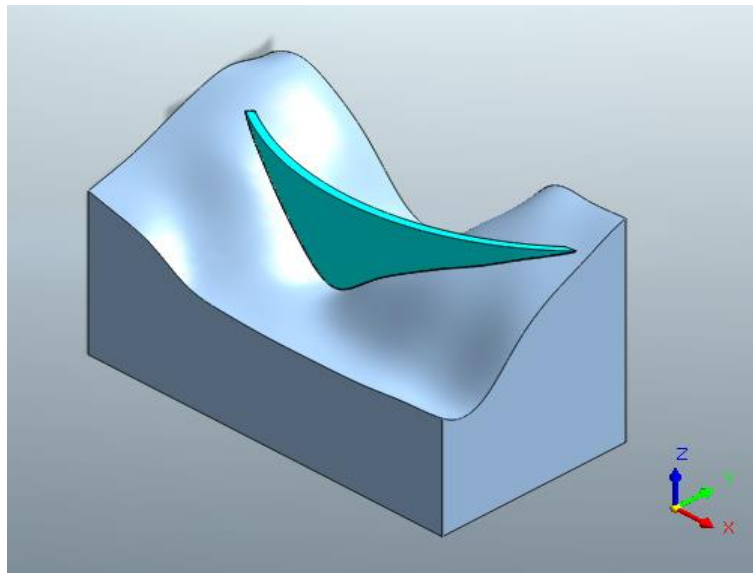


Figure 3.1: Modèle géométrique du barrage de Tichy Haf

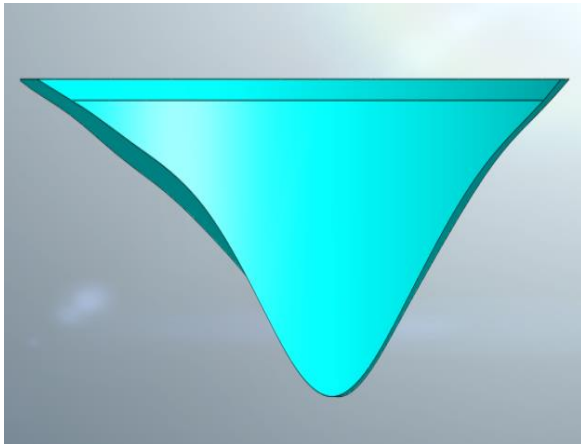


Figure 3.2: Le section aval de la digue

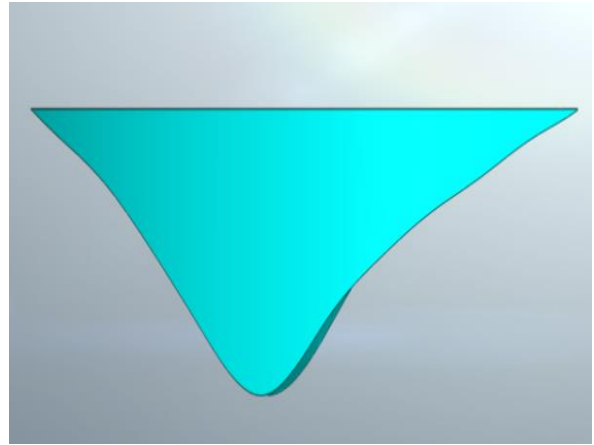


Figure 3.3: Le section amont de la digue

3.3- Maillage et Conditions Limites:

Le choix de la taille des mailles est un paramètre crucial pour obtenir des résultats précis tout en optimisant le temps de calcul. Dans les analyses dynamiques, cette taille influence directement la précision des résultats, en particulier lors de la modélisation des ondes sismiques. Des mailles plus fines permettent une meilleure précision, mais augmentent significativement le temps de calcul.

Le modèle numérique a été élaboré à l'aide du code de calcul par éléments finis Midas GTS-NX. Il comprend 59 191 éléments triangulaires et 13 035 nœuds. Chaque nœud possède trois degrés de liberté, correspondant aux translations dans les directions x, y et z.

Les conditions limites appliquées au modèle incluent :

Un support fixe à la base de la fondation, assurant l'ancrage du barrage.

Une limite de déplacement libre sur les autres bords, permettant au modèle d'interagir avec la charge dynamique imposée (Figure 3.4).

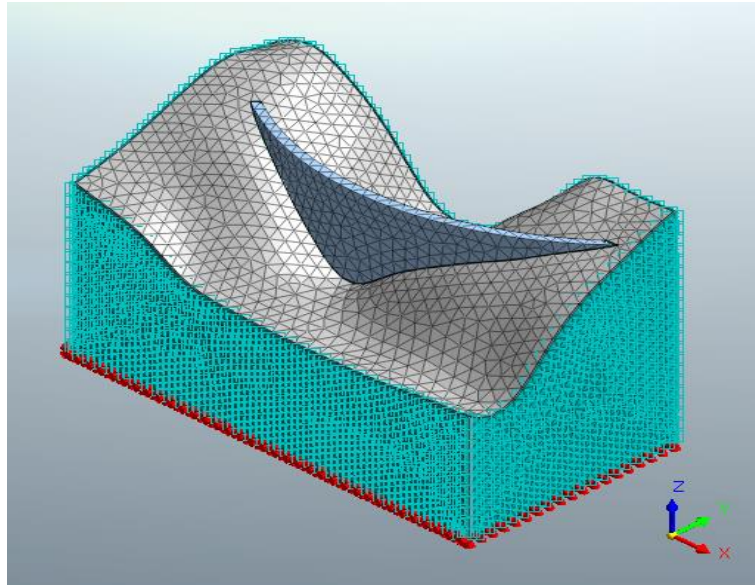


Figure 3.4: Le modèle numérique

3.4- Les Paramètres des Matériaux Utilisés dans la Simulation

Dans cette étude, le modèle de Mohr-Coulomb a été adopté pour approximer le comportement du sol. Ce modèle repose sur plusieurs paramètres fondamentaux, notamment le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatation.

3.4.1- Le module de Young

Dans MIDAS, le module de Young (E) est utilisé comme paramètre de rigidité de base pour le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb. Il est déterminé à partir d'essais de laboratoire tels que :

Essais triaxiaux de compression (non drainée non consolidée ou non drainée consolidée).

Les essais de terrain les plus courants incluent :

Essai de pénétration standard (SPT),

Essai de charge de plaque,

Essai de pénétration de cône,

Essai de pressiomètre.

La relation entre le module de Young, la contrainte (σ) et la déformation (ϵ) est donnée par :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

où E est le module d'Young, σ la contrainte et ϵ la déformation.

3.4.2- Poisson Ratio

Le coefficient de Poisson (ν) est défini comme le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale d'un matériau soumis à un effort axial. Il caractérise la tendance d'un matériau à se contracter latéralement lorsqu'il est soumis à une extension ou, inversement, à s'étendre latéralement lorsqu'il est comprimé.

$$\nu = - \frac{\varepsilon \text{ trans}}{\varepsilon \text{ long}}$$

Où:

ν est le coefficient de Poisson

$\varepsilon \text{ trans}$ est la déformation transversale.

$\varepsilon \text{ long}$ est la déformation longitudinale.

3.4.3- Le poids unitaire

Le poids unitaire (γ) d'un sol est défini comme le rapport entre son poids et son volume. Il est déterminé en laboratoire en mesurant le poids et le volume d'un échantillon prélevé sur le terrain.

La mesure du poids unitaire directement in situ peut être réalisée à l'aide de méthodes telles que :

Le test au cône de sable,

Le test au ballon de caoutchouc,

Le test au densimètre à membrane.

La formule du poids unitaire est donnée par :

$$\gamma = W / V$$

γ est le poids unitaire (kN/m³),

W est le poids de l'échantillon (kN),

V est le volume de l'échantillon (m³).

3.3.4- La cohésion

La cohésion (c) représente la force d'adhésion qui maintient les particules d'un sol ensemble, indépendamment des forces externes. Elle joue un rôle essentiel dans la résistance au cisaillement des sols fins, notamment les argiles.

La cohésion est généralement déterminée en laboratoire à l'aide de :

Essais de cisaillement direct,

Essais triaxiaux (consolidé drainé, consolidé non drainé et non consolidé non drainé).

La relation entre la cohésion et la résistance au cisaillement d'un sol est décrite par le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma' \tan(\phi)$$

où :

τ est la contrainte de cisaillement,

c est la cohésion,

σ' est la contrainte normale effective,

ϕ est l'angle de frottement interne du sol.

La cohésion est la force qui maintient les molécules ou les particules similaires ensemble dans un sol. La cohésion, notée c , est généralement déterminée en laboratoire à partir des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux.

3.4.5- L'angle de frottement

L'angle de frottement interne (ϕ) d'un sol est un paramètre fondamental en mécanique des sols, représentant la résistance au cisaillement due à l'interaction entre les particules. Il correspond à l'angle de l'enveloppe de rupture dans le plan des contraintes normales effectives (σ') et des contraintes de cisaillement (τ), selon le critère de Mohr-Coulomb.

Il est déterminé en laboratoire par :

Essais de cisaillement direct,

Essais triaxiaux (consolidé drainé, consolidé non drainé et non consolidé non drainé).

Le Tableau 1 regroupe les valeurs des principaux paramètres géotechniques des différents matériaux constituant le barrage et sa fondation [3].

Tableau 3.1 : Paramètres géotechniques des différents matériaux constituant le barrage et sa fondation.

Paramètres	Module d'élasticité KN/m ²	Poisson's ratio Nu	Poids unitaire kN/m ³	Cohesion (c) KN/m ²	L'angle de frottement deg
Barrage	10 ⁷	0.39	21.4	150	25
Fondation	4.10 ⁷	0.32	24.7	500	45

3.5- Code de calcul MIDAS GTS NX

Le logiciel MIDAS GTS NX est une plateforme avancée de simulation par éléments finis, spécifiquement développée pour l'analyse de l'interaction sol-structure. Il permet une modélisation complète et précise des étapes de construction telles que l'excavation, l'installation

de structures, l'application de charges et d'autres processus influençant directement la conception et la réalisation d'ouvrages géotechniques.

Grâce à une interface intuitive et un moteur graphique performant, GTS NX facilite la modélisation 2D/3D, l'analyse non linéaire statique et dynamique, l'étude des infiltrations, la consolidation, la stabilité des pentes ainsi que des analyses couplées complexes [76].

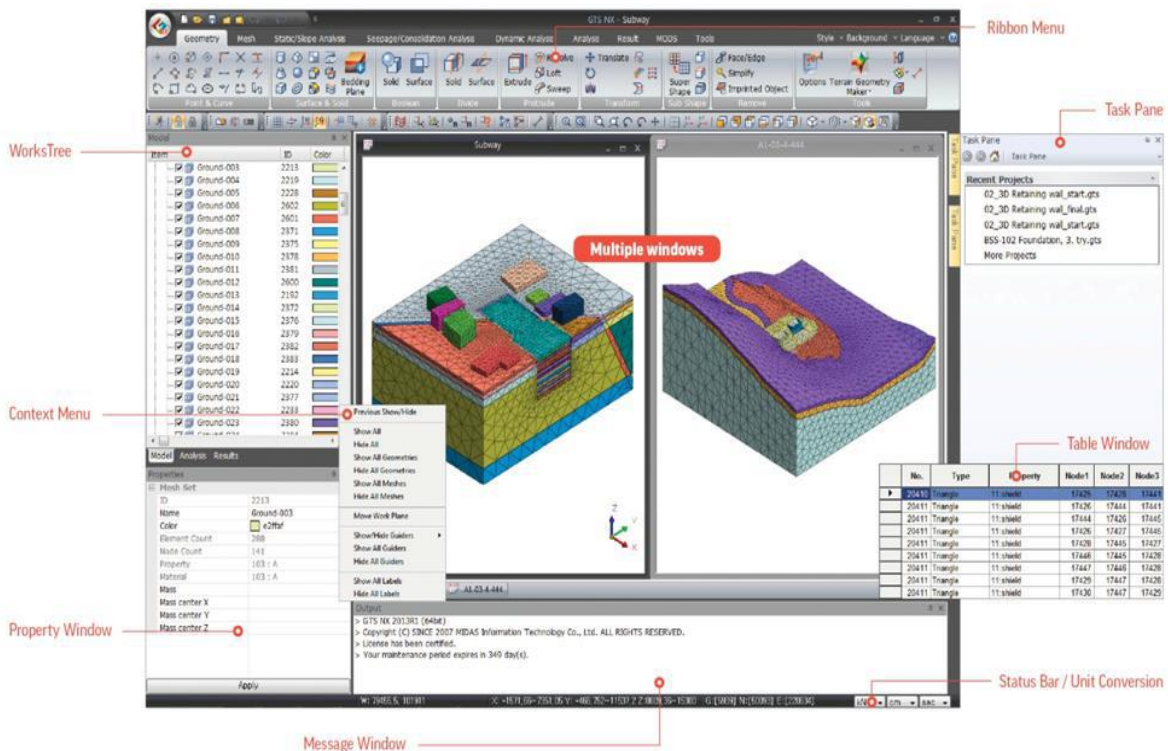


Figure 3.5 : Interface du programme MIDAS GTS NX

3.5.1- Modélisation géométrique

Le module DAO de GTS NX permet la création et l'édition de géométries complexes à travers :

- Entités de base : points, lignes, arcs, rectangles, surfaces, solides (plaques, cylindres, cônes, sphères).
- Opérations avancées : opérations booléennes (fusion, coupe, intersection), extrusion, révolution, division, transformation.

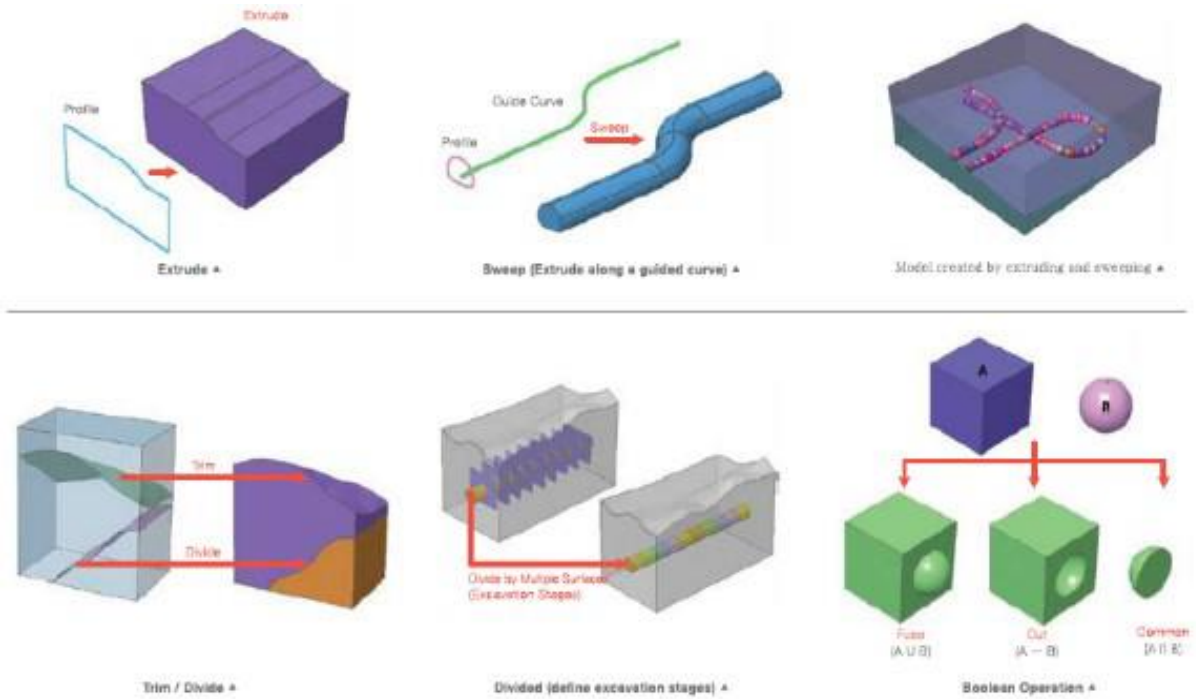


Figure 3.6 : Opérations de base DAO Midas GTS NX

- Modules complémentaires :
 - TGM (Terrain Geometry Maker) : génération automatique de modèles de terrain 3D à partir de courbes topographiques.
 - Bedding Plane Wizard : génération de couches géologiques via données de forages.

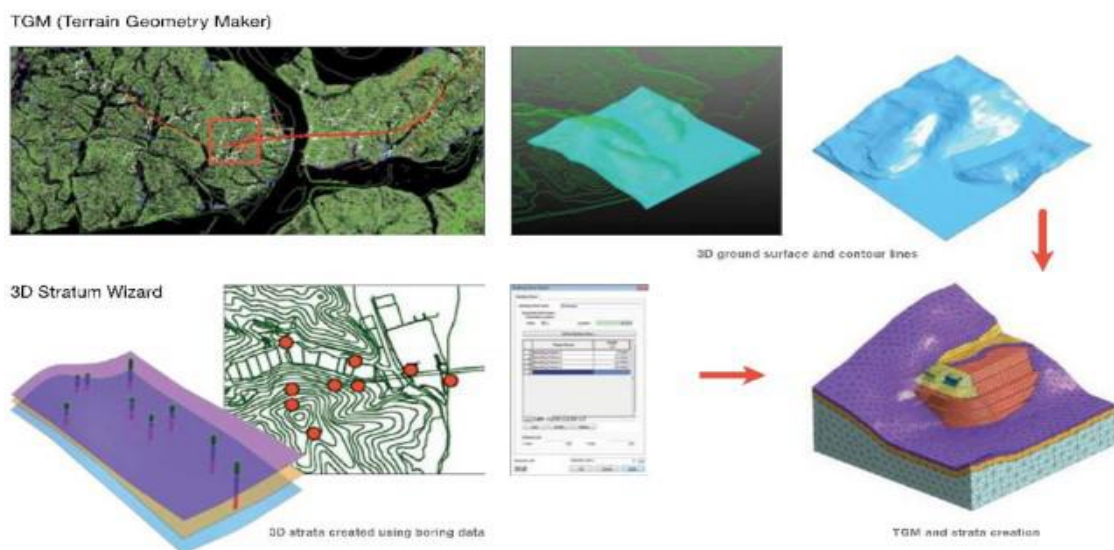


Figure 3.7 : Implémentation des modules TGM et 3DSW dans la création du modèle géométrique

La simplification automatique des géométries (suppression des doublons) facilite la phase de maillage.

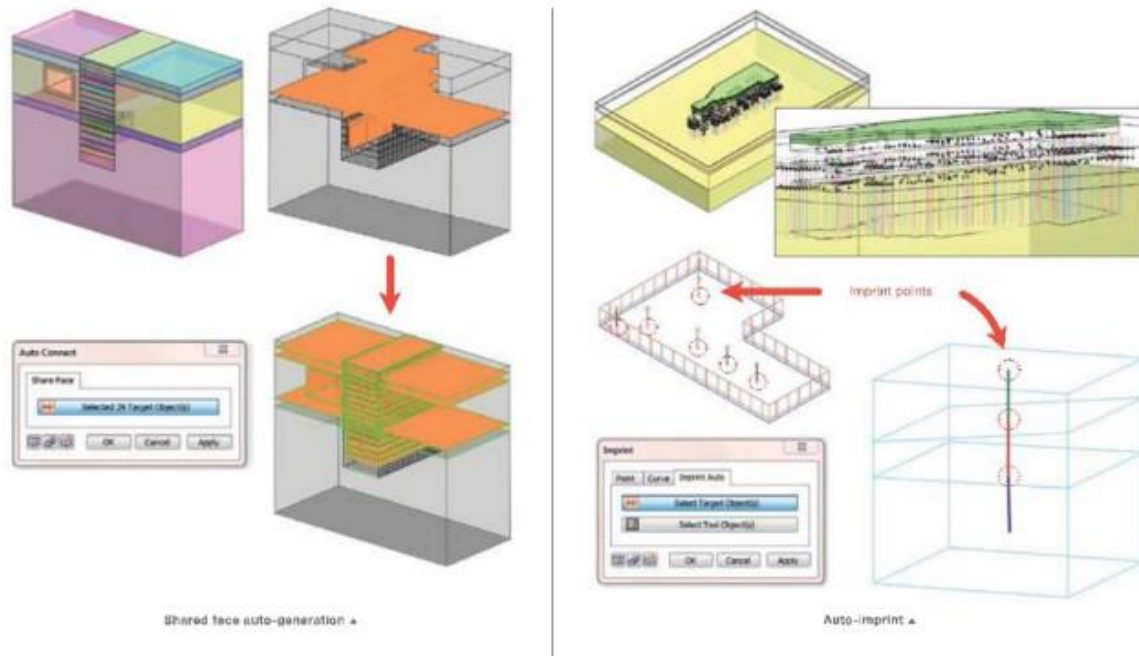


Figure 3.8 : Simplification et optimisation automatique avec MIDAS GTS NX

3.5.2- Génération du maillage

Le logiciel offre une large bibliothèque d'éléments, classés selon leur usage :

- Éléments continus : solides, déformation plane, axisymétriques.
- Éléments structuraux : poutres, treillis, éléments intégrés.
- Autres éléments : coques, interfaces, etc.

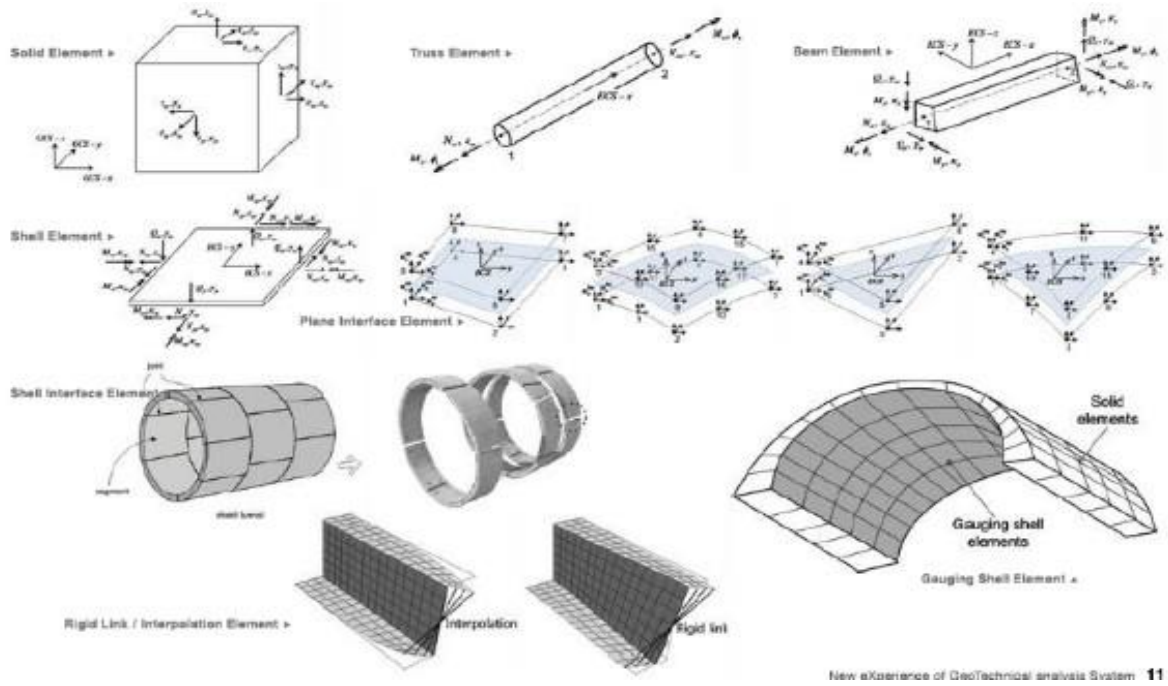


Figure 3.9 : Différents types d'éléments utilisés au sein de MIDAS GTS NX

Fonctionnalités avancées :

- Génération automatique de maillage (2D/3D).
- Outils de contrôle qualité : vérification du maillage, génération automatique de contacts limités, hybrid mesher.

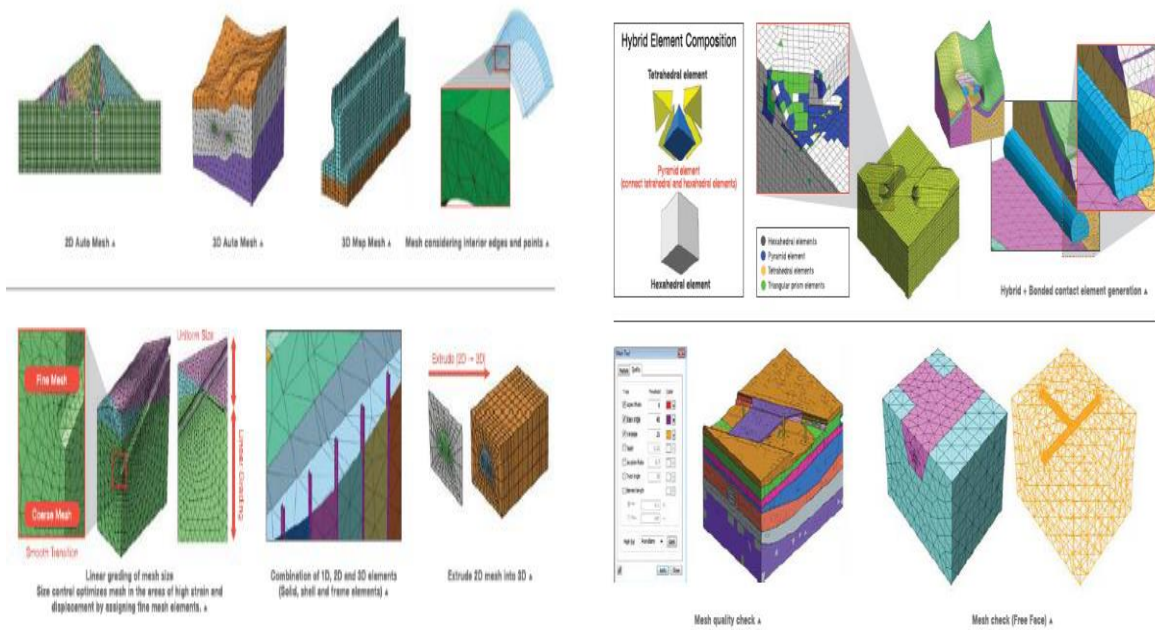


Figure 3.10 : Assurance qualité et contrôle dans MIDAS GTS NX

3.5.3- Propriétés des matériaux

GTS NX propose une large gamme de modèles de matériaux linéaires et non linéaires adaptés à différents types de sols et de chargements :

- Matériaux élastiques et plastiques
- Matériaux en conditions non drainées
- Fonctions internes de comportement

3.5.4- Chargements et conditions aux limites

Le programme permet l'application de multiples types de chargements :

- Charges structurelles
- Charges statiques et dynamiques
- Phasage de construction
- Non-linéarité des chargements
- Importation de charges issues des résultats d'analyse

Les conditions aux limites peuvent être définies automatiquement (figure 3.11) et incluent :

- Analyse de stabilité des pentes
- Infiltration et consolidation
- Analyse dynamique
- Prise en compte de la pression interstitielle via la définition du niveau d'eau
- Variation temporelle des propriétés des matériaux (ex. durcissement du béton)

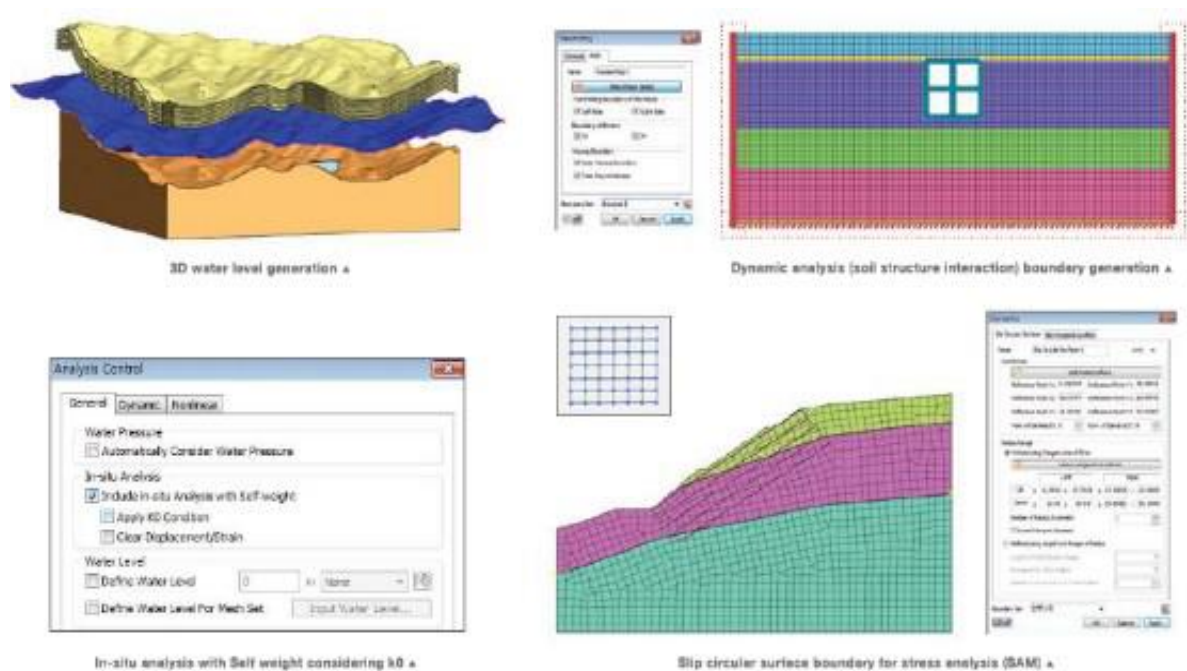


Figure 3.11 : Conditions aux limites dans MIDAS GTS NX

3.5.5- Résultats et post-traitement

Le moteur graphique avancé de GTS NX permet une visualisation claire et détaillée des résultats :

- Extraction et combinaison sélective des résultats pertinents
- Exportation directe de rapports en PDF 3D
- Outils de présentation efficaces pour une analyse rapide et complète [69]

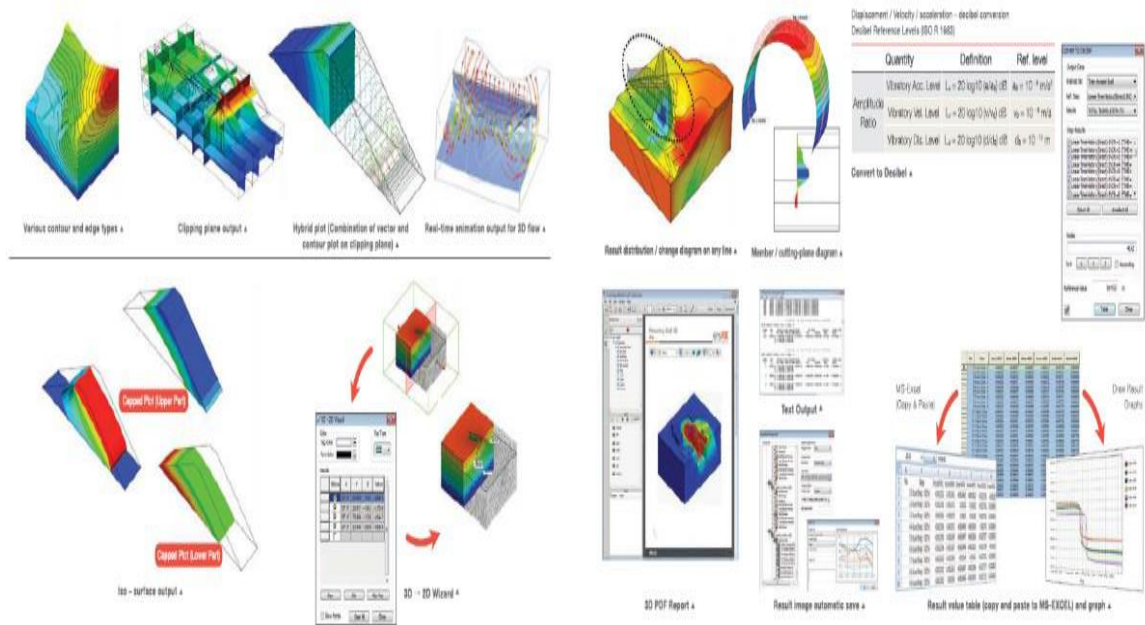


Figure 3.12 : Visualisation des résultats dans MIDAS GTS NX

3.6- Les phases des calculs :

L'analyse du comportement du barrage a été réalisée en plusieurs phases successives. Dans un premier temps, l'étude a porté sur la réponse structurale du barrage en conditions vides (Barrage vide). Ensuite, l'influence des charges statiques, incluant le poids propre de l'ouvrage ainsi que la pression hydrostatique exercée par l'eau au niveau de remplissage optimal, a été évaluée.

L'analyse dynamique a ensuite permis d'examiner la réponse du barrage soumis à une excitation sismique. Quatre accélérogrammes de différentes intensités (0.12g, 0.32 g, 0.36 g et 0.44 g) ont été utilisés afin d'évaluer les effets des sollicitations dynamiques. Les principaux paramètres analysés incluent les déplacements, les vitesses et les accélérations de l'ouvrage. Enfin, afin d'affiner l'évaluation de la stabilité du barrage sous chargement sismique, quatre points critiques ont été sélectionnés : la crête du barrage, la base de la voûte ainsi que les

rives droite et gauche. Ces points stratégiques permettent d'analyser l'influence des efforts dynamiques sur l'ensemble de la structure.

3.6.1- Stabilité du barrage dans la première phase (barrage vide)

Dans l'état initial de l'analyse, les déplacements sont constants et restent faibles, proches de zéro. Lorsque le barrage est vide, seul le poids propre agit sur le comportement du barrage, ce qui entraîne des déplacements et des déformations négligeables. Les figures 13, 14, 15 et 16 illustrent le déplacement total, radial, tangentiel et vertical du barrage-voûte.

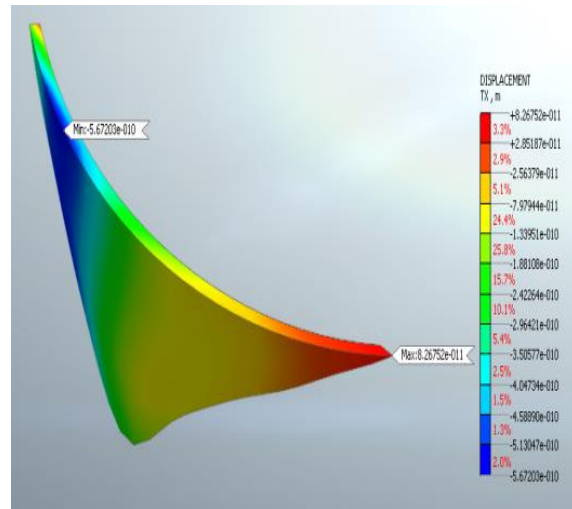
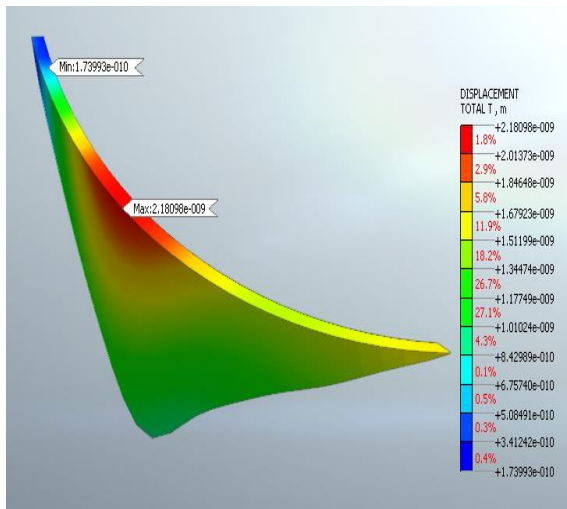


Figure 3.13: Le Déplacement Total sous l'effet du poids propre (m) Figure 3.14: Le Déplacement Radial sous l'effet du poids propre (m)

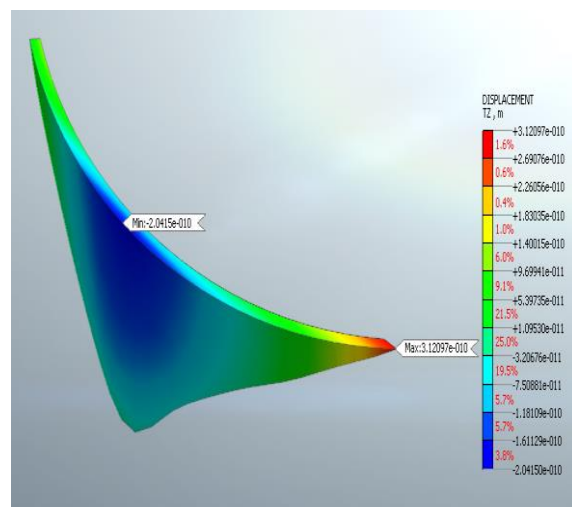
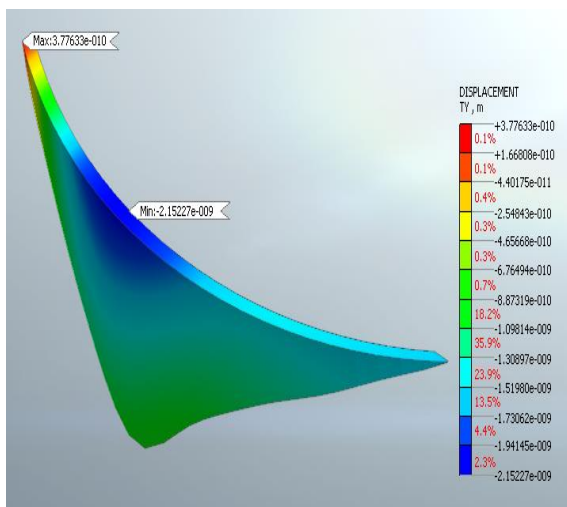


Figure 3.15: Le Déplacement Tangentiel sous l'effet du poids propre (m) Figure 3.16: Le Déplacement Vertical sous l'effet du poids propre (m)

3.6.2- Stabilité du barrage dans la deuxième phase (barrage rempli)

Les charges statiques, principalement la pression hydrostatique et le poids propre, sont considérées comme permanentes, leur variation étant négligeable []. La figure 3.17 illustre le déplacement total du barrage-voûte. Sous charge statique, le déplacement global de la voûte du barrage est faible. Le déplacement maximal du barrage est de 0,015 m, situé au niveau de la crête de l'arche. En revanche, le déplacement minimum est de 0,0045 m, à la base du corps du barrage. Les déplacements radiaux et tangentiels maximums et minimums du barrage de Tichy Haf sont présentés dans les figures 3.18 et 3.19, respectivement. Les déplacements radiaux et tangentiels du barrage-voûte de Tichy Haf sur la section amont sont plus forts que sur la face aval. Les valeurs maximales des déplacements radiaux et tangentiels au niveau de la crête étaient respectivement de 0,0013 m et de 0,0012 m. La figure 3.20 illustre les valeurs de déplacement vertical dans le barrage-voûte sous charge statique. Comme le montre la figure 16, les valeurs maximales et minimales de déplacement vertical sont respectivement de -0,0095 m et -0,0039 m. En outre, cette section a évalué la capacité de MIDAS GTS à modéliser les comportements statiques et dynamiques d'un barrage-voûte à l'aide de la méthode des éléments finis (FEM). Les résultats obtenus à partir de l'analyse statique ont été comparés à ceux obtenus à partir de la surveillance des données (Auscultation de Barrage). Les résultats obtenus par Midas GTS sont en accord avec les résultats de la surveillance des données, démontrant que le progiciel produit des résultats acceptables et cohérents. Le tableau 3.2 présente une comparaison des valeurs maximales et minimales des déplacements horizontaux et verticaux, mesurées au niveau de la crête ainsi qu'aux rives droite et gauche du barrage-voûte, dans le cadre de l'auscultation et de l'analyse statique de l'ouvrage.

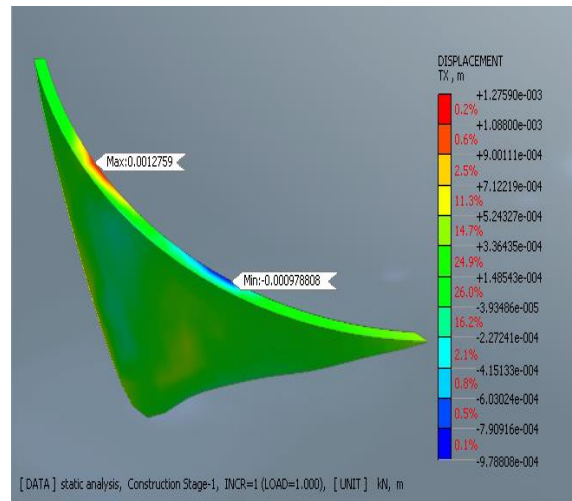
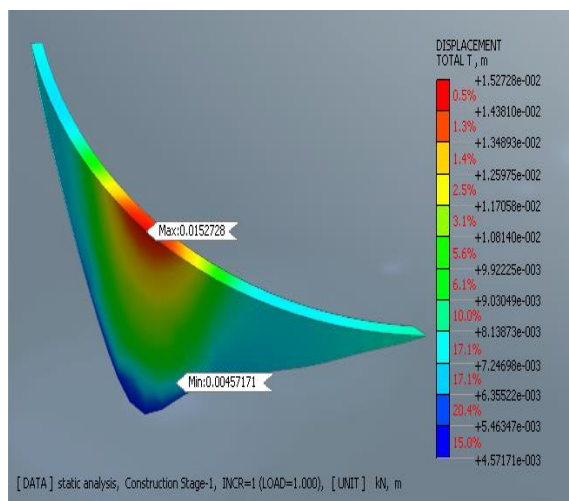


Figure 3.17: Le Déplacement Total sous charges statiques (m) Figure 3.18: Le Déplacement Radial sous charges statiques (m)

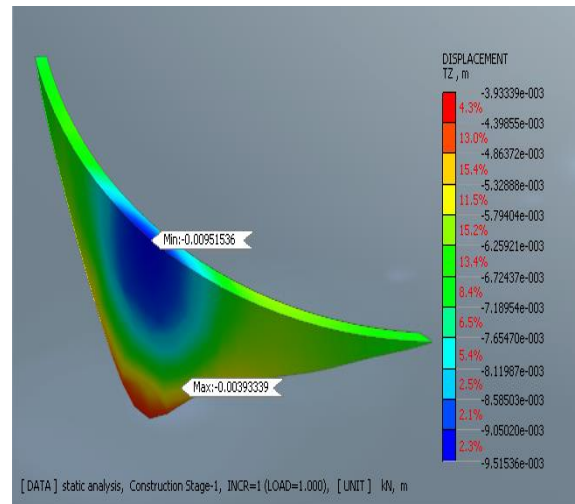
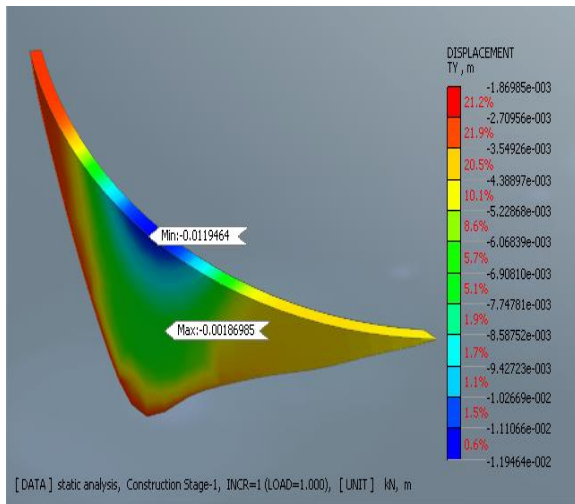


Figure 3.19: Le Déplacement Tangentiel sous charges statiques (m) Figure 3.20: Le Déplacement Vertical sous charges statiques (m)

Le tableau présente une comparaison entre les déplacements mesurés in situ par auscultation et ceux obtenus par modélisation numérique à l'aide du logiciel MIDAS GTS NX, selon trois directions : radiale, tangentielle et verticale.

Concernant le déplacement radial, on observe une bonne concordance entre les mesures expérimentales (valeurs comprises entre 0,0001 mm et 0.0054 mm) et les résultats numériques (allant de 0,0012 mm à -0.0009 mm). Cette proximité traduit une modélisation fidèle du comportement du barrage dans cette direction, suggérant que les conditions aux limites et les propriétés des matériaux ont été convenablement prises en compte dans le modèle.

Pour le déplacement tangentiel, les valeurs issues de l'auscultation varient de -0.0001 mm à -0.0076 mm, tandis que la simulation numérique donne des résultats allant de -0.0018 mm à -0.012 mm. La différence entre les deux jeux de données reste modérée, mais elle pourrait s'expliquer par une représentation simplifiée de l'hétérogénéité du barrage ou des sollicitations latérales dans le modèle.

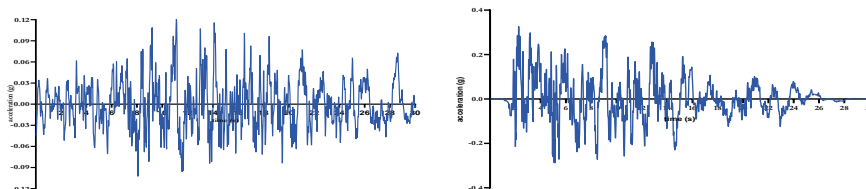
Quant au déplacement vertical, les mesures réelles indiquent des valeurs comprises entre 0.0001 mm et 0.0037 mm, tandis que la modélisation fournit des résultats très proches, allant de -0.0039 mm à -0.0095 mm. Cette similarité témoigne d'une modélisation efficace du tassement vertical de la structure, ce qui suggère une bonne prise en compte des interactions sol-structure dans la simulation.

En conclusion, la comparaison entre les mesures d'auscultation et les résultats du modèle numérique montre une cohérence globale satisfaisante. Le modèle MIDAS GTS NX parvient à reproduire de manière fiable le comportement réel du barrage, notamment en termes de déplacements radiaux, tangentiels et verticaux. Les légères divergences observées demeurent acceptables et pourraient être affinées par une calibration plus poussée du modèle.

Tableau 3.2 : Comparaison des déplacements mesurés par auscultation du barrage et modélisés par MIDAS GTS NX

	Auscultation de barrage		MIDAS Gts Nx	
	Max	Min	Max	Min
Déplacement radial (m)	0.0054	0.0001	0.0012	-0.00097
Déplacement tangential (m)	-0.0076	-0.0001	-0.012	-0.0018
Déplacement vertical (m)	0.0037	0.0001	-0.0095	-0.0039

La charge dynamique appliquée au barrage a été déterminée à partir de quatre accélérogrammes, dont les amplitudes maximales sont respectivement de 0,12 g, 0,32 g, 0,36 g et 0,44 g. La figure 3.21 illustre les caractéristiques des accélérogrammes horizontaux issus des charges sismiques, avec une accélération horizontale maximale atteignant 0,44 g. Cette valeur est cohérente avec les études probabilistes précédemment menées en Algérie, ce qui valide le choix des charges adoptées pour l'analyse dynamique du barrage.



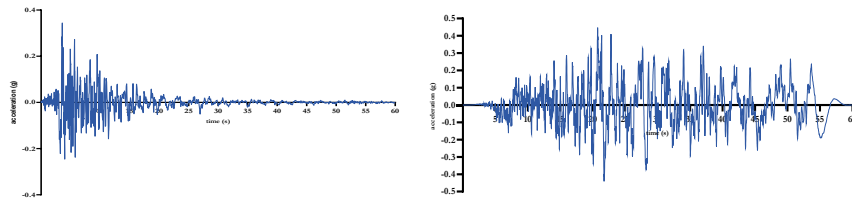


Figure 3.21: Les charges sismiques utilisées dans la modélisation (m)

3.6.3- Les résultats obtenus lors de l'analyse dynamique :

3.6.3.1- L'analyse des déplacements :

Dans cette phase de l'analyse, le modèle a été soumis à quatre tremblements de terre de différentes intensités. Lors du premier séisme, un déplacement total maximal de 0,049 m a été observé au sommet du barrage-voûte, tandis que le déplacement minimal, de 0,007 m, a été enregistré à la fondation (Fig. 3.22).

Le déplacement réduit à la base du barrage s'explique par l'ancrage de la fondation dans les trois directions, limitant ainsi son mouvement. De plus, l'interaction entre la fondation et l'ouvrage joue un rôle clé dans la dissipation de l'énergie sismique, contribuant ainsi à la stabilité globale de la structure.

L'analyse a révélé que les déplacements maximaux sont symétriques par rapport aux rives droite et gauche du barrage, un comportement également observé dans d'autres modèles étudiés. Cette symétrie peut être attribuée à la régularité de la structure et à la répartition homogène des contraintes.

Enfin, il a été constaté que l'ampleur des déplacements du barrage augmente proportionnellement à l'intensité du séisme. Plus la charge sismique est élevée, plus les déformations sont importantes, mettant en évidence l'impact direct des forces dynamiques sur le comportement de l'ouvrage (figures 3.23, 3.24 et 3.25).

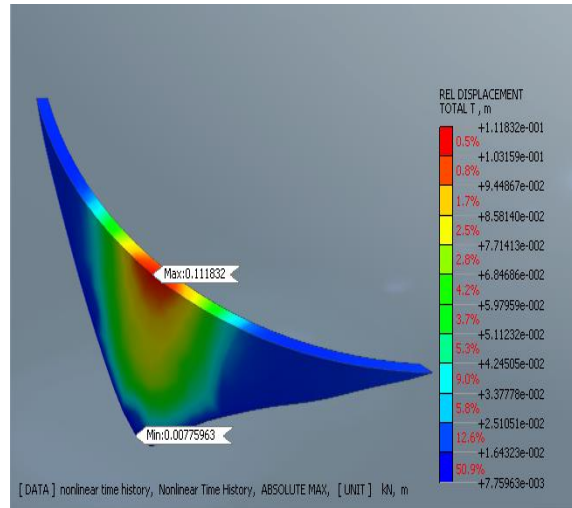
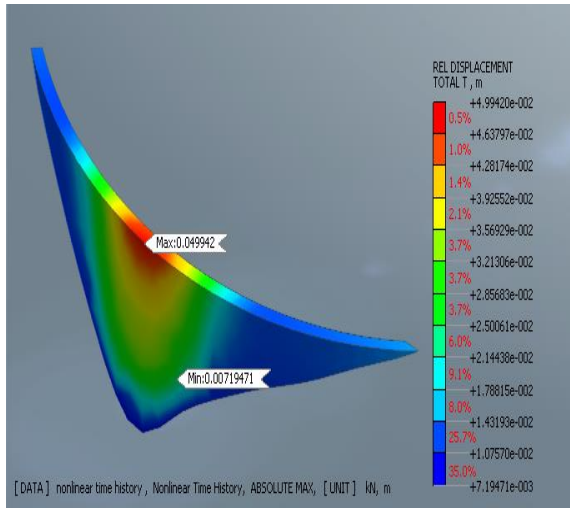


Figure 3.22: Déplacement relatif lors du 1^{er} Séisme (m) Figure 3.23: Le Déplacement relatif lors du 2^{ème} Séisme (m)

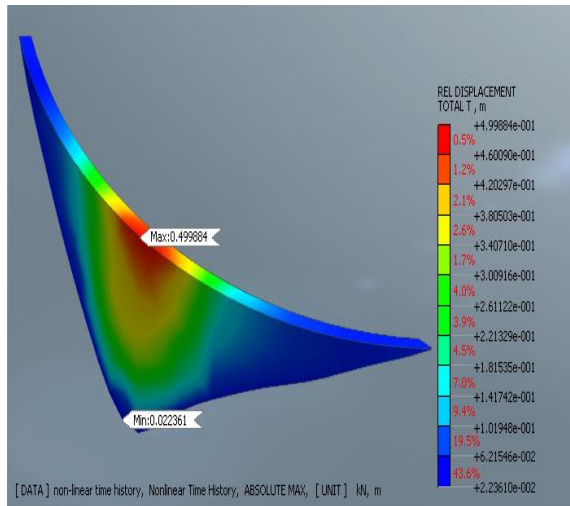
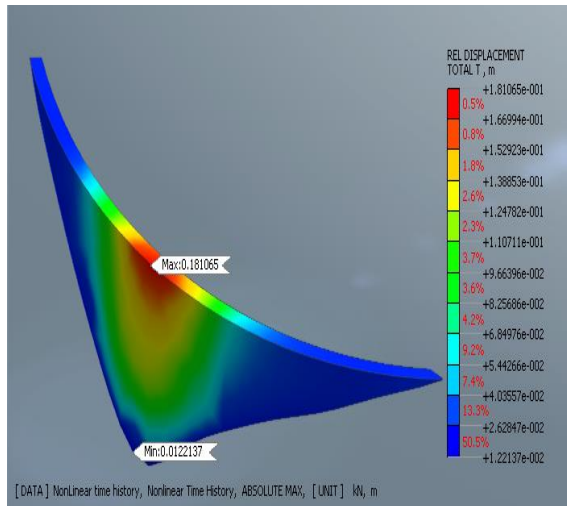


Figure 3.24: Le Déplacement relatif lors du 3^{ème} Séisme (m) Figure III.25: Le Déplacement relatif lors du 4^{ème} Séisme (m)

Dans cette partie de notre étude, nous avons analysé la stabilité du barrage en sélectionnant quatre points de référence (Figure 3.26).

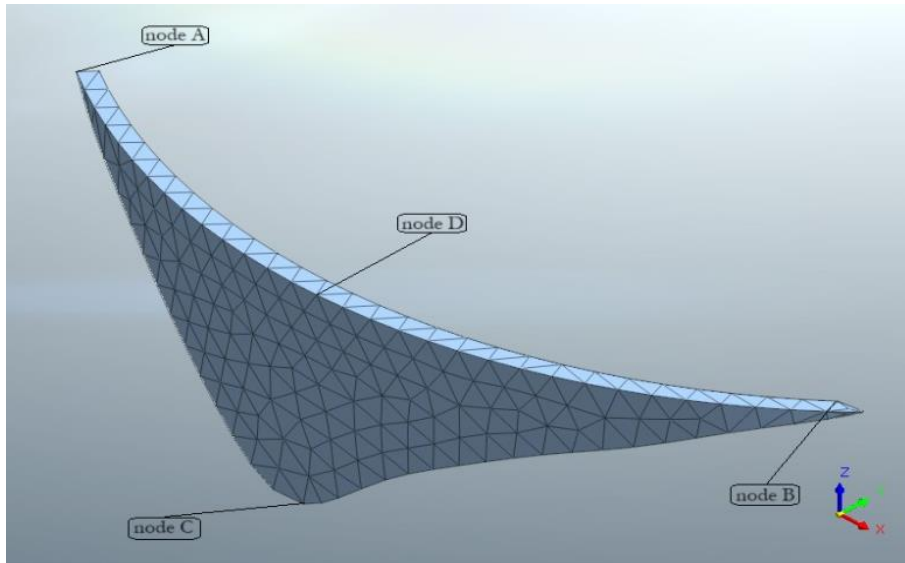


Figure 3.26: Les points des références

Les figures 3.27, 3.28, 3.29 et 3.30 illustrent les courbes de déplacement observées lors des quatre séismes. Dans son état initial, le barrage-voûte est soumis à son poids propre ainsi qu'à la poussée de l'eau. Ces charges statiques exercent un effet limité sur la structure, n'entraînant qu'un léger déplacement.

L'analyse des déplacements révèle une répartition non uniforme des charges dynamiques à l'intérieur du barrage. Les nœuds A et B subissent des déplacements modérés, tandis que le nœud D enregistre la plus forte déformation. En revanche, le nœud C est relativement épargné.

Les déplacements maximaux observés pour les séismes 1, 2, 3 et 4 sont respectivement de 0,048 m à 5 s, 0,106 m à 16 s, 0,18 m à 10 s et 0,499 m à 15 s. Aucun déplacement supplémentaire significatif n'a été constaté jusqu'à la fin de chaque séisme.

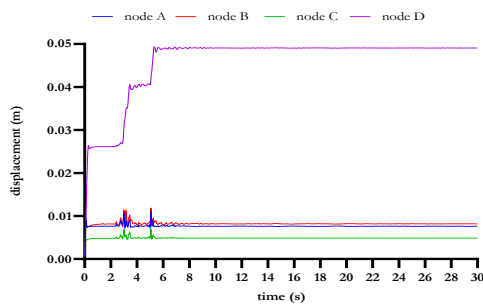


Figure 3.27: Courbe de déplacement observées lors Du 1^{er} séisme.

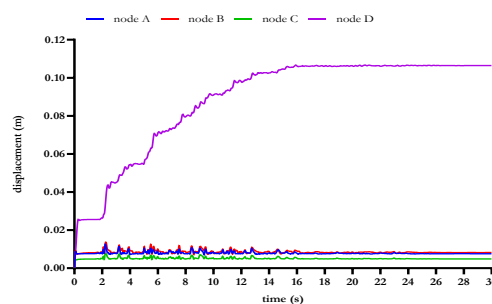


Figure 3.28: Courbe de déplacement observées lors Du 2^{ème} séisme.

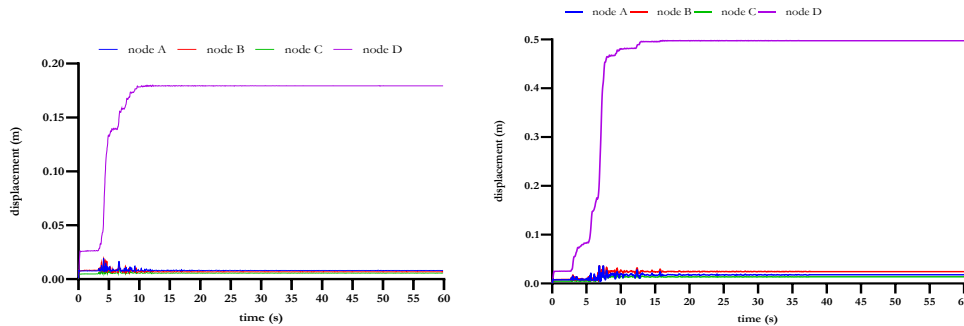


Figure 3.29: Courbe de déplacement observées lors Du 3^{ème} séisme. Figure 3.30: Courbe de déplacement observées lors Du 4^{ème} séisme.

3.6.3.2- Analyse de la Vitesse :

La figure 3.31 présente la distribution de la vitesse relative au sein du barrage-voûte de Tichy Haf dans le cadre d'une analyse non linéaire de l'histoire temporelle. Les résultats indiquent une vitesse relative maximale de 0,247 m/s, localisée à la crête du barrage. Cette valeur élevée traduit une réponse dynamique significative dans cette zone, ce qui est attendu en raison de son exposition accrue aux sollicitations sismiques et de sa plus grande liberté de mouvement par rapport à la base. À l'inverse, la vitesse relative minimale, enregistrée à 0,14369 m/s, se situe à proximité de la base du barrage. Cette réduction est attribuable aux contraintes imposées par la fondation, lesquelles limitent les déplacements et contribuent ainsi à la dissipation d'énergie.

Le gradient de vitesse observé entre la base et la crête met en évidence une variation notable de la réponse dynamique du barrage sur toute sa hauteur. Cette hétérogénéité souligne la nécessité d'une approche globale dans l'analyse sismique afin de mieux appréhender le comportement différencié des différentes sections structurelles sous l'effet des charges dynamiques.

Par ailleurs, la distribution des vitesses présente une symétrie le long de l'axe du barrage-voûte. Un schéma similaire est constaté lors de l'analyse du second séisme, avec des vitesses maximales et minimales respectivement de 0,259 m/s et 0,143 m/s (figure 3.32). Pour le troisième séisme, ces valeurs atteignent 0,337 m/s et 0,176 m/s (figure 3.33), tandis que lors du quatrième séisme, d'une intensité de 0,44 g, la vitesse relative maximale enregistrée s'élève à 0,762 m/s à la crête, contre 0,277 m/s à la base (figure 3.34).

Ces résultats confirment que la réponse dynamique du barrage est fortement influencée par la distribution des vitesses relatives, avec une amplification notable des déplacements au niveau de la crête sous l'effet des excitations sismiques. Cette analyse met en évidence l'importance

d'une prise en compte rigoureuse des interactions entre la structure et sa fondation afin d'optimiser la conception et la résilience du barrage face aux sollicitations dynamiques.

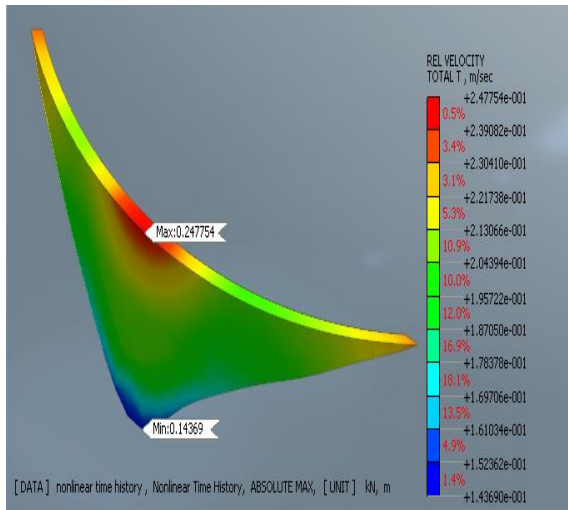


Figure 3.31: Vitesse relative lors du 1^{er} Séisme (m)

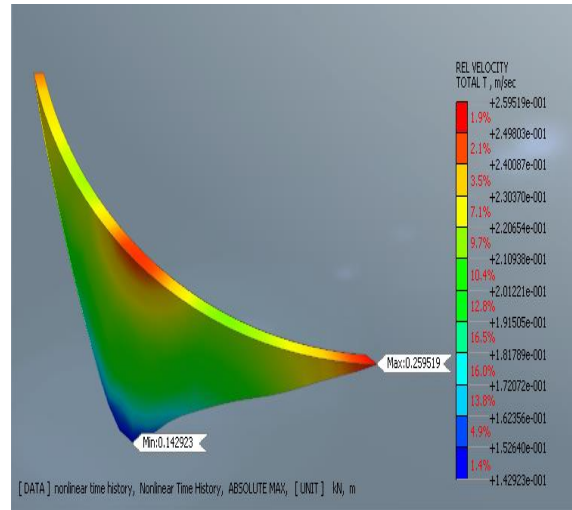


Figure 3.32: Vitesse relative lors du 2^{ème} Séisme (m)

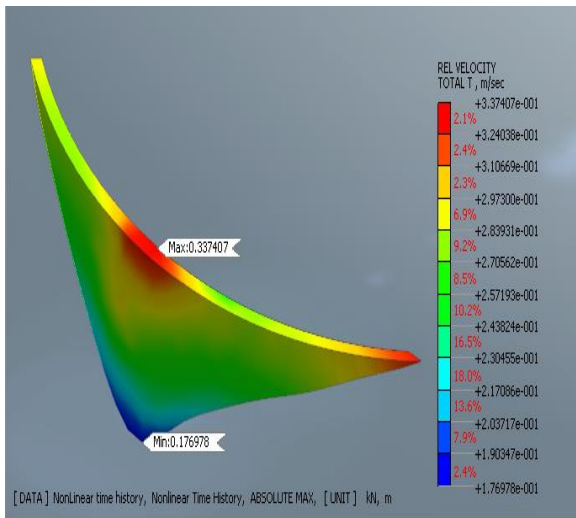


Figure 3.33: Vitesse relative lors du 3^{ème} Séisme (m)

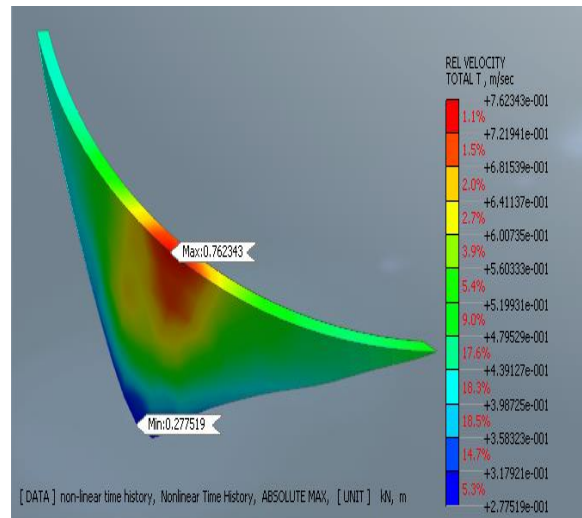


Figure 3.34: Vitesse relative lors du 4^{ème} Séisme (m)

3.6.3.3- Analyse de l'accélération :

La figure 3.35 illustre la distribution de l'accélération relative du barrage-voûte de Tichy Haf lors d'un séisme. L'accélération relative maximale enregistrée est de 9,77 m/s², localisée au niveau de la crête du barrage-voûte. Cette valeur élevée traduit une réponse dynamique plus marquée à l'excitation sismique, la crête étant le point le plus éloigné de la fondation et, par

conséquent, davantage soumise aux effets d'amplification des mouvements. À l'inverse, l'accélération relative minimale, estimée à $7,44 \text{ m/s}^2$, est observée à proximité de la base du barrage. Cette réduction de l'accélération peut être attribuée aux contraintes imposées par les fondations, qui limitent les déplacements et atténuent ainsi l'intensité des accélérations.

L'évolution du gradient d'accélération entre la base et la crête met en évidence une variation significative de la réponse dynamique en fonction de la hauteur du barrage. Les figures 3.36, 3.37 et 3.38 présentent les pics d'accélération enregistrés lors des deuxième, troisième et quatrième séismes, atteignant respectivement $9,13 \text{ m/s}^2$, $10,53 \text{ m/s}^2$ et $12,84 \text{ m/s}^2$. De même, les accélérations minimales associées à ces événements sismiques sont de $6,05 \text{ m/s}^2$, $8,25 \text{ m/s}^2$ et $9,72 \text{ m/s}^2$.

L'analyse de ces résultats révèle une augmentation progressive des valeurs maximales d'accélération au fil des séismes étudiés, suggérant une amplification cumulative de la réponse dynamique du barrage. Cette tendance pourrait être attribuée à des effets de résonance structurelle ou à une modification des caractéristiques dynamiques du barrage sous l'influence des sollicitations sismiques successives.

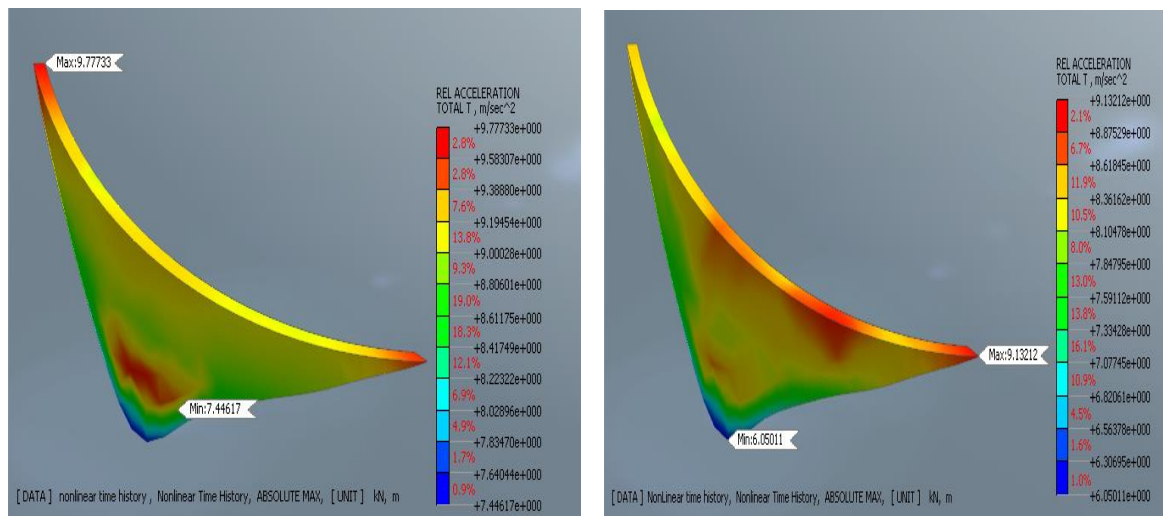


Figure 3.35: Accélération relative lors du 1^{er} Séisme (m) Figure 3.36: Accélération relative lors du 2^{ème} Séisme (m)

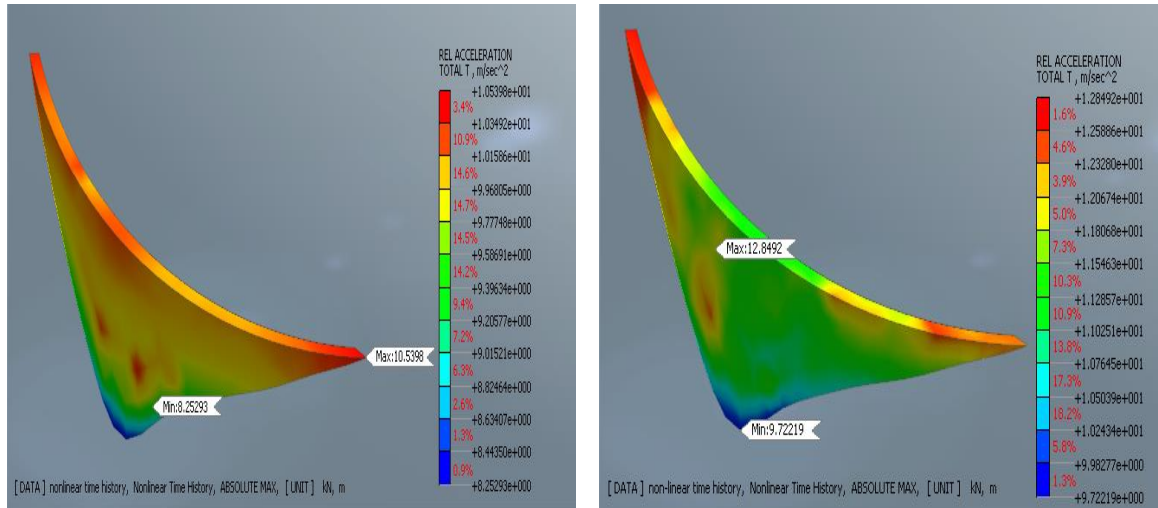


Figure 3.37: Accélération relative lors du 3^{ème} Séisme (m) Figure 3.38: Accélération relative lors du 4^{ème} Séisme (m)

Conclusion :

Cette étude a évalué numériquement la réponse sismique du barrage-voûte de Tichy-Haf, en se concentrant sur les déplacements, vitesses et accélérations relatives. Le modèle numérique, élaboré à l'aide du logiciel Midas GTS NX selon la méthode des éléments finis (FEM), a permis d'analyser le comportement dynamique de l'ouvrage sous quatre sollicitations sismiques de différentes intensités.

Il est bien établi qu'une seule charge sismique ne suffit pas à caractériser pleinement la réponse d'une structure. L'utilisation de plusieurs enregistrements a ainsi permis d'obtenir une vision plus complète du comportement du barrage. Le déplacement relatif maximal enregistré au niveau de la crête atteint 0,49 m lors du quatrième séisme. Sur les rives, ainsi qu'au niveau de la fondation, ce déplacement reste inférieur à 0,5 % de la hauteur de l'ouvrage, indiquant un impact modéré dû notamment à la moindre influence des forces hydrostatiques et à l'efficacité de l'interaction barrage-fondation dans la dissipation de l'énergie sismique.

L'analyse des déplacements en fonction du temps sur quatre nœuds représentatifs a mis en évidence des zones potentiellement critiques, comme le nœud D, nécessitant une attention particulière pour d'éventuelles mesures de renforcement. À l'inverse, les faibles déplacements observés au nœud C témoignent de la stabilité de certaines zones peu sensibles aux sollicitations sismiques. Cette approche ciblée facilite l'identification des zones vulnérables et permet d'optimiser la conception parasismique.

Les vitesses et accélérations relatives confirment également les zones les plus exposées, notamment la crête, considérée comme prioritaire en matière de renforcement. À l'opposé, les

faibles mouvements enregistrés à la base du barrage soulignent la performance de la conception de la fondation.

Une compréhension approfondie de ces dynamiques est indispensable pour la conception de stratégies de réhabilitation efficaces et l'amélioration des futures conceptions de barrages. La validation du modèle par comparaison entre les résultats statiques et les données d'auscultation a montré une bonne concordance, confirmant la fiabilité du modèle numérique. En somme, les simulations numériques se révèlent être un outil fiable et pertinent pour évaluer la performance sismique des barrages voûtes. Les résultats obtenus offrent aux ingénieurs des bases solides pour orienter les choix en matière de conception, de réhabilitation et de sécurisation de ces infrastructures critiques.

**Chapitre IV : Modélisation et simulation
sismique du barrage en remblai de
Mahouane**

4.1- Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de la réponse sismique d'un barrage en terre, en l'occurrence le barrage de Mahouane, situé dans la wilaya de Sétif. Dans le cadre de cette simulation, quatre accélérogrammes ont été utilisés en adoptant une approche non linéaire. La modélisation bidimensionnelle du barrage a été effectuée à l'aide du logiciel **Midas GTS NX**, basé sur la méthode des éléments finis. La validation du modèle numérique a été assurée en comparant les résultats obtenus avec les données issues de l'auscultation du barrage.

4.2- Conception du barrage

Pour plus de détails, se référer à la section 2.14, page 72

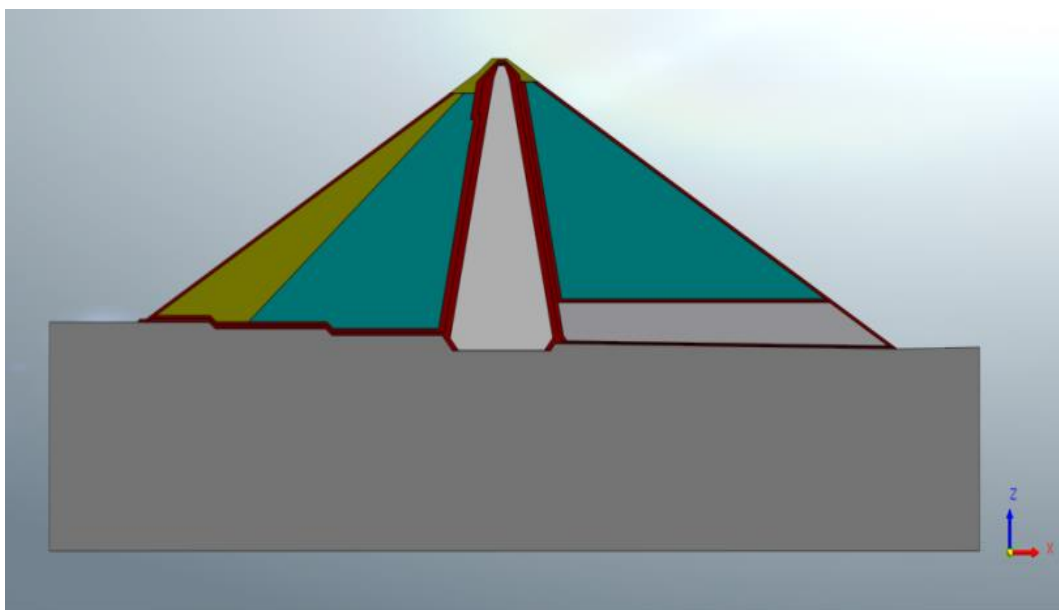


Figure 4.1 : La géométrie du barrage Mahouane

4.3- Maillage et conditions limites :

Un modèle bidimensionnel du barrage, ainsi que le profil du sol, ont été élaborés à l'aide du logiciel GTS NX, comme illustré à la figure 4.2. Le modèle d'éléments finis retenu pour cette étude intègre sept matériaux distincts, y compris celui de la bordure.

Afin de représenter le comportement mécanique du sol, le modèle de Mohr-Coulomb a été adopté. Ce modèle repose sur des paramètres géotechniques essentiels, à savoir : le module d'Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatation.

Le tableau ci-dessous présente une synthèse des valeurs associées à ces paramètres pour les différents matériaux constituant le corps du barrage ainsi que sa fondation.

Tableau 4.1 : Propriétés physico-mécaniques des matériaux

Paramètres	Module élasticité KN/m ²	Poisson's ratio Nu	Poids unitaire KN/m ³	Poids unitaire Saturée KN/m ³	Cohésion (c) KN/m ²	Angle de frottement deg
Marne	10 ⁴	0.39	20.7	20.7	15	22
Fondation (marne pure)	10 ⁴	0.39	24	24	50	25
Alluvion/colluvion	10 ⁴	0.39	17.4	17.4	0	20
Noyau	10 ⁴	0.39	19.4	19.4	0	22
Drain	4.10 ⁴	0.3	18	18	0	35
Recharge calcaire	10 ⁴	0.39	22	22	0	45
Recharge grés	10 ⁴	0.39	22	22	0	40
Tapis drainant	4.10 ⁴	0.3	24.1	24.1	0	45

Le modèle numérique est constitué de 2187 nœuds et de 1840 éléments finis. Les conditions aux limites appliquées comprennent un appui fixe à la base de la fondation, simulant une contrainte rigide, tandis que les autres frontières du modèle sont soumises à un champ de déplacement libre. Cette configuration permet de reproduire une interaction dynamique réaliste, en autorisant le système à réagir aux sollicitations dynamiques, comme illustré dans la figure suivante.

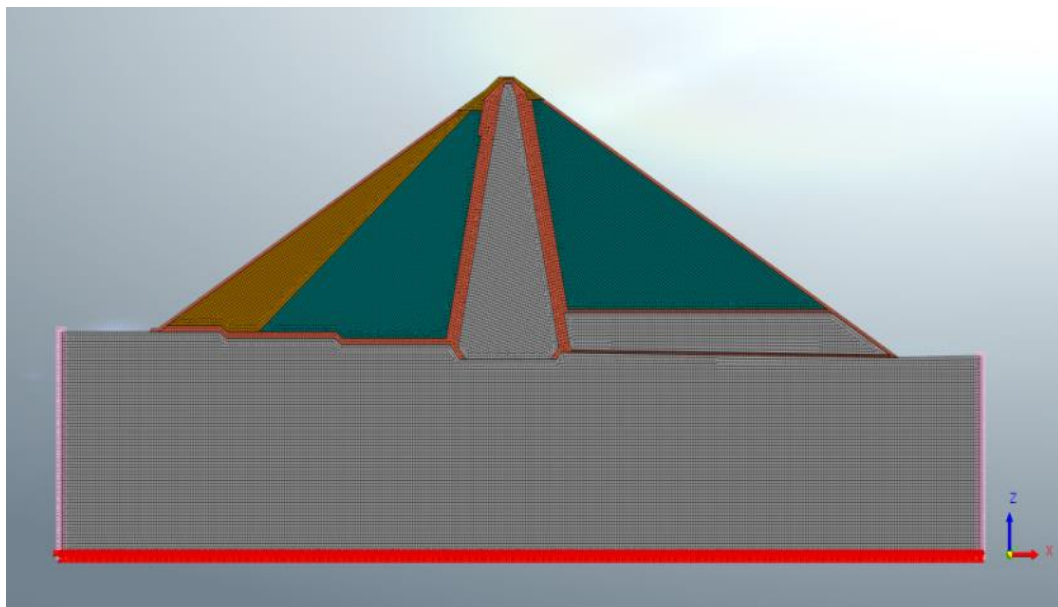


Figure 4.2 : Maillage et conditions limites du barrage Mahouane

4.4- Phases de calcul :

Cette étude comporte plusieurs étapes de calcul visant à évaluer le comportement du barrage sous différentes conditions de charge, tant statiques que dynamiques.

Dans un premier temps, une analyse a été menée pour observer le comportement de l'ouvrage en l'absence de toute sollicitation externe, autrement dit à vide. La seconde phase examine la réponse de la structure en tenant compte de son propre poids et de la pression hydrostatique exercée lorsque le barrage atteint son niveau de remplissage optimal.

L'étape suivante concerne l'analyse dynamique du barrage soumis à un séisme, en condition de remplissage complet. Quatre accélérogrammes ont été utilisés, correspondant à différentes intensités (0,12 g, 0,32 g, 0,36 g et 0,44 g), afin d'évaluer la réponse de la structure à des sollicitations sismiques variées. Dans ce cadre, on suppose que les ondes sismiques horizontales se propagent de l'amont vers l'aval du barrage.

L'évaluation du comportement structurel repose alors sur l'analyse des déplacements globaux, ainsi que des mouvements horizontaux et verticaux, considérés comme des indicateurs clés de stabilité. Pour affiner cette analyse, quatre points stratégiques ont été sélectionnés : la crête du barrage, la base du noyau central, et les rives droite et gauche. L'étude de ces zones permet d'identifier les parties les plus vulnérables de l'ouvrage et de mieux comprendre l'impact des charges dynamiques sur son intégrité.

4.4.1- Stabilité du barrage dans la première phase (barrage vide)

Lors de la première phase de l'analyse, correspondant à un barrage vide, les déplacements de l'ouvrage restent faibles et pratiquement constants, proches de zéro. En l'absence de toute charge hydrostatique, seule l'action du poids propre du barrage entre en jeu, ce qui engendre des déplacements et des déformations négligeables. Les figures 4.3, 4.4 et 4.5 présentent respectivement les déplacements totaux, ainsi que les composantes horizontales et verticales de la structure.

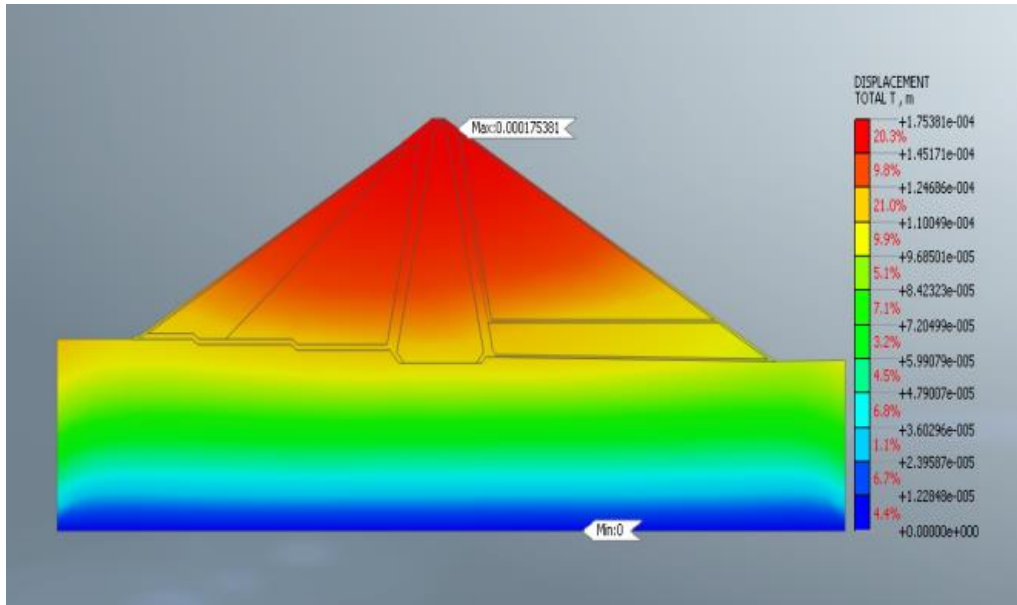


Figure 4.3 : Le Déplacemmnt Total sous l'effet du poids propre (m)

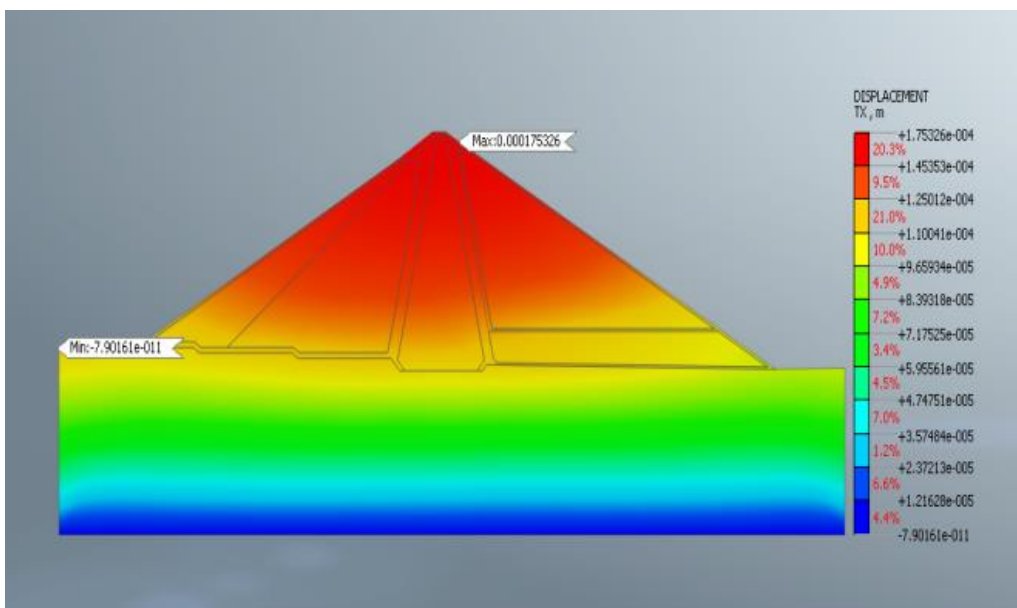


Figure 4.4: Le Déplacemmnt Horizontal sous l'effet du poids propre (m)

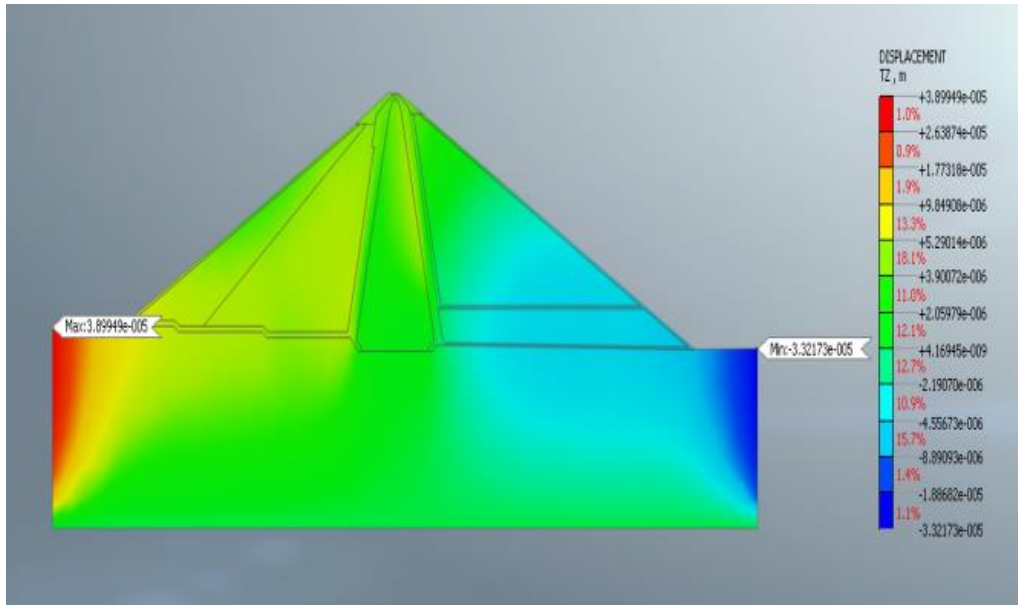


Figure 4.5: Le Déplacemmnt Vertical sous l'effet du poids propre (m)

4.4.2- Stabilité du barrage dans la deuxième phase (barrage rempli)

Les charges statiques, telles que la pression hydrostatique et le poids propre de la structure, sont classées parmi les charges permanentes, dont les variations sont généralement négligeables. La réponse structurale du barrage à ces sollicitations est principalement déterminée par les propriétés élastiques des matériaux constitutifs, lesquelles régissent leur capacité à se déformer sous l'effet des contraintes et à retrouver leur configuration initiale une fois celles-ci levées.

Dans cette section, l'aptitude du logiciel MIDAS GTS à modéliser les comportements statiques et dynamiques d'un barrage en remblai a été évaluée à l'aide de la méthode des éléments finis (FEM). L'analyse statique a permis de comparer les résultats numériques aux données issues de l'auscultation du barrage (Tableau 4.2). Les comparaisons effectuées ont révélé une concordance significative entre les mesures expérimentales et les simulations réalisées avec MIDAS GTS, attestant ainsi de la fiabilité du logiciel dans la reproduction des réponses mécaniques de l'ouvrage.

Les figures 4.6 à 4.8 illustrent respectivement les déplacements totaux, horizontaux et verticaux du barrage en remblai de Mahouane, soumis à une charge statique. Ces résultats permettant d'évaluer le comportement global de l'ouvrage dans des conditions de charge permanente.

La figure 4.6 présente la distribution du déplacement total à travers l'ensemble du corps du barrage. L'analyse met en évidence une concentration notable des déplacements maximaux

au niveau de la partie amont du talus supérieur, atteignant une valeur de l'ordre de 8.41×10^{-1} m. Ce comportement est typique des structures en remblai soumises à leur propre poids, en raison de la configuration géométrique du profil (pentes inclinées) et de l'hétérogénéité des rigidités entre le noyau central et les remblais latéraux. La progression régulière du gradient de déplacement traduit une réponse mécanique homogène de l'ouvrage sous sollicitation statique.

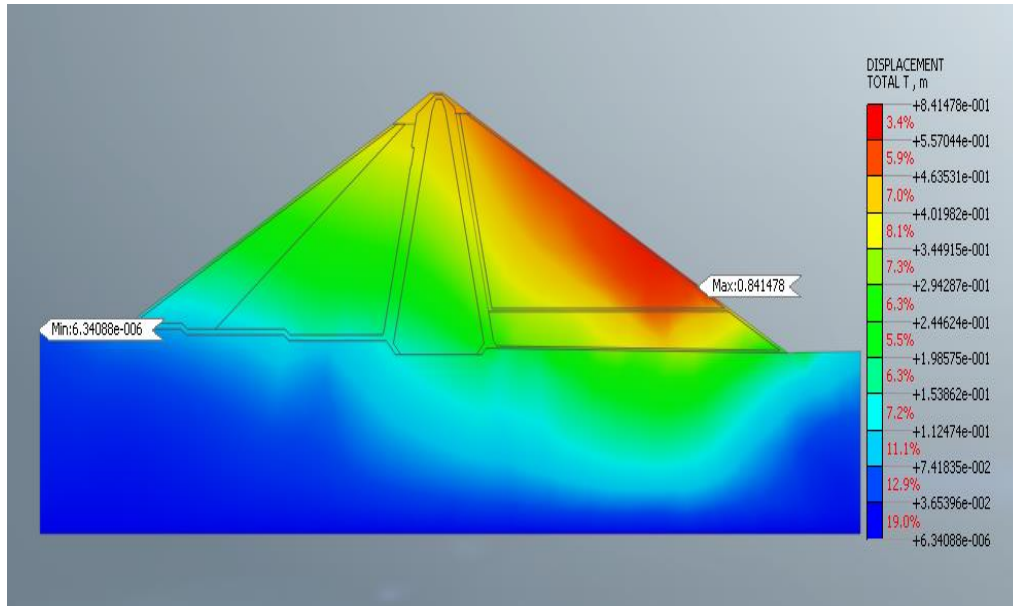


Figure 4.6: Le Déplacement Total sous charge statique (m)

La figure 4.7 présente les composantes horizontales du déplacement, majoritairement orientées vers l'aval. Les valeurs maximales sont enregistrées au niveau de la paroi aval, atteignant environ 3.54×10^{-1} m, ce qui reflète une tendance naturelle du massif à s'ouvrir vers l'aval sous l'effet de la gravité. Ce type de déplacement est un paramètre critique dans l'évaluation de la stabilité globale, notamment en phase d'analyse post-sismique, où une amplification de ces mouvements pourrait signaler un comportement non linéaire ou un désordre structurel latent.

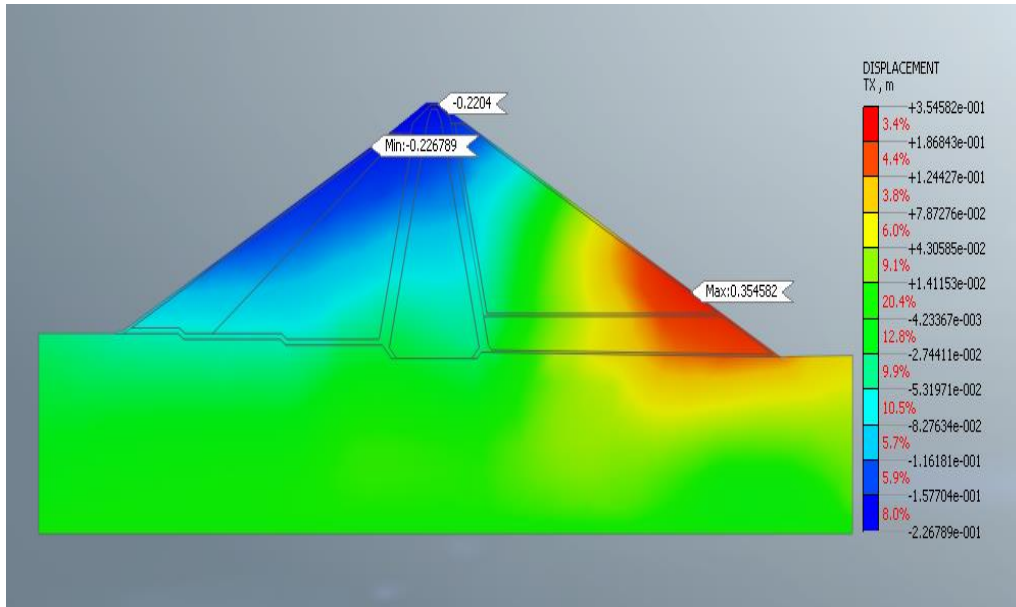


Figure 4.7: Le Déplacement Horizontal sous charge statique (m)

Quant au déplacement vertical, représenté à la figure 4.8, il est dominé par des tassements localisés principalement dans les zones centrales de la structure, avec un maximum avoisinant 7.61×10^{-1} m. Ces tassements sont attribuables au processus de consolidation des matériaux remblayés. La distribution verticale, globalement symétrique et cohérente avec la géométrie du noyau imperméable, suggère une bonne homogénéité dans la compaction et une adéquation entre les hypothèses de modélisation et le comportement attendu. L'absence de soulèvement ou de déformations inverses traduit une réponse structurale stable dans ce régime de chargement.

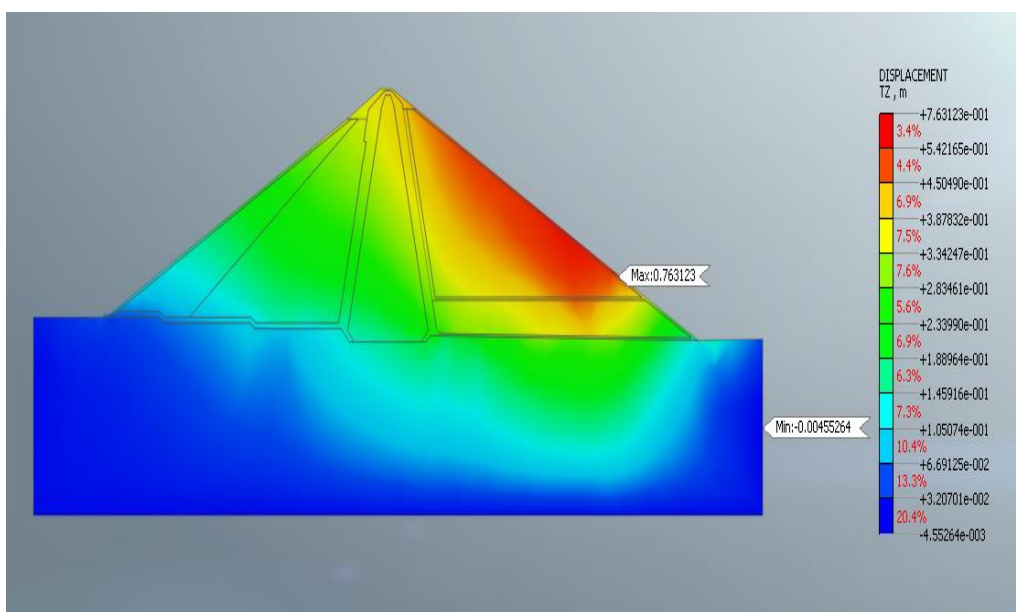


Figure 4.8: Le Déplacement Vertical sous charge statique (m)

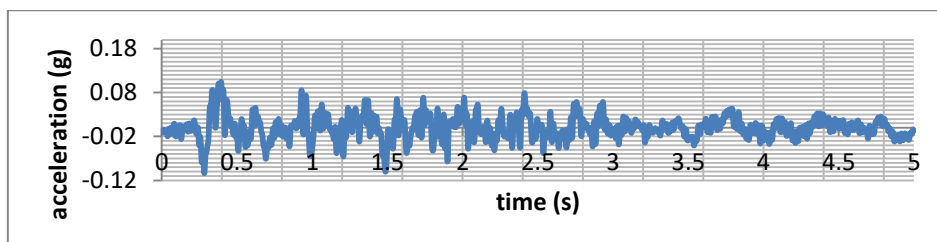
L'ensemble des résultats obtenus dans le cadre de cette simulation statique permet de conclure à un comportement structurel stable du barrage étudié. Les déplacements observés restent contenus dans des plages compatibles avec les ordres de grandeur courants pour ce type d'ouvrage. Ces observations constituent une référence précieuse en vue des analyses ultérieures, notamment sous sollicitations dynamiques, où les réponses structurelles pourraient être significativement modifiées.

Tableau 4.2 : Comparaison des déplacements mesurés par auscultation du barrage et modélisés par MIDAS GTS NX

	Auscultation de barrage		MIDAS Gts Nx	
	Max	Min	Max	Min
Déplacement horizontal (m)	-0.058	0.00	0.3545	-0.2267
Déplacement vertical (m)	0.8731	-0.0009	0.7631	-0.0045

4.4.3- Stabilité du barrage dans la troisième phase (analyse dynamique)

La charge dynamique a été déterminée sur la base de quatre accélérogrammes, dont les amplitudes respectives sont de 0,12 g, 0,32 g, 0,36 g et 0,44 g. La Figure 4.9 présente les caractéristiques des accélérogrammes horizontaux obtenus à partir des charges sismiques, mettant en évidence une accélération horizontale maximale du séisme atteignant 0,44 g. Cette valeur est en accord avec les résultats des études probabilistes antérieures menées en Algérie, confirmant ainsi la pertinence des hypothèses adoptées pour l'évaluation de la stabilité dynamique du barrage.



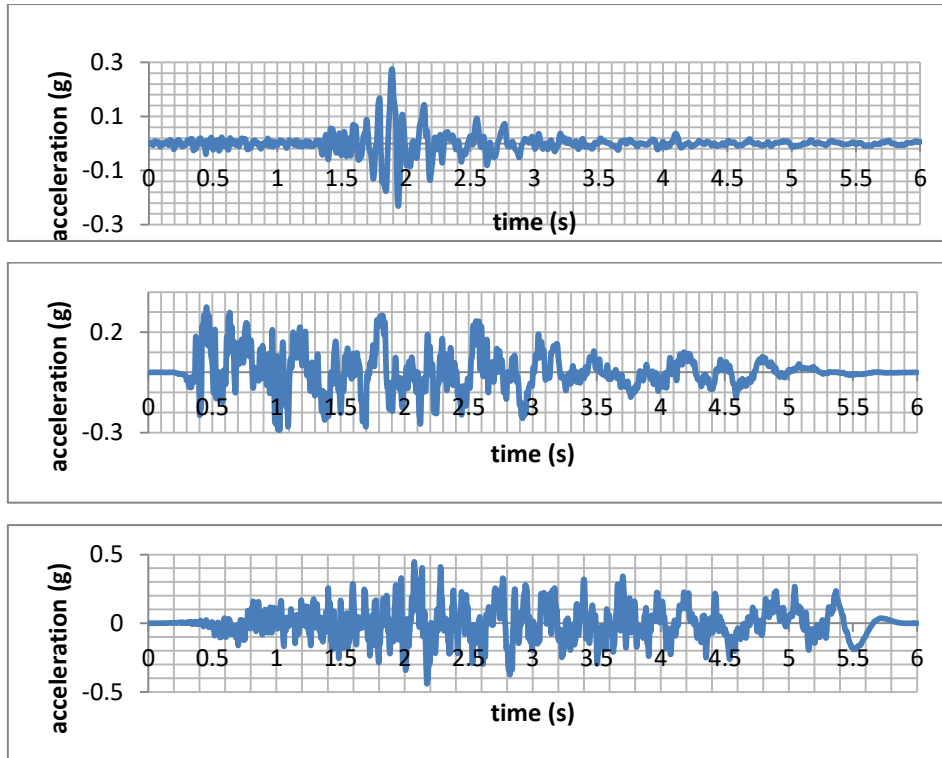


Figure 4.9: Les charges sismiques utilisées dans la modélisation

4.4.3.1- Les Déplacements Totaux

Les figures 4.10, 4.11, 4.12 et 4.13 illustrent les déplacements totaux du barrage lors des quatre séismes analysés.

Dans le premier modèle, le barrage a été soumis à un séisme d'une durée de 5 secondes avec une accélération maximale de 0,12 g. À la fin de cette sollicitation, un déplacement total de 0,47 m a été observé à la crête (figure 4.10), représentant 0,6 % de la hauteur du barrage. Aucun déplacement n'a été enregistré à la base, ce qui s'explique probablement par les conditions aux limites fixes.

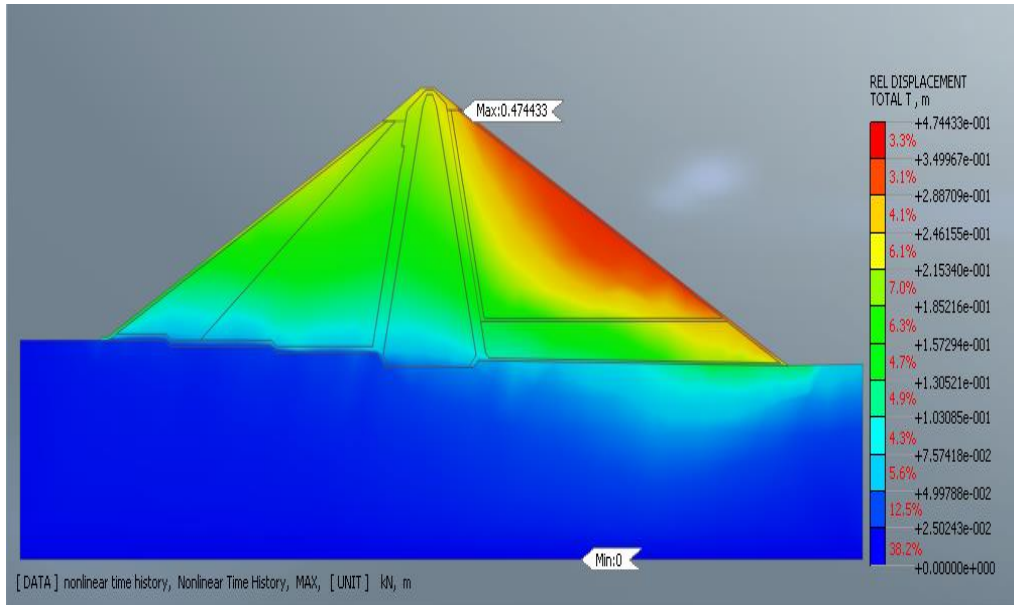


Figure 4.10: Déplacement relative Total lors du 1^{er} Séisme (m)

La figure 4.11 présente les déplacements enregistrés lors d'un séisme de 6 secondes avec une accélération maximale de 0,24 g. Le déplacement maximal, atteignant 0,95 m, a été relevé dans la partie aval du noyau.

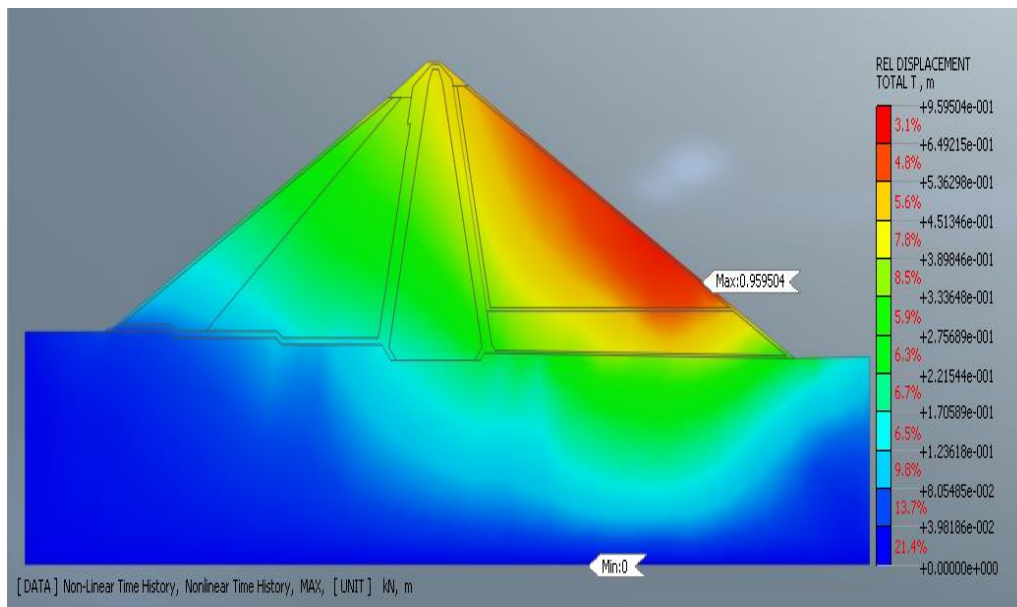


Figure 4.11 : Déplacement relatif total lors du 2^{ème} Séisme (m)

Pour le troisième séisme, les déplacements extrêmes sont respectivement de 1,2 m et 0 m. La valeur maximale a été enregistrée au niveau du talus aval, tandis qu'aucun déplacement n'a été détecté au niveau de la fondation (figure 4.12).

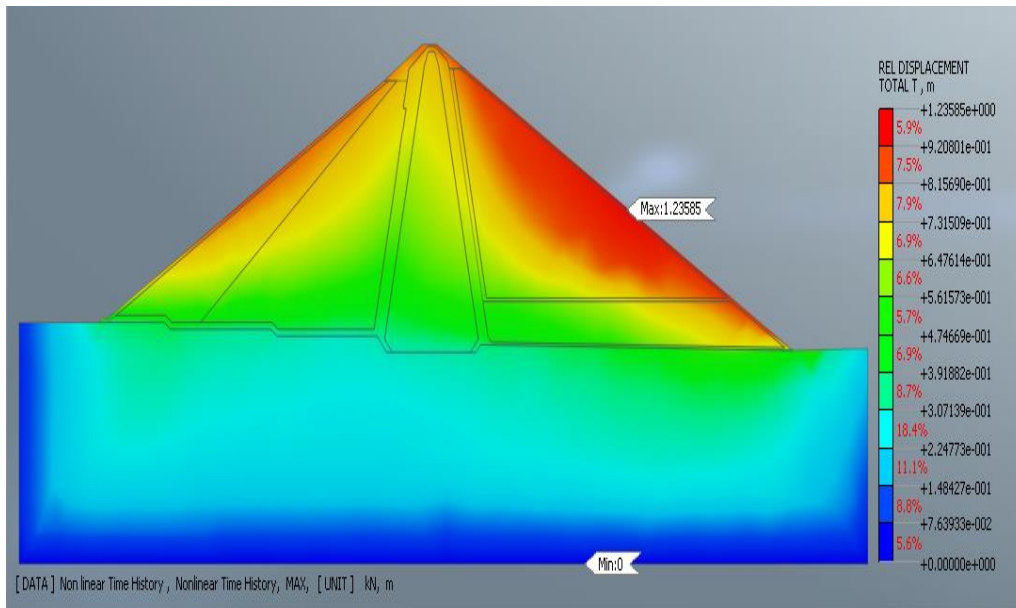


Figure 4.12 : Déplacement relatif total lors du 3^{ème} Séisme (m)

Enfin, pour le quatrième modèle, un déplacement maximal de 1,7 m a été observé, correspondant à 1.9 % de la hauteur du barrage, avec un déplacement minimal de 0 m (figure 4.13). Ces résultats montrent que les déplacements augmentent avec l'intensité et la durée des séismes. La distribution des déplacements est influencée par les propriétés dynamiques du matériau, les conditions aux limites, ainsi que les charges sismiques appliquées.

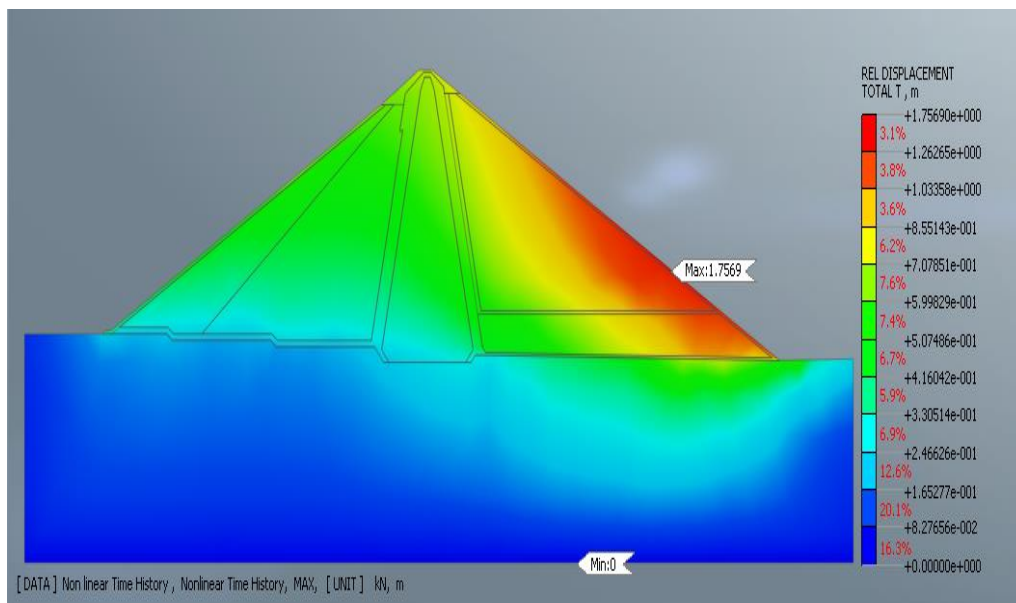


Figure 4.13 : Déplacement relatif total lors du 4^{ème} Séisme (m)

4.4.3.2- Les Déplacements Horizontaux

Les déplacements horizontaux maximaux et minimaux du barrage Mahouane lors des quatre séismes analysés sont présentés respectivement dans les figures 4.14 à 4.17. La figure 4.14 illustre l'évolution des déplacements horizontaux au cours du premier séisme. Ces déplacements, légèrement asymétriques, se manifestent aussi bien sur le parement amont que sur le parement aval du barrage. Le déplacement maximal enregistré atteint 0,206 m, soit 0,23 % de la hauteur totale de l'ouvrage, et se situe au niveau du parement aval. À l'inverse, le déplacement minimal, observé à la base de la fondation du barrage, est nul.

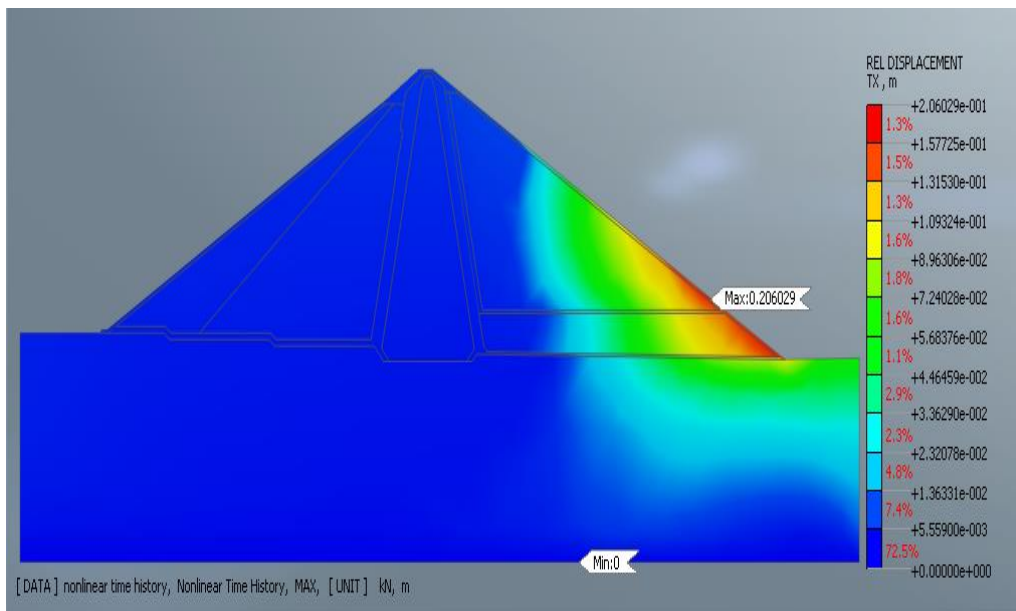


Figure 4.14 : Déplacement relatif horizontal lors du 1^{er} Séisme (m)

Les figures 4.15, 4.16 et 4.17 présentent les déplacements horizontaux maximaux enregistrés lors des séismes suivants. Il est observé que ces déplacements se produisent systématiquement au niveau du talus aval du barrage. Lors du deuxième séisme, le déplacement maximal atteint environ 0,40 m. Pour le troisième et quatrième séismes, ces valeurs augmentent respectivement à 0.6 m et 0.65 m, En revanche, les déplacements minimaux, relevés au niveau des fondations de la digue, demeurent nuls lors du deuxième, troisième et quatrième séisme.

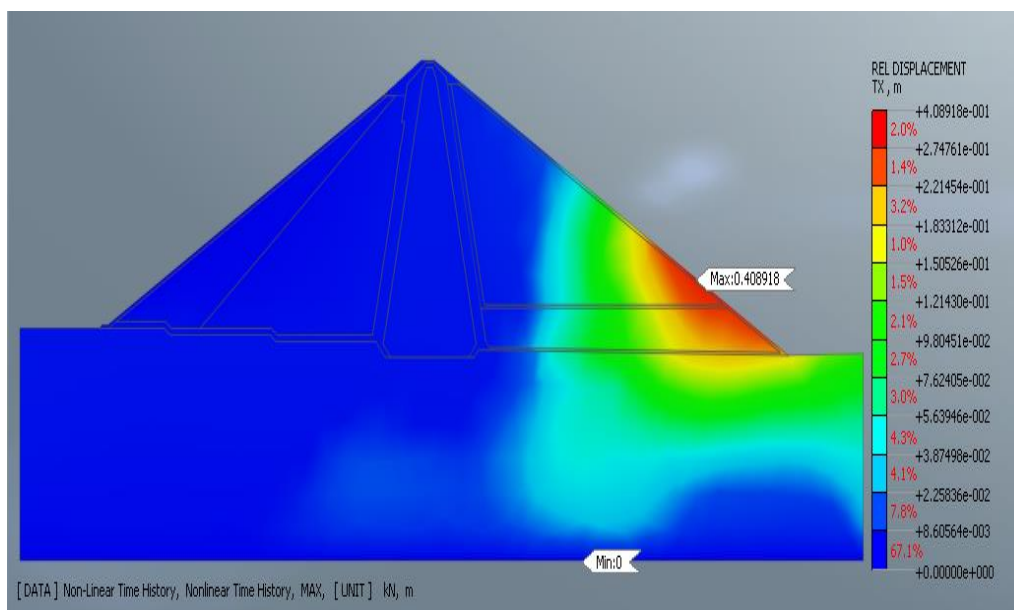


Figure 4.15 : Déplacement relative horizontal lors du 2^{ème} Séisme (m)

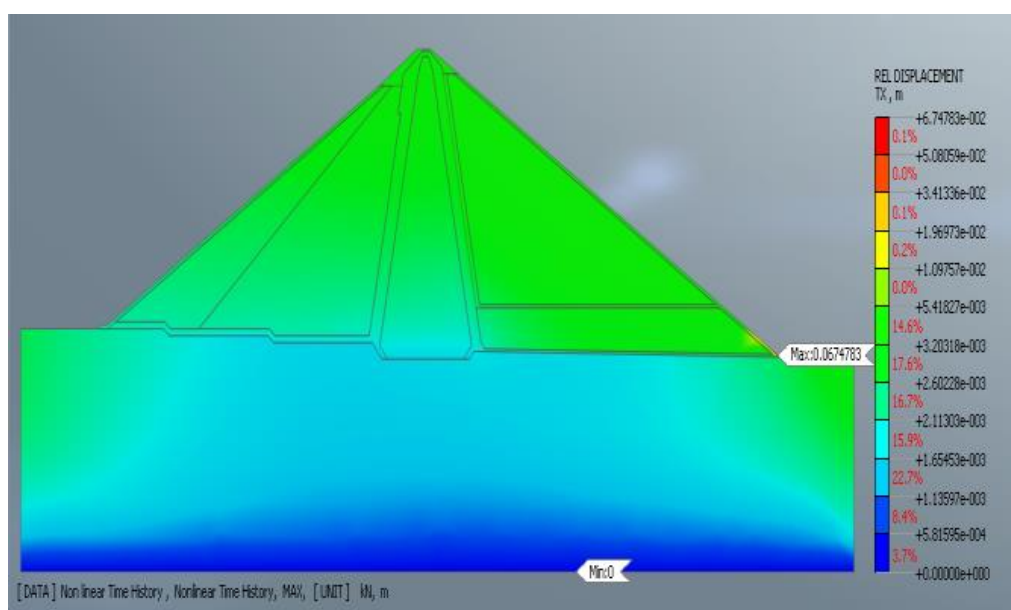


Figure 4.16: Déplacement relatif horizontal lors du 3^{ème} Séisme (m)

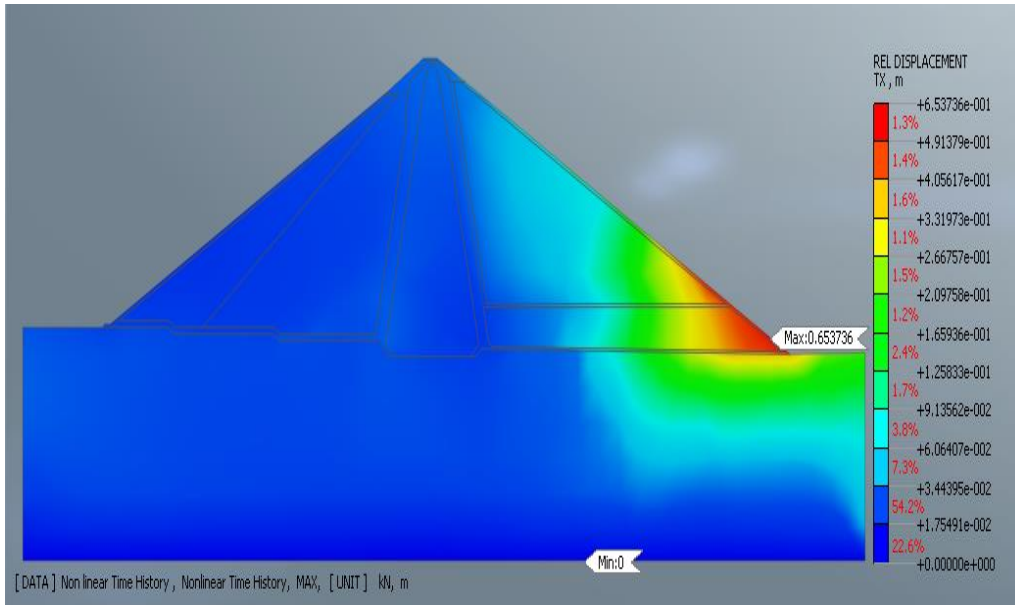


Figure 4.17: Déplacement relative horizontal lors du 4^{ème} Séisme (m)

4.4.3.3- Les Déplacements Verticaux

La figure 4.18 illustre les déplacements verticaux enregistrés lors d'un séisme caractérisé par une accélération maximale d'environ 0,10 g. L'amplitude maximale du déplacement, estimée à 0,47 m, est observée au niveau de la crête de la digue. En revanche, le déplacement minimal est localisé à la base du barrage, où il atteint une valeur nulle.

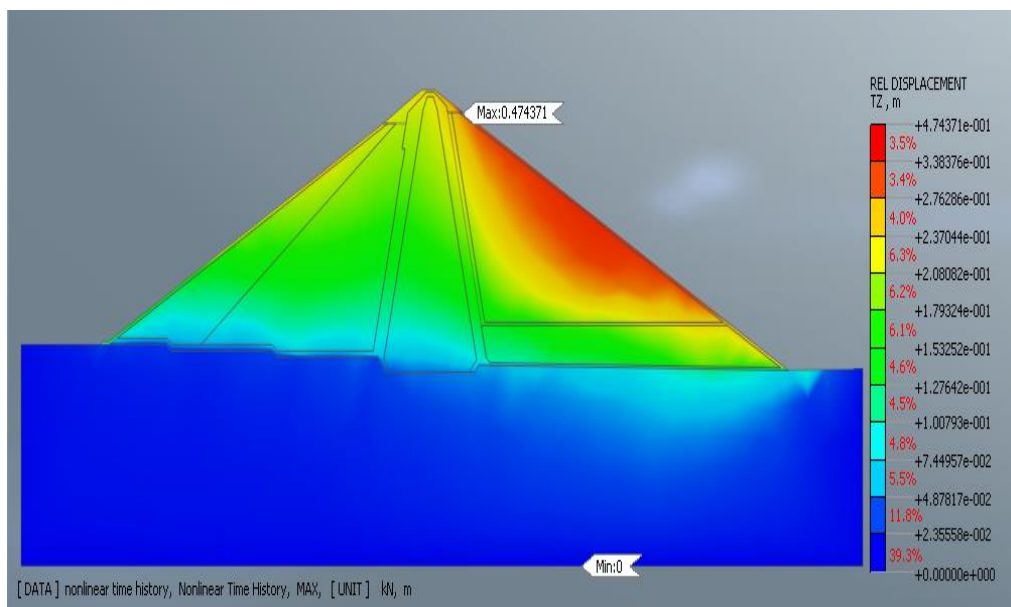


Figure 4.18: Déplacement relatif vertical lors du 1^{er} Séisme (m)

Lors du second séisme (figure 4.19), le déplacement vertical maximal atteint 0,86 m, toujours au niveau du talus aval, tandis que la valeur minimale reste nulle.

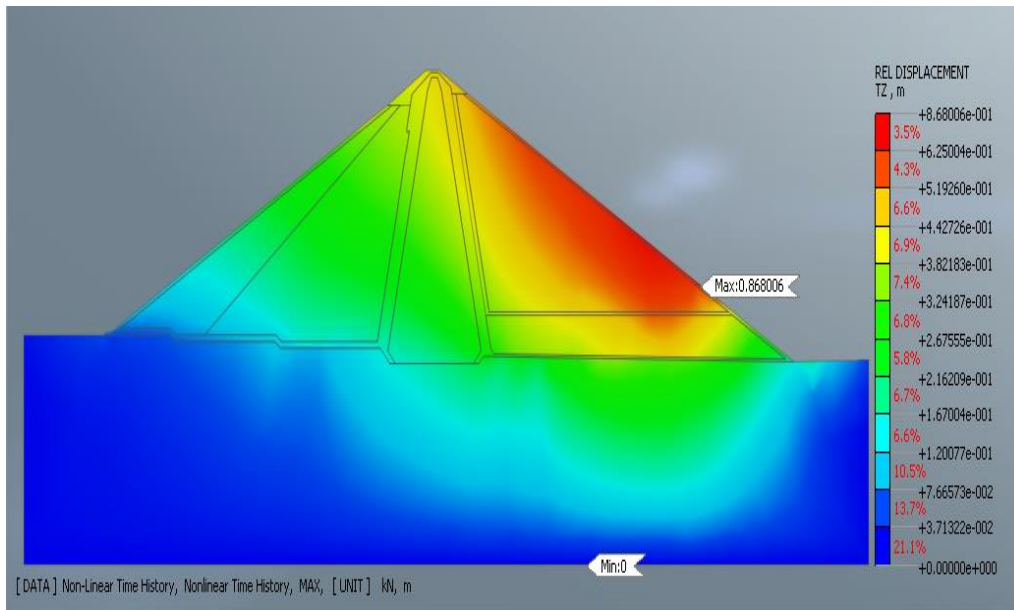


Figure 4.19: Déplacement relatif vertical lors du 2^{ème} Séisme (m)

D'après les figures 4.20 et 4.21, les déplacements verticaux mesurés lors de troisième et quatrième séismes sont respectivement de 1.2 m et 1,6 m, dans la partie aval de la digue. Ce même comportement a été observé lors des troisième et quatrième tremblements de terre pour le déplacement minimal, qui demeure nul à la base du barrage.

Ces résultats suggèrent que les déformations du remblai sous l'effet des sollicitations sismiques sont concentrées sur le parement aval du barrage, tandis que les fondations restent stables et ne subissent que de faibles déplacements. Cette observation souligne l'importance d'une surveillance continue de la structure et la mise en place de mesures de renforcement si nécessaire pour garantir la stabilité de l'ensemble de l'infrastructure.

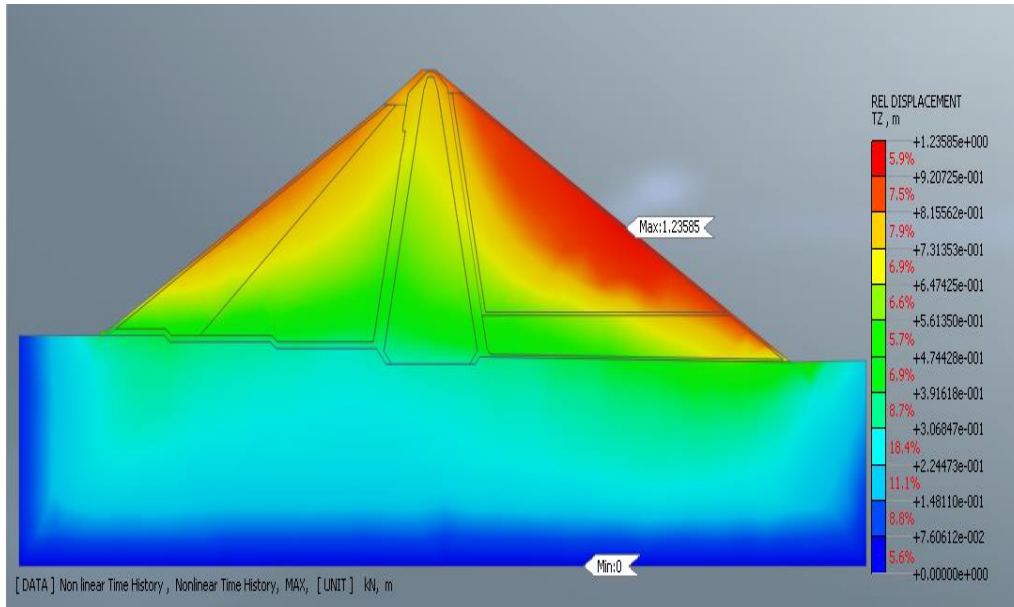


Figure 4.20: Déplacement relatif vertical lors du 3^{ème} Séisme (m)

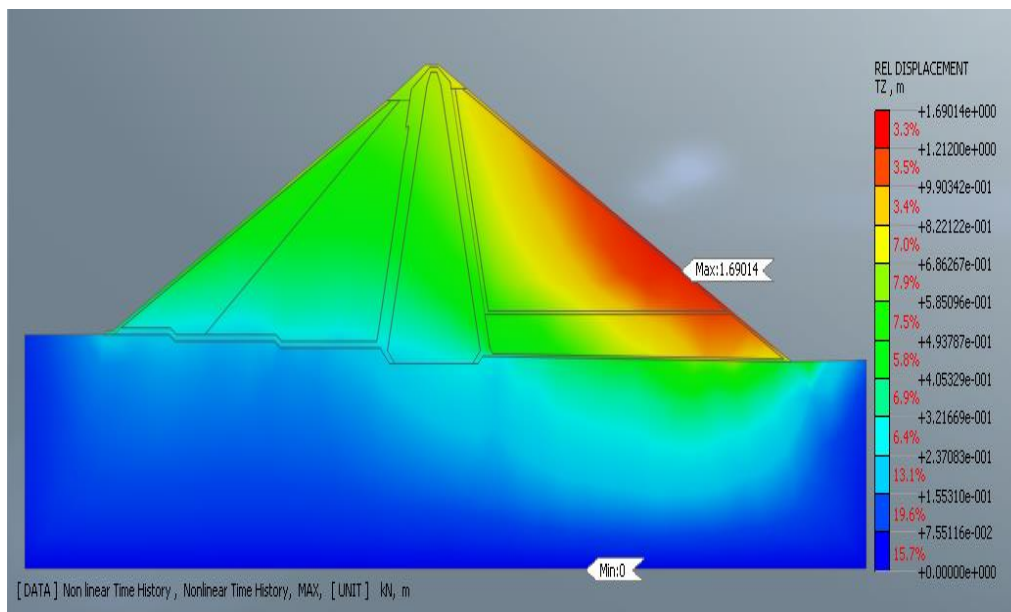


Figure 4.21: Déplacement relatif vertical lors du 4^{ème} Séisme (m)

4.4.4- Déplacement

Les figures 22 à 25 illustrent les courbes des déplacements totaux obtenus par simulation numérique à l'aide du logiciel de calcul MIDAS GTS NX pour les quatre séismes analysés dans cette étude. Ces déplacements ont été enregistrés à quatre points stratégiques du barrage, à savoir : la crête, les versants amont et aval, ainsi que la base du noyau. Ces points ont été sélectionnés en raison de leur importance dans l'évaluation de la réponse dynamique du barrage sous l'effet des sollicitations sismiques.

L'analyse de ces résultats permet de mieux comprendre les zones les plus sensibles du barrage et d'orienter les futures stratégies de renforcement structurel ou d'adaptation aux risques sismiques.

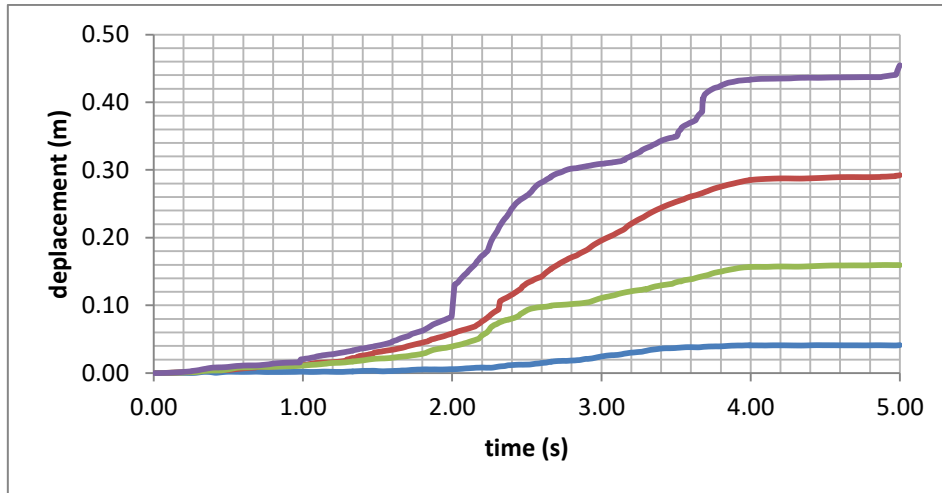


Figure 4.22: Courbe de déplacement observées lors Du 1^{er} séisme.

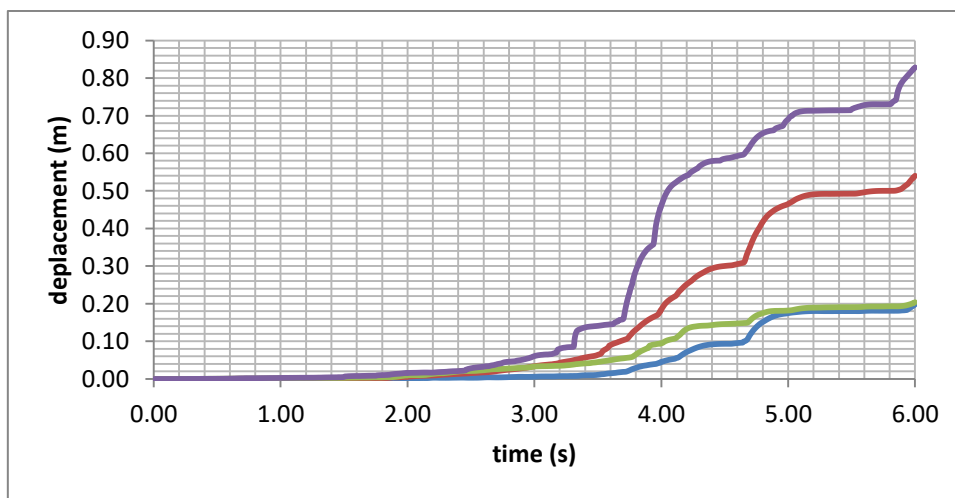


Figure 4.23: Courbe de déplacement observées lors Du 2^{ème} séisme.

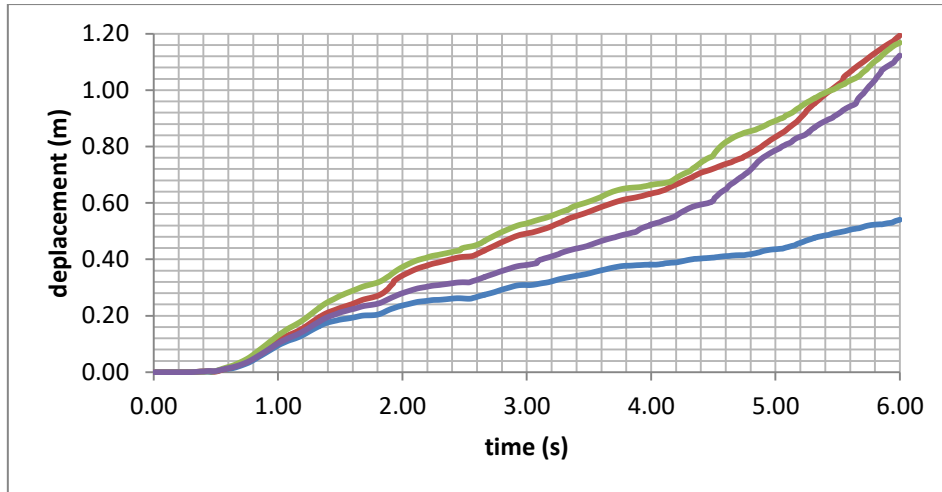


Figure 4.24: Courbe de déplacement observées lors Du 3^{ème} séisme.

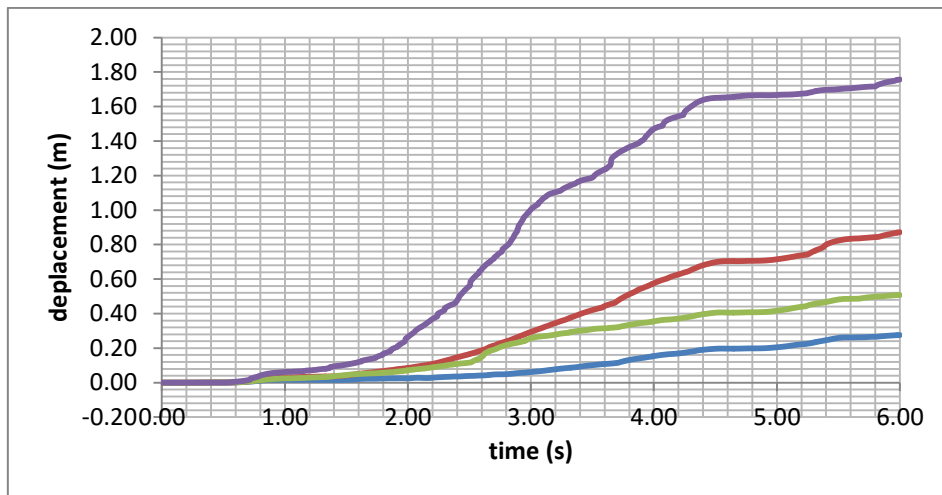


Figure 4.25: Courbe de déplacement observées lors Du 4^{ème} séisme.

Conclusion

Dans ce chapitre, le barrage de Mahouane a été modélisé numériquement afin d'évaluer sa stabilité sous l'effet de charges sismiques correspondant à quatre séismes d'intensités différentes. Le modèle numérique a été développé à l'aide du logiciel GTS NX, sur la base de la géométrie du barrage et des caractéristiques géotechniques des matériaux constitutifs.

Pour le premier cas de chargement sismique, un déplacement total de 0,47 m a été observé au niveau de la crête, représentant environ 0,6 % de la hauteur du barrage, avec une accélération maximale de 0,12 g.

Lors du deuxième séisme, d'une durée de 6 secondes et caractérisé par une accélération maximale de 0,24 g, le déplacement maximal a atteint 0,95 m, principalement localisé dans la partie aval du noyau.

Pour le troisième séisme, les déplacements extrêmes observés sont respectivement de 1,2 m et 0 m. La valeur maximale a été enregistrée au niveau du talus aval, tandis qu'aucun déplacement significatif n'a été détecté au niveau de la fondation, traduisant un bon ancrage de l'ouvrage.

Enfin, pour le quatrième cas de calcul, un déplacement maximal de 1,7 m a été observé, correspondant à environ 1,9 % de la hauteur du barrage, avec un déplacement minimal nul.

L'ensemble de ces résultats montre que les déplacements augmentent avec l'intensité et la durée des sollicitations sismiques. La distribution spatiale des déplacements est fortement influencée par les propriétés dynamiques des matériaux, les conditions aux limites du modèle ainsi que les caractéristiques des charges sismiques appliquées.

Conclusion générale :

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques dont l'histoire remonte à des milliers d'années. Ils ont joué un rôle essentiel dans le développement des sociétés humaines en assurant l'approvisionnement en eau, la production d'énergie et la protection contre les inondations. Toutefois, l'exposition de ces structures à des aléas naturels, notamment les séismes, peut entraîner leur effondrement, provoquant parfois des pertes humaines considérables ainsi que des dommages matériels et environnementaux majeurs.

La compréhension du comportement sismique des barrages est donc devenue indispensable pour assurer la sécurité et la pérennité de ces infrastructures stratégiques. Historiquement, l'évaluation de leur réponse aux sollicitations sismiques s'est appuyée sur des méthodes traditionnelles qui, au fil des décennies, ont évolué grâce aux progrès des technologies informatiques et de la modélisation numérique. Ces avancées permettent aujourd'hui une analyse plus précise et réaliste du comportement dynamique des barrages.

Dans ce contexte, les propriétés des matériaux jouent un rôle fondamental dans l'analyse sismique. La réponse d'un ouvrage aux sollicitations dynamiques dépend étroitement des caractéristiques mécaniques des matériaux qui le composent, telles que la densité, la rigidité, la résistance et l'amortissement. Une modélisation fidèle de ces comportements est essentielle pour prédire avec précision la réponse structurelle. Pour les barrages, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est fréquemment utilisé pour représenter de manière réaliste la résistance au cisaillement des sols et matériaux géotechniques, prenant en compte la cohésion et l'angle de frottement interne. Ce modèle permet d'intégrer les phénomènes de plasticité et de rupture, indispensables pour améliorer la précision des prévisions de réponse sismique.

Par ailleurs, l'évaluation des déplacements, vitesses et accélérations résultant d'une sollicitation sismique est un élément clé dans l'analyse dynamique des barrages. L'utilisation de plusieurs enregistrements sismiques de différentes intensités, amplitudes, durées et contenus fréquentiels permet de mieux appréhender la variabilité des réponses structurelles. Ainsi, la sélection d'un ensemble représentatif de signaux sismiques est primordiale pour anticiper les comportements critiques sous divers scénarios de sollicitation.

Le comportement sismique diffère également selon le type de barrage. Les barrages voûte, grâce à leur conception arquée, transfèrent efficacement les charges vers les appuis, leur conférant une bonne résistance aux séismes modérés. Toutefois, sous des sollicitations fortes, des phénomènes non linéaires tels que la fissuration du béton ou des déplacements aux appuis peuvent survenir, nécessitant le recours à des analyses dynamiques non linéaires. De leur côté, les barrages en remblai, constitués de matériaux granulaires, sont plus sensibles aux dé-

formations permanentes, à l'instabilité locale et au risque de liquéfaction. Leur analyse requiert une modélisation rigoureuse du comportement non linéaire des matériaux ainsi qu'une évaluation détaillée des mécanismes de rupture potentiels.

C'est dans cette optique que s'inscrit le présent travail de thèse, visant à évaluer la stabilité et la sécurité de deux infrastructures hydrauliques majeures de l'Est algérien face au risque sismique : le barrage-voûte de Tichy Haf et le barrage en terre de Mahouane. Compte tenu de la sismicité notable de la région, il est devenu impératif de réaliser des évaluations rigoureuses s'appuyant sur des outils d'analyse avancés capables de simuler de manière réaliste le comportement dynamique de ces ouvrages critiques.

La méthodologie adoptée repose sur l'analyse non linéaire transitoire par éléments finis, réalisée à l'aide du logiciel Midas GTS NX. Cette approche permet de reproduire fidèlement la réponse des barrages soumis à différents niveaux de sollicitations sismiques, en intégrant les comportements non linéaires des matériaux et les effets dynamiques complexes.

Les résultats obtenus ont montré une bonne tenue structurelle des deux barrages, même sous l'effet de séismes forts. La pertinence des outils numériques employés a été confirmée par une validation croisée avec les données issues de la surveillance réelle des ouvrages.

Au-delà des résultats, ce travail contribue à une meilleure compréhension du comportement sismique des barrages en contexte méditerranéen. Il souligne l'importance de l'intégration des données d'auscultation dans les processus d'évaluation du risque et ouvre la voie à l'amélioration future des modèles, notamment en prenant en compte les effets hydrodynamiques, les variations thermiques saisonnières et le vieillissement des matériaux.

Enfin, cette étude recommande de promouvoir des politiques de maintenance préventive et de surveillance continue, tout en encourageant l'utilisation d'outils numériques performants pour la conception, la réévaluation et la gestion durable des infrastructures hydrauliques situées dans des zones à forte activité sismique.

Références bibliographiques :

- [1] Gordan, B., Raja, M. A., Armaghani, D. J., & Adnan, A. (2022). Review on dynamic behaviour of earth dam and embankment during an earthquake. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(1), 3-33.
- [2] He, Q., Gu, C., Valente, S., Zhao, E., Liu, X., & Yuan, D. (2022). Multi-arch dam safety evaluation based on statistical analysis and numerical simulation. *Scientific Reports*, 12(1), 8913.
- [3] Zewdu, A. (2020). Modeling the slope of embankment dam during static and dynamic stability analysis: a case study of Koga dam, Ethiopia. *Modeling Earth Systems and Environment*, 6(4), 1963-1979.
- [4] Ebrahimian, B. (2011). Numerical analysis of nonlinear dynamic behavior of earth dams. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 5, 24-40.
- [5] Chen, S. H. (2015). Embankment dams. In *Hydraulic structures* (pp. 497-592). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- [6] Li, Y., Zhao, E., Zhang, J., Shao, C., & Li, Z. (2024). Hybrid reliability evaluation of arch dam during long-term service with multi-dimensional parallelepiped convex model. *Engineering Failure Analysis*, 157, 107937.
- [7] Bayraktar, A., Sevim, B., & Altunişik, A. C. (2011). Finite element model updating effects on nonlinear seismic response of arch dam–reservoir–foundation systems. *Finite elements in analysis and design*, 47(2), 85-97.
- [8] Zhou, Y., Li, C., Pang, R., Li, Y., Xu, Y., & Chen, J. (2024). A new approach for seepage parameter inversion of earth–rockfill dams based on an improved sparrow search algorithm. *Computers and Geotechnics*, 167, 106036.
- [9] Chen, S. H. (2015). Embankment dams. In *Hydraulic structures* (pp. 497-592). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- [10] Agusta-Boularot, S., & Paillet, J. L. (1997). Le Barrage et l'Aqueduc Occidental de Glanum: le Premier Barrage-Voûte de l'Histoire des Techniques?. *Revue archéologique*, 27-78.
- [11] Adjadj, M., Aliouche, Y., & Meksaouine, M. (2021). Three-Dimensional Non-Linear Analysis based on the Temporal Evolution of an RCC Dam Including the Alluvium Effect. *GeoScience Engineering*, 67(1), 11-20.
- [12] Gordan, B., Raja, M. A., Armaghani, D. J., & Adnan, A. (2022). Review on dynamic behaviour of earth dam and embankment during an earthquake. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(1), 3-33.

- [13] Seghir, T., Fourar, F. Z., Zeroual, A., Fourar, A., & Massouh, F. (2024). Comparative study of the seismic performance of earth dams-case of Ouarkiss dam. *Modeling Earth Systems and Environment*, 10(1), 1229-1251.
- [14] Enzell, J., Ulfberg, A., Sas, G., & Malm, R. (2021). Post-peak behavior of concrete dams based on nonlinear finite element analyses. *Engineering Failure Analysis*, 130, 105778.
- [15] Lyu, W., Zhang, L., Yang, B., & Chen, Y. (2021). Analysis of stability of the Baihetan arch dam based on the comprehensive method. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, 1219-1232.
- [16] Sarkar, A., Ghodke, S., & Bagchi, A. (2024, January). Performance of 2D-spectral finite element method in dynamic analysis of concrete gravity dams. In *Structures* (Vol. 59, p. 105770). Elsevier.
- [17] Yu, X., Zhou, Y. F., & Peng, S. Z. (2005). Stability analyses of dam abutments by 3D elasto-plastic finite-element method: a case study of Houhe gravity-arch dam in China. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 42(3), 415-430.
- [18] Majidi, N., Riahi, H. T., Zandi, S. M., & Hajirasouliha, I. (2023). Development of practical downsampling methods for nonlinear time history analysis of complex structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 175, 108247.
- [19] Ningthoukhongjam, S. S., & Singh, K. D. (2021). Analysis of Mid-Rise Moment Resisting Steel Frames by Nonlinear Time History Analysis using Force Analogy Method. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 102(4), 901-918.
- [20] Suryadi, A., Wijaya, H., & Yuwono, A. (2023). Nonlinear Time History Pada Fondasi Tiang Pancang Dengan Program Midas Gts Nx. *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 6(2), 383-392.
- [21] Liang, C., Chen, J., Xu, Q., & Li, J. (2023). Evaluation of nonlinear response biases of arch dams due to amplitude scaling via three-component record selection based on conditional spectra. *Engineering Structures*, 287, 116169.
- [22] Dams, Dikes, and Levees [1] Burch Jr., J.R. (2023). *Dams and Levees, Water Rights Environ. United States*, , pp. 191–206, Doi: 10.5040/9798216034049.ch-007.
- [23] Shen, X., Niu, X., Lu, W., Chen, M., Yan, P., Wang, G., & Leng, Z. (2017). Rock mass utilization for the foundation surfaces of high arch dams in medium or high geo-stress regions: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76, 795-813.
- [24] Mostafaei, H. (2024). Modal Identification Techniques for Concrete Dams: A Comprehensive Review and Application. *Sci*, 6(3).

- [25] Li, S., Ding, L., Zhao, L., & Zhou, W. (2009). Optimization design of arch dam shape with modified complex method. *Advances in Engineering Software*, 40(9), 804-808.
- [26] Lombardi, I. G., & Barrages-voûte, C. D. E. S. (1997). Conception et calcul des barrages - voûte présentation à Rabat.
- [27] Sun, W. (2011). Seismic response control of high arch dams including contraction joint using nonlinear super-elastic SMA damper. *Construction and Building Materials*, 25(9), 3762-3767.
- [28] Hall, J. F., & Chopra, A. K. (1982). Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(2), 305-332.
- [29] Vela, Y., & Scaletti, H. (2022). Análisis dinámico de presas de arco considerando la interacción fluido-estructura. *Tecnia*, 32(2), 8-20.
- [30] Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th ed.). Prentice Hall.
- [31] Chopra, A. K., & Wang, J. T. (2010). Earthquake response of arch dams to spatially varying ground motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(8), 887-906.
- [32] Fenves, G. L., & Chopra, A. K. (1986). Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams (p. 149). Berkeley, CA: University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- [33] USACE. (1995). *Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects* (EM 1110-2-6050). U.S. Army Corps of Engineers.
- [34] European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings* (EN 1998-1). Brussels: CEN
- [35] Bureau of Reclamation. (1987). *Design of arch dams*. United States Department of the Interior
- [36] FERC, F. (1999). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*. Washingt. DC, 20426.
- [37] Code, P. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization, 10.
- [38] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. (2003). *Règlement parasismique algérien RPA 99 - Version 2003: Règles applicables à la conception et à la réalisation des constructions ré-*

sistant au séisme. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.

[39] Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson

[40] U.S Army Corps of Engineers. (2003). *Seismic design guidelines for dams (ER 1110-2-6053)*. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers

[41] Ministère des Ressources en Eau (Algérie). (2010). *Guide technique pour la réhabilitation des barrages*

[42] Derbal, R., Meddane, N., Zendagui, D., Bekkouche, A., & Djafour, M. (2007, August). Etude du comportement dynamique d'un barrage poids-voûte face au mouvement sismique différentiel. In *CFM 2007-18ème Congrès Français de Mécanique*. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie.

[43] Zeidan, B. A. (2015, April). Seismic finite element analysis of dam-reservoir-foundation interaction. In *International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering*. Hurgada, Egypt (pp. 6-9).

[44] Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures (2nd ed.)*. McGraw-Hill

[45] Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (4th ed.)*. Pearson Education.

[46] Westergaard, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions of the American society of Civil Engineers*, 98(2), 418-433.

[47] Fenves, G. L., & Chopra, A. K. (1986). Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams (p. 149). Berkeley, CA: University of California, Earthquake Engineering Research Center.

[48] Haldar, A., & Mahadevan, S. (2000). *Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design*. John Wiley & Sons

[49] Wang, Z., Zhang, C., & Liu, F. (2015). Nonlinear seismic analysis of concrete arch dams including material and geometric nonlinearity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 123–133. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.03.004>

[50] SEGHIR, T. (2014). *Modélisation du comportement dynamique du barrage En terre sous charges sismiques (Doctoral dissertation, Université de Batna 1-Hadj Lakhder)*.

[51] Design, G. (1994). *Earth and Rock-Fill Dams-General Design and Construction Considerations*.

- [52] Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2015). *Geotechnical engineering of dams* (2nd ed.). CRC Press.
- [53] MA (1989). *Techniques des barrages en aménagement rural*, Ministère de l'Agriculture – Direction de l'Aménagement.
- [54] Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon.
- [55] ICOLD – Commission Internationale des Grands Barrages. (2000). *Asphalt and bituminous dams* (Bulletin 106). Paris, France: ICOLD.
- [56] Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2007). *Hydraulic structures* (4th ed.). Taylor & Francis.
- [57] Lakehal, R. (2018). *Analyse et étude de l'effet d'une variation des principaux paramètres sur la stabilité des barrages en terre*, Thèse de doctorat, Université Badji Mokhtar – Annaba.
- [58] Jansen, R. B. (1980). *Dams and Public Safety*, US Department of the Interior, Water and Power Resources Service. United States Government Printing Office, Denver.
- [59] Conditions d'écoulement à l'aval d'un barrage en cas de rupture de la digue-Application aux cas Algériens, thèse doctorat derdous oussama 2015.
- [60] Gikas, V., & Sakellariou, M. (2008, May). Horizontal deflection analysis of a large earthen dam by means of geodetic and geotechnical methods. In *13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis/4th IAC Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering* (pp. 12-15)
- [61] Messaid, B. (2009). *Etude De La Position Efficace Des Drains Dans Les Barrages En Terre* (thèse doctorat, Université de Batna 2)
- [62] Moreno-Torres, O, Chang Nieto, G, Salas Montoya, A, (2018), Evaluation of coupled of power water and stress-strain constitutive model in granular soils, *DYNA* (vol, 85, pp. 248-256)
- [63] Seed, H. B. (1979). Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock-fill dams. *Geotechnique*, 29(3), 215-263.
- [64] Zang, M., Qi, S., Zou, Y., Sheng, Z., & Zamora, B. S. (2020). An improved method of Newmark analysis for mapping hazards of coseismic landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 20(3), 713-726.
- [65] Serratrice, J. F. (2016). *Instabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements*. *Revue Paralia*, 9.

- [66] Zeroual, A. (2009). CONTRIBUTION A L'ANALYSE SISMIQUE DES BARRAGES EN TERRE: COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE (Doctoral dissertation, Université de Batna 2)
- [67] Tarek, S. E. G. H. I. R. (2023). Modélisation Du comportement dynamique du barrage en terre sous sollicitations sismiques (Doctoral dissertation).
- [68] Chopra, A. K. (2020). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering (5th ed.). Pearson Education.
- [69] Martin, X. (2008, June). La réglementation sur la sécurité des ouvrages hydrauliques.
- [70] Poulain, D., Boubée, D., Royet, P., Deregnaucourt, P., Guignard, C., & Ballut, L. (2012). La surveillance et l'auscultation des petits barrages : Adaptation au nouveau contexte réglementaire. Colloque CFBR, Auscultation Des Barrages et Des Dignes, Pratiques et Perspectives, 1–15.
- [71] Bonelli, S., Radzicki, K., Szczesny, J., Tourment, R., & Felix, H. (2005). L'auscultation des barrages en terre: une nécessité. Ingénieries eau-agriculture-territoires, (41), p-13.
- [72] Belmokre, A. (2020). Etude numérique du comportement thermique d'un barrage-poids sous l'effet des conditions climatiques (Doctoral dissertation).
- [73] Tapponnier, P. (1977). Evolution tectonique du système alpin en Méditerranée; poinçonnement et écrasement rigide-plastique. Bulletin de la Société géologique de France, 7(3), 437-460.
- [74] BOUDIAF Azzedine. (1996). Etude sismotectonique de la région d'Alger et de la Kabylie (thèse doctorat).
- [75] Mustapha, Adjadj. (2021). Modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis et différences finies d'un barrage en béton armé sous sollicitations statiques , dynamiques et thermiques Doctorat En-Sciences Université Badji Mokhtar-Annaba.
- [76] MIDAS GTS NX, 2014, New experience of Geo-Technical analysis System, Manual documentation