

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Hydraulique

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE REHABILITATION DU BARRAGE DE
CHEURFAS II (W. MASCARA).**

Présenté par :

Chahinez GOUFI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	MCA	Président
M.D BENSALAH	MCB	Examineur
I.ZAIBEK	MAA	Examineur
M.K MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session Novembre 2020

DEDICACE

Je dédie cette thèse

À mes très chers parents. Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et l'amour que je vous porte.

Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études, de longs mois de distance, de longs jours d'apprentissage. Votre soutien et votre encouragement m'ont toujours donné de la force pour persévérer.

Chaque ligne de cette thèse chaque mot et chaque lettre vous exprime la reconnaissance, le respect, l'estime et le merci d'être mes parents.

À mes frère et sœur, Housseim et Camélia. Veuillez trouvez dans ce travail un modeste témoignage de mon admiration et toute ma gratitude pour votre présence et soutiens durant toutes ces années.

À Amina, je ne pourrai jamais te remercier assez pour tout ce que tu as fais pour moi. Ces 3 ans ont été riches en émotion, j'en garde des souvenirs impérissables.

À tous ceux que j'ai omis de citer ..

Que ce travail soit l'expression de ma grande affection et un témoignage de mon attachement et de mon grand profond amour.

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je tiens à remercier très sincèrement tous ceux qui m'ont soutenus tout au long de la préparation de mon projet de fin d'étude .

Je tiens avant tout à exprimer ma profonde gratitude et mes chaleureux remerciements à mon encadreur PR. MIHOUBI pour l'aide et le temps qu'il à bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Je tiens également à remercier toute l'équipe de l'ANBT et spécialement Mme OUCAR et Mr. BRAHIMI pour leurs conseils et critiques tout au long de ce travail .

Mon respect s'adresse aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Je ne manquerai pas de remercier le corps professoral et administratif de l'école pour la richesse et la qualité de leur enseignements.

Mes dernières pensées iront vers mes proches, ma famille et spécialement mes parents pour leur patience, leur sacrifice et leur confiance inébranlable .

المخلص :

من خلال تحسين الإستراتيجيات و الإجراءات المنقذة للتكثيف مع الظروف الاجتماعية و الاقتصادية و المناخية للمنطقة، و وفقاً لخطّة ضمان الجودة و سياسة الدولة بشأن الموارد المائية، وجدت الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات أنه من الضروري إجراء دراسة لإعادة تأهيل سدّ شرفة المسؤول عن إمداد منطقة صيغ بمياه الشرب و متطلباتها من السقي. في هذا السياق، تهدف هذه المذكرة إلى تشخيص التّقائص والأضرار الواقعة من أجل توفير حلول مناسبة لضمان سير عمل واستقرار السدّ.

الكلمات المفتاحية ترميم ، السدود الخراسانية ، عزل المياه ، متانة.

Résumé:

Soucieuse d'améliorer les stratégies et les actions menées, adaptées aux conditions socioéconomiques et climatiques de la région, et conformément à son plan assurance qualité et à la politique de l'État en matière de gestion des ressources en eau, l'Agence Nationale des barrages et transferts en charge des projets de confortement et de réhabilitation des barrages en Algérie a trouvé indispensable de faire une étude de réhabilitation du barrage de Cheurfas qui sert à alimenter la région de la ville de SIG en eau potable et en besoin d'irrigation. C'est dans ce cadre que s'inscrit ce mémoire de fin d'études qui a pour objectif de faire un diagnostic des anomalies et les dégâts survenant au barrage afin d'apporter des solutions appropriées qui assurent son bon fonctionnement et sa stabilité.

Mots-clés : Réhabilitation, barrage en béton, étanchéité, stabilité.

Abstract :

Committed to improving the strategies and actions, adapted to the socio-economic and climate condition of the region, and in accordance with its quality assurance plan and the state policy for the water resources management, the National Agency of Dams and Transfers in charge of dams rehabilitation and reinforcement projects in Algeria found it essential to conduct a study that aims to rehabilitate the Cheurfas dam which serves to supply the SIG region with its drinking water and irrigation needs. It is within this context that this dissertation study aims to establish a diagnosis of the anomalies and the damages that had occurred in order to provide appropriate solutions ensuring the dam's proper operation and its stability.

Keywords : Rehabilitation, concrete dam, sealing, stability.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Etat de situation de l'aménagement	2
Introduction	2
I.1 Description et connaissance de l'ouvrage	2
I.1.1 Historique des aménagements de la région SIG	2
I.1.2 Historique du barrage Cheurfas II	3
I.1.2.1 Historique des études	3
I.1.2.2 Historique des travaux de construction	3
I.1.2.3 Historique de la mise en eau	3
I.2 Présentation du milieu physique	3
I.2.1 Localisation de l'ouvrage	3
I.2.2 L'objectif du barrage	4
I.2.3 Topographie du site du barrage	4
I.2.4 Synthèse géologique et géotechnique	5
I.2.4.1 Géologie régionale	5
I.2.4.2 Géologie du site	6
I.2.5 Synthèse géotechnique	9
I.2.5.1 Prospection géotechnique du terrain	9
I.2.5.1.1 Reconnaissances géotechniques anciennes	9
I.2.5.1.2 Reconnaissances géotechniques faisabilité/APD	9
I.2.5.1.3 Reconnaissances géotechniques au démarrage des travaux	10
I.2.5.2 Synthèse des essais géotechniques	10
I.2.5.2.1 Résultats des essais in situ	10
I.2.5.2.2 Essais de perméabilité	10
I.2.5.2.3 Essais de cisaillement direct	11
I.2.5.3 Essais au laboratoire	11
I.2.5.3.1 Résistance à la compression simple	12
I.2.5.3.2 Essais dilatométriques	12
I.2.5.3.3 Module d'élasticité	12
I.2.5.4 Reconnaissances géotechniques à réaliser	12
I.2.6 Etude sismologique	15
I.3 Caractéristiques techniques de l'ouvrage	16
I.3.1 La digue	16
I.3.2 Le système de drainage	17
I.3.3 Evacuateur de crue	17
I.3.4 Coursier aval	18
I.3.5 Bassin de dissipation	18

I.3.6 Bassin de fuite - Bassin d'amortissement	18
I.3.7 Les ouvrages annexes	18
I.3.7.1 Tour de prise	18
I.3.7.2 Chambres de manœuvre intérieure	19
I.3.7.3 Galerie de restitution	19
Conclusion	20
Chapitre II : Etude hydrologique	21
Introduction	21
II.1 Le bassin versant	21
II.1.1 Caractéristiques du bassin versant	21
II.1.1.1 Les caractéristiques géométriques	21
II.1.1.2 Les caractéristiques hydro morphologiques	23
II.1.1.3 Les caractéristiques topographiques	24
II.1.1.3.1 Caractéristiques du relief	24
II.1.1.4 Les caractéristiques hydrographiques du bassin versant	29
II.1.1.4.1 Réseau hydrographique	29
II.1.1.4.2 Hiérarchisation du réseau	29
II.1.1.4.3 Longueurs des talwegs de différents ordres	29
II.1.1.4.4 Densité de drainage (D_d)	29
II.1.1.4.5 Fréquence des cours d'eau (F)	29
II.1.1.4.6 Le coefficient de torrentialité (Ct)	31
II.1.1.4.7 Temps de concentration (Tc)	31
II.1.1.4.8 Vitesse de ruissèlement	32
II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant	33
II.2.1 Température	33
II.2.2 Evaporation	34
II.2.3 Les vents	35
II.2.4 L'humidité relative de l'air	36
II.2.5 Etude des précipitations	37
II.2.5.1 Les pluies moyennes annuelles	38
II.2.5.2 Homogénéisation des données	39
II.2.5.3 La pluviométrie maximale journalière annuelles	39
II.2.5.4 Ajustement des précipitations maximales journalières	41
II.2.5.4.1 Ajustement à la loi log-normale (loi de Galton)	41
II.2.5.4.2 Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)	42
II.2.5.4.3 Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)	44
II.2.5.5 Test d'adéquation des trois lois (Test de Khi carrée)	45
II.2.5.6 Comparaison entre les trois lois	46
II.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	46

II.2.7 Etude des apports.....	49
II.2.7.1 Apports liquides.....	49
II.2.7.1.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale.....	50
II.2.7.1.2 Calcul des apports fréquentiels	51
II.2.7.1.3 Caractéristiques de l'écoulement.....	52
II.2.7.1.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité 80%	53
II.2.7.2 Apports solides	54
II.2.8 Etude des crues.....	55
II.2.8.1 Construction de l'Hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovsky	57
II.2.8.2 Choix de la crue	59
II.3 Laminage des crues	61
Conclusion.....	62
Chapitre III : Inventaire des désordres dans l'aménagement hydrotechnique	63
Introduction	63
III.1 Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage.....	63
III.2 Eléments à inspecter.....	63
III.2.1 Inspection de la digue principale	63
III.2.1.1 Parement amont	63
III.2.1.2 La crête.....	64
III.2.1.3 Parement aval	67
III.2.1.4 Galeries	69
III.2.2 Inspection de l'évacuateur de crue	70
III.2.2.1 Entonnement amont	70
III.2.2.2 Ponts/Passerelles.....	72
III.2.2.3 Piles et supports de vannes.....	72
III.2.2.4 Coursier aval	72
III.2.2.5 Bassin de dissipation.....	72
III.2.2.6 Canal de fuite - Bassin d'amortissement	73
III.2.3 Inspection des ouvrages annexes	74
III.2.3.1 Tour de prise.....	74
III.2.3.2 Galerie de restitution.....	74
III.2.4 Inspection de la retenue	75
III.2.5 Inspection du système d'auscultation.....	76
Conclusion	76
Chapitre IV : Proposition de variantes de confortement et de réhabilitation	77
Introduction	77
IV.1 Rappel des conclusions du diagnostic.....	77
IV.2 Choix de la cote du niveau normale de la retenue (NNR)	77
IV.3 Mesure de confortement de l'évacuateur de crue.....	78
IV.3.1 Etude du PK-Weir.....	79

IV.3.1.1 Dimensionnement du PK-Weir	80
IV.3.2 Etude des hausses fusibles.....	83
IV.3.2.1 Dimensionnement de l'évacuateur hausse fusible	83
IV.3.2.2 Dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de dissipation	86
IV.4 Mesure de réhabilitation relatif à l'auscultation et équipements hydromécanique	89
IV.4.1 Pour les équipements hydro-électro-mécaniques	89
IV.4.2 Pour les équipements électro-commande	89
IV.4.3 Pour les appareils d'auscultation	89
IV.5 Mesure de réhabilitation relatif à la fuite de la rive droite	90
IV.6 Mesure de réhabilitation relatif à l'envasement des organes de vidange de fond	92
IV.6.1 Estimation du temps de vidange	93
IV.6.1.1 Calcul de la loi de débitance de la vidange de fond	93
IV.6.1.2 Estimation du temps de vidange de la vanne	98
IV.6.2 Vérification des conditions de dimensionnement	98
IV.7 Mesure de réhabilitation de la problématique de stabilité du barrage.....	99
IV.7.1 Les sous pressions dans le corps du barrage	99
IV.7.2 Le réseau de drainage dégradé.....	100
IV.7.3 Station de relèvement dégradé.....	100
IV.7.4 Transport de particules fines	100
IV.7.5 Fracturation rive gauche.....	100
IV.7.6 Remblai aval non drainant.....	100
V.8 Mesure de réhabilitation de la problématique de stabilité du barrage sur sa masse. ..	101
IV.9 Vérification de la stabilité.....	101
IV.9.1 Calcul de stabilité	101
IV.9.1.1 Stabilité au renversement	102
IV.9.1.2 Stabilité au poinçonnement.....	102
IV.9.1.3 Stabilité au glissement.....	103
IV.9.2 Hypothèse sismique	104
Conclusion.....	105
Chapitre V : Devis quantitatif et estimatif des travaux de réhabilitation.....	106
Introduction	106
V.1 Lot 1 : à dominante "traitement de terrain"	106
V.2 Lot 2 : à dominante "Génie civil"	107
V.3 Lot 3 : à dominante hydro-électro-mécanique, électrique et mécanique	107
Conclusion.....	107
Chapitre VI : Organisation et ordonnancement des travaux de réalisation.....	113
Introduction	113
VI.1 Organisation technique et données préparatoires	113
VI.2 Travaux de préparation et d'installation	113
VI.2.1 Installations destinées aux personnels	113
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	114

VI.2.3 Installations destinées la réparation des engins	114
VI.2.4 Installations destinées pour la préfabrication.....	114
VI.3 Matériel et personnel nécessaires	114
VI.3.1 Moyens humains	114
VI.3.2 Matériels nécessaires	114
VI.4 Phasage des travaux	115
VI.5 Planification des travaux	116
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération.....	116
VI.5.2 Symboles des différentes opérations	117
VI.5.3 Techniques de la planification	118
VI.5.3.1 Méthode basée sur le réseau	119
VI.5.3.2 Planification par la méthode du tableau	119
VI.5.3.3 Planification par la méthode de GANTT.....	120
Conclusion	120
Chapitre VII : Consignes de protection et de sécurité aux travaux du chantier	121
Introduction	121
VII.1 Les différents risques professionnels	121
VII.2 Les causes des accidents de travail.....	122
VII.2.1 Facteurs humains	122
VII.2.2 Facteurs matériels	122
VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier	122
VII.4 Actions dangereuses dans le chantier	123
VII.5 Les mesures de préventions contre les accidents	123
VII.5.1 Démarches de prévention	123
VII.5.2 Protection collective.....	124
VI.5.2.1 Ergonomie de l'engin.....	124
VI.5.2.2 Sécurité du chantier.....	124
VI.5.2.3 Réglementation routières.....	124
VI.5.2.4 Formation du conducteur.....	124
VII.5.3 Protection personnelle.....	125
VII.5.4 Prévention médicale	125
Conclusion	125
CONCLUSION GENERALE.....	126

LISTE DES FIGURES :

Figure I.01 : Localisation du barrage de Cheurfas II.....	04
Figure I.02 : Présentation des grands ensembles géologiques de l'Algérie.....	05
Figure I.03 : Schéma du barrage de Cheurfas I.....	06
Figure I.04 : Relation entre l'ouvrage et la structure	06
Figure I.05 : Coupe géologiques de la fondation du barrage CC' - Transversale.....	07
Figure I.06 : Coupe géologiques de la fondation du barrage - Longitudinale.....	08
Figure I.07 : Synthèse des essais Lugeons.....	10
Figure I.08 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA-ADENDA, 2003).....	15
Figure I.09 : Position et nomenclature des galeries (ILF,2014).....	17
Figure I.10 : Evacuateur de crue (vue depuis l'amont).....	18
Figure I.11 : Deux tours de prise	19
Figure II.01 : Découpage et courbes de niveau du bassin versant.....	22
Figure II.02 : Découpage en sous bassins versant de Cheurfas II,ISL.....	25
Figure II.03 : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	25
Figure II.04 : Classification du chevelu hydrographique du bassin versant de Cheurfas...29	
Figure II.05 : Température du site de Cheurfas.....	34
Figure II.06 : Répartition mensuelle de l'évaporation EV(mm).....	35
Figure II.07 : Rose des vents à Sidi Bel Abbès.....	36
Figure II.08 : Humidité relative moyenne mensuelle.....	36
Figure II.09 : Localisation des stations pluviométriques, ISL.....	37
Figure II.10 : Répartition des pluies moyennes mensuelles.....	38
Figure II.11 : Ajustement à la loi log-normale.....	42
Figure II.12 : Ajustement à la loi de Gumbel	42
Figure II.13 : Ajustement à la loi GEV	45
Figure II.14 : Comparaison graphique entre les trois lois d'ajustement	46
Figure II.15 : Courbe des pluies de courte durée.....	47
Figure II.16 : Courbe des intensités fréquentielles.....	49
Figure II.17 : Répartition mensuelles de l'apport moyen du site.....	50
Figure II.18 : Représentation graphique de la loi log-normale.....	51
Figure II.19 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	53
Figure II.20 : Courbe caractéristique capacité-hauteur, ISL (2004).....	55
Figure II.21 :Débits de pointe enregistrés aux deux stations hydrométriques.....	55
Figure II.22 : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.....	59
Figure II.23 : Hydrogramme de crue décennale.....	59
Figure II.24 : Laminage de crue sous une vanne.....	60
Figure II.25 : Courbes de débitances des vannes en charge.....	61
Figure II.26 : Courbes de débitances dans le cas de l'ouverture des 4 vannes.....	62
Figure III.01 : Parement amont rive gauche.....	64
Figure III.02 : Parement amont rive droite.....	64
Figure III.03 : Reprise par du mortier de la rive gauche.....	64
Figure III.04 : Joint légèrement altéré rive droite.....	64
Figure III.05 : Fissures en bordure de crête gauche.....	65
Figure III.06 : Ferrailage apparent (appui rive gauche).....	65

Figure III.07 : Fissures au niveau du pied du parapet amont.....	66
Figure III.08 : Détérioration des dalles rive droite.....	66
Figure III.09 : Dalle de la cuve endommagée.....	66
Figure III.10 : Débits de ruissèlement mélangés aux débits de fuites naturelles.....	67
Figure III.11 : Fissure de structure sur le bâtiment EG.....	67
Figure III.12 : Ancienne coulée de calcite aux reprise de bétonnage (aval rive droite).....	68
Figure III.13 : Légère fissure de peau (rive droite).....	68
Figure III.14 : Légère poussée de mousse (rive galerie droite).....	68
Figure III.15 : Escalier menant à la rive droite.....	68
Figure III.16 : Ruissèlement au niveau de la porte d'accès parement aval.....	69
Figure III.17 : Obturation du caniveau pied parement rive droite.....	69
Figure III.18 : Galerie humide en raison du réseau de drainage en mauvaise état.....	69
Figure III.19 : Coulée de calcite sèche.....	69
Figure III.20 : Coulée de calcite humide (G2).....	70
Figure III.21 : Matériau trouvé dans les galeries.....	70
Figure III.22 : Dégradation du béton dans la zone de marnage.....	70
Figure III.23 : Faïençage et fissures de surface.....	70
Figure III.24 : Fissure en hauteur pile 4.....	71
Figure III.25 : Dégradation amont pile 5.....	71
Figure III.26 : Fissures au niveau de l'entonnement de la passe 4.....	71
Figure III.27 : Surface de la passerelle PH2-PH3.....	71
Figure III.28 : Fissure sur support d'appui.....	72
Figure III.29 : Dégradation de la zone d'appui.....	72
Figure III.30 : Mousse et dégradation de surface du béton - vanne secteur 1 plot 5-6.....	72
Figure III.31 : Bassin dissipateur gauche.....	73
Figure III.32 : Végétation très proche rive gauche.....	73
Figure III.33 : Végétation proche des murs (rive droite).....	73
Figure III.34 : Saturation du remblai aval non drainant.....	73
Figure III.35 : Altération du béton dans la zone de marnage.....	74
Figure III.36 : Pointes d'oxydation dans les rainures.....	74
Figure III.37 : Galerie de restitution enterrée.....	75
Figure III.38 : Sortie des débits des drains dans la galerie de vidange	75
Figure III.39 : Ouverture de vidange (écoulement vaseux).....	75
Figure III.40 : Eutrophisation de surface.....	75
Figure IV.01 : Etude de régularisation Cheurfas.....	78
Figure IV.02 : Schéma d'un élément du déversoir en clefs de Piano (PK-Weir).....	81
Figure IV.03 : Principe de module selon Machiels et Lempérière (O.Machiels,2009).....	82
Figure IV.04 : Principe généraux du nouvel évacuateur de crue.....	82
Figure IV.05 : Vue en 3d d'une hausse fusible.....	83
Figure IV.06 : Courbe des coefficients de débit obtenu expérimentalement.....	84
Figure IV.07 : Caractéristiques d'un seuil fusible.....	85
Figure IV.08 : Les travaux à effectuer concernant l'évacuateur hausses fusibles.....	85
Figure IV.09 : Lignes d'eau et vitesses.....	86
Figure IV.10 : Schéma du bassin de dissipation.....	88

Figure IV.11 : Ressaut hydraulique.....	88
Figure IV.12 : Evolution des résurgences en fonction de la cote de la retenue.....	91
Figure IV.13 : Traitement local de l'appui de la rive droite.....	92
Figure IV.14 :Ecoulement par dessous de la vanne plane.....	94
Figure IV.15 : Débitance de la vidange de fond en dénoyée.....	95
Figure IV.16 : Débitance de la galerie de vidange.....	96
Figure IV.17 : Hauteur d'eau et nombre de Froude.....	97
Figure IV.18 : Débitance pour de faible tirant d'eau.....	97
Figure IV.19 : Synthèse de l'estimation de la débitance de la vidange de fond.....	98
Figure IV.20 : Temps de vidange de la retenue.....	98
Figure IV.21 : Poussée de l'eau sur la digue.....	99
Figure IV.22 : Schéma de la stabilité au renversement.....	102
Figure IV.23 : Schéma de la stabilité du barrage lors d'un séisme.....	105
Figure VI.01 : Représentation du réseau à flèches.....	118
Figure VI.02 : Représentation du réseau à nœuds.....	118
Figure VI.03 : Réseau à nœuds pour la réalisation des travaux de confortement du barrage Cheurfas.....	119

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.01 : Coordonées du barrage,ANBT.....	04
Tableau I.02 : Reconnaissances géotechniques anciennes (ISL).....	09
Tableau I.03 : Reconnaissances géotechniques APS (ISL).....	09
Tableau I.04 : Synthèse des essais Luegeon.....	11
Tableau I.05 : Synthèse des essais de résistance à la compressions simple.....	11
Tableau I.06 : Synthèse des essais dilatométriques.....	12
Tableau I.07 : Module d'élasticité.....	12
Tableau I.08 : Reconnaissances géotechniques à réaliser avant la réhabilitation.....	13
Tableau I.09 : Objectifs de forages et prélèvements à réaliser	14
Tableau I.10 : Coefficients d'accélération (RPA-ADDENDA,2003).....	15
Tableau I.11 : Caractéristiques de la digue principale du barrage.....	16
Tableau II.01 : Classification de bassin selon l'indice de compacité de Gravelius.....	23
Tableau II.02 : Répartition hypsométrique du bassin versant de Cheurfas.....	24
Tableau II.03 : Détermination de l'altitude moyenne.....	26
Tableau II.04 : Classification du relief (Touibia,2004).....	27
Tableau II.05 : Fractions des surfaces entre courbes de niveau.....	28
Tableau II.06 : Classification de l'O.R.S.T.O.M selon le type du relief du bassin.....	28
Tableau II.07 : Récapitulatif des temps de concentration.....	32
Tableau II.08 : Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin	33
Tableau II.09 : Répartition des températures,ANRH.....	34
Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation, ANRH (1975 - 2019).....	35
Tableau II.11 : Répartition mensuelle des vitesses du vent,ANBT.....	35
Tableau II.12 : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air,TuTiempo.....	36
Tableau II.13 : Stations pluviométriques,ANBT.....	37
Tableau II.14 : Stations pluviométriques utilisées,ANBT.....	38

Tableau II.15 : Répartition des précipitations moyennes annuelles, ANBT.....	38
Tableau II.16 : Série de données des pluies journalières maximales de Sidi Bel Abbas...	40
Tableau II.17 : Caractéristiques de la série pluviométrique.....	41
Tableau II.18 : Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton.....	42
Tableau II.19 : Ajustement à la loi de GUMBEL.....	43
Tableau II.20 : Ajustement à la loi de GEV.....	45
Tableau II.21 : Résultat du test d'adéquation.....	46
Tableau II.22 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	47
Tableau II.23 : Pluies de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences.....	48
Tableau II.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	49
Tableau II.25 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale.....	50
Tableau II.26 : Comparaison des caractéristiques de la loi lognormale et de l'échantillon.....	51
Tableau II.27 : Récapitulatif des coefficients de variation CV de l'écoulement calculés.....	53
Tableau II.28 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	53
Tableau II.29 : Distribution granulométrique du sédiment de Cheurfas.....	54
Tableau II.30 : Courbe HSV 2004, ISL.....	54
Tableau II.31 : Période de retour des crues, ISL.....	56
Tableau II.32 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.....	56
Tableau II.33 : Valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue	57
Tableau II.34 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.....	57
Tableau III.01 : Les caractéristiques des dispositifs d'auscultation.....	76
Tableau IV.01 : Récapitulatif de données relatives à la cote RN.....	77
Tableau IV.02 : Avantages et inconvénients des variantes d'évacuateurs de crue.....	79
Tableau IV.03 : Pré-dimensionnement du module Type A.....	81
Tableau IV.04 : Pré-dimensionnement de l'évacuateur type hausses fusibles.....	85
Tableau IV.05 : Les crues prises en considération.....	86
Tableau IV.06 : Préconisations concernant la remise à niveau du dispositif d'auscultation et du contrôle du barrage.....	90
Tableau IV.07 : Les forces (F) agissant sur le barrage pour différents séismes.....	104
Tableau IV.08 : Les forces hydrodynamiques agissant sur le barrage (SMD).....	105
Tableau V.01 : Devis estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot1).....	109
Tableau V.02 : Devis estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot2).....	111
Tableau V.03 : Devis estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot3).....	112
Tableau VI.01 : Symboles des opérations.....	117
Tableau VI.02 : Les paramètres du réseau à nœuds.....	118
Tableau VI.03 : Chemin critique par la méthode du tableau.....	119
Tableau VII.01 : Combinaison des niveaux d'action et des classes de mesure.....	123

LISTE DES PLANCHES :

Planche 01 : Vue en plan de l'aménagement et phasage des travaux ;

Planche 02 : Coupe géologique de l'axe de barrage ;

Planche 03 : Conception de l'évacuateur de crue PK-Weir ;

Planche 04 : Conception de l'évacuateur de crue hausse fusible ;

Planche 05 : Conception du bassin de dissipation ;

Planche 06 : Organisation de chantier .

LISTE DES ABREVIATIONS :

AEP	Alimentation en eau potable
AEI	Alimentation en eau industrielle
ANBT	Agence nationale des barrages et transferts
APD	Avant projet détaillé
CIGB	Comité international des grands barrages
CFBR	Comité français des barrages et réservoirs
PGA	Peak Ground Acceleration
RPA	Règles parasismiques Algériennes
RN	Cote de retenue normale
Ma	Millions d'années
m R.B	m / Repère du barrage
Mw	Magnitude
SMP	Séisme maximale probable
SMD	Séisme maximale de dimensionnement

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie par son climat semi-aride se trouve confrontée à une irrégularité spatio temporelle de la pluviométrie et donc à une rareté grandissante des ressources en eau, ce qui la classe parmi les pays les plus déficitaires, considéré comme 29^{ème} pays au monde exposé au risque du stress hydrique, selon l'étude faite établi par le think tank américain *World Ressources Institute*.

Cependant ces ressources en eau constituent l'une des principales richesses sur lesquelles repose la prospérité de ce pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique, agricole et social.

Donc l'insuffisance de l'eau nous oblige à protéger toutes les ressources disponibles contre toutes pertes et à l'utiliser d'une manière raisonnable, et ce, pour satisfaire les besoins des différents secteurs (AEP, l'industrie et l'irrigation)

Par ailleurs afin d'atténuer l'effet du déficit qui d'ailleurs devrait avoisiner 1 milliard de m³ d'ici l'an 2025 alors que la création de nouveaux barrages est de plus en plus rare, il faut gérer les barrages vieillissants.

D'autre part, les ouvrages d'accumulation des eaux peuvent être particulièrement dangereux en cas de rupture et risquent de provoquer d'énormes dégâts. En effet, les barrages comme toute construction de génie civil, sont susceptibles de présenter des dégradations menaçant leur intégrité et pouvant donc conduire à leur défaillance entraînant ainsi des pertes en vies humaines et de considérable dommages aux biens.

A cet égard, le barrage de Cheurfas II fera l'objet d'une étude de confortement approfondie.

Cette étude permet de proposer un nombre de variantes techniques, économiquement optimales afin de palier à toutes anomalies et désordres décelés au niveau de l'ouvrage lors du diagnostic pour diminuer les risques de défaillances et s'assurer que ce barrage continue de remplir ses fonctions dans des conditions de sûreté satisfaisantes.

Dans ce contexte ce mémoire sera scindé en sept chapitres :

Après une introduction générale, nous allons tout d'abord donner l'état de situation de l'aménagement en question. Il s'agit de détailler les caractéristiques des fondations, de la topographie du site du barrage ainsi qu'une description détaillée de la géologie de la région et l'aléa sismique.

Le deuxième chapitre sera consacré à l'étude hydrologique du site.

Ensuite, on dressera l'inventaire des désordres et des incidents survenus au niveau du barrage au troisième chapitre.

Par la suite, un diagnostic sera effectué suivi par une étude technique qui comportera la proposition et l'étude technico-économique d'un ensemble de variantes de confortement et de réhabilitation.

Tandis que le cinquième chapitre sera réservé à l'établissement du devis quantitatif et estimatif des variantes de réhabilitation proposées

Le sixième et septième chapitres portent sur l'organisation des travaux du chantier ainsi que les consignes de protection et de sécurité à respecter lors de l'exécution.

Nous concluons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

CHAPITRE I :

ETAT DE SITUATION DE L'AMÉNAGEMENT

Chapitre I :

ETAT DE SITUATION DE L'AMÉNAGEMENT

Introduction

Afin d'effectuer un diagnostic de confortement, il est primordial de se baser sur l'ensemble de données topographiques, géologiques et géotechniques fournies par l'ANBT.

Dans ce chapitre nous exposons le résumé des études préliminaires élaborés et qui ont été bien étudiées vu l'historique et le suivis de la région du site (description de l'ouvrage, synthèse géologique et géotechnique ainsi qu'une synthèse sismologique).

I.1 Description et connaissance de l'ouvrage

I.1.1 Historique des aménagements de la région du SIG

Le barrage Cheurfas II présente son originalité du fait que ce barrage remplace un autre envasé sur le même sol de fondation. Le site des Cheurfas connaît la plus riche histoire des aménagements hydrauliques du pays.

En effet , bien avant le 18ème siècle les romains avaient déjà construit un barrage sur l'Oued Mekerra. Deux autres barrages ont ensuite été construits par les turcs. Le dernier datait de 1790 et a été détruit par une grue. De 1844 à 1845, à la charge de l'Etat, le génie militaire y construit un barrage qui fut surélevé en 1858 et devient le barrage de la ville du SIG.

En 1880-1882 , le barrage réservoir de Cheurfas I a été conçu. Peu après, en 1884 des fuites causent des éboulements sur les deux rives. Le 8 février 1885, la rive droite lâche et l'eau emmagasinée vient raser le barrage du SIG. L'incident venait des mauvais ancrages des rives (sur les éboulis).

En 1886, une décision est prise et on construit le nouveau barrage en forme de "V" couvert vers l'amont. Les fuites continuent à apparaître et s'accroissent même; Galeries, forages et puits de reconnaissances furent exécutés. En 1903 les nouvelles études géologiques sont établies .

En 1920, apparition des incrustations calcaires et suintements le long du corps des barrages. En 1927, dans la même région le barrage de Fergoug est importé par une crue. Les deux barrages ayant les caractéristiques analogues, on craint que le même scénario se répète au niveau du barrage Cheurfas .

Janvier 1928,une crue de 400 m³/s arrivait et la lame déversante atteint une hauteur de 1,82m. De la, on décide alors de procéder à des travaux de confortement.

Le 15 novembre 1928, la commission d'étude montre que l'ouvrages des Cheurfas est dangereuse . Le déversoir doit être abaissé de 2 m et exécuté sur toute la longueur du corps du barrage. De même, les armatures en tension doivent être insérées du coté amont et les contreforts du coté aval.

Entre 1929 et 1967 , Cheurfas a subi de nombreuses modifications . Initialement (avant les travaux de confortement) le barrage était du type poids de 29 m de hauteur en maçonnerie de moellons reposant sur une fondation de béton maigre ancrée de 10 m dans le sol. Les travaux comportaient essentiellement les injections, les voiles au larges ainsi que le renforcement par tirants.

I.1.2 Historique du barrage Cheurfas II

I.1.2.1 Historique des études

- **Etudes d'avant projet**

Les études d'Avant- Projet Détaillé (APD) du barrage Cheurfas II ont été réalisées entre 1984 et 1985 par le bureau d'études Suisses Electrowatt.

- **Etudes d'exécution et surveillance des travaux**

Les études d'exécution et la surveillance ont été réalisées entre 1987 et 1992 par ILF, entreprise autrichienne.

Les études d'exécution ont conduit à une refonte globale du projet suite aux résultats des reconnaissances géologique et géotechnique de début de chantier qui n'ont pas validées les hypothèses du projet d'Electrowatt.

I.1.2.2 Historique des travaux de construction

Les travaux ont commencé en 1986 et se sont terminés pour l'essentiel en 1992. Ils ont été confiés aux entreprises suivantes :

- Kajima – Marubeni – Japon pour le lot GC,
- Ishikawajima-Harima Heavy Industries Co. (I.H.I), Ltd, Japon pour les parties hydromécaniques.

I.1.2.3 Historique de la mise en eau

Le remplissage de la retenue a démarré en mai-juin 1992. Fin mai 1992, le niveau d'eau était de 200.1 m R.B.

Il n'existe aucune information détaillée de niveau d'eau entre le 1992 et 1997.

D'après les données de niveau d'eau disponible, la cote de retenue maximum a été atteinte en février 2013: 222.5 m R.B. (RN - 3.1 m ; Seuil évacuateur + 6.9 m).

I.2 Présentation du milieu physique

I.2.1 Localisation de l'ouvrage

L'aménagement du barrage de Cheurfas II est entièrement situé dans la Wilaya de Mascara sur l'oued Mebtouh (confluence des oueds Mekerra et Sarno). Il est localisé à l'Ouest de l'Algérie à 48 km au sud-est d'Oran .

Le barrage est localisé à proximité de la ville de Cheurfas (située à 5 km environ en rive droite de l'oued – 100 % de l'aménagement est sur la commune de Cheurfas) et de la ville de Sig (située à 26 km environ en rive droite de l'oued).

Le barrage de Cheurfas II est situé en amont immédiat de l'ancien barrage aujourd'hui construit de Cheurfas I.

Sa localisation est indiquée ci-dessous:

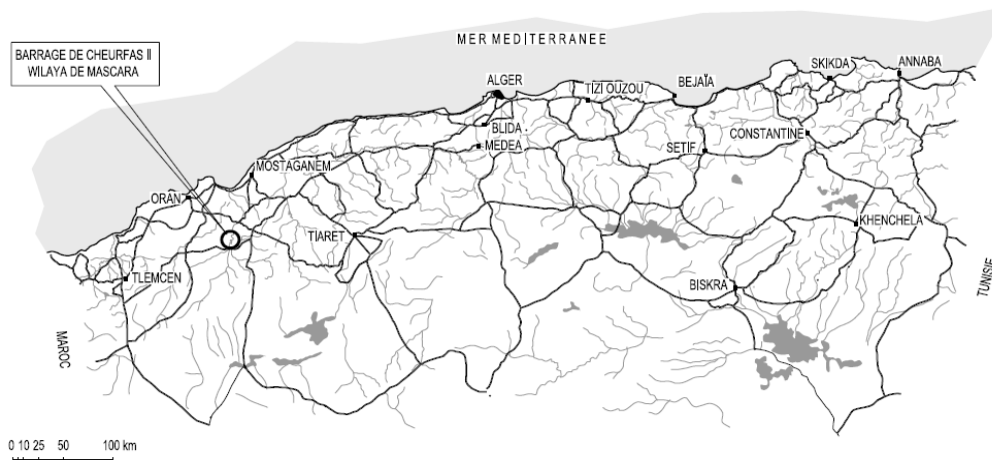


Figure I.1 : Localisation du barrage de Cheurfas II

Il est accessible notamment par la N97.

Tableau I.1 : Coordonnées du barrage, ANBT.

Coordonnées UTM30N	Coordonnées WGS84
X = 749 420	Latitude : 35.403331°
Y = 3 921 216	Longitude : -0.254459°

I.2.2 L'objectif du barrage

Les fonctions principales du barrage sont l'alimentation en eau potable des villes Ain Adan, Cheurfas, Mebtouh, Rehailia, l'alimentation pour l'irrigation du périmètre agricole de SIG (conjointement avec les barrages du Fergoug et du Thelat (ancien barrage) sur les oueds El Hamman et Thelat) et au fonctionnement de la zone industrielle de la région .

Le volume régularisé annuel estimé à la conception est de 45 hm³.

I.2.3 Topographie du site du barrage

Le site du barrage se situe dans un contexte de montagnes et plaines (un resserrement de front de deux montagnes), ce qui justifie d'ailleurs le choix du corps du barrage en béton (barrage poids). La zone d'étude est située à la confluence de 02 oueds ,Oued Mekerra et Oued Sarno .

Le bassin versant est du type allongé avec une superficie de 4 016 km² et de 604 km de périmètre. la longueur du talweg le plus long est de 160 km environ. Quant à l'inclinaison de la pente moyenne de l'oued est de 0,6 %.

Les altitudes sont comprises entre 212 m NGA et 1717 m NGA au point culminant du bassin (Djebel Ouargla), pour une moyenne de l'ordre de 811 m NGA.

I.2.4 Synthèse géologique

I.2.4.1 Géologie régionale

Le barrage de Cheurfas se situe dans l'Atlas Tellien qui désigne un ensemble des faciès géologiques fortement plissés et faillés appartenant à la plaque Africaine. Les failles régionales sont majoritairement de direction E-W et ENE-WSW.

Le socle de l'Atlas Tellien est constitué essentiellement de gneiss, de schiste, de granites. C'est le domaine des nappes, avec des bassins de type intra-montagneux dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène.

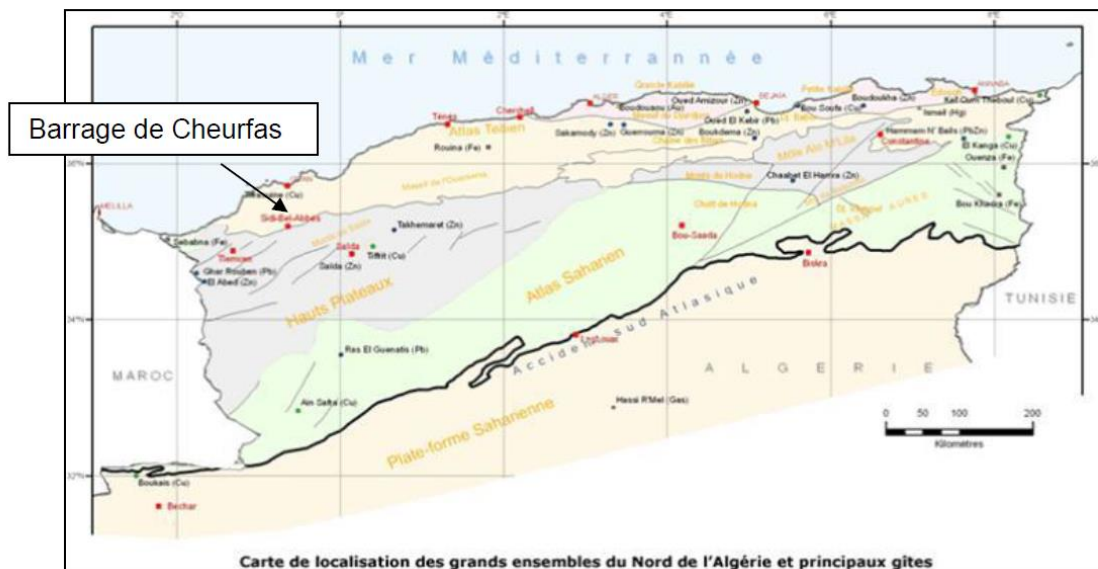


Figure I.2 : Présentation des grands ensembles géologiques de l'Algérie.

Sur ce socle on trouve en discordance des terrains sédimentaires de formation plus récente; durant le cycle alpin. Cette série stratigraphique commence au Crétacé Inférieur (65 Ma) et se termine au Pliocène (3 Ma). Ces roches sont de nature très différente: marnes, siltstones, grès, conglomérats et brèches.

I.2.4.2 Géologie du site

A/ Le temps du barrage Cheurfas I

Le barrage des Cheurfas I était fondé en rive gauche sur des calcaires redressés du Tortonien (Miocène), mais sa rive droite reposait sur des alluvions anciennes et des dépôts de versant remaniés qui masquaient le substratum calcaire sous-jacent. Le 8 février 1885, lors d'une forte crue, la rive droite a été profondément affouillée et l'appui du barrage s'est effondré. Les dépôts de couverture, initialement indurés lors des travaux, se sont progressivement déconsolidés sous l'action des infiltrations, affaiblissant de façon sensible le terrain de fondation de l'ouvrage (Gignoux et Barbier, 1955).

La partie détruite du barrage a été reconstruite à l'amont immédiat et ancrée dans le calcaire Tortonien, ce qui explique la forme particulière en V du nouvel ouvrage. Le barrage, après sa reconstruction faisant suite à sa destruction partielle en 1885, a nécessité d'importants travaux d'étanchement pour juguler les pertes de sa retenue à travers son assise calcaire karstifiée d'âge Tortonien. Les eaux infiltrées resurgissaient à l'aval immédiat de l'ouvrage, au niveau de plusieurs sources en rive gauche de l'Oued Mebtouh. En rive droite, un voile d'injection a été réalisé sans difficulté jusqu'aux argiles gréseuses sous-jacentes de l'Helvétien.

En rive gauche, la structure particulière du site (synclinal faillé) a imposé le creusement d'une galerie légèrement supérieure au plan d'eau de la retenue, servant de chambre de travail pour constituer un écran.

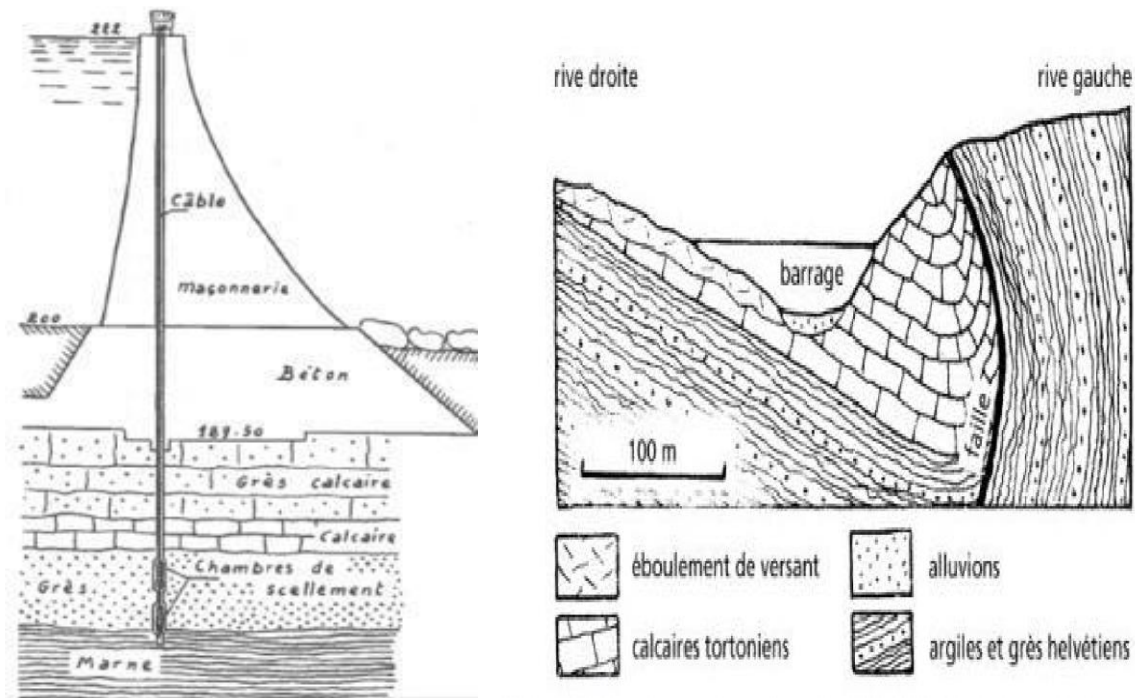


Figure I.3: Schéma du barrage Cheurfas I **Figure I.4:** Relation entre l'ouvrage et la structure

B/ La géologie du barrage Cheurfas II

Le terrain de fondation du site se compose de 2 différentes formations géologiques dans l'âge géologique du Miocène :

- Du Tortonien (miocène supérieur 11 – 7 Ma) essentiellement calcaire qui forme la couche supérieure du site ;
- De l'Helvétien (miocène moyen 16 – 11 Ma) essentiellement gréseux et marneux avec quelques intercalations de banc calcaire qui se trouve en dessous à une profondeur variant de 60 à 100 m environ .

La fondation et les appuis du barrage de Cheurfas II sont, mis à part le sommet de l'aile gauche, entièrement situés dans les calcaires Tortonien, alors que la plus grande partie de la retenue recouvrira les séries tendres en pratiquement imperméables de l'Helvétien.

Les terrains du miocènes sont plissés selon des axes orientés grossièrement N-S et E-O. Ces deux axes de plissement ont été accompagnés par une fracturation localement très intense des couches plus compétentes du Tortonien. La rive gauche de l'Oued Mebtouh est caractérisée par la présence d'un synclinal renversé et taillé faisant apparaître l'Helvétien au dessus du Tortonien.

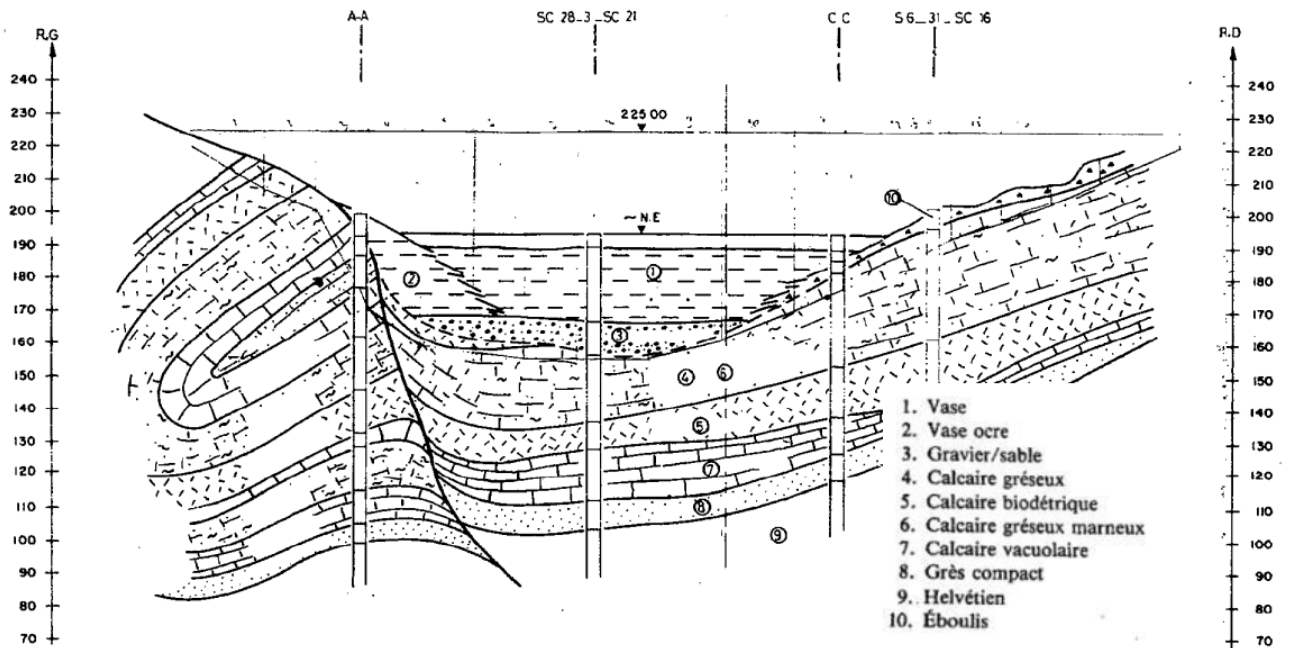


Figure I.5 : Coupe géologique de la fondation du barrage C'C - transversale.

❖ **Le Tortonien:**

Le Tortonien se compose d'une vingtaine de couches en bancs de 0.3 à 2 m avec des changements de faciès très rapides qui présentent toutes de différentes valeurs géotechniques hétérogènes (résistances à la compression variant entre 1,5 et 20 Mpa et des perméabilités faibles à moyennes mais avec des zones étroites à forte perméabilité) qui ne s'améliorent qu'en profondeur.

Les couches du Tortonien montent légèrement vers l'aval avec un pendage de près de 20-25°/H1.

D'une façon générale les roches de Tortonien sont composées de calcaires détritiques, c'est-à-dire de calcaires formés d'un agglomérat de débris divers (coraux, coquilles, algues, fossiles) plus ou moins bien cimentés et généralement poreux. Quelques bancs sont composés de calcaires précipités, compacts, durs et cassants.

On distingue dans le Tortonien les types de roches suivantes :

- Calcaires biodétritiques, de grain moyen à grossier, très riches en débris de fossiles, compacts en masse mais poreux et généralement très friables.
- Grès calcaire à grain fin à moyen, homogène, parfois dur et compact, parfois léger et friables.
- Calcaires gréseux, mouchetés de débris d'algues, blancs, crayeux (mélobésiées), légèrement marneux, compacts en masse, parfois friables.
- Calcaires durs, cassants, vacuolaires (micro-karstification).

❖ **L'Helvétien :**

D'une manière générale, l'Helvétien qui est constitué d'une alternance de grès calcaires molassiques, de marnes très plastiques et des intercalations de bancs calcaires sporadiques, ne sera touché par le barrage que dans la partie supérieure de l'appui rive gauche.

Les différents faciès de l'Helvétien sont les suivantes :

- 31% de grès fins fortement argileux.
- 25% de grès fins (molasse).
- 30% d'argiles et de marnes.
- 14% de calcaires.

Mis à part les calcaires et certaines marnes , ces formations sont faiblement consolidés et friables (grés) ou molles et plastiques (grés argileux, argiles).

Dans le sens perpendiculaire au strates, l'Helvétien est pratiquement imperméable. Par contre parallèlement aux strates, une percolation peut exister, par les bancs calcaires et les grés. Ces percolations peuvent favorise une sous-pression dans l'Helvétien et peuvent donc causer des glissements .

Les terrains de l'Helvétien constituent un matériaux très sensibles aux processus d'altération et d'érosion, ce qui peut engendrer des glissements superficiels et donc la dégradation des talus .

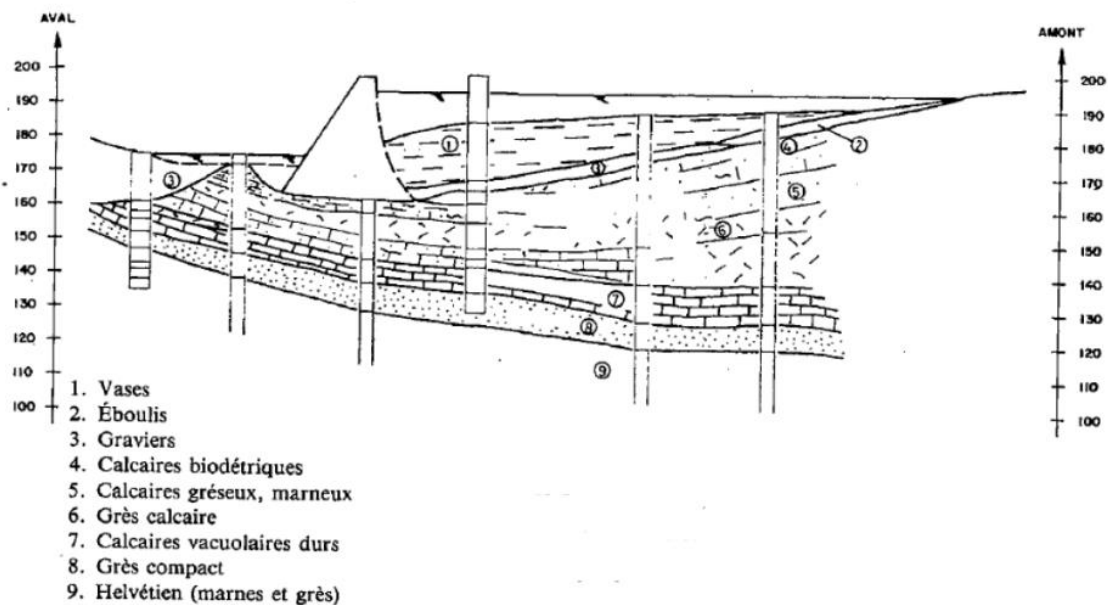


Figure I.6 : Coupe géologique de la fondation du barrage - longitudinale,(ANBT,2014)

I.2.5 Synthèse géotechnique

Dans le but de déterminer les caractéristiques des matériaux de fondation du barrage et des zones d'emprunts possibles, une campagne de reconnaissances a été effectuée dont la mission se divise en trois phases :

- Reconnaissances par tranchées : Evaluation de la disponibilité et la quantité des matériaux.
- Reconnaissances géotechniques complémentaires : Forages carottés, essais géophysiques et essais géotechniques in situ.
- Essais en laboratoire géotechnique sur des matériaux prélevés sur site:
 - Essais d'identification : teneur en eau, granulométrie et limites d'Atterberg.
 - Essais mécaniques : essais de compressibilité, essais Proctor, essais au cisaillement et au triaxial.

I.2.5.1 Prospection géotechnique du terrain

Les reconnaissances se sont basées sur de nombreux essais laboratoire sur des carottes de sondages, sur des échantillons prélevés dans les galeries ainsi que sur quelques essais in situ pour caler la relation entre les valeurs géotechniques obtenues lors des essais en laboratoire et les valeurs géotechniques de la roche en place.

I.2.5.1.1 Reconnaissances géotechniques anciennes

Un total de 30 sondages carottés a été réalisé sur l'axe du barrage et les deux rives, pour objectif principal de la reconnaissance des caractéristiques de perméabilité, déformabilité, et de la résistance au cisaillement du massif de la fondation.

Avant la campagne de reconnaissances menée entre 1983 et 1985 aux fins de l'APD, l'état de connaissances géotechniques pouvait être résumer ainsi :

Tableau I.2 :Reconnaissances géotechniques anciennes (ISL).

Nombre de sondages exécutés	Plus de 30
Profondeurs des sondages	Entre 45 et 80m
Longueur totale des sondages	Plus de 2000m
Connaissances de la géologie	Bonne dans les grandes lignes
Connaissances de la géotechniques	Très sommaire

I.2.5.1.2 Reconnaissances géotechniques faisabilité/APD

Des sondages ont été exécutés pour l'APD entre 1983 et 1985 sur deux sites : amont de Cheurfas I (emprise actuelle du barrage de Cheurfas II) et en aval de Cheurfas I. Ces sondages devaient combler les lacunes et on peut les résumer comme suit :

Tableau I.3 :Reconnaissances géotechniques APD (ISL).

Nombre de sondages exécutés	21 sondages
Profondeurs des sondages	Entre 25 et 85m
Longueur totale des sondages	1159m
Connaissances de la géologie	Bonne
Connaissances de la géotechniques	Insuffisante

I.2.5.1.3 Reconnaissances géotechniques au démarrage des travaux

Durant la phase du début des travaux ,14 nouveaux sondages et16 forages ont été exécutés au niveau des deux rives (droite et gauche) et de la vallée . Un élément très utile à l'évaluation de la géologie a été l'excavation du canal de dérivation en rive gauche, notamment à expliquer la forme de la faille existant à ce niveau

Une douzaine de galeries a également été réalisé notamment pour récupérer des échantillons des couches les plus mauvaises.

I.2.5.2 Synthèse des essais géotechniques

I.2.5.2.1 Résultats des essais in situ

Les essais in situ (cisaillement direct et essai à la plaque) ont été réalisés sur l'ensemble des couches. Certains essais ont utilisé un bloc béton comme échantillon pour obtenir la valeur de cisaillement entre le béton et la roche de fondation, d'autres seulement un échantillon de roche pour obtenir la valeur de cisaillement du matériau.

I.2.5.2.2 Essais de perméabilité

L'exécution des sondages carottés fut accompagnée de la réalisation d'essais de perméabilité du type Lugeon. Les essais Lugeons seront réalisés dans les forages SC1, SC2, SC3 et SC4.

Les couches de marnes et de grès (Helvétien) sont très peu perméables et constitue le socle quasi étanche.

La perméabilité des calcaire très altérés (y compris calcaire sableux, calcaires marneux, caverneux) et très fracturés et très forte et très variables (3 à 50 UL d'après les forages Sx et SCx). La perméabilité est donc plus élevée dans ce type de roches plus dures mais plus fissurées, perméabilité ne diminuant pas forcément avec la profondeur, puisque la perméabilité est liée aux systèmes de fissuration et aux discontinuités interstratifiées.

Les essais d'absorption d'eau (essais Lugeons) effectués dans les sondages indiquent que les calcaires Tortoniens sont en général faiblement à moyennement perméables, mais qu'ils comportent des zones relativement étroites à haute perméabilité

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

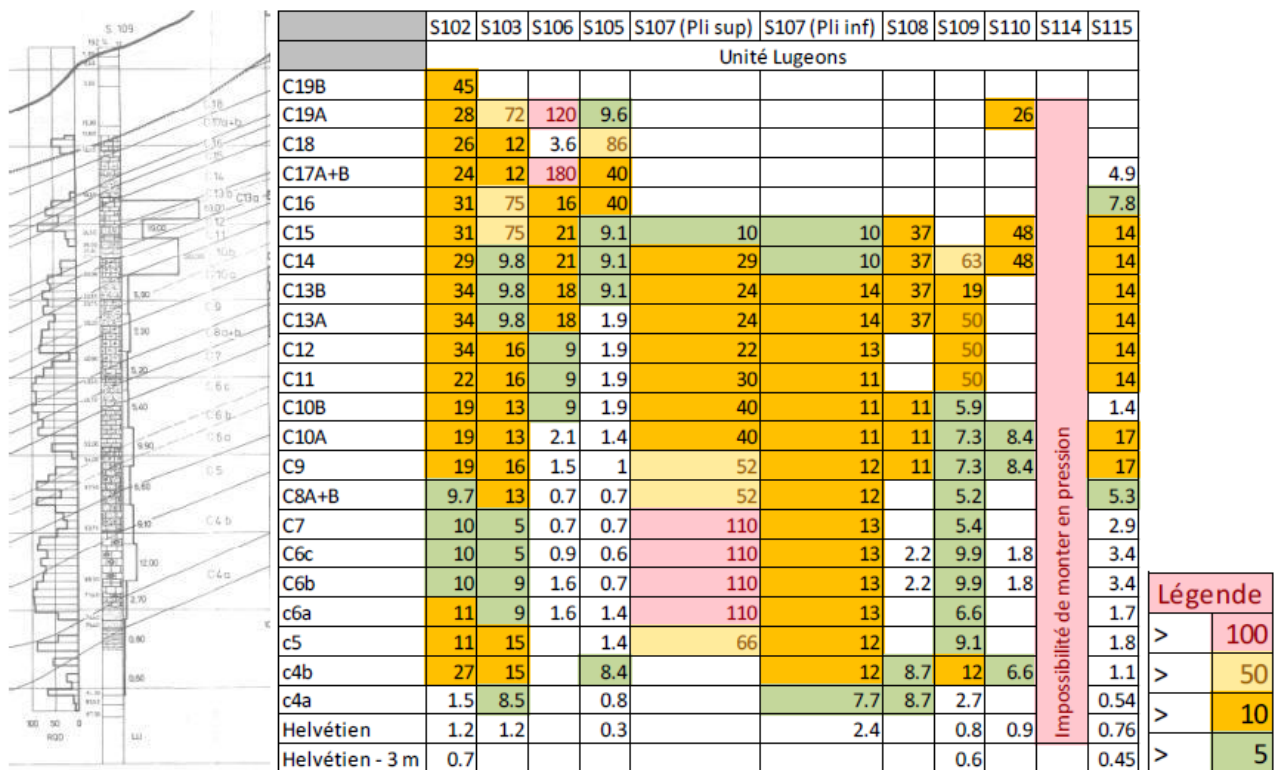


Figure I.7 : Synthèse des essais de perméabilités type Lugeons suivant l'axe du barrage

I.2.5.2.3 Essais de Cisaillement direct

Tableau I.4: Programme des essais in-situ de cisaillement, ILF.

Endroit		Nombre		Technique	
Partie de la vallée	Désignation des couches	Condition d'essai		Béton	Roche
		Naturelle	saturée		
Partie droite	C11	•		•	
	C12	•	•		•
	C13-C15	•	•		•
	C16	•	•		•
	C17-C18	•		•	
Milieu	C11	•		•	
Partie gauche	C12	•	•		•
	C13-C15	•	•		•
	C16	•	•		•
	C17-C18	•			•
	C19	•			
	PL1	•			•
Appui gauche	C13-C15	•			•

I.2.5.3 Essais au laboratoire

Les essais laboratoire ont été réalisés à l'état d'humidité naturelle et à l'état saturé d'eau sur toutes les couches géologiques sauf une seule où des échantillons de taille appropriée à l'essai n'ont pas pu être réalisés.

I.2.5.3.1 Résistances à la compression simple

Les valeurs sont soumises à une dispersion importante dépendant des différentes couches (0 Mpa pour les plus mauvaises à 35 - 40 Mpa).

On a retrouvé les résultats des forages SC16-SC19-SC20-SC24-SC28-SC31-SC32-SC33-SC34 (63 Rc). Néanmoins, les ordres de grandeur sont les suivants :

Tableau I.5 :Synthèse des essais de résistance à la compression simple.

Valeur maximum	28.2 Mpa
Valeur minimum	1.48 Mpa
Valeur moyenne	6.5/5.5 Mpa
Ecart type	4.5 MPa

La résistance à la compression simple des calcaires Tortoniens varie entre 15 et 200 Kg/cm²,

I.2.5.3.2 Essais dilatométriques

Pour le module d'élasticité, des essais dilatométriques (15) ont été réalisés en phase APD .

Aperçu des valeurs obtenues :

Tableau I.6 :Synthèse des essais de dilatométriques.

Valeur maximum	236 MPA
Valeur minimum	2.756 MPA
Valeur moyenne	1.231 MPA
Ecart type	779 MPA

I.2.5.3.3 Module d'élasticité

(8) essais en laboratoire ont été réalisés en phase d'exécution.

Les résultats de ces essais laboratoires sont les suivants.

Tableau I.7 :Module d'élasticité.

Valeur maximum	2.700MPA
Valeur minimum	41.60MPA
Valeur moyenne	17.269MPA
Ecart type	15.655MPA

I.2.5.4 Reconnaissances géotechniques à réaliser

Suite aux études préliminaires réalisées il a été mis en évidence les problématiques suivantes en lien avec ces reconnaissances :

- Niveau de la nappe dans les plateformes aval inconnue : matériau de recharges inconnu ;
- Fuites en rive droite importantes issues potentiellement d'une érosion de la fondation au contact du béton du barrage ou/et d'un contournement en rive dans les couches friables du Tortonien ;
- A un barrage massif en béton qui a subi un phasage de construction comprenant : un compartimentage des plots, des injections inter-plots.

L'objectif des reconnaissances à réaliser de se focaliser sur ces différentes problématiques présentées ci-dessus.

Tableau I.8 : Reconnaissances géotechniques à réaliser avant la réhabilitation.

Localisation	Nom	Type	Profondeur	Essai Lefranc	Essai Lugeon
Rive droite (amont)	SC1	Carotté	60m	-	Tous les 3m
Rive droite (aval)	SC2	Carotté	60m	-	Tous les 3m
Pied aval rive gauche de l'évacuateur	SC3	Carotté dont une partie dans le béton du barrage	50m	-	Tous les 3m dans la fondation
Pied aval rive droite de l'évacuateur	SC4	Carotté dont une partie dans le béton du barrage	40m	-	Tous les 3m dans la fondation
Pied aval rive gauche de l'évacuateur	SD5	Destructif	20m	Tous les 2m sous la nappe	-
Pied aval rive droite de l'évacuateur	SD6	Destructif	20m	Tous les 2m sous la nappe	-
Pied aval rive droite sur plateforme	PRD1 à PRD2	Puits à la pelle simple	5m	-	-
Pied aval rive gauche sur plateforme	PRG1 à PRG2	Puits à la pelle simple	5m	-	-
Prélèvement d'eau dans la retenue	O10	-	Quelque mètre	-	-
	O11	-	En profondeur		
Prélèvement d'eau dans la galerie et fuites	O20	-	-	-	-
	O30	-	-		
Prélèvement de matériau dans la galerie et au niveau des résurgences	PRV1 PRV2	Prélèvement effectuer par le BE	-	-	-

Tableau I.9 : Objectifs des forages ou prélèvements à réaliser.

Forage /prélèvement	Objectif
SC1	<ul style="list-style-type: none"> - Reconnaître la fermeture sur de la rive sur le Helvétien dans le cas d'un projet de prolongement du voile d'injection ; - Reconnaître la nature des terrains y compris sa perméabilité par essais Lugeons ; - Caractériser le terrain de fondation à l'aide d'essais de laboratoire.
SC2	<ul style="list-style-type: none"> - Reconnaître la zone de fuite en rive droite (zone de très forte perméabilité) ; - Reconnaître la nature des terrains y compris sa perméabilité par essais Lugeons ; - Caractériser le terrain de fondation à l'aide d'essais de laboratoire ; - Pose de piézomètre ouvert pour l'auscultation.
SC3 et SC4	<ul style="list-style-type: none"> - Reconnaître et caractériser le béton de l'ouvrage à l'aide d'essais de laboratoire ; - Reconnaître et caractériser le contact béton de l'ouvrage /fondation à l'aide d'essais de laboratoire ; - Reconnaître la nature des terrains y compris sa perméabilité par essais Lugeons ; - Caractériser le terrain de fondation à l'aide d'essais de laboratoire; - Pose de piézomètre à chambre pour l'auscultation.
SD5 et SD6	<ul style="list-style-type: none"> - Reconnaître la nature du matériau de recharge y compris sa perméabilité par essais Lefranc ; - Reconnaître la nappe dans le matériau de remblai ; - Pose de piézomètre ouvert pour l'auscultation.
PRG et PRD	<ul style="list-style-type: none"> - Caractériser le remblai à l'aide des essais de laboratoire ; - Reconnaître la présence d'une nappe.
O10 et O11	<ul style="list-style-type: none"> - Analyses d'eau de la retenue à différentes profondeurs pour vérification de corrélation ; - Vérifier l'agressivité de l'eau pour le béton.
O20 et O30	<ul style="list-style-type: none"> - Analyses d'eau au niveau des fuites de drains dans la galerie et au niveau des résurgences aval pour vérification de corrélation
PRV1 et PRV2	<ul style="list-style-type: none"> - Analyses en laboratoire du matériau transporté par les fuites au niveau des drains de fondations dans la galerie et au niveau des résurgences aval pour vérification de corrélation

I.2.6 Sismicité du site :

l'évaluation de l'aléa sismique doit être pris en compte dans les études de confortement du barrage. Même s'il n'est pas situé directement dans un essaim de sismicité, le barrage de Cheurfas se trouve dans l'Atlas Tellien et est donc dans une zone de sismicité diffuse mais relativement forte.

Le barrage de Cheurfas II se trouve à environ 30 km à l'ouest du séisme de Mascara du 1er mars 1819 (Mw = 6,4). Il est par ailleurs situé à moins de 15 km de l'épicentre d'un séisme de magnitude 5,2 (13/07/1967) et à moins de 5 km de l'épicentre d'un séisme de magnitude 4,2 (21/12/2009).

La wilaya de Mascara est classé en zone IIa (groupe d'usage 1B) suivant la classification du RPA 99 version 2003. La zone IIa correspond suivant le code Algérien à une zone de sismicité moyenne.



Figure I.8 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA-ADENDA, 2003).

Tableau I.10: Coefficients d'accélération (RPA-ADDENDA, 2003).

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Le coefficient d'accélération est donc de 0.20 .

I.3 Caractéristiques techniques de l'ouvrage

I.3.1 La digue

Le tableau ci dessus résume les caractéristiques technique de la digue du barrage Cheurfas II :

/Tableau I.11 : Caractéristiques de la digue principale du barrage.

CARACTERISTIQUES DE LA DIGUE PRINCIPALE	
Type du barrage	Barrage poids béton arqué composé d'une aile rive gauche, d'un déversoir vanné central et d'une aile rive droite.
Matériaux	Béton
Terrain de fondation	Calcaire tortonien
Traitement de la fondation	Voile d'étanchéité par injections Consolidation de la fondation
Hauteur au-dessus du lit de l'oued	Environ 50 m
Hauteur au-dessus de la fondation	Environ 84 m (145 m R.B. – 228.80 m R.B)
Longueur en crête	286.5 m
Epaisseur en crête	5 m – uniforme jusqu'à la cote 221.15 m R.B. >6.5 m au niveau du complexe de circulation de la crête
Epaisseur à la base	Environ 74 m
Rayon de courbure	250 m
Fruit du parement amont	0.6 H/ 1V en dessous de la cote 180 m R.B. Vertical au dessus
Fruit du parement aval	Vertical jusqu'à la cote 221.15 m R.B. Pente 0.8H/1V au dessous
Niveau de la retenue normale	225.60 m R.B.
Cote des plus hautes eaux de projet (PHE 100 ans)	228,10 m R.B
Altitude de la crête du barrage	227.40 m R.B.
Altitude de la crête du parapet	228.80 m R.B.
Galeries	<ul style="list-style-type: none"> • Galeries principales parallèles à la base de fondation du barrage : • Galeries longitudinales : <ul style="list-style-type: none"> - G1 galerie amont (galerie d'injection et de drainage) : 157 m R.B ; - G2 : 157 m R.B ; - G3 : 162 m R.B ; - G4 et G5 : 168.70 m R.B - G6 (accès au parement aval (B5 et B14) et à la chambre des vannes (B5)) : Cote 188.70 m R.B. - G7 : 208.70 • Galeries transversales : <ul style="list-style-type: none"> - G123B5 ; G123B9 ; G12B12 : Cote 168.70 m R.B. - G45B5 ; G45B9 : Cote 188.70 mR.B

I.3.2 Le système de drainage

le barrage repose sur un réseau de galeries internes réparties sur différents niveaux.

- Galeries principales parallèles à la base de fondation du barrage :
- Galeries longitudinales :
 - G1 galerie amont (galerie d'injection et de drainage) ; 157 m R.B
 - G2 : 157 m R.B ;
 - G3 : 162 m R.B ;
 - G4 et G5 : 168.70 m R.B ;
 - G6 (accès au parement aval (B5 et B14) et à la chambre des vannes (B5)) ;
 - Cote 188.70 m R.B ;
 - G7 : 208.70.
- Galeries transversales :
 - G123B5 ; G123B9 ; G12B12 : Cote 168.70 m R.B ;
 - G45B5 ; G45B9 : Cote 188.70 m R.B.

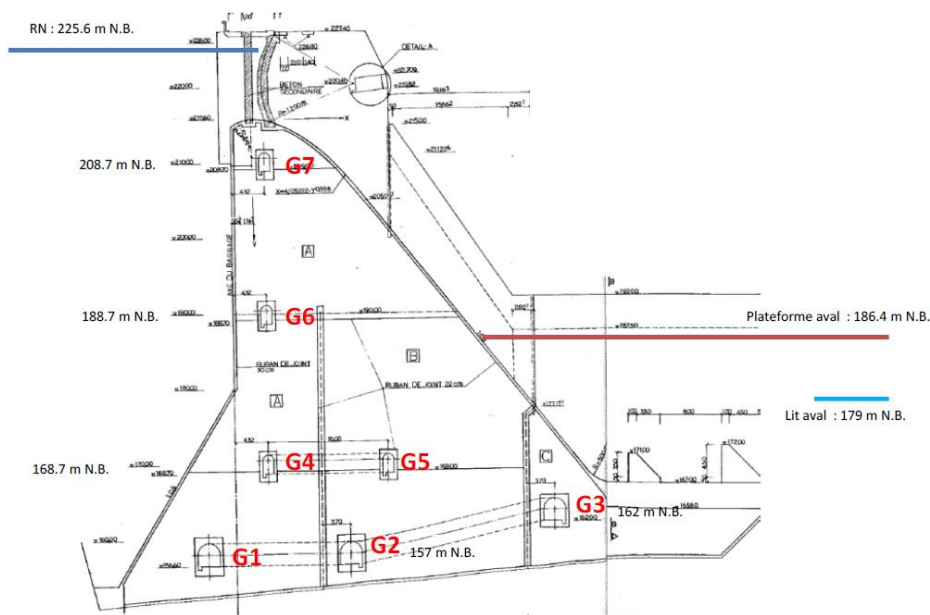


Figure I.9 : Position et nomenclature des galeries(ILF, 2014.)

I.3.3 Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues est localisé au centre du barrage à cheval sur les plots [5-6] ; [6-7] ; [7-8] ; [8-9]. Il est composé de 4 pertuis qui sont fermés par 4 vannes segments de 7.5 m de large et de 10.6 m de haut suivi d'un coursier, d'un bassin de dissipation denté type USBR et d'un canal de fuite (bassin d'amortissement).

Les seuils déversant sont dépassés en hauteurs par des piles de 3 m de large sur lesquelles les vannes segment s'appuient.

La crête du radier des passes de l'évacuateur se trouve à la cote 215.60 m

Les passes sont dimensionnées ont été dimensionnées pour une capacité maximale (d'après conception) pour le passage de la crue décennale qui est de 2 388 m³/s à 228 m R.B.



Figure I.10 : Evacuateur de crue (vue depuis l'amont)

I.3.4 Coursier aval

Le coursier est de 39 m de largeur, 0.8H/1V de pente, profilé à l'amont via une forme Creager et de chute 36.6 m (215.60 – 179) à 48.6 m (215.6 -167).

Le coursier aval est réalisé sur les plots 5-6-7-8-9.

I.3.5 Bassin de dissipation

Le bassin dissipateur en béton armé est large de 39 m et long de 50 m environ. Il comporte une ligne amont de 4 dents dissipatrices (cote 171 m R.B.), une ligne intermédiaire de 3 dents dissipatrices (cote 172 m R.B.) et un contre-seuil aval (cote 179 m R.B.) qui crée ainsi un bassin.

Le bassin est constitué de deux plots : le plot amont denté est solidaire du pied du barrage, le plot du contre seuil est solidaire par un joint

I.3.6 Canal de fuite - Bassin d'amortissement

Le canal de fuite se situe en aval du seuil de contrôle du bassin de dissipation situé à la cote 179 m et prend une courbe vers le nord. Il commence par un bassin d'amortissement à la cote 173 m contrôlé par un seuil de contrôle à la cote 175 m juste en amont de la sortie de la vidange de fond.

I.3.7 Les ouvrages annexes

I.3.7.1 Tour de prise

La tour de prise est située sur le plot 5 en rive gauche immédiate de l'évacuateur de crue.

Elle est intégrée au parement amont vertical du barrage et comporte deux axes de prise :

- Un axe de prise rive gauche qui comprend l'entonnement de la vanne de vidange à la cote 180 R.B.
- Un axe de prise rive droite qui comprend deux prises d'eau étagées à la cote 187 R.B. et 207 R.B.



Figure I.11 : Deux tours de prise.

I.3.7.2 Chambres de manœuvre intérieure

Les chambres sont créées dans le corps du barrage, dans le béton de masse. L'ensemble des chambres est situé au niveau du plot 5, plot immédiat rive gauche de l'évacuateur de crue et sont équipées de palans de manutentions.

La chambre supérieure permet d'avoir accès à la vanne papillon de la prise supérieure. La chambre principale inférieure permet d'avoir accès à la vanne papillon de la prise inférieure, à la vanne de régulation jet creux et aux vannes de vidange de fond.

Un conduit rectangulaire vertical dans la masse permet de réaliser la manutention des éléments vers l'extérieur.

I.3.7.3 Galerie de restitution

La galerie de restitution récupère les eaux de vidanges via les vannes de vidange de fond et les eaux AEI via la restitution de la vanne à jet creux située à l'aval et en surplomb de la vanne de régulation de vidange.

En sortie de barrage, l'eau s'écoule à surface libre au travers d'un canal de chasse béton armé enterré constitué de 10 plots indépendants structurellement mais liaisonnés par des joints waterstop. Le canal de chasse a un rayon de 250 m, une pente de 1.67 % et de dimensions intérieures à 6 m de hauteur et 3 m de largeur.

La restitution se fait à l'aval d'un contre seuil situé au-delà de la courbure du chenal de l'évacuateur de crues.

CONCLUSION

Après l'examen des données géotechniques, on peut dire que le barrage Cheurfas II est un barrage-poids, implanté sur une fondation jugée qualité médiocre et qui se situe dans une région hautement sismique. Il fait face : à un synclinal renversé et taillé renfermant des couches de mauvaise qualité contre lesquelles le barrage est appuyé en rive gauche ; à la présence de couches de calcaire poreux et friable en rives ; à une assise du barrage très profonde nécessaire pour trouver des terrains capables de résister aux efforts induits par le barrage.

Dans le chapitre qui suit, on s'intéressera à l'étude hydrologique du site du barrage.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique .

Introduction

Etant donnée que le bassin versant constitue le territoire pertinent pour traiter les causes en amont d'un problème lié aux eaux de surfaces . Il est ainsi nécessaire d'établir une étude hydrologique détaillée avant toute étude technique et pratique de la réhabilitation d'un ouvrage hydrotechnique, dans le but de déterminer les conditions courantes de la zone étudiée.

Dans ce chapitre, on se basera sur les diverses paramètres composants le bilan hydrologique, tel que ; les précipitations, l'humidité et l'évaporation afin de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles du bassin.

II.1. Le Bassin versant

Généralités

Le barrage de Cheurfas est situé dans le nord-ouest Algérien sur l'oued Mebtouh, qui résulte de la confluence des oueds Mekerra et Sarno. Les apports de l'oued Sarno sont contrôlés par un barrage du même nom. La principale ville présente sur le bassin versant étudié est la ville de Sidi Bel Abbès.

II.1.1 Caractéristiques du bassin versant

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques à pour but la quantification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

II.1.1.1. Les caractéristiques géométriques

Les caractéristiques physiques (surface, périmètre et forme du bassin ainsi que la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées à partir de travaux effectués sur la carte topographique de la région de Cheurfas.

En se basant sur la délimitation du bassin versant à l'aide d'un système d'information Géographique (Arc-Gis 10.4), on obtient :

- Une superficie drainée de :

$$S = 4\,016 \text{ km}^2 ;$$

- Un périmètre de bassin de :

$$P = 604 \text{ km} ;$$

- La longueur du Talweg principal est de:

$$L_p = 160 \text{ km}.$$

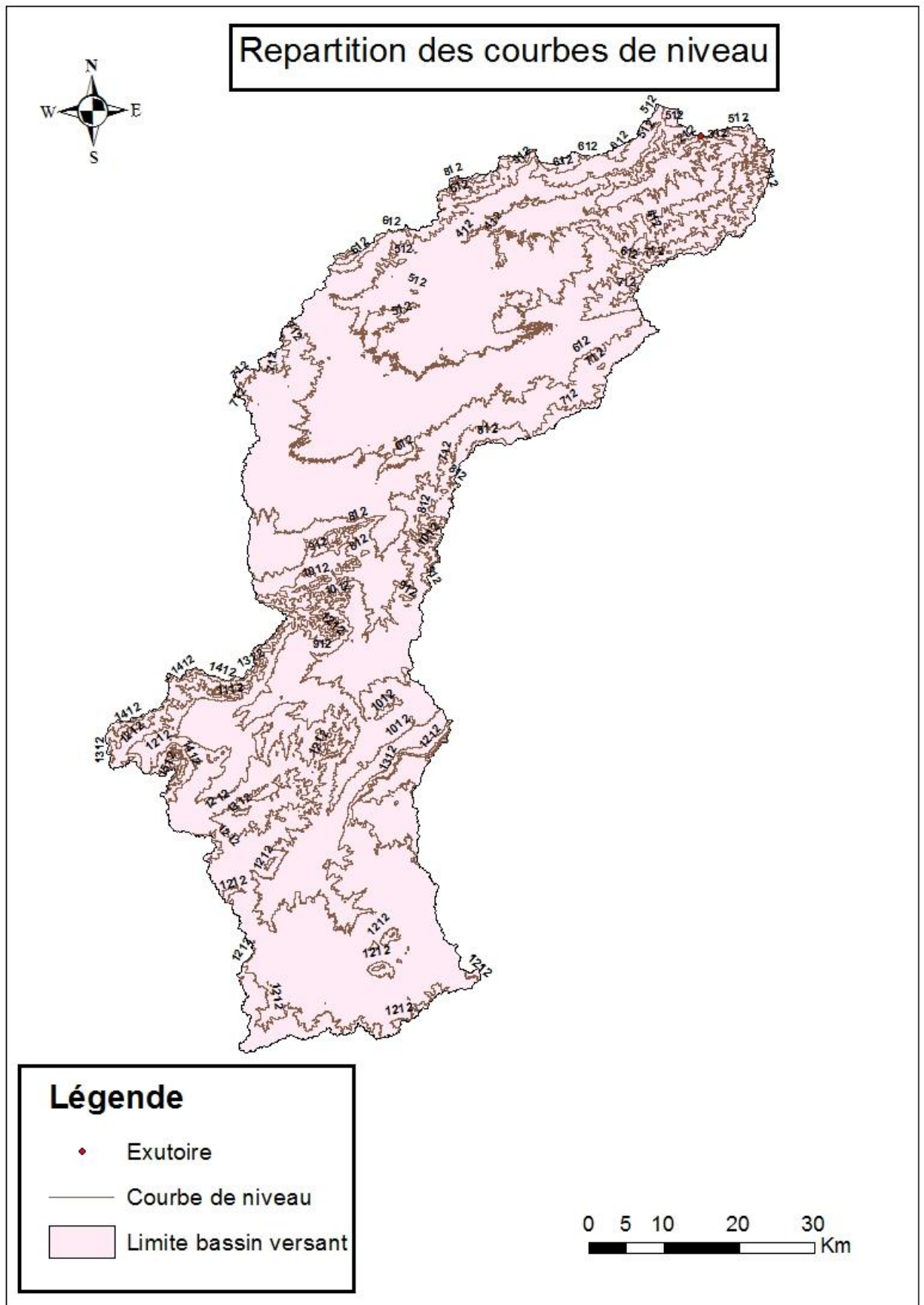


Figure II. 1: Découpage et courbes de niveau du bassin versant

II.1.1.2. Les caractéristiques hydro morphologiques

a- Indice de compacité de Gravelius (K_c) ou Indice de forme :

On définit la configuration géométrique d'un bassin versant par un coefficient de compacité de Gravelius (K_c), qui se traduit par le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie de ce bassin. Il est défini par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R}; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}; P_c = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}; \quad (II.1)$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}};$$

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 2,669.$$

avec :

K_c : Coefficient de compacité de Gravelius ;

P : Périmètre du bassin versant (km) ;

S : Surface du bassin versant (km²).

Tableau II.1. Classification de bassin selon l'indice de compacité de Gravelius

$K_c < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_c < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1.5$	Bassin plutôt allongé

L'indice de compacité de Gravelius a ainsi été évalué à $K_c=2,669$. On déduit donc que le bassin versant est de forme allongée ce qui favorise les faibles débits de pointe de crue.

b- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient conditionne la réponse du bassin versant à une pluie. Il est déterminé selon la formule :

$$K_p = \frac{L^2}{S}; \quad (II.2)$$

Avec :

L : Longueur du talweg principal, égal à 160 Km ;

$$K_p = 6,375.$$

c- Le rectangle équivalent :

Le bassin versant peut être assimilé à une surface rectangulaire de même superficie. Ses dimensions équivalentes (longueur L et largeur l) peuvent être déterminées comme suit :

- Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l); \text{ et } S = L * l. \quad (II.3)$$

- La formule de coefficient de compacité de Gravelius : $K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$;

Des deux formules précédentes , on obtient une équation de 2ème degré qui admet deux solutions L_r et l_r :

- Longueur (L_r): $L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2} \right]$;
 - Largeur (l_r): $l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2} \right]$;
- $l_r = 13.940 \text{ km} ; \quad L_r = 288.095 \text{ km} ;$
 $P_r = 604.07 \text{ km} ; \quad S_r = 4016,0443 \text{ km}^2;$

II.1.1.3. Les caractéristiques topographiques

II.1.1.3.1. Caractéristiques du relief

L'influence du relief sur le bassin se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, infiltrations, évaporations, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

a- La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique présente une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle est obtenue en portant :

- En abscisse : le pourcentage des surfaces cumulées du bassin versant.
- En ordonnée : l'altitude considérée.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau II.2 et la courbe hypsométrique est donnée par la figure II.3.

Tableau II.2 : Répartition hypsométrique du bassin versant des Cheurfas.

Tranche	Altitude H (m)	Altitude moyenne H_{moy} (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface Cumulée (km ²)	% Surface Cumulée
SB1	1625-1717	1671	1874	1874	46.66
SB2	1450-1625	1537.5	232.3	2106.3	52.45
SB3	1275-1450	1362.5	573.4	2679.7	66.73
SB4	1100-1275	1187.5	327.8	3007.5	74.89
SB5	925-1100	1012.5	252.9	3260.4	81.19
SB6	750-925	837.5	154.9	3415.3	85.04
SB7	575-750	662.5	218.2	3633.5	90.48
SB8	400-575	437.5	277.3	3910.8	97.38
SB9	212-400	306	105.5	4016	100

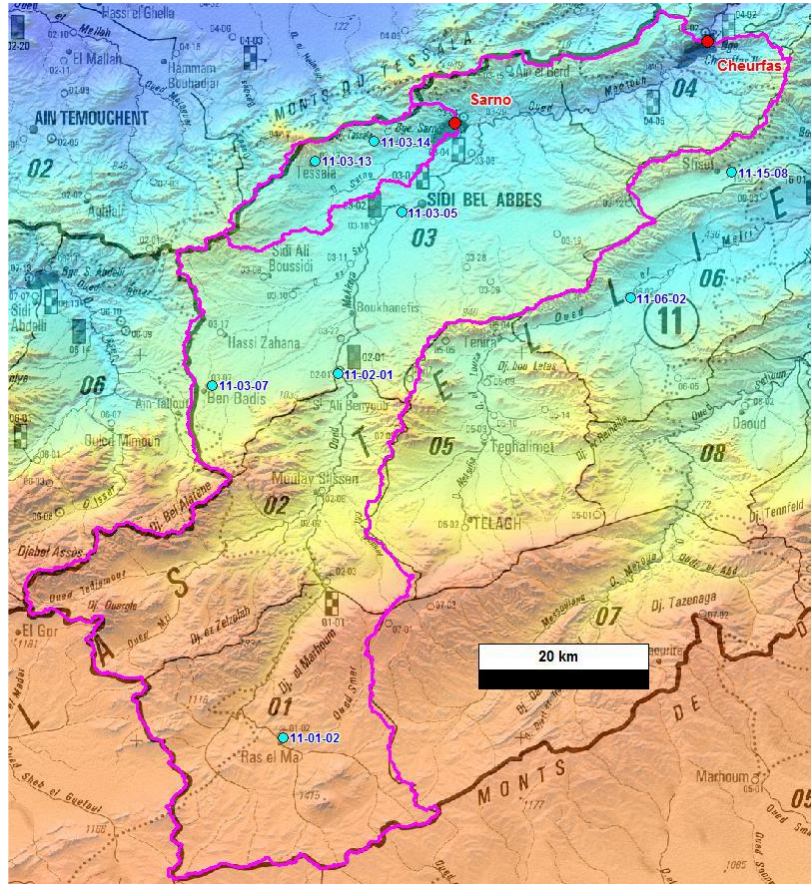


Figure II. 2 : Découpage en sous bassins versants du bassin versant de Cheurfas II, ISL.

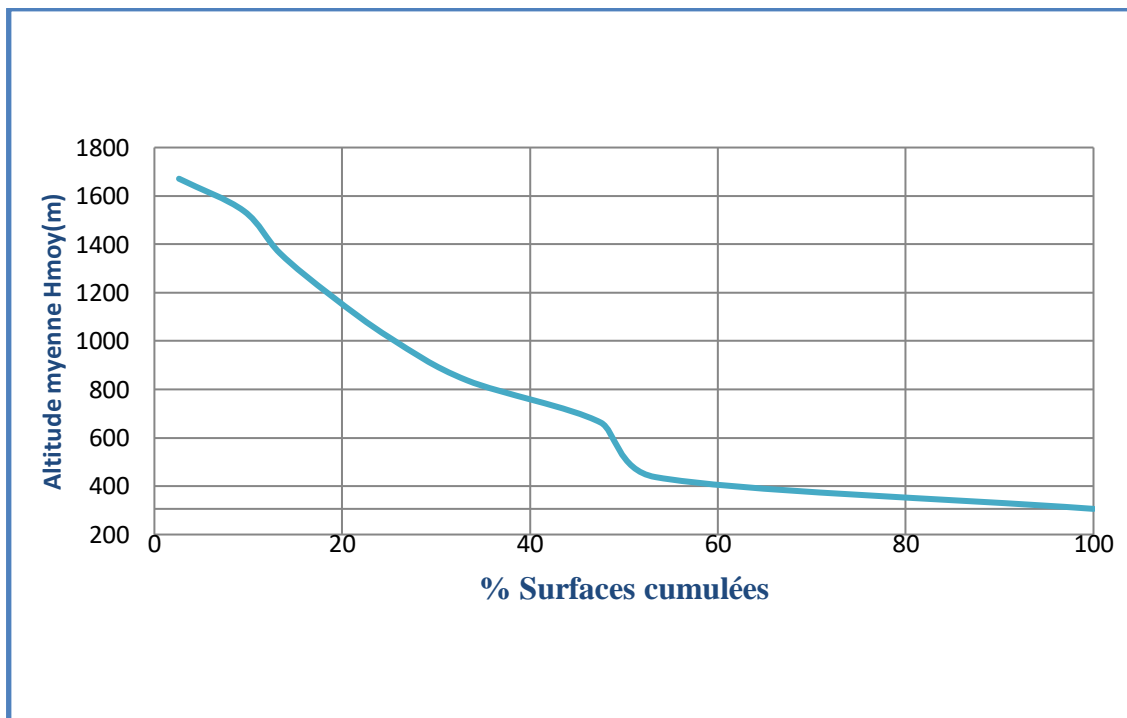


Figure II. 3: Courbe hypsométrique du bassin versant

La concavité de la courbe hypsométrique montre que la forme du bassin présente un état de maturité (équilibre) où le potentiel érosif est moyen.

b- Les altitudes caractéristiques du bassin:

A partir de la courbe hypsométrique, on peut déterminer les altitudes caractéristiques du bassin versant :

- **Altitude maximale** : correspond au point culminant du bassin versant.

$$H_{\max} = 1717 \text{ m NGA} ;$$

- **Altitude minimale** : égale au point le plus bas du bassin versant.

$$H_{\min} = 212 \text{ m NGA} ;$$

- **Altitude médiane**: Correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

$$H_{50\%} = 520 \text{ m} ;$$

- **Altitude moyenne** : Déduite directement de la courbe hypsométrique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i * H_i}{S} ; \tag{II.4}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : la surface comprise entre deux courbes de niveau [Km^2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [Km^2] .

Tableau II.3: Détermination de l'altitude moyenne

Tranche	Altitude H (m)	Altitude moyenne H_{moy} (m)	Surface partielle (Km^2)
SB1	1625-1717	1671	1874
SB2	1450-1625	1537.5	232.3
SB3	1275-1450	1362.5	573.4
SB4	1100-1275	1187.5	327.8
SB5	925-1100	1012.5	252.9
SB6	750-925	837.5	154.9
SB7	575-750	662.5	218.2
SB8	400-575	437.5	277.3
SB9	212-400	306	105.5

$$H_{\text{moy}} = 1330.41 \text{ m} ;$$

$$H_{\text{moy}} - H_{50\%} = 810 \text{ m}.$$

Donc, la pente moyenne du bassin versant est irrégulière, car les altitudes moyennes et médianes se sont écartées de 810 m. (Bassin à relief très fort en amont et la partie montagneuse et beaucoup plus forte que la partie vallée (exutoire) .

c- Les indices de pentes :

- **L'indice de pente globale I_g** (Dubreuil, 1974)

Il s'exprime par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}; \quad (II.5)$$

Avec :

D : la dénivelée entre l'altitude a 95 % et 5% de la courbe hypsométrique ;

L_r : la longueur du rectangle équivalent. $L_r = 288.095 \text{ Km} = 288095 \text{ m}$;

AN: $I_g = 0.059\%$.

D'après la classification du relief Touibia,2004 résumée dans le tableau ci-dessous, notre bassin se caractérise par un relief très fort.

Tableau II.4: Classification du relief (Touibia, 2004)

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$0.05 < I_g$

- **Indice de pente Moyenne I_m :**

Il s'exprime par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta}{L_r} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r};$$

Avec :

L_r : Longueur de rectangle ; $L_r = 288.095 \text{ Km} = 288095 \text{ m}$;

H_{\max} : Altitude max (m) = 1717 m ;

H_{\min} : Altitude min (m) = 212 m ;

AN: $I_m = 5.22\text{m/km} = 0.52\%$.

- **Indices de pente de ROCHE I_p :**

L'indice de pente de roche se calcule directement sur le rectangle équivalent en appliquant la relation:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum \sqrt{a_i d_i} \quad (II.6)$$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent,

a_i : Fraction en % de la surface A comprise entre deux courbes de niveau voisines.

Tableau II.5: Fractions des surfaces entre courbes de niveau

Altitude H (m)	Différence d'altitude	Surface partielle (Km ²)	A_i	a_i*d_i	$\sqrt{a_i d_i}$
1625-1717	92	1874	0.467	42.964	6.555
1450-1625	175	232.3	0.058	10.150	3.186
1275-1450	175	573.4	0.143	25.025	5.002
1100-1275	175	327.8	0.082	14.350	3.788
925-1100	175	252.9	0.063	11.025	3.320
750-925	175	154.9	0.039	6.825	2.612
575-750	175	218.2	0.054	9.450	3.074
400-575	175	277.3	0.069	12.075	3.475
212-400	188	105.5	0.026	4.888	2.211
					$\Sigma = 33.223$

$I_p = 1.957 \%$.

d- Dénivelée spécifique (Densité) D_s :

Elle permet de distinguer différentes classes de relief en fonction de D_s selon la classification de l'Office de Recherche Scientifique d'Outre-Mer (Tableau II.6) .

La dénivelée spécifique du bassin versant de Cheurfas est de 3738.94 m (>500 m), donc son relief est très fort.

$$D_s = I_g \sqrt{S} ; D_s = 3738.94 \text{m.}$$

Avec : I_g : indice de pente global ;

S : superficie du bassin versant.

Tableau II.6: Classification de l'O.R.S.T.O.M selon le type du relief du bassin versant

	Type de relief	Valeur de D_s
R1	Relief très faible	$D_s < 10 \text{ m}$
R2	Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$
R3	Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$
R4	Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
R5	Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$
R6	Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$
R7	Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

II.1.1.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II.1.1.4.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Il peut donc prendre une multitude de formes.

II.1.1.4.2 Hiérarchisation du réseau

La classification topologique du réseau hydrographique est basée sur une méthode proposée initialement par HORTON en 1945 puis modifiée par STRAHLER en 1947. Elle est la plus utilisée aujourd'hui, son principe est comme suit:

- Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1 ;
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1 ;
- Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre.

II.1.1.4. 3. Longueurs de talwegs de différents ordres

$$\sum_{i=1}^n L_i = 2660.67389 \text{ km}$$

II.1.1.4. 4 Densité de drainage (Dd)

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, et la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}; \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$\sum L_i$: la longueur des talwegs des différents ordres = 2660.67389 km ;

S : la surface du bassin versant = 4016 km² ;

AN : La densité de drainage $D_d = 0.66251 \text{ Km/Km}^2$.

II.1.1.4. 5 Fréquence des cours d'eau (F)

Représente le nombre de cours d'eau d'ordre 1 par unité de surface

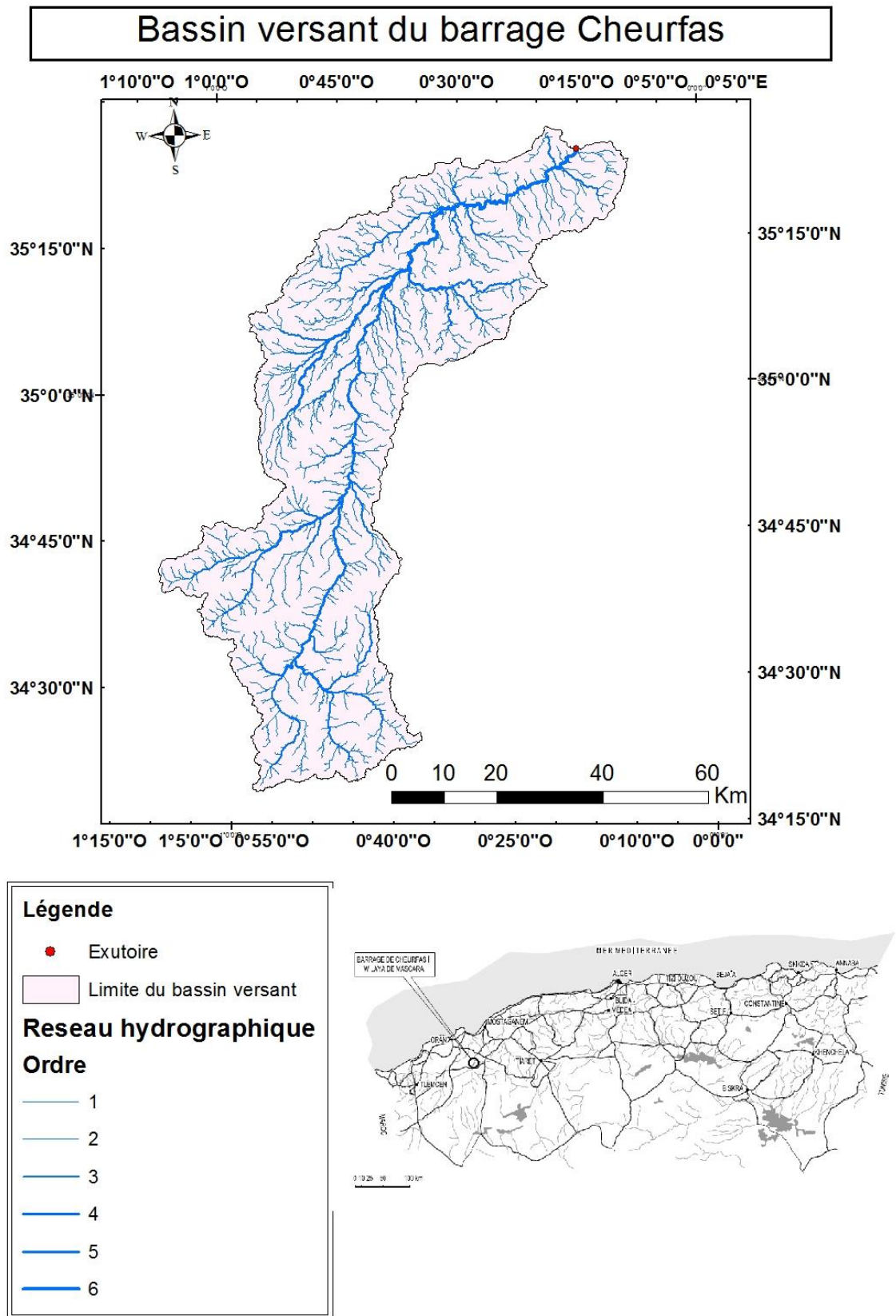
$$F = \frac{\sum N_n}{S}; \quad (\text{II.1})$$

Avec :

N_n : nombre des cours d'eau d'ordre 1 (729) ;

S : la surface (Km²) ;

AN : la fréquence des cours d'eau d'ordre 1 $F=0.185$.



II.1.1.4.6 Le coefficient de torrentialité (C_t)

Il est défini comme étant le produit entre la densité de drainage, et le coefficient du talweg élémentaire. Il est donné par la formule ci-après :

$$C_t = D_d \cdot F ; \quad (II.2)$$

Avec:

D_d : la densité de drainage ;

F: Fréquence des cours d'eau d'ordre 1 ;

AN : Le coefficient de torrentialité C_t est : $C_t = 0.1226$.

II.1.1.4.7 Temps de concentration

C'est la durée nécessaire à une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

L'estimation du temps de concentration (t_c) être effectuée à partir de formules empiriques :

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} ; \quad (II.3)$$

Avec:

L_p : longueur du talweg principale en km ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) =1330.41m ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA) = 212m ;

AN : Le temps de concentration est : $T_c = 19.16$ heures .

- **Formule de KRIPICH :**

$$T_c = 0.6615L_p^{0.77} I_g^{0.385} ; \quad (II.4)$$

Avec:

I_g : indice de pente globale ;

L_p : longueur du talweg principale en km ;

AN : Le temps de concentration est : $T_c = 11.08$ heures .

- **Formule de California :**

$$T_c = \left(\frac{0.87L_p^3}{H_{max}-H_{min}} \right)^{0.386} ; \quad (II.5)$$

L_p : longueur du talweg principale en km ;

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en (m) ;

AN : Le temps de concentration est : $T_c = 19.62$ heures.

• **Formule de Ventura :**

$$T_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I_m}} ; \quad (II.6)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du bassin versant égale à 0.52% ;

S : Surface du bassin versant (ha) ;

AN : Le temps de concentration est : $T_c = 4.57$ heures.

On récapitule les résultats des temps de concentration trouvés dans le tableau ci dessus :

Tableau II.7: Récapitulatif des temps de concentration

Formule	Tc (heure)
Giandotti	19.16
Kripich	11.08
California	19.62
Ventura	4.57

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de Kripich car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules, c'est à dire que $T_c = 11.08$ h.

II.1.1.4. 8. Vitesse de Ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule:

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (II.7)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du plus long cours d'eau (km) .

T_c : Temps de concentration = 11.08h

AN : La vitesse de ruissèlement est : $V_r = 14.44$ km/h

On récapitule les caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	4016
Périmètre		P	km	604
Longueur du Talweg principal		L _p	km	160
Indice de Gravelius		K _c	-	2.669
Coefficient d'allongement		K _p	-	6.375
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	288.095
	Largeur	l _r		13.940
Altitudes	Maximale	H _{max}	mNGA	1717
	Médiane	H _{50%}		520
	Moyenne	H _{moy}		1330.41
	Minimale	H _{min}		212
Indice de pente	globale	I _g	m/km	5.90
	moyenne	I _m		5.22
	Roche	I _p		1.95
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.66251
Dénivelée spécifique		D _s	m	3738.94
Fréquence des cours d'eau		F	-	0.185
Le coefficient de torrentialité		C _t	-	0.1226
Temps de concentration		T _c	h	11.08
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	14.44

II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Le climat du bassin versant est méditerranéen qui se caractérise par un hiver humide et pluvieux et d'un été sec.

II.2.1. Température

La région de Cheurfas se caractérise principalement par deux périodes bien distinctes

- Une période froide et humide ;
- Une seconde période chaude et sèche durant l'été.

Les températures moyennes mensuelles au barrage sont récapitulées dans le tableau ci-dessous:

Tableau II. 9: Répartition des températures, ANRH.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Température Maximale (°C)	10.3	11.6	13.3	15.6	18.5	22.1	25.3	25.9	23.2	19.1	14.4	11.1
Température Minimale (°C)	6.7	8.0	9.8	11.8	14.9	18.5	21.5	22.3	19.6	15.6	10.9	7.7
Température Moyenne (°C)	13.9	15.3	16.9	19.4	22.1	22.1	25.7	29.2	29.6	22.6	17.9	14.6

La température moyenne interannuelle est de 18°C environ.

Le nombre de jour de gel par an est de 30 en moyenne.

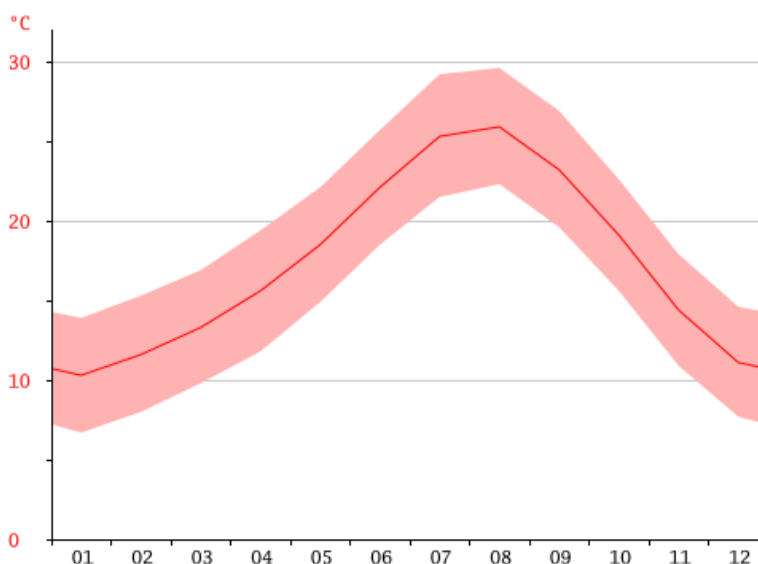


Figure II.5 : Température au site de Cheurfas

II.2.2 Evaporation

Les mesures d'évaporation sont effectués régulièrement au barrage de Cheurfas sur un bac type Colorado .

Ces valeurs tiennent compte du coefficient de réduction appliqué aux valeurs observées sur Colorado.

La répartition mensuelle de l'évaporation est récapitulée dans le tableau ci-dessous:

Tableau II.10: Répartition mensuelle de l'évaporation, ANRH. (1975-2019)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
Ev mm	44	55	91	111	153	215	273	282	208	135	77	48	1692
Ev %	2.60	3.25	5.38	6.56	9.04	12.71	16.13	16.67	12.29	7.98	4.55	2.84	100%

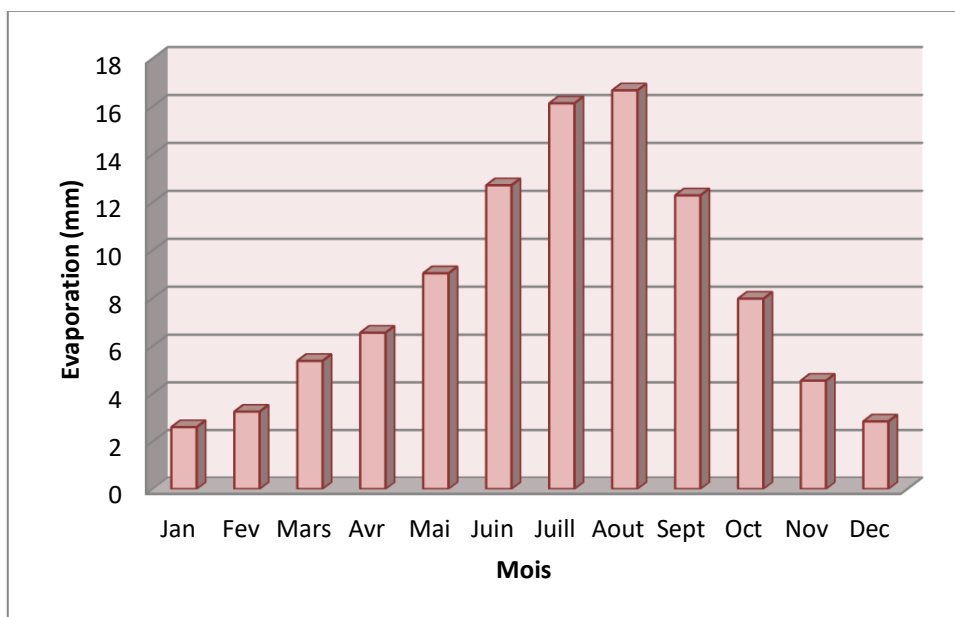


Figure II.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation EV (mm)

II.2.3 Les vents

Le vent est un paramètre très important, il est caractérisé par sa direction et sa vitesse ; le tableau suivant représente les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse du vent (m/s) de la région du barrage entre 1985 et 2019.

Tableau II.11 : Répartition mensuelle des vitesses du vent, ANBT.

Vitesse du vent en m/s												
Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
9.8	12.35	12.3	10.8	10.4	10.3	9.6	9.13	9.95	8.03	10.18	8.1	10.0

- Les vitesses moyennes des vents est de 10 m/s.
- Le nombre de jour par an avec vent >60 km/h est de 4/10. Le nombre de jour par an avec vent > 100 km/h est de 3/10.
- Les rafales moyennes annuelles sont de l'ordre de 35 km/h. Les rafales décennales sont de l'ordre de 150 km/h.
- Les vents sont à dominance Nord-Ouest à Sud-Ouest.

La rose des vents dans la région du barrage est la suivante :

Distribution de la direction du vent en (%)
Année

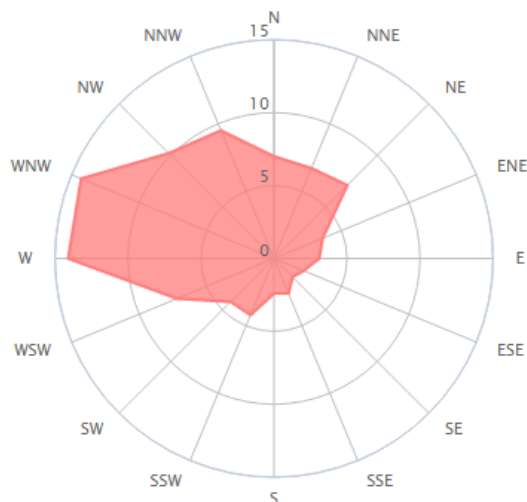


Figure II.7 : Rose des vents à Sidi Bel Abbès

II.2.4. L'humidité relative de l'air

L'humidité dans la région étudiée, est généralement élevée en début d'hiver et au printemps. Elle oscille entre 41 % et 69 % (tableau II.12 et figure II.8), ceci traduit un caractère de sécheresse estivale.

Tableau II.12 : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air, TuTiempo (1985-2019)

Humidité relative de l'air en %												Année
Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	
69.46	67.69	62.2	58.59	49.71	42.23	37.84	41.01	50.82	54.54	64.59	68.99	55.70

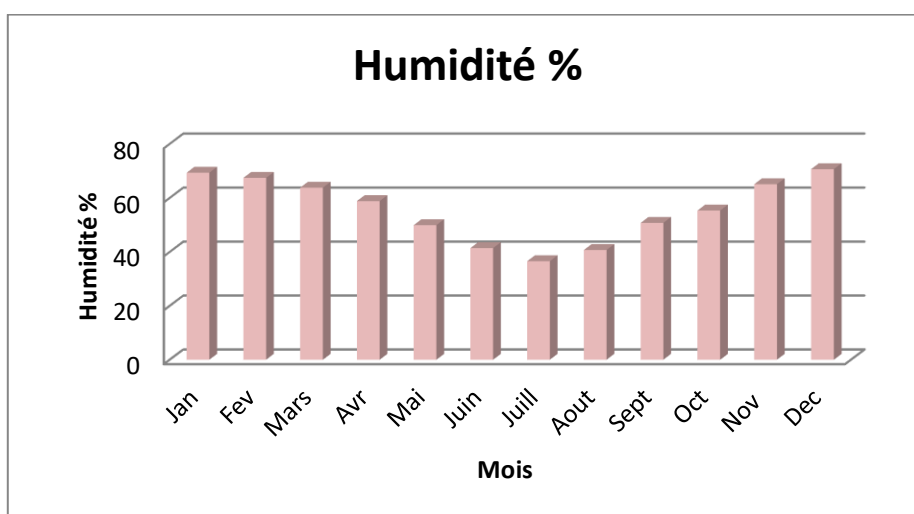


Figure. II.8: Humidité relative moyenne mensuelle

II.2.5. Etude des précipitations

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de l'Oued Mebtouh, le régime hydrologique dans le bassin versant est directement lié à ces précipitations essentiellement constituées de pluies.

La figure suivante localise les stations pluviométriques les plus intéressantes présentes sur ou à proximité du bassin versant de barrage :

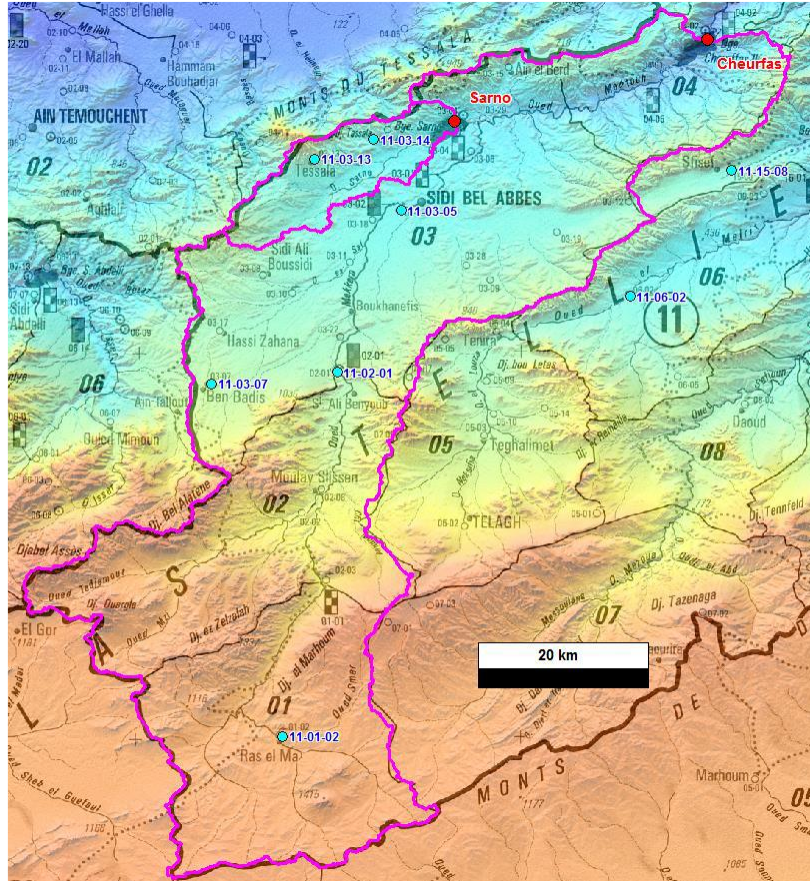


Figure. II.9 : Localisation des stations pluviométriques ,ISL.

Tableau II.13: Stations pluviométriques, ANBT

Numéro de station	Nom	Nombre d'année disponible	Localisation dans le BV
11 15 08	SFISSEF	88	Nord
11 06 02	OUED SEFFIOUN	45	Nord
11 03 13	TESSALA	56	Nord
11 03 05	SIDI BEL ABBES	75	Nord
11 03 07	BEN BADIS	82	Centre
11 02 01	SID ALI BEN YOUB	91	Centre
11 01 02	RAS EL MA	49	Amont

Dans le cadre de notre étude, l'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques au niveau des stations hydrométriques suivantes :

Tableau II.14: Stations pluviométriques utilisées, ANBT.

	Sidi Ali Benyoub (SAB)	Sidi Bel Abbès (SBA)
Code	11-02-01	11-03-01
Mise en service	1949	1942
Altitude	660 m env.	450 m env.
Surface du BV	1 875 km ²	3 000 km ²
Débit moyen annuel	0,59 m ³ /s	0,82 m ³ /s

II.2.5.1 Les pluies moyennes annuelles

Les précipitations en (mm) dans la région du barrage sont précisées dans le tableau ci-dessous:

Tableau II.15: Répartition moyenne annuelle des précipitations, ANBT

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
P(mm)	14	34	60	69	61	49	42	35	29	9	1	2
P(%)	3.46	8.40	14.81	17.04	15.06	12.10	10.37	8.64	7.16	2.22	0.25	0.49

La pluviométrie moyenne annuelle sur le site du barrage est de 405 mm. Le mois le plus sec est le mois de juillet avec 1 mm en moyenne, alors que les plus fortes précipitations sont enregistrées durant le mois de décembre avec 69 mm environ.

La saison humide est de novembre à avril. La saison sèche est de mai à octobre avec toutefois des pluies orageuses souvent importantes en automne, surtout en octobre.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure II.10:

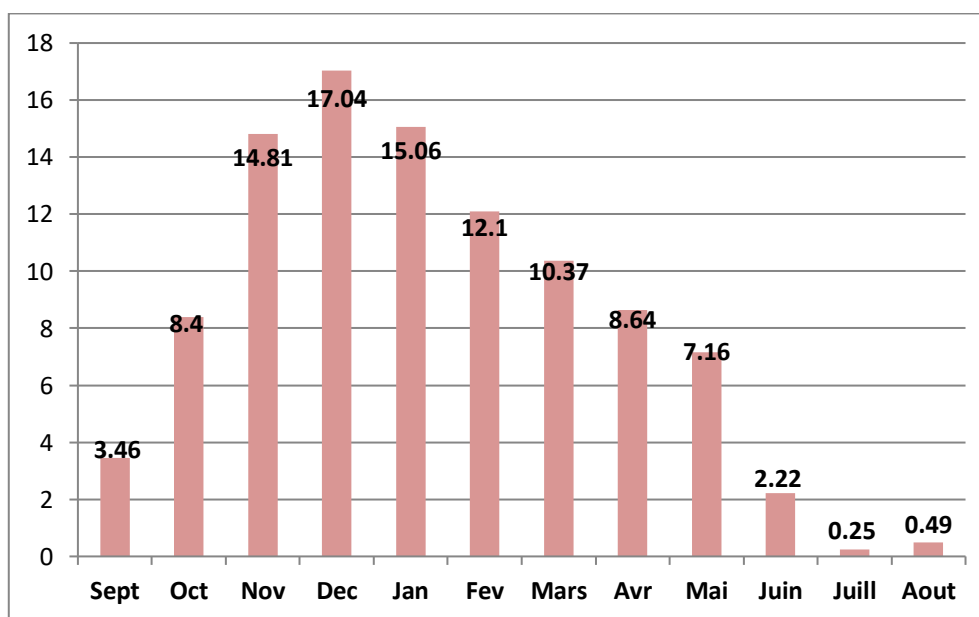


Figure II.10 : Répartition des pluies moyennes mensuelles

II.2.5.2 Homogénéisations des données

- **La méthode de la médiane:**

Test de la médiane ou test de MOOD est un test non paramétrique qui ne tient aucune hypothèse sur le type de loi concernée. Il permet de vérifier si une série de donnée est homogène.

La série de précipitations annuelle à vérifier est de 40 ans d'observations (N=40).

Après application de la méthode sur l'échantillon on obtient les résultats suivants :

M=58.8 ; Ns = 22 ; Ts = 8 ;

Avec :

M : La médiane ;

Ns : Nombre total des séries de (+) ou de (-) ;

Ts : La taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

- **Condition de test de MOOD :**

$$N_s > 0.5 (N+1 - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{N+1})$$

$$T_s < 3.3 (\log N + 1)$$

$\mu_{1-\alpha/2}$: variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de $1-\alpha/2$.

Pour un seuil de signification de 95% on a $\mu_{1-\alpha/2}=1.96$.

AN:

$$N_s = 21 \Rightarrow N_s > 14.225 ;$$

$$T_s = 8 \Rightarrow T_s < 8.58.$$

Selon les résultats obtenus , on conclut que la série de pluie est homogène.

II.2.5.3 La pluviométrie maximale journalière annuelle

C'est les pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Le tableau suivant donne la pluviométrie maximale annuelle entre (1913 et 2012) :

Tableau II.16: Série de données des pluies journalières maximales de Sidi Bel Abbas

Année	Pjmax	Année	Pjmax
1913	36.5	1963	51.5
1914	53.3	1964	32.4
1915	41.8	1965	24.4
1916	63.2	1966	92.2
1917	67.5	1967	68.5
1918	58.6	1968	42.5
1919	30	1969	36
1920	37.6	1970	51.7
1921	76.7	1971	70.5
1922	39.9	1972	38.7
1923	30.9	1973	38
1924	85	1974	70.5
1925	48.9	1975	44
1926	36.6	1976	36.6
1927	83.7	1977	30.7
1928	144.6	1978	45.2
1929	56.7	1979	91.2
1930	45	1980	40
1931	48.6	1981	28.7
1932	60	1982	40.1
1933	107.5	1983	37.8
1934	54.3	1984	90
1935	116.4	1985	36.6
1936	55	1986	50.8
1937	67.6	1987	31.6
1938	40.5	1988	62.8
1939	45	1989	77.2
1940	38.1	1990	57.1
1941	56	1991	38.9
1942	50.7	1992	39.9
1943	65.7	1993	32.1
1944	41.2	1994	69.4
1945	85.8	1995	79.9
1946	79.8	1996	31.7
1947	91	1997	62.5
1948	76	1998	61.6
1949	55.5	1999	38.2
1950	59.8	2000	53.7
1951	72	2001	91.2
1952	65	2002	55
1953	54.7	2003	38.9
1954	56	2004	59.6
1955	42	2005	35.1
1956	42	2006	42.8
1957	52	2007	54.8
1958	83	2008	45.3
1959	53	2009	46.9
1960	76.4	2010	74.9
1961	96	2011	117.2
1962	38.8	2012	62.6

II.2.5.4 Ajustement des précipitations maximales journalières

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (Touabia, 2001). Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.17 : Caractéristiques de la série pluviométrique :

Caractéristiques	Formules	Valeur
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=100} Xi$	2965.4
Moyenne	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=100} Xi}{n}$	57.1
Ecart-type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=100} (Xi - \bar{X})^2}{N}}$	22.1
Coefficient de variation	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.386
Coefficient d'asymétrie	$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{N=100} (Xi - \bar{X})^3}{(N - 1)\sigma^3}$	1.23
Maximum	Minimum	Médiane
145	24.4	53.5

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et GEV à l'aide du logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

II.2.5.4.1 Ajustement à la loi Log-normale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(x) = \int_{-\infty}^{\mu} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} \cdot d\mu ; \tag{II.8}$$

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} . \tag{II.9}$$

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est donnée par:

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} ; \tag{II.10}$$

Les paramètres d'ajustement à la loi de Galton sont les suivants :

$$\mu = 3.97866\sigma = 0.360511$$

Tableau II.18 : Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10 000	0.9999	204	20.8	163-245
2000	0.9995	175	16.1	144-207
1000	0.9990	163	14.2	135-191
200	0.9950	135	10.2	115-155
100	0.9900	124	8.61	107-141
50	0.9800	112	7.15	98.1-126
20	0.9500	96.7	5.36	86.2-107
10	0.9000	84.8	4.14	76.7-92.9
5	0.8000	72.4	3.04	66.4-78.3

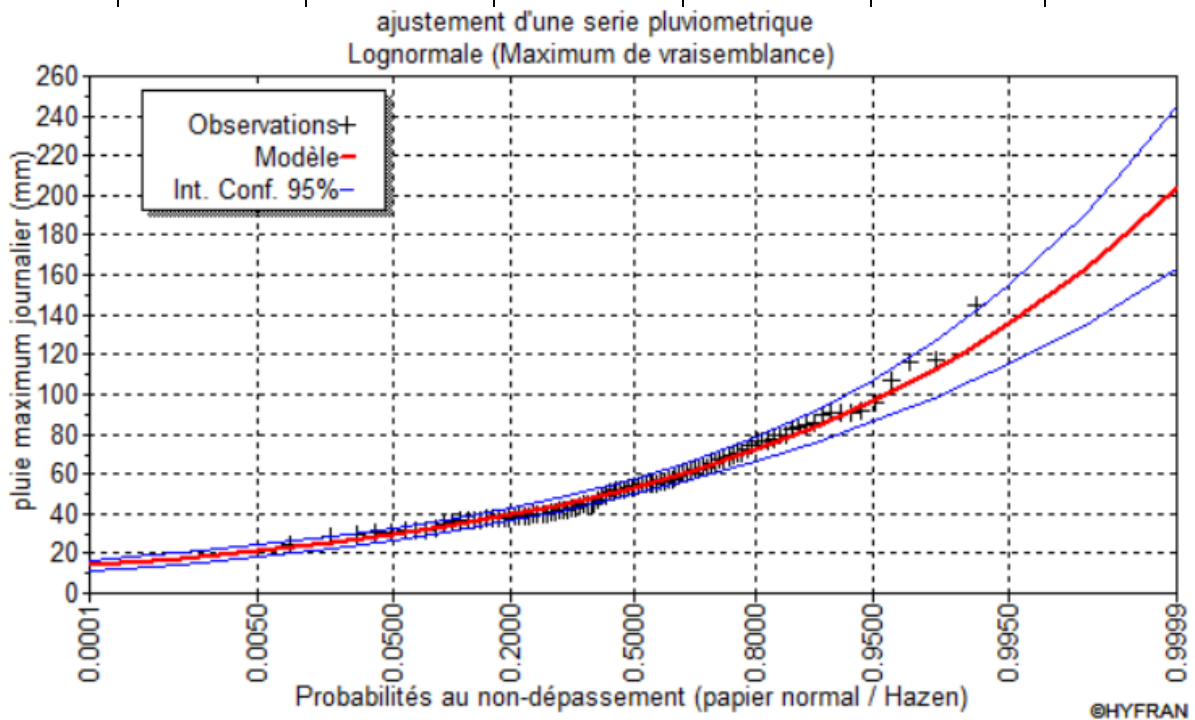


Figure II.11 : Ajustement à la loi log-normale

II.2.5.4.2 Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel)

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(x) = e^{-e^{-y}}; \tag{II.11}$$

Avec:

$$Y = (x - x_0) \tag{II.12}$$

1/a : pente de la droite GUMBEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitations maximales journalières en (mm)

x_0 : Coordonné à l'origine en (mm)

On peut écrire $y = -\ln[-\ln(F(x))]$

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{m}; \tag{II.13}$$

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant ;

n : Nombre total d'observation dans la série (n=100).

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont comme suit :

$$u = 47.3588 \quad \text{Alpha} = 16.0425$$

Tableau II.19 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10 000	0.9999	195	12.2	171-219
2000	0.9995	169	10.2	149-189
1000	0.9990	158	9.37	140-177
200	0.9950	132	7.37	118-147
100	0.9900	121	6.52	108-134
50	0.9800	110	5.67	98.8-121
20	0.9500	95.0	4.56	86.1-104
10	0.9000	83.5	3.72	76.2-90.8
5	0.8000	71.4	2.90	65.7-77.1

Avec :

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Le graphique issu de cet ajustement est représenté par la figure II.12 :

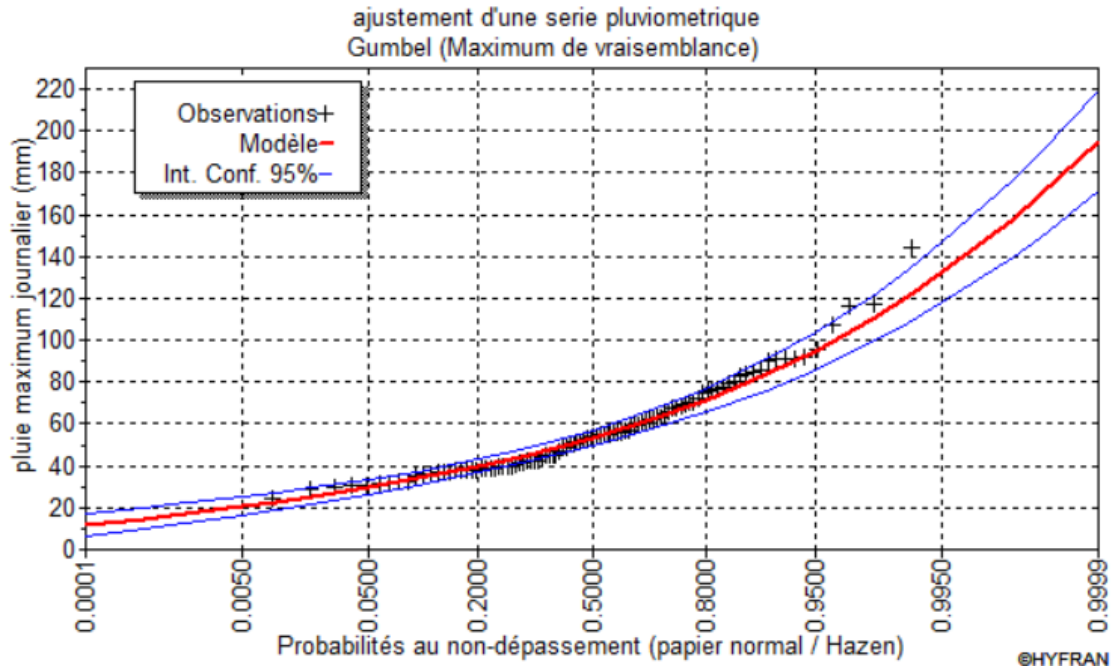


Figure II.12 : Ajustement à la loi de Gumbel

II.2.5.4.3 Ajustement à la loi des extrêmes généralisés (loi GEV)

C'est une généralisation de la loi de Gumbel, sa fonction de répartition pour des fréquences au dépassement est la suivante :

$$F(x) = e^{-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}}; \quad (\text{II.14})$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b - c(x-a)} e^{-\frac{1}{c} \ln\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)} e^{-\left[1 - \left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right]}; \quad (\text{15})$$

Avec:

a : Paramètre de position;

b : paramètre de dispersion;

c : paramètre de forme pour $c = 0$, on obtient une loi de Gumbel.

L'équation de la droite est donnée par :

$$X = \frac{b}{c} [1 - (\ln F(x))^c] + a; \quad (\text{II.16})$$

Avec:

Variable réduite de GEV : $\mu_{gv} = -\frac{1}{c} \left[\ln\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right) \right];$

Les paramètres d'ajustement à la loi GEV sont les suivants :

$\alpha = 14.9063 \quad k = -0.141713 \quad \mu = 46.2389$

Tableau II.20 : Ajustement à la loi de GEV.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10 00	0.9990	221	54.1	115-327
200	0.9950	164	27.5	110-218
100	0.9900	143	19.8	104-182
50	0.9800	124	13.7	97.0-151
20	0.9500	101	8.04	85.5-117
10	0.8000	85.7	5.18	75.6-95.9
5	0.6667	71.2	3.34	64.6-77.7
3	0.9000	60.6	2.47	55.7-65.4
2	0.5000	51.8	1.95	48.0-55.7

Le graphique issu de cet ajustement est représenté par la figure II.13 :

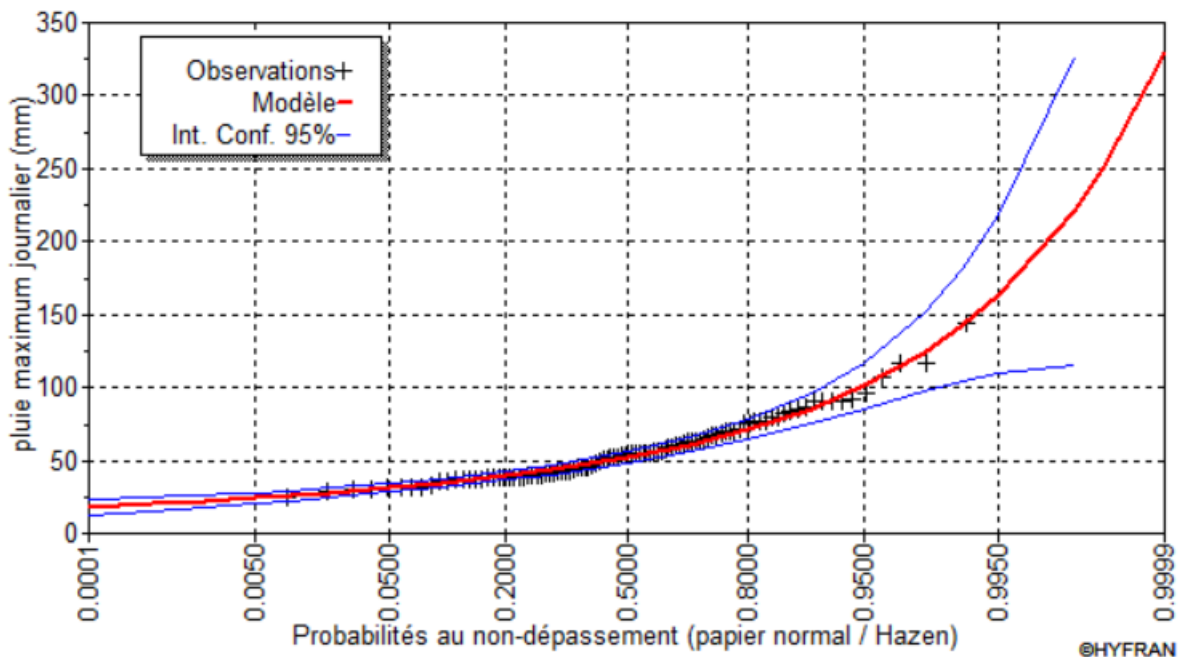


Figure II.13 : Ajustement à la loi GEV.

II.2.5.5 Test d'adéquation des trois lois (Test de Khi carrée)

La vérification de la comptabilité des données avec une distribution choisie a priori par un test d'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement possible pour nos données.

- On détermine le X^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ à l'aide du logiciel HYFRAN et sont donnés ci dessous :
- On détermine X^2 théorique sur la table de khi 2

Avec : X^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si : X^2 calculé $<$ X^2 théorique.

Les résultats du test pour les trois lois d'après le logiciel HYFRAN sont résumés dans le tableau suivant : (Annexe D)

Tableau II.21 : Résultats du test d'adéquation

lois	Degré de liberté γ	X^2_{cal}	$X^2_{thé}$
Log normale	5	1.37	11.0705
Gumbel	9	14.72	16.9190
GEV	8	6.56	15.5073

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux trois lois.

II.2.5.6 Comparaison entre les trois lois

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi GEV, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Henry.

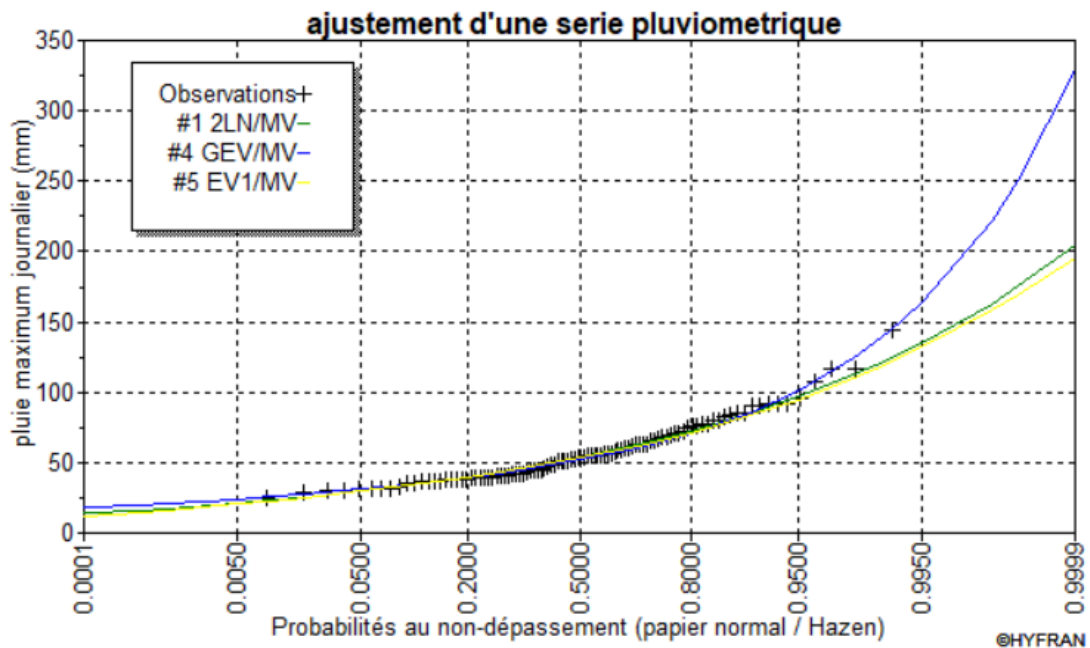


Figure II.14: Comparaison graphique entre les trois lois d'ajustement

II.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La détermination des données pluviométriques relatives aux pluies de courtes durées sera basée sur les données des pluies journalières maximales. Nous procédons par des formules générales exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{cr} = P_{j_{max}} \left(\frac{t}{24} \right)^b ; \quad (II.17)$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max j \%}$ (mm).

$P_{j_{max}}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) = 0.39 .

I_0 : Intensité de pluie(mm/h):

$$I_0 = \left(\frac{P_{j\max}}{24} \right) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}; \quad (\text{II.18})$$

Tableau II.22 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10 000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.01	0.1	1	2	5	10	20
P_j max (mm)	329	221	143	124	101	85.7	71.2

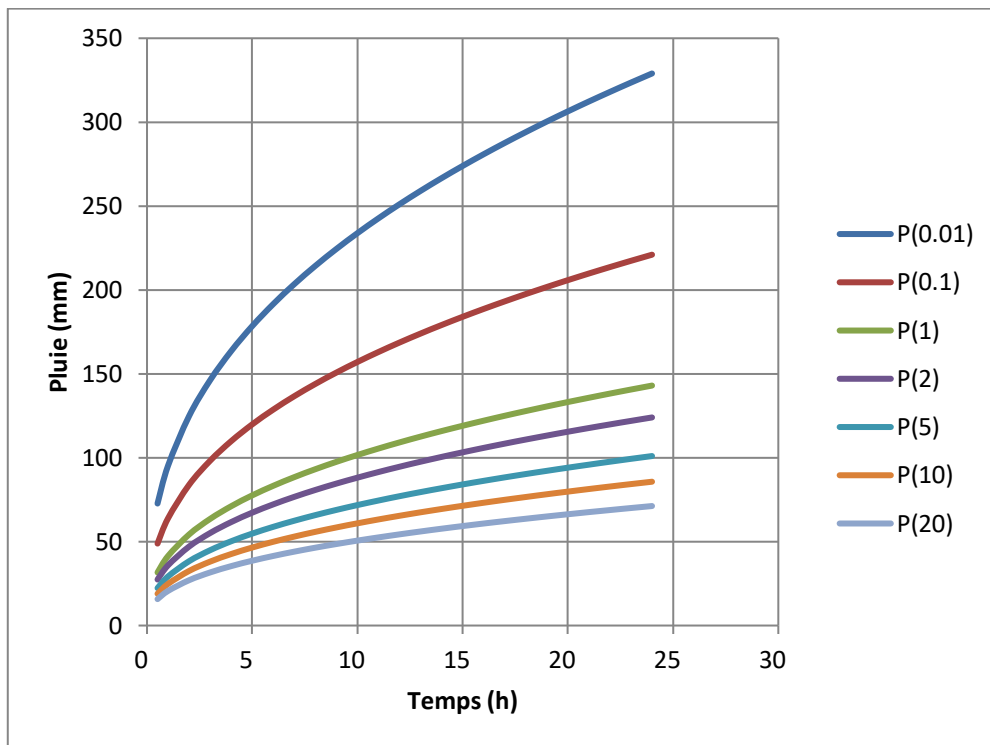


Figure II.15 : Courbe des pluies de courte durée

Tableau II.23 : Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

Période	10 000		1000		100		50		20		10		5	
Fréquence	0.01		0.1		1		2		5		10		20	
Pj max (mm)	329		221		143		124		101		85.7		71.2	
Temps	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I	Pmax t	I
0.5	72.70	145.39	48.83	97.66	31.60	63.20	27.40	54.80	22.31	44.62	18.94	37.88	15.73	31.46
1	95.26	95.26	63.90	63.90	41.41	41.41	35.90	35.90	29.24	29.24	24.81	24.81	20.62	20.62
2	124.83	62.42	83.85	41.93	54.26	27.13	47.05	23.53	38.32	19.16	32.52	16.26	27.01	13.51
3	146.21	48.73	98.22	32.74	63.55	21.18	55.11	18.37	44.89	14.96	38.09	12.70	31.64	10.55
4	163.57	40.89	109.88	27.47	71.10	17.78	61.65	15.41	50.22	12.56	42.61	10.65	35.40	8.85
5	178.45	35.69	119.87	23.97	77.56	15.51	67.26	13.45	54.78	10.96	46.48	9.30	38.62	7.72
6	191.60	31.93	128.70	21.45	83.28	13.88	72.21	12.04	58.82	9.80	49.91	8.32	41.46	6.91
7	203.47	29.07	136.68	19.53	88.44	12.63	76.69	10.96	62.46	8.92	53.00	7.57	44.03	6.29
8	214.35	26.79	143.98	18.00	93.17	11.65	80.79	10.09	65.80	8.23	55.83	6.98	46.39	5.80
9	224.42	24.94	150.75	16.75	97.55	10.84	84.59	9.40	68.90	7.66	58.46	6.50	48.57	5.40
10	233.84	23.38	157.08	15.71	101.64	10.16	88.13	8.81	71.79	7.18	60.91	6.09	50.61	5.06
11	242.69	22.06	163.02	14.82	105.49	9.59	91.47	8.32	74.50	6.77	63.22	5.75	52.52	4.77
12	251.07	20.92	168.65	14.05	109.13	9.09	94.63	7.89	77.08	6.42	65.40	5.45	54.33	4.53
13	259.03	19.93	174.00	13.38	112.59	8.66	97.63	7.51	79.52	6.12	67.48	5.19	56.06	4.31
14	266.63	19.05	179.10	12.79	115.89	8.28	100.49	7.18	81.85	5.85	69.45	4.96	57.70	4.12
15	273.90	18.26	183.99	12.27	119.05	7.94	103.23	6.88	84.08	5.61	71.35	4.76	59.28	3.95
16	280.88	17.56	188.68	11.79	122.08	7.63	105.86	6.62	86.23	5.39	73.17	4.57	60.79	3.80
17	287.60	16.92	193.19	11.36	125.01	7.35	108.40	6.38	88.29	5.19	74.92	4.41	62.24	3.66
18	294.08	16.34	197.55	10.98	127.82	7.10	110.84	6.16	90.28	5.02	76.60	4.26	63.64	3.54
19	300.35	15.81	201.75	10.62	130.55	6.87	113.20	5.96	92.20	4.85	78.24	4.12	65.00	3.42
20	306.42	15.32	205.83	10.29	133.19	6.70	115.50	5.78	94.07	4.70	79.81	3.99	66.31	3.32
21	312.31	14.87	209.79	9.99	135.74	6.46	117.71	5.61	95.87	4.57	81.35	3.40	67.59	3.22
22	318.02	14.46	213.63	9.71	138.23	6.28	119.86	5.45	97.63	4.44	82.84	3.77	68.82	3.13
23	323.58	14.07	217.36	9.45	140.65	6.12	121.96	5.30	99.34	4.32	84.29	3.66	70.03	3.04
24	329	13.71	221	9.21	143	5.96	124	5.17	101	4.21	85.7	3.57	71.2	2.97

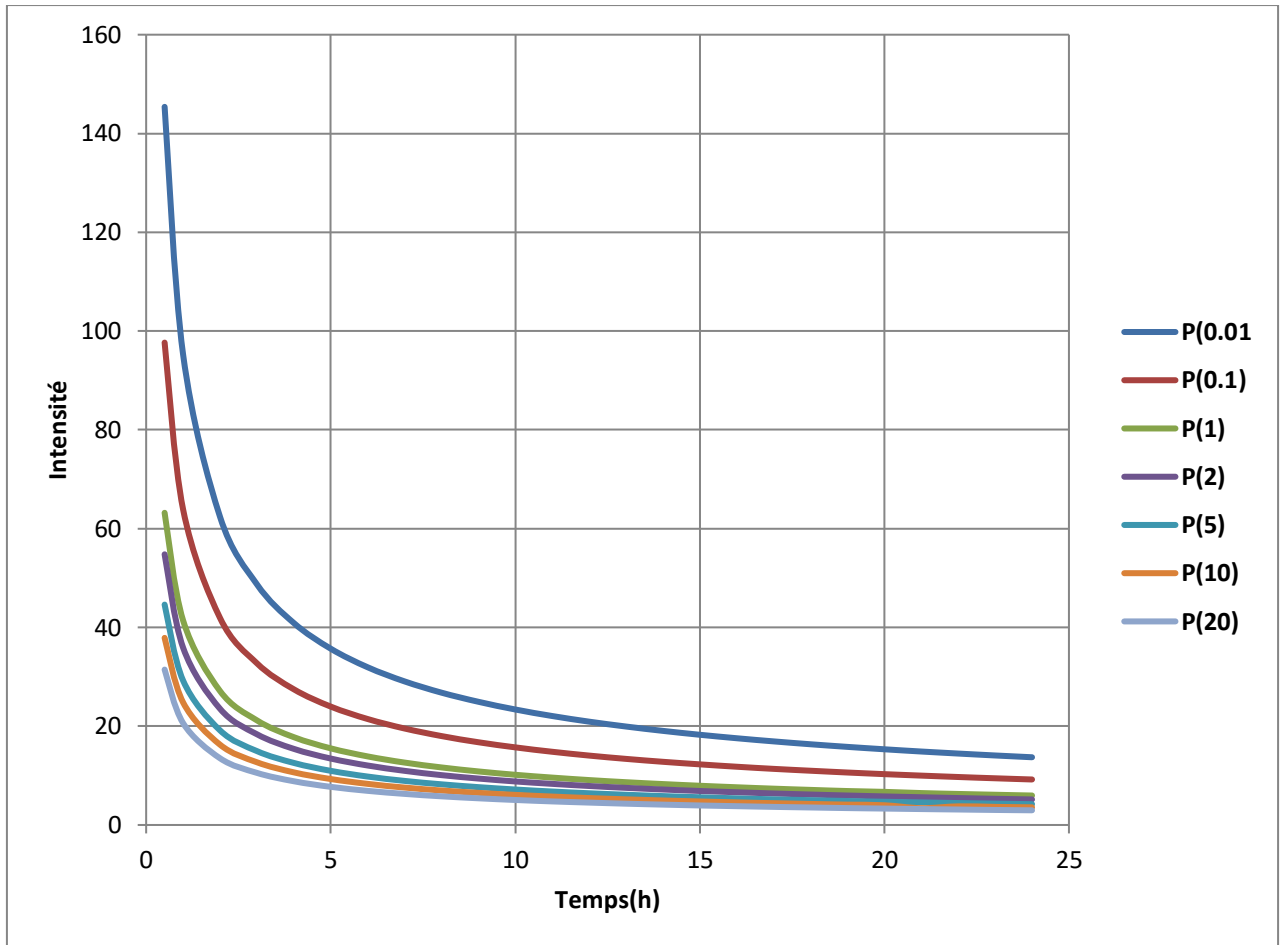


Figure II.16 : Courbe des intensités fréquentielles.

II.2.7 Etude des apports

II.2.7.1 Les apports liquides

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité.

L'apport annuel moyen a été évalué à 58.56 Mm^3 (1982-2012) ;

Tableau II.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Total
A (Mm3)	3.30	6.53	3.86	5.22	9.64	6.55	6.45	6.35	4.03	2.70	1.80	2.13	58.65
Apport (%)	5.64	11.15	6.59	8.91	16.46	11.19	11.02	10.84	6.88	4.61	3.07	3.64	100

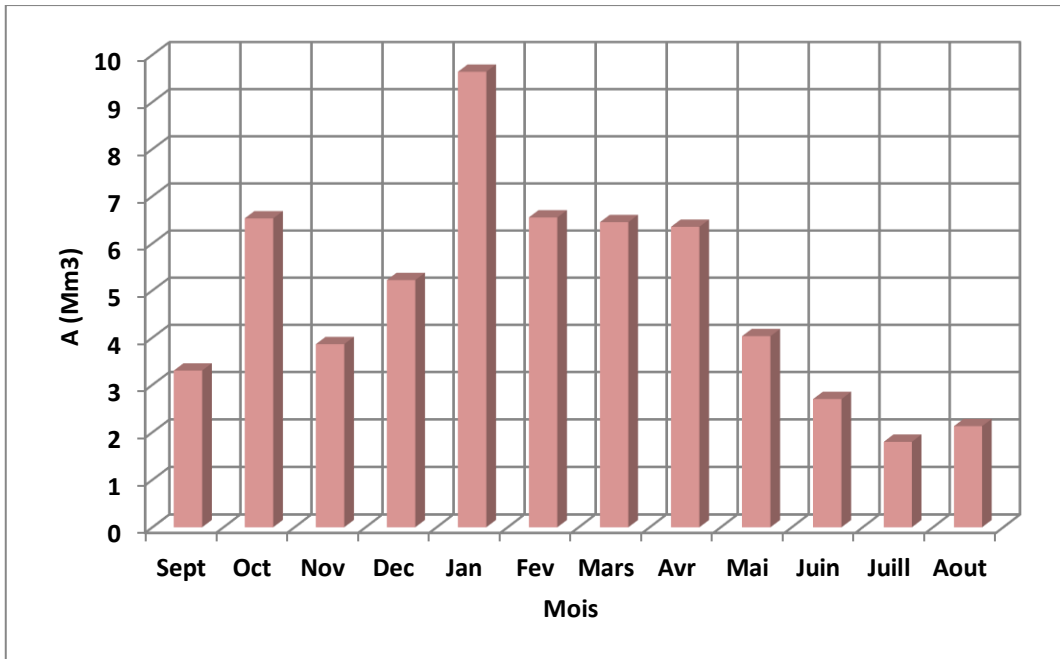


Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

II.2.7.1.1 : Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports.

Tableau II.25 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10 000	0.9999	326	72.7	183-468
2000	0.9995	263	52.9	160-367
1000	0.9990	238	45.4	149-327
200	0.9950	185	30.4	125-244
100	0.9900	163	24.9	114-212
50	0.9800	143	19.9	104-182
20	0.9500	116	14.1	88.7-144
10	0.9000	97.2	10.3	76.9-117
5	0.8000	78.1	7.15	64.1-92.1

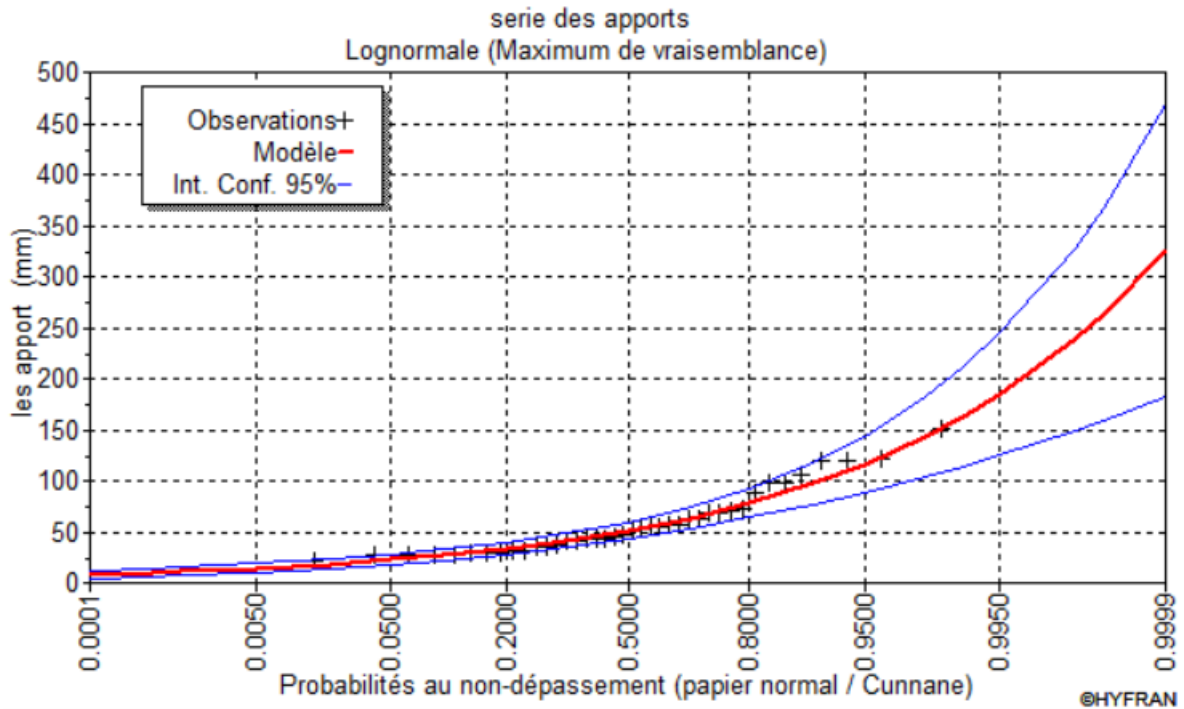


Figure II.18 : Représentation graphique de la loi log-normale

II.2.7.1.2 Calcul des Apports fréquentiels

Pour l'estimation des apports liquides mensuels estimé à une probabilité de 80% , on se base sur la loi Pearson III :

Tableau II.26: Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	22.4
Maximum	Aucun	151
Moyenne	58.2	58.3
Ecart-type	30.7	31.5
Médiane	51.5	49.9
Coefficient de variation (Cv)	0.528	0.540
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.73	1.23
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.77	3.44

$$A_{80\%} = [(C_v \cdot F_{p\%}) + 1]A_0; \quad (II.19)$$

C_v : est le coefficient de variation.

$F_{p\%}$: la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table.

Pour une fréquence de 80% = -0.85 ;

II.2.7 .1.3 Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $Me = \frac{A_0}{T}$;

A_0 : Apport moyen annuel ;

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s ;

AN : $ME = 1856.93$ l/s

- **Module de l'écoulement relatif :**

On a : $M_0 = \frac{Me}{S}$;

Me :Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2) ;

AN : $M_0 = 0.46$ l/s.

- **Lame d'eau écoulee :**

Elle est estimée comme suit :

$$L_e = \frac{A_0}{S} ; \quad (II.20)$$

A_0 :Apport moyen annuel ;

S : Superficie du bassin (Km^2) ;

AN : $L_e = 14.58$ mm .

- **Détermination de C_v par les formules empiriques :**

- **Formule de Kristly- Menkel :**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06}.M_0^{0.27})} ; \quad (II.21)$$

M_0 :module de l'écoulement relatif ;

S : Superficie du bassin (Km^2) ;

AN : $C_v = 0.62$.

- **Formule de Sokolovski :**

$$C_v = a - \log_{10}(S + 1); \quad (II.22)$$

Sachant que :

$a = 0.78 - 0.29\log_{10}M_0 = 0.8778$;

M_0 :module de l'écoulement relatif ;

S : Superficie du bassin (Km^2) ;

AN : $C_v = 0.65$.

- **Formule Algérienne de N. Padoun :**

$$C_v = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} ; \quad (II.23)$$

Avec : K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00). On prend : $K=0.5$;

M_0 : module de l'écoulement relatif ;

AN : $C_v = 0.56$.

Tableau II. 27: Récapitulatif des coefficients de variation CV de l'écoulement calculés:

Formule	Cv
Kristekly Menkel	0.62
Sokolovski	0.65
Padoun	0.56

Pour ce qui est des apports mensuels interannuels, le coefficient de variation moyen est de 0.63. et d'après le tableau de Rybkine-Foster, on prend : $F_{p80\%} = -0.85$

Donc : $A_{80\%} = 28.20 \text{ Mm}^3$.

II.2.7.1.4 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

On a $A_{80\%} = 28.20 \text{ Mm}^3$.

Tableau II. 28 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Total
$A_{80\%}$ (Mm3)	1.59	3.14	1.86	2.51	4.64	3.16	3.11	3.06	1.94	1.30	0.87	1.02	28.20
Apport (%)	5.64	11.15	6.59	8.91	16.46	11.19	11.02	10.84	6.88	4.61	3.07	3.64	100

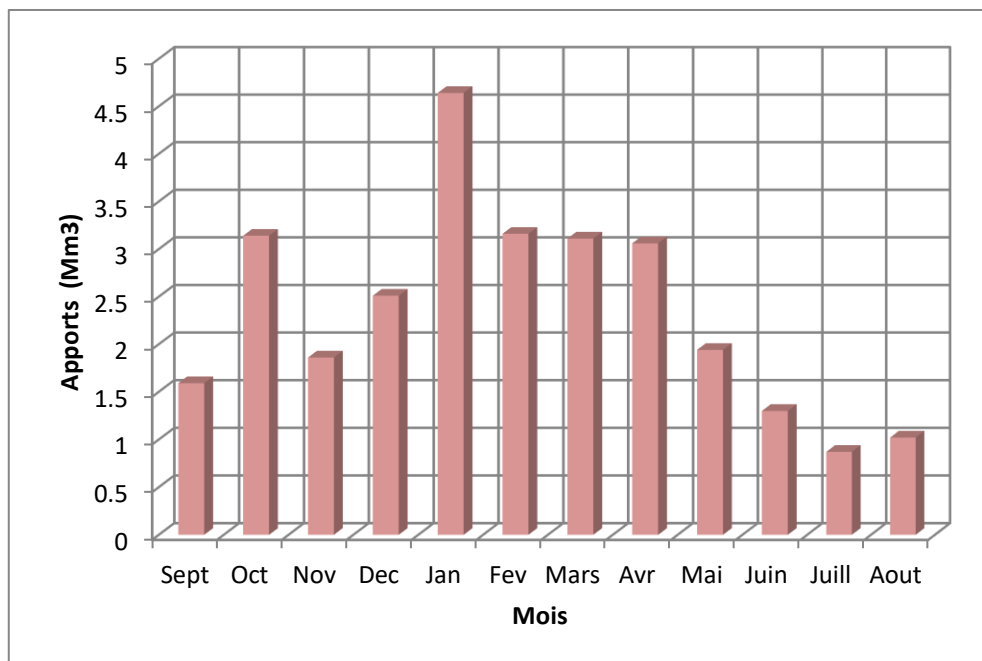


Figure II.19: Répartition mensuelle des apports 80%

II.2.7.2 Apport solide

La valeur issue de l'étude de faisabilité du taux d'envasement est de 0.3 Mm³

Le barrage de Cheurfas II avait une capacité totale de 82 Mm³ et la prise d'eau inférieure de la tour située à 187 m représente 12 Mm³ de volume mort. Le volume utile représente donc environ 1.5 à 2 fois le volume des apports au barrage avec prise en compte des aménagements amont. Cet ordre de grandeur du ratio est habituel pour un barrage dans le Maghreb.

Sans préjuger d'une réelle étude de régularisation, la retenue du barrage de Cheurfas II ne semble pas surdimensionnée.

Le volume utile du barrage est donc considéré à 190 m (3 m de charge pour éviter l'entraînement d'air).

Le volume utile entre la cote 190 (187+3) m et la RN actuelle (225.6 m NGA) est d'environ 69,7 Mm³.

Tableau II. 29 : Distribution granulométrique du sédiment de Cheurfas

	Sable (%)	Limon (%)	Argile (%)
Sédiment de Cheurfas	4	43	53

- **Capacité de la retenue :**

Le dernier levé bathymétrique a été réalisé en 2003 par le consortium LEM-GEOID.

Les courbes HSV sont rappelées dans le tableau II.30

Tableau II.30 : Courbe HSV 2004, ISL.

Cote (m)	Volume (Mm ³)	Surface (Km ²)
180	-	-
184	-	-
185	0.00	0.00
190	0.00	0.19
195	0.04	1.20
200	0.19	10.96
205	4.06	130.81
210	13.20	230.87
215	27.01	322.31
220	45.16	401.52
225	67.27	484.68
225.6	70.21	497.43

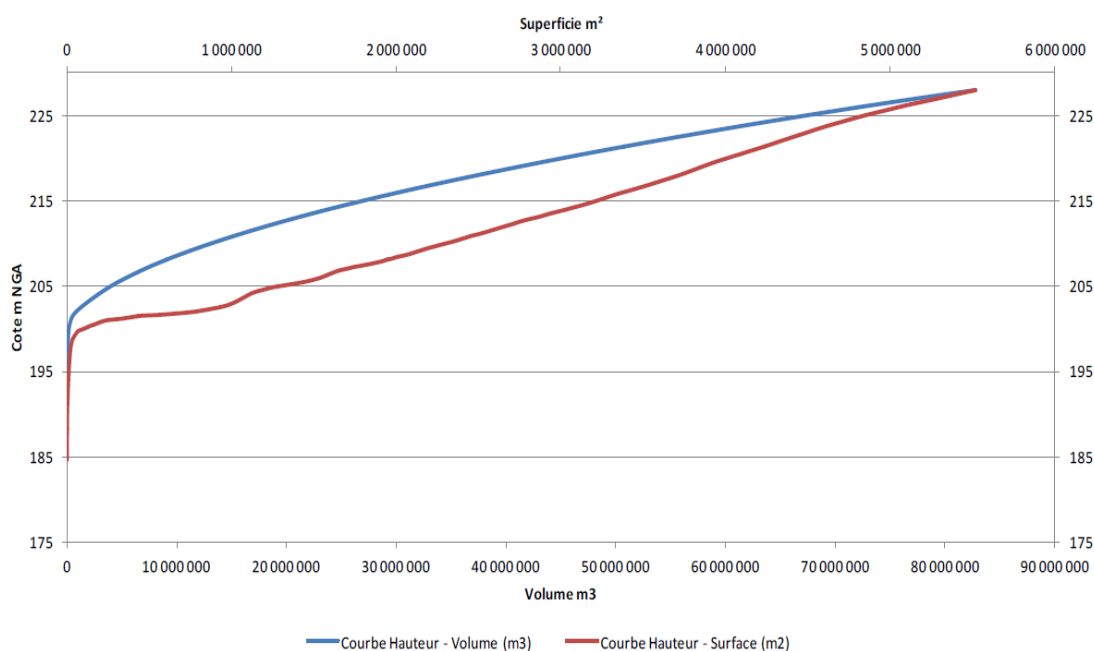


Figure II.20 : Courbe caractéristique capacité-hauteur , ISL (2004).

II.2.8 Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. Dans notre étude l'objectif est la détermination des hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits max probables correspondants.

On dispose des données relevées à la station hydrométrique de Sidi Ali Ben Youb qui contrôle $1\,875\text{ km}^2$ du bassin versant . Les débits de pointe et débits sont disponibles sur la période de 1949 à 2008 et à la station hydrométrique de Sidi Bel Abbès qui contrôle $3\,000\text{ km}^2$ du bassin versant. Les débits sont disponibles sur la période de 1942 à 2011.

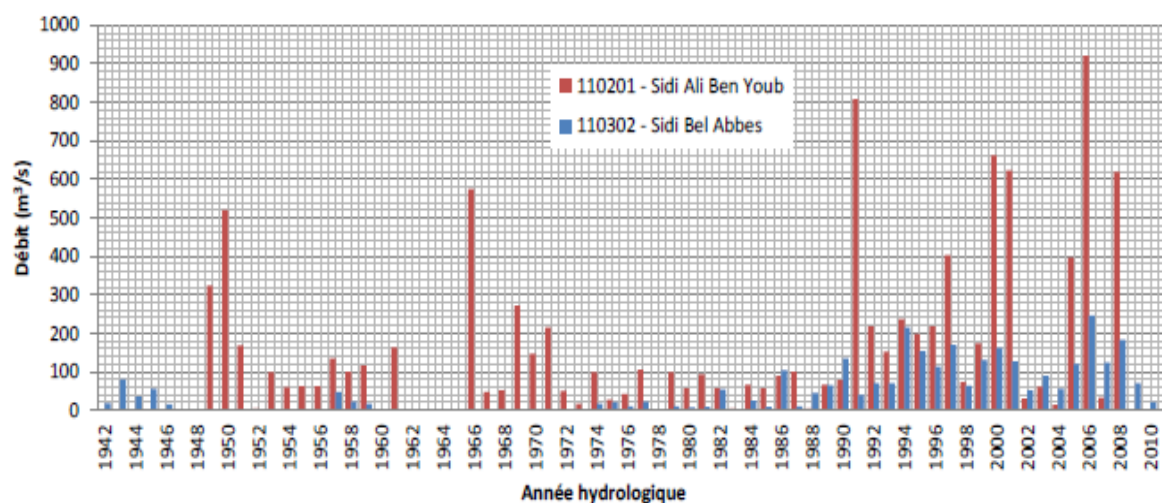


Figure II.21 : Débits de pointe enregistrés aux deux stations hydrométriques présentes sur le bassin de Cheurfas, ANRH.

Dans l'étude hydrologique réalisée par l'ISL les débits de pointe suivant ont été retenus :

Tableau II.31 : Période de retour des crues, ISL.

Période de retour	APD (1985)		ISL(2014)	
	Qp (m ³ /s)	Volume (hm ³)	Qp (m ³ /s)	Volume (Mm ³)
10	315	-	126	8
100	987	44.7	1830	99
1000	2160	98	2960	160
5000	2650	130	3815	207
10000	2800	147	4185	226
Sureté	-	-	5570	298

II.2.8.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovsky

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée et la seconde pour la d cruie.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x ; \tag{II.24}$$

Pour la d cruie :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^y ; \tag{II.25}$$

Q_m : Débit instantané de la monté (m³/s) ;

Q_d : Débit instantané de la d cruie (m³/s) ;

t_m : Temps de la montée de crue (h) ; t_m = t_c = 11.08 h ;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence donnée (m³/s) ;

t_d : Temps de la d cruie (h) ; t_d = γt_m = 55.40 h ;

γ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; γ = 5 ;

x,y : Puissance des courbes ; x=2 ; y=3 t_b = 66.48 h.

Tableau II.32 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de γ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0 - 2.05
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3.0 - 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

Tableau II.33 : Valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue.

temps (h)	période de retour (ans)				
	10	100	1000	5000	10000
0	0	0	0	0	0
1	1.03	14.91	24.11	31.08	34.09
2	4.11	59.63	96.44	124.30	136.36
3	9.24	134.16	217.00	279.68	306.80
4	16.42	238.50	385.77	497.20	545.43
5	25.66	372.66	602.77	776.88	852.23
6	36.95	536.63	868.00	1118.71	1227.21
7	50.29	730.41	1181.43	1522.69	1670.37
8	65.69	954.01	1543.09	1988.82	2181.70
9	83.13	1207.42	1952.98	2517.10	2761.22
10	102.63	1490.64	2411.08	3107.53	3408.91
11	124.19	1803.67	2917.41	3760.11	4124.78
11.08	126	1830	2960	3815	4185
12	119.83	1740.34	2814.70	3628.08	3979.95
13	113.35	1646.25	2662.79	3431.94	3764.79
14	107.11	1555.62	2516.19	3243.00	3557.52
15	101.10	1468.38	2375.08	3061.12	3358.01
16	95.32	1384.46	2239.34	2886.18	3166.10
17	89.77	1303.80	2108.88	2718.03	2981.64
18	84.44	1226.34	1983.58	2556.54	2804.49
19	79.32	1152.00	1863.35	2401.58	2643.50
20	74.41	1080.74	1748.08	2253.01	2471.52
21	69.71	1012.47	1637.66	2110.70	2315.41
22	65.21	947.14	1531.99	1974.51	2166.01
23	60.91	884.69	1430.97	1844.31	2023.18
24	56.81	825.04	1334.49	1719.96	1886.77
25	52.89	768.14	1242.45	1601.33	1756.64
26	49.15	713.91	1154.74	1488.29	1632.63
27	45.60	662.30	1071.26	1380.69	1514.60
28	42.22	613.24	991.90	1278.41	1402.40
29	39.02	566.66	916.56	1181.31	1295.88
30	35.98	522.50	845.14	1089.26	1194.90
31	33.10	480.70	777.52	1002.11	1099.30

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

32	30.38	441.19	713.62	919.74	1008.95
33	27.81	403.90	653.31	842.02	923.68
34	25.39	368.78	596.50	768.80	843.36
35	23.12	335.76	543.08	699.95	767.84
36	20.98	304.77	492.96	635.35	696.97
37	18.99	275.74	446.01	574.84	630.59
38	17.12	248.62	402.14	518.30	568.57
39	15.38	223.34	361.25	465.60	510.76
40	13.76	199.84	323.23	416.60	457.00
41	12.26	178.04	287.98	371.16	407.16
42	10.87	157.89	255.39	329.15	361.08
43	9.59	139.32	225.35	290.44	318.61
44	8.42	122.27	197.77	254.89	279.61
45	7.34	106.67	172.53	222.37	243.93
46	6.37	92.45	149.54	192.73	211.42
47	5.48	79.56	128.69	165.86	181.94
48	4.68	67.92	109.87	141.60	155.34
49	3.96	57.48	92.98	119.84	131.46
50	3.32	48.17	77.92	100.42	110.16
51	2.75	39.92	64.58	83.23	91.30
52	2.25	32.68	52.85	68.12	74.73
53	1.82	26.36	42.64	54.96	60.29
54	1.44	20.92	33.84	43.61	47.84
55	1.12	16.28	26.34	33.95	37.24
56	0.85	12.39	20.04	25.83	28.33
57	0.63	9.17	14.83	19.12	20.70
58	0.45	6.56	10.62	13.68	15.01
59	0.31	4.50	7.29	9.39	10.30
60	0.20	2.93	4.74	6.11	6.70
61	0.12	1.77	2.86	3.69	4.05
62	0.07	0.97	1.57	2.02	2.21
63	0.03	0.45	0.73	0.95	1.04
64	0.011	0.16	0.27	0.34	0.38
65	0.002	0.03	0.06	0.07	0.08
66.48	0	0	0	0	0

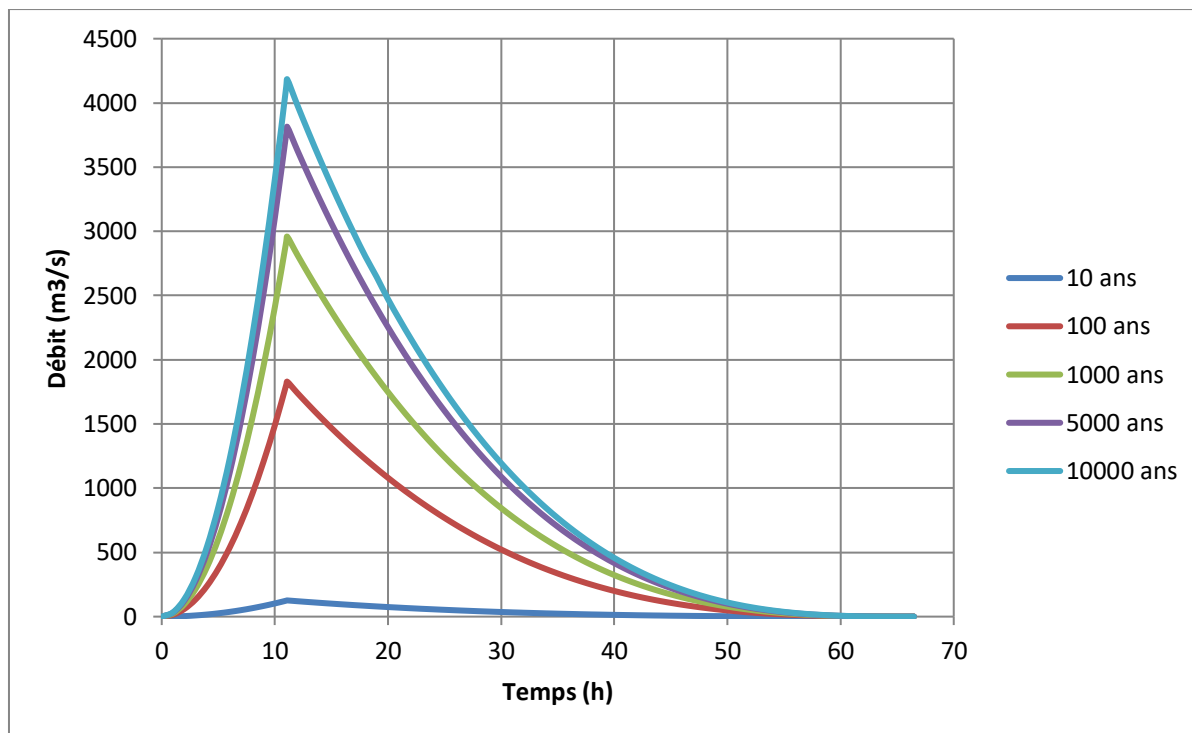


Figure II.22: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

II.2.8.2 Choix de la crue

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Le choix de la période de retour dépend d'un système de classification des risques liés au barrage et/ou à ses structures. Il s'agit d'une évaluation explicite du degré de risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts générés. Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages. Pour le cas de notre retenue, nous avons opté pour une crue de chantier de probabilité de 10% $Q_{\text{pointe}10} = 126\text{m}^3/\text{s}$ et une crue de projet de $Q_{\text{pointe}0.1\%} = 2960\text{m}^3/\text{s}$

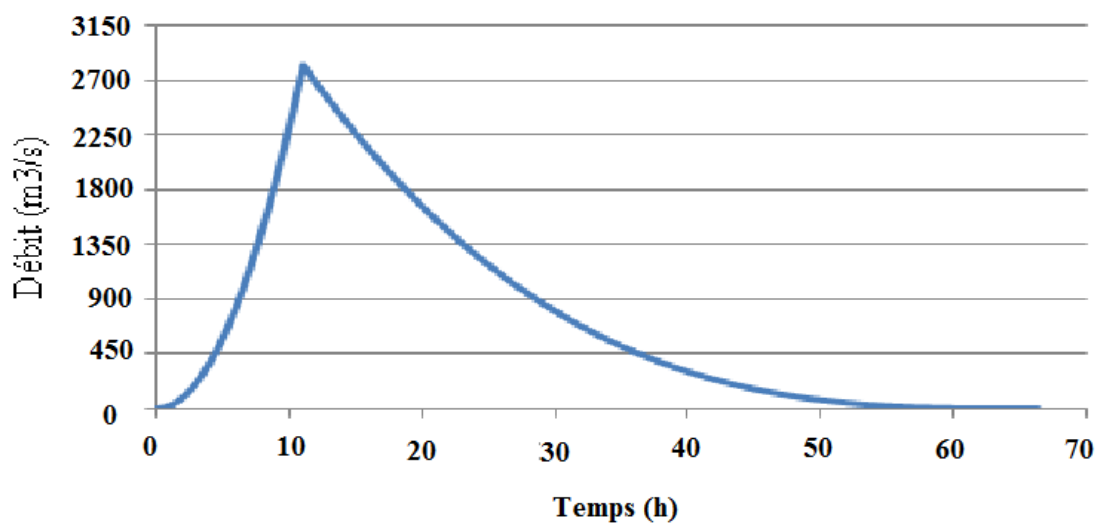


Figure II.23: Hydrogramme de crue millénale

II.3 Laminage de crue

L'évacuateur du barrage Cheurfas est de type Creager régit par l'équation :

$$X = 4.105722Y^{0.555} ; \quad (\text{II.26})$$

Il est constitué de 4 passes fermées par des vannes segments. Ces vannes sont caractérisées par le fait que l'arrête inférieure est décalée par rapport à la crête de l'évacuateur de crue, ceci afin d'éviter les effets de cavitation.

Dans la majorité des situations de crues, les vannes fonctionnent en charge.

Selon l'équation de Torricelli, le débit du déversoir équipé d'une vanne segment se calcule par :

$$Q = C_d G_0 L \sqrt{2gH} ; \quad (\text{II.27})$$

C_d : le coefficient de débit en charge ;

G : l'ouverture sous la vanne ;

L : la largeur efficace ;

H : la charge à mi-hauteur de l'ouverture ;

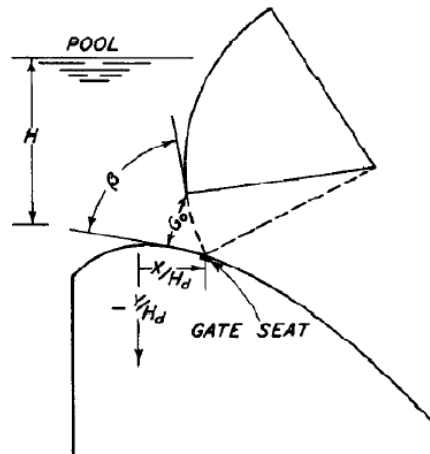


Figure II.24 : Laminage de crue sous une vanne.

La courbe de débitance ci-dessous est fournie pour une vanne pour des ouverture différente:

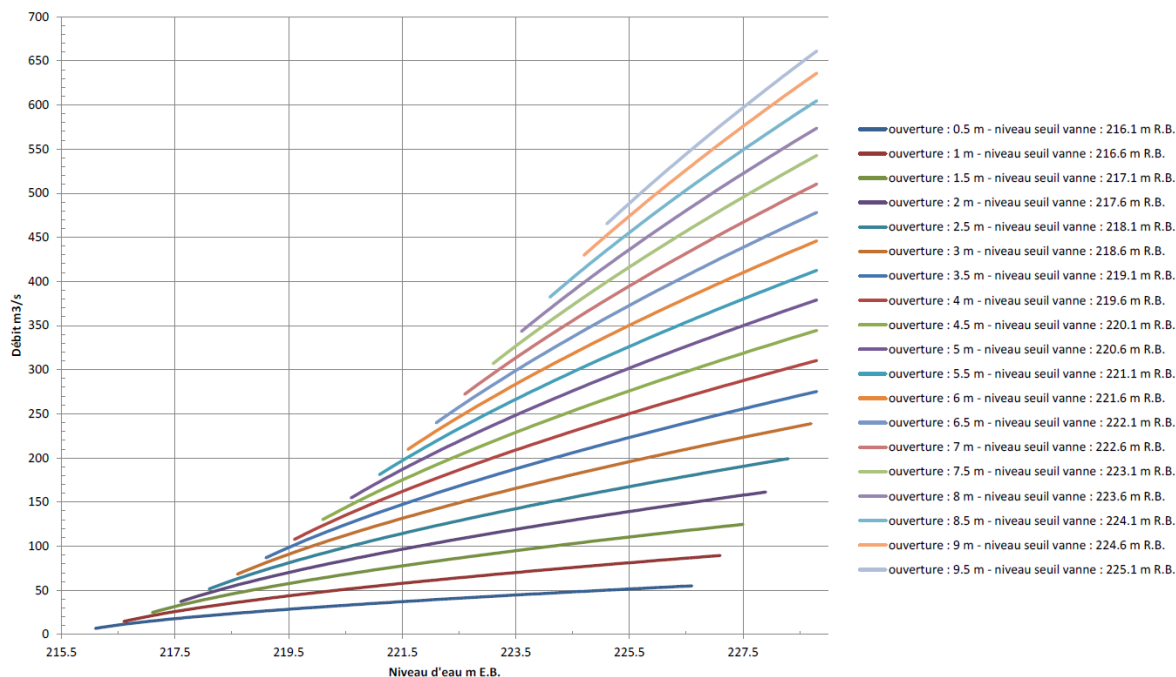


Figure II.25: Courbe de débitance des vannes en charge

Le graphique précédent permet de mettre en évidence qu'une vanne secteur 100 % ouverte permet de transiter 560 m³/s sous la cote 226.8 m R.B. ; 625 m³/s sous la cote 228.1 m R.B.11 et 660 m³/s sous la cote 228.8 m R.B.

Dans le cas où les 4 vannes sont 100% ouvertes on a :

Tableau II. 34 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

Cote (m R.B)	Débitance (m ³ /s)
225.6	1975
226.0	2070
226.8	2240
227.0	2285
228	2490
228.1	2510
228.8	2645

Le fonctionnement à pleine ouverture de l'évacuateur (4 vannes 100 % ouvertes) permet de faire transiter :

- 2240 m³/s sous la cote 226.8 m R.B.
- 2510 m³/s sous la cote 228.1 m R.B.
- 2645 m³/s sous la cote 228.8 m R.B.

La loi de débitance de l'écoulement à surface libre n'est valable que si la cote de retenue est inférieure à la cote inférieure de la vanne (égale au maximum à 225 m NGA). La courbe de débitance ci-dessous est fournie pour les vannes complètement ouvertes.

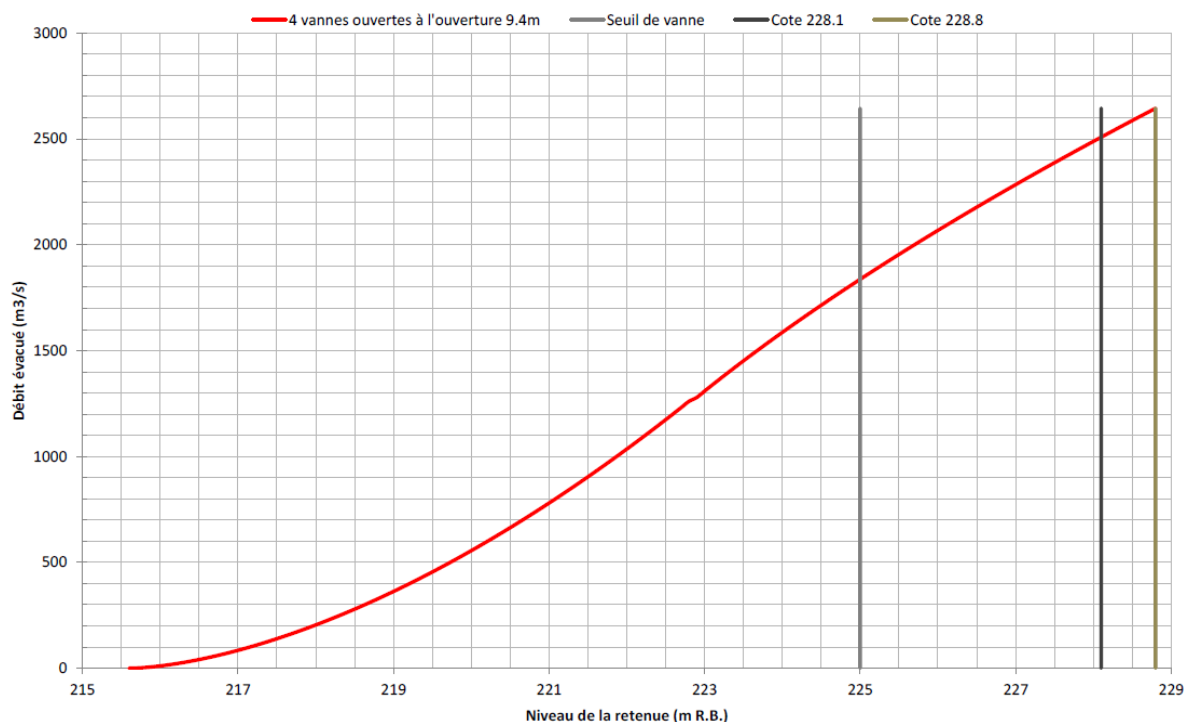


Figure II.26: Courbe de débitance dans le cas de l'ouverture des 4 vannes.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réhabilitation de la retenue, à savoir les données pluviométriques, les débits et l'étude des apports .

Sur la base de la révision du laminage de crue actuelle on déduit que la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du passage des crues est préoccupante :

- La crue de projet pour le barrage semble être seulement de l'ordre de 1 000 ans (Cote atteinte : 228.2 m R.B.) .
- Le barrage ne semble pas être en mesure d'évacuer les crues de 100 ans avec une vanne bloquée sans déversement .
- Le passage des crues est fortement dépendant de la fiabilité d'opération des vannes et de l'automatisme. La sécurité de l'ouvrage est fortement altérée en cas de défaillance de ces systèmes. Une gestion humaine des vannes pour le passage des crues ne semble pas à l'échelle des vitesses de montée des crues et limitées pour des crues de périodes de retour inférieure à la millénale. La gestion humaine des vannes pour le passage des crues nécessite une très grande réactivité ainsi que du personnel compétent et nombreux.

Dans le chapitre suivant , nous nous intéresserons à l'établissement de l'inventaire des dysfonctionnements et désordres survenus au barrage

CHAPITRE III

INVENTAIRE DES DESORDRES DANS
L'AMENAGEMENT HYDROTECHNIQUE

CHAPITRE III :

Inventaire des désordres dans l'aménagement hydrotechnique.

Introduction

Dans toute étude de réhabilitation d'un ouvrage, il est primordial d'établir au préalable l'inventaire des dysfonctionnements et désordres survenus au barrage afin d'analyser les facteurs contribuant aux dommages occasionnés et évaluer les conséquences de ces derniers pour aboutir aux scénarios de réhabilitation ou de confortement nécessaires.

III.1 Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage

On s'appuiera sur une approche de décomposition fonctionnelle de l'ouvrage suite à la description plus au moins globale de l'infrastructure afin de comprendre son fonctionnement et ses dysfonctionnements et d'apprendre les principaux modes de défaillances pouvant mettre en danger ce dernier.

Le barrage de Cheurfas est un barrage poids en béton arqué composé des éléments suivants :

- Une digue principale de hauteur de 84 m sur la fondation ;
- Un évacuateur de crues vannés situé au centre du barrage qui a été dimensionné pour une crue décennale qui est de 2 388 m³/s. Suivi d'un coursier, d'un bassin de dissipation denté type USBR et d'un canal de fuite ;
- Des prises d'eau intégrés au parement amont vertical du barrage et d'une capacité maximale de 9.6 m³/s ;
- Des organes de vidange intégrés dans le corps du barrage d'une capacité de 100m³/s ;
- Des galeries d'injection et de drainage non armé .

Le volume régularisé annuel du barrage est estimé à la conception est de 45 hm³ dont 20 hm³ pour l'irrigation (87%) et 0.048 hm³ pour l'AEP (13%).

Après consultation des différents rapports d'inspection on a pu soulever les différents éléments présentant des anomalies :

- Inspection du barrage ;
- Inspection de l'évacuateur de crues ;
- Inspection des ouvrages annexes – Génie civil ;
- Inspection du système d'auscultation ;
- Inspection des abords du barrage ;
- Inspection de la retenue.

III.2 Eléments à inspecter

III.2.1 Inspection de la digue principale

III.2.1.1 Parement amont

Le parement amont est en béton avec :

- 17 plots de largeurs différentes ;
- Des joints waterstop de 22cm de largeur.

Dans l'absence de végétation, fissures et tassements on peut dire que L'état est globalement satisfaisant.

On notera que les joints de plots verticaux de la rive gauche ont été repris par du mortier et qu'ils sont bien fermés et ne montrent aucun signe de déplacements. Cela dit, un joint vertical de la rive droite est abîmé en surface (Erosion et trous).



Figure III.1: Parement amont rive gauche



Figure III.2: Parement amont rive droite

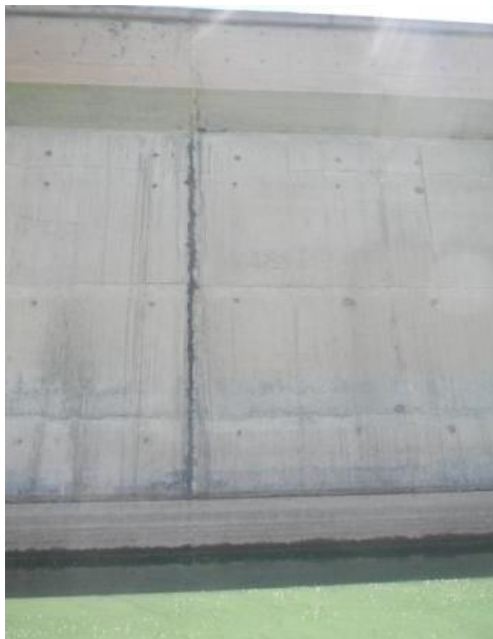


Figure III.3: Reprise par du mortier rive gauche **Figure III.4:** Joint légèrement altéré rive droite

III.2.1.2 La crête

Le couronnement du barrage Cheurfas II est une structure en béton armé réalisée sur la dernière levée de bétonnage à la cote 226.80 m R.B.

La cote de roulement est à la cote 227.40 m R.B. avec deux pentes amont et aval de 1% ramenant les eaux pluviales vers le centre de la crête où est situé un avaloir qui rejette les eaux sur le parement aval par un diamètre 150 mm à la cote 226.20 m R.B.

Le parapet amont fait 1.20 m de hauteur (ancrage à la cote 227.60 m R.B.) et 25 cm d'épaisseur. Il est continu sur le linéaire du barrage et empêche bien le contournement des eaux. Le joint waterstop de séparation des plots du barrage remonte dans le parapet.

La crête est équipée de :

- Deux accès (un en rive droite et le second en rive gauche) par puits incliné avec monte-charge pour rejoindre les galeries. Ces accès sont recouverts par des dalles (2.5cm) ;
- Un chemin de roulement avec rails type A65 pour le portique de levage équipé d'un système de relaxation au niveau des joints de plots ;
- Un caniveau pour passage des câbles électriques en aval recouvert par des dallettes;
- D'un espace de stockage profond de 5.90 m et de surface 2.5m* 9m pour le stockage des batardeaux des vannes. Il est recouvert par des dalles;
- Un local béton armé pour les tableaux de distribution des vannes ;
- Un espace de stockage profond de 3.20 m et de surface 1.5m*3 m pour le stockage des batardeaux des prises d'eau et de la vidange de fond. Il est recouvert par des dalles.
- Un garde-corps aval métallique.

État globalement satisfaisant de la crête avec cependant une dégradation avancée des structures secondaires.

a- État de la crête :

On remarque de grandes fissures longitudinales ouvertes, visibles à l'œil nu au niveau de la bordure aval, ainsi qu'un manque d'enrobage et de ferrailage apparent au niveau de l'appui rive gauche. Il a été observé que l'éclatement du béton au niveau de cette zone vient également de l'infiltration des eaux de pluie au niveau de l'exutoire de crête qui s'infiltré entre le béton de structure et l'enrobage.



Figure III.5:Fissures en bordure de crête

Figure III.6: Ferrailage apparent (appui rive gauche)

b- Etat du parapet :

On note des petites fissures de surfaces longitudinales régulièrement espacés provenant du retrait du béton ainsi que d'autres plus considérables au pied aval du parapet amont.



Figure III.7: Fissures au niveau du pied du parapet amont

c- Etat des dalles :

On note des fissurations d'éclatement sur toutes les dalles et dalettes et la plupart sont endommagés ou entièrement cassées. Les câbles électriques sont donc directement exposés aux agressions extérieures.

Il a été observé que les dalles de recouvrement des puits d'accès au niveau de la crête ne sont pas étanches. Cela conduit à du ruissellement le long des rails de cheminement des montes charges et favorisent leur détérioration. Les débits sont ensuite drainés vers le puisard de la galerie amont et se mélangent aux débits naturels de fuite ce qui fausse les mesures.



Figure III.8:Détérioration des dalles rive droite **Figure III.9:**Dalle de la cuve endommagée



Figure III.10: Débits de ruissellement mélangés aux débits de fuites naturelles

d- Etat des bâtiments techniques :

On note des fissures de structures sur le bâtiment du groupe électrogène.



Figure III.11: Fissures visibles au niveau de la structure sur le bâtiment EG

III.2.1.2 Parement aval

La présence de caniveaux au pied aval censés récolter et drainer les eaux de ruissellement qui ne remplissent plus leurs rôles, ainsi que des escaliers en béton à la rive droite. L'exploitant a mis en place un tas de sable au niveau des marches d'escalier ce qui empêche l'eau de réaliser son écoulement et cause donc un débordement et inondation au niveau de la plateforme aval.

On note la présence d'anciennes coulées de calcite aux reprises de bétonnages (tous les 2 m) ainsi que le développement de quelques petites mousses.

Il a été observé que l'étanchéité de la porte d'accès rive droite au niveau du parement aval est défectueuse ce qui conduit à polluer les valeurs des débits de fuite naturels récoltés dans les galeries du barrage par les eaux de ruissellement de pluie.

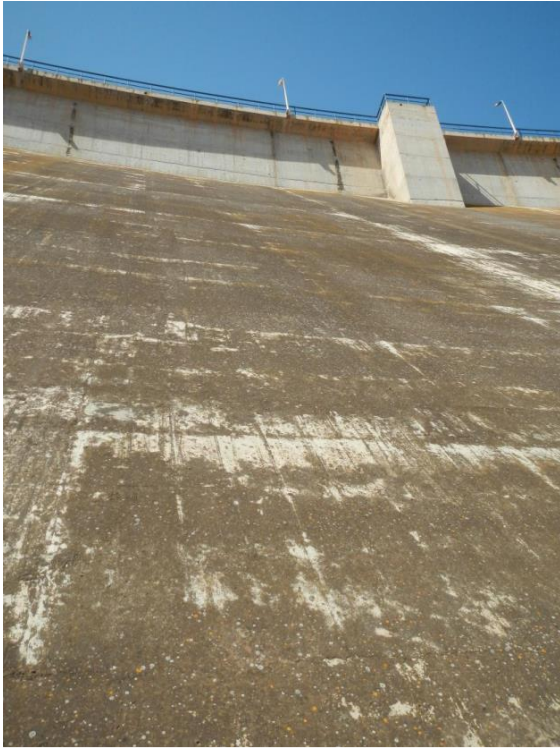


Figure III.12: Ancienne coulée de calcite aux reprises de bétonnage(Aval rive droite)



Figure III.13: Légère fissure de peau (rive droite)



Figure III.14: légère poussé de mousse (rive droite)



Figure III.15: Escalier menant à la galerie (rive droite)



Figure III.16: Ruissellement au niveau de la porte d'accès parement aval



Figure III.17: Obturation du caniveau de pied parement rive droite

III.2.1.3 Galeries

Le barrage possède en tout 7 galeries qui sont entièrement dans la masse du barrage et dont l'état se dégrade de plus en plus qu'on s'enfonce dans l'ouvrage :

- Les galeries au-dessus de 188m R.B (G1, G6 et G7) sont saines, on ne remarque que d'anciennes coulées de calcite sèches.
- Les galeries (G4 et G5) sont en bon état.
- Quant aux (G2 et G3) sont légèrement humides.

On retrouve dans la partie basse des galeries (là où le système de drainage est détérioré – fuites) des accumulations de matériau.

Le réseau de drainage semble transporter une matière type sable calcaire fin de couleur ocre.

Les ouvrages GC sont relativement en bon état, par contre les pompes sont non opérationnelles



Figure III.18: Galerie humide en raison du réseau de drainage en mauvais état.



Figure III.19: Coulée de calcite sèche



Figure III.20:Coulée de calcite humide(G2) **Figure III.21:**Matériau trouvé dans les galeries

III.2.2 Inspection de l'évacuateur de crue

III.2.2.1 Entonnement amont

L'entonnement est composé de 4 pertuis et de 5 piles de 3m d'épaisseur.

L'état du béton est douteux, on note :

- Une altération dans la zone de marnage (perte de quelques mm d'enrobage) due à l'agressivité de l'eau ;
- Une désolidarisation d'une partie du béton (entonnement rive droite) ;
- Faièncage et fissures au niveau des piles (PH2, PH3, PH4, PH5). Quelques-unes des fissures sont très étendus verticalement (>8-9m).



Figure III.22:Dégradation du béton dans la zone de marnage

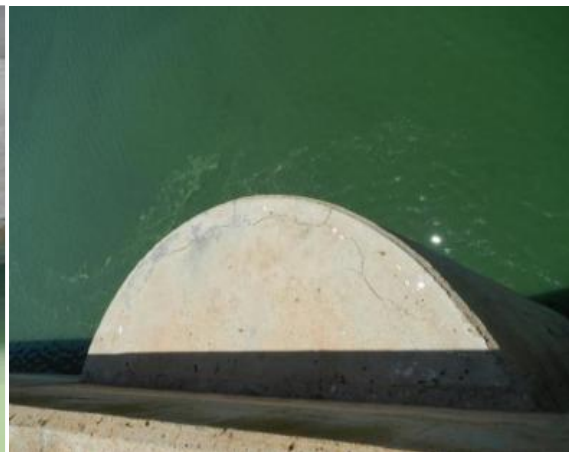


Figure III.23:Faièncage et fissures de surface



Figure III.24: Fissure en hauteur pile 4



Figure III.25: Dégradation amont pile 5



Figure III.26: Fissures au niveau de l'entonnement de la passe 4

III.2.2.2 Ponts/Passerelles

Les ponts et passerelles en béton sont en bon état généralement, on note cependant un faïençage de surface notamment sur la tranche des ouvrages.



Figure III.27: Surface de la passerelle PH2 - PH3

III.2.2.3 Piles et supports de vannes

Leur état est correct, cela dit l'ouvrage n'a pas encore été sollicité à sa charge quasi-permanente (RN) et donc les efforts sur les supports des axes sont toujours restés relativement faibles. On note cependant quelques fissures verticales sur les massifs d'ancrage, notamment dans la zone d'appui de la structure métallique.



Figure III.28: Fissure sur support



Figure III.29: Dégradation de la zone d'appui

III.2.2.4 Coursier aval

Le coursier en béton de 39m de large et de pente 0.8H/1V, est profilé à l'amont via une forme Creager et de chute 36.6m. Il est équipé de bajoyer de 15 m de haut .

Sa structure est en bon état, on note cependant des dégradations de béton de surface (quelques mm à des cm), notamment au niveau du seuil profilé. On note également la visibilité du joint de plot situé au milieu d'une des vannes, sans pour autant avoir subi de désordre particulier.

Cependant, l'évacuateur n'a jamais fonctionné pour de forts débits puisqu'aucune crue n'a été gérée par cet organe. Les seules sollicitations proviennent des essais. Les crues sont gérées actuellement par la vanne à jet creux.



Figure III.30: Mousse et dégradation de surface du béton - vanne secteur 1 - plot 5-6

III.2.2.5 Bassin de dissipation

Le bassin dissipateur est large de 39m et long de 50m. Il comporte une ligne amont de 4 dents dissipatrices, une ligne intermédiaire de 3 dents dissipatrices et un contre-seuil aval.

On note la présence de végétation au niveau du contre-seuil ainsi que des arbres en rive gauche des bajoyers qui peuvent être dangereux pour la structure. Ces derniers sont fortement chargés : jusqu'à 19 m de poussée des terres.

Le bassin n'est pas vidangeable.



Figure III.31: Bassin dissipateur



Figure III.32: Végétation très proche rive gauche

III.2.2.6 Canal de fuite - Bassin d'amortissement

Le canal de fuite se situe en aval du seuil de contrôle aval du bassin de dissipation situé à la cote 179 m et prend une courbe vers le nord. Il est en bon état apparent. On note cependant le remplissage de limon entre le seuil de contrôle et lit de rivière. Le radier et seuil de contrôle du bassin d'amortissement ne sont plus visible.

On constate que de la végétation s'est développée dans les limons déposés dans le bassin ainsi qu'à la proximité immédiate des bajoyers notamment en rive droite ce qui constitue un agresseur pour l'ouvrage GC.



Figure III.33: Végétation proche des murs (rive droite)



Figure III.34: Saturation du remblai aval non drainant

III.2.3 Inspection des ouvrages annexes

III.2.3.1 Tour de prise

La tour de prise est située sur le plot 5 en rive gauche immédiate de l'évacuateur de crue. Intégrée au parement amont vertical du barrage, elle comporte deux axes de prise :

- Un axe de prise rive gauche qui comprend l'entonnement de la vanne de vidange à la cote 180 R.B ;
- Un axe de prise rive droite qui comprend deux prises d'eau étagées à la cote 187 R.B. et 207 R.B.

Elle est en bon état en général. On note cependant une altération du béton dans la zone de marnage (perte de quelques mm d'enrobage) ainsi que quelques points de corrosion.



Figure III.35: Altération du béton dans la zone de marnage



Figure III.36: Pointe d'oxydation dans les rainures

III.2.3.2 Galerie de restitution

La galerie de restitution récupère les eaux de vidanges via les vannes de vidange de fond et les eaux AEI via la restitution de la vanne à jet creux située à l'aval et en surplomb de la vanne de régulation de vidange.

La partie amont du canal est blindée toute section jusqu'à environ 15 m à l'aval de la vanne de régulation de vidange.

En sortie de barrage, l'écoulement se réalise ensuite à surface libre au travers d'un canal de chasse béton armé enterré constitué de 10 plots indépendants structurellement mais liaisonnés par des joints waterstop. Le canal de chasse a un rayon de 250 m, une pente de 1.67 % et des dimensions intérieures de 6 m de hauteur et 3 m de largeur. Le canal de chasse se finit sur un plot stabilisateur équipé d'une cuillère saut à ski orientée pour les faibles débits vers la rive gauche. La restitution se fait à l'aval d'un contre seuil situé au-delà de la courbure du chenal de l'évacuateur de crues.

La galerie de restitution est en bon état et de bonne conception de manière générale . Cela dit, il existe une végétation arbustive qui pourrait endommager le canal de vidange ou entraîner des contraintes sur le GC et de l'eau stagnante en fin de canal en amont de la cuillère .



Figure III.37:Galerie de restitution enterrée



Figure III.38: Sortie des débits des drains dans la galerie de vidange.

III.2.4 Inspection de la retenue

L'envasement de la retenue était un problème sérieux pour l'ancien barrage de Cheurfas I et continue à l'être pour le barrage actuel. Un risque de colmatage de la vidange de fond est possible si les manœuvres de vannes ne sont pas réalisées régulièrement.

La retenue est bordée d'arbres noyés. D'après la dernière analyse de Dar-Al-Handasah, les archives montrent que la retenue n'a pas été nettoyée lors de la mise en eau : l'arrivée de grands débris tels que des troncs d'arbres est rendue plausible. L'entonnement de la vidange de fond était à l'origine équipé d'une grille, mais celle-ci a été enlevée en 2002 après s'être obstruée en 2000 avec des branches et sédiments .

Une eutrophisation de surface est également visible sur la retenue.



Figure III.39:Ouverture de vidange (écoulement vaseux).



Figure III.40:Eutrophisation de surface.

III.2.5 Inspection du système d'auscultation

Tableau III.1 : Les caractéristique des dispositifs d'auscultation

Suivi de l'exploitation	
Station météo du barrage	Pluviomètre (automatique non fonctionnelle) Ensoleillement (partiellement en marche) bac colorado (manque d'informations)
Contrôle du niveau de l'eau	Une échelle limnimétrique sur le parement amont en rive droite de l'évacuateur
Suivi de déformation	
Pendules	5 lignes de pendules (dans un état médiocre).
Clinomètres	68 clinomètres qui mesurent l'inclinaison des plots à différentes élévations dans les directions amont/aval en bon état
Fissuromètres	68 fissuromètres tridimensionnels implantés pour suivre le mouvement des joints à différentes élévations. (en bon état)
Thermomètres	32 thermomètres mesurent la température du béton (état médiocre)
Sismicité	2 points de mesure
Suivi des débits/pressions/drainage	
Piézomètres	17 piézomètres équipés de manomètres 0 à 10 bars très souvent détériorés
Réseau de drainage	Un certain nombre de tuyaux de drainage sont détériorés (déboitement, fuites). Le réseau de drainage est fortement en charge. La conception mécanique ne semble pas avoir été suffisante
Mesure des débits de fuite rive droite	Il est fort probable qu'une partie des débits de fuite s'infilte dans la fondation avant de retrouver le chenal bétonné. Les débits de fuite mesurés sont donc très certainement sous-estimés.

Conclusion :

A la lumière de notre enquête suite aux visites d'inspection effectuées sur le site, on peut attribuer ces déficiences constatées sur l'ouvrage essentiellement aux carences au niveau de l'étude du projet en partie, aux imperfections des travaux d'exécution et aussi aggravées par l'absence d'entretien de l'ouvrage en exploitation.

CHAPITRE IV:

Proposition de variantes de confortement et de
réhabilitation.

Chapitre IV :

Proposition de variantes de confortement et de réhabilitation.

Introduction

Après avoir établi la synthèse des vieillissements et dommages occasionnés à l'ouvrage et à ses équipements, nous nous intéressons dans ce chapitre à comprendre les pathologies de surface et comportements internes des fondations afin d'être capable de relier chaque pathologie à ses causes et de proposer par la suite des propositions de variantes de confortement permettant de réhabiliter le barrage durablement.

IV.1 Rappel des conclusions du diagnostic

Les principales conclusions du diagnostic révèlent :

- Après la réévaluation de l'hydrologie du barrage, on note que la capacité de l'évacuateur de crue est insuffisante pour faire passer la crue exceptionnelle ;
- Le dispositif actuel d'auscultation ne permet pas de suivre de manière efficace le comportement de l'ouvrage. Il est nécessaire de le mettre à niveau ;
- L'étanchéité du barrage en rive droite n'est plus effective et le drainage est peu fonctionnel ;
- Problématique d'envasement au niveau de la vidange de fond ;
- Un dispositif de drainage dégradé affectant la stabilité du barrage sur sa fondation.

IV.2 Choix de la cote du niveau normale de la retenue (NNR)

Le choix de la cote du NNR dépend essentiellement de trois considérations :

- L'évaluation de la ressource ;
- L'évaluation des besoins ;
- L'ampleur des travaux correspondant.

Les apports naturels pris en compte au barrage Cheurfas sont de 45 Hm³. Le volume régularisé par Sarno étant de 10 hm³, l'estimation des apports résiduels arrivant dans la retenue de Cheurfas peut donc être estimé à 35 hm³.

La capacité du barrage actuelle avec une cote de RN à 225.6 m conduit à permettre une régularisation de 33.1 hm³/an.

L'abaissement de la cote RN du barrage Cheurfas est globalement possible jusqu'à -4.6m/RN actuelle en raison de la surestimation des apports à l'APD (58hm³).

Tableau IV.1: Récapitulatif de données relatives à la cote RN

Cote RN	Volume utile(hm ³)	Vu/Va	Vol. Régularisé (sans Sarno)	Vol. régularisé (avec Sarno)
221	49.25	1.25	37.2	33.3

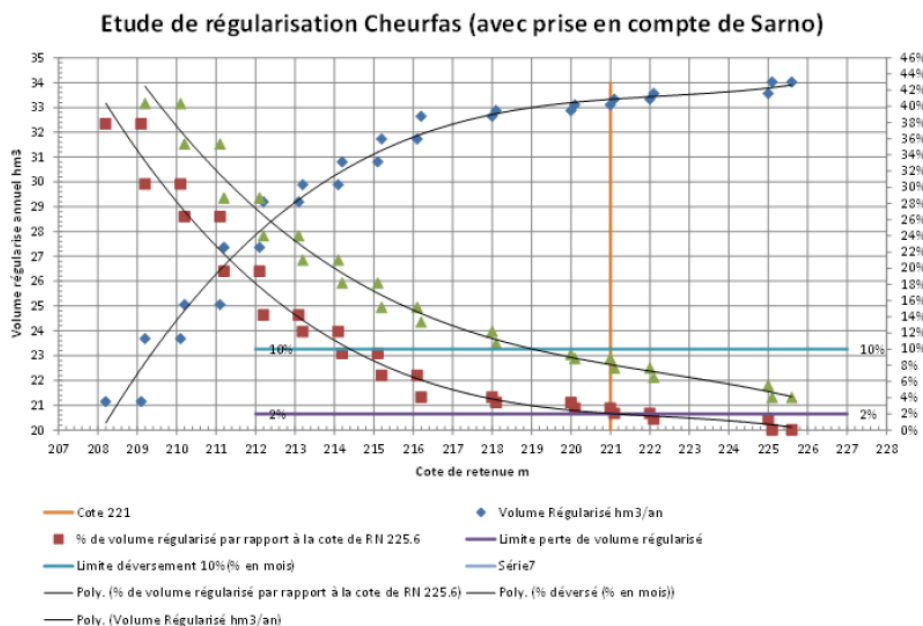


Figure IV.1: Etude de régularisation Cheurfas.

En conclusion, nous optons pour la rétention d'une cote d'exploitation (Retenue Normale) de 221 m NGA car elle représente deux avantages majeurs :

- Être bien calibrée par rapport à la ressource et aux besoins ;
- Travaux plus allégés par rapport à la cote initiale.

IV.3. Mesure de confortement de l'évacuateur de crue

L'objectif en ce qui concerne l'évacuation des crues est de rendre l'aménagement conforme aux normes et pratiques actuelles de sécurité vis-à-vis des crues rares.

Actuellement l'évacuation se fait par un déversoir dont le seuil est fixé à 215.6 m, un coursier qui conduit l'eau jusqu'au bassin de dissipation denté type USBR et d'un canal de fuite.

Les crues de différentes périodes de retour ont été définies dans le deuxième chapitre. Sachant que le barrage dans l'état actuelle en limite de déversement ne peut évacuer en sécurité qu'une crue entrante de $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ (200 ans) alors que la crue de projet (1000 ans) et de sureté sont respectivement $2960 \text{ m}^3/\text{s}$ et $5570 \text{ m}^3/\text{s}$. Nous retiendrons comme crue de projet la crue millénaire et une crue de sureté de 10000 ans.

L'évacuateur ne dispose pas de la capacité suffisante pour évacuer les crues exceptionnelles. Le confortement viserait donc à construire un nouvel évacuateur de crues en lieu et place de l'évacuateur de crue existant tout en augmentant sa capacité d'évacuation.

Différentes variantes d'évacuateur sont envisageables et notamment :

- La variante du seuil touche de piano PK-Weir + hausses fusibles.
- La variante de l'évacuateur PK-Weir sans hausses fusibles.
- La variante du seuil labyrinthe.

La différence entre la solution du seuil PK-Weir et celle du seuil labyrinthe est que la seconde nécessite beaucoup de place, et de ce fait, ne peut pas par exemple être construite au sommet d'un barrage poids.

Elle devient également coûteuse pour des très grands débits par suite de la grande hauteur des murs et des efforts très importants que ceux-ci subissent sous la poussée de l'eau.

On opte alors pour la solution du seuil touche de piano PK-Weir car c'est une forme de déversoir qui multiplie le débit spécifique d'un déversoir standard par trois ou plus pour la même largeur de déversoir et sous la même charge.

Elle permettra de réduire considérablement le coût de la réhabilitation de l'évacuateur du barrage et permet d'augmenter à faible cout la sécurité, le stockage et l'efficacité des prévention des crues.

Cela dit, une solution 100% ouvrage fixe passif (PK-Weir) conduit à un déversement par-dessus le barrage pour la crue de sûreté. Les conditions de fondation sont de qualité médiocre sur les rives ; il y a risque d'érosion du pied aval. Il n'est pas raisonnablement possible d'éviter cette surverse.

En effet, on ne peut pas remonter la cote de la crête ni construire d'évacuateur en rive (la topographie et la géologie défavorables) .

Aux vues des éléments de comparaison, il apparait que la solution PK-Weir + hausses fusibles est la meilleure, car elle apporte une sécurité complète en crue extrême conforme aux normes.

Le tableau ci-dessous présente une analyse multicritère des variantes :

Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des variantes d'évacuateurs de crue

Solution envisagée	Avantages	Inconvénients
Labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Ouvrage passif ; • Augmente considérablement la capacité déversante sur l'emprise donnée ; • Pas de fouille en rive. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pas assez de place (170 ml à 221 mNGA) ; • Cout important .
PK-Weir seul	<ul style="list-style-type: none"> • Augmente considérablement la capacité déversante sur l'emprise donnée (103ml nécessaire pour 130ml disponible ; • Ouvrage passif. 	<ul style="list-style-type: none"> • Restitution mauvaise à la rivière même en crue courante ; • Impact négatif sur la stabilité du barrage sur les plots de rive ; • Enorme bassin de dissipation.
Pk-Weir + ouvrage fusible	<ul style="list-style-type: none"> • Ouvrage passif pour toutes les crues ; • Moins d'impact sur la stabilité du barrage ; • Diminution de la taille du bassin de dissipation ; • Meilleure restitution à la rivière ; • Augmente la capacité déversante sur l'emprise donnée. 	<ul style="list-style-type: none"> • Radier à abaisser– fouilles et terrassements au niveau du radier .

IV.3.1 Etude du PK-Weir

Pour les crues courantes: :4 modules de PK-Weir type A seront mis en place des vannes secteurs actuelles réutilisant le bassin de dissipation existant.

IV.3.1.1 Dimensionnement du PK-Weir

Le PK-Weir (Déversoir en touche de piano), commence à être plus appliqué dans le domaine des ouvrages hydrauliques, tels que les barrages et les seuils dans les fleuves destinés pour la surélévation du plan d'eau. Le comportement de l'écoulement sur le PK-Weir est complexe, notamment la présence de divers phénomènes physiques qui apparaissent quand il est en plein fonctionnement (Lempérière et al, 2003).

Les caractéristiques de ce type de déversoir sont :

- Déversoir de type seuil libre labyrinthe avec des alvéoles alternées s'apparentant à des touches de piano, d'où le nom de Piano Keys Weir (PK-Weir) ;
- Fond incliné pour les alvéoles amont et aval ;
- Portes à faux présents à l'amont et éventuellement à l'aval.

Deux types de PK- Weirs, type A et type B, sont couramment distingués :

- Type A : PK-Weir avec porte-à-faux amont-aval : Ce type de PK- Weirs est couramment utilisés pour des débits spécifiques allant jusqu'à 20-30 m³/s/ml. Il favorise l'utilisation d'éléments préfabriqués ;
- Type B : PK-Weir avec porte-à-faux uniquement à l'amont ce qui permet d'augmenter le gain de rendement de 10 % environ type de PK-Weir est couramment utilisé pour des débits spécifiques important pouvant aller jusqu'à 100 m³/s.

Sur la base des essais préliminaires sur des modèles réduits physiques la forme géométrique du P.K. Weir a été définie par :

- Une disposition rectangulaire des alvéoles quelque peu semblable aux formes de Clefs de Piano, ce qui explique le nom de Déversoir en Clefs de Piano (P.K. Weir) ;
- Un radier incliné des alvéoles amont et aval, ce qui favorise l'utilisation des porte-à-faux ;
- Une longueur réduite de la base grâce à l'utilisation des porte-à-faux ;
- Une largeur réduite des éléments grâce à la forme rectangulaire ;
- Une surface réduite des murs latéraux.

La variation de la forme en plan du déversoir est possible, cependant, la forme la plus avantageuse de point de vue facilité de construction correspond à la forme symétrique rectangulaire en plan La configuration d'une telle forme est définie par la hauteur (H), la largeur des alvéoles amont et aval (a et b), la longueur des porte-à-faux (c et d), la largeur d'un cycle (W) et du nombre de cycles (n).

Ainsi, le rendement du P.K.Weir sera une fonction des paramètres sans dimensions suivants : h/H , W/H , L/W , a/b , d/c et n . Ces paramètres dérivent directement de la géométrie du P.K.Weir et de la charge d'exploitation, ils sont donc d'importance principale.

D'après Lempérière, la géométrie générale de pré-dimensionnement d'un PK. Weir Type A est la suivante :

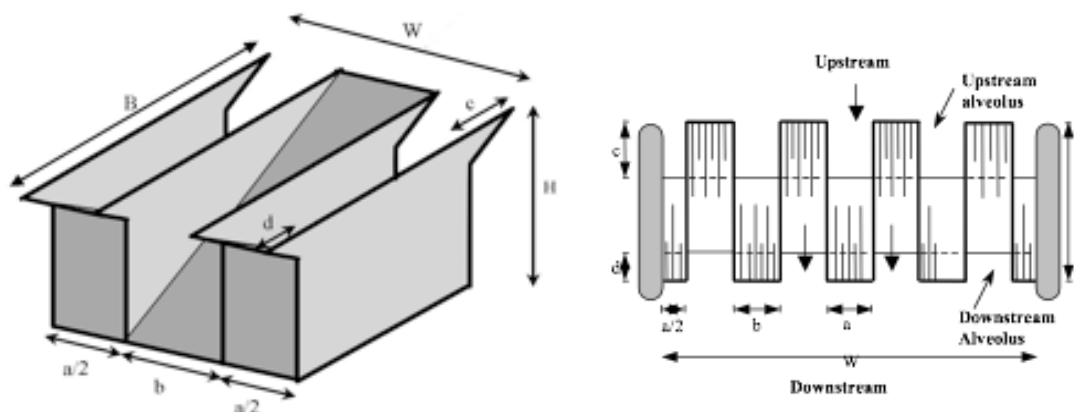


Figure IV.2: Schéma d'un élément du déversoir en clefs de Piano (PK-Weir)

avec :

$P_m = 5$: profondeur du module ;

$H = 1,5P_m$: Hauteur totale du module ;

$a = 0,8P_m$: largeur des alvéoles « outlet » ;

$b = P_m$; largeur des alvéoles « inlet »

$c = 0,9P_m$: Porte à faux amont ;

$d = 0,9P_m$: Porte à faux aval ;

$B = 3,6P_m$: Emprise amont-aval ;

$W = a + b = 1,8P_m$: Longueur droite d'un module ;

$L = a + b + 2B = 1,8P_m + 2*3,6P_m = 9P_m$;

Rapport $L/W = 5$;

Rapport $W/H = 1,2$.

On se basera dans le cadre de ce dimensionnement sur l'hypothèse de Lemprière (2000) de considérer une profondeur de module (P_m) au minimum égale à la lame d'eau de projet NPHE .

Le débit laminée par l'évacuateur de crue PK-Weir a été estimé à $Q = 3209$

Tableau IV.3: Pré-dimensionnement du module Type A

P_m profondeur de module	$H=1.5P_m$	$a=0.8P_m$	$b=P_m$	$c=0.9P_m$	$d=0.8P_m$	$B=3.6P_m$	L	Nb PK- Weir
5	7.5	4	5	4.5	4	18	45	4

La charge maximale sur les PK-Weir pour la crue de Projet après calculs est de 5.05 m. La charge maximale sur les Pk-Weir pour la crue de Danger après calculs est de 7.8 m.

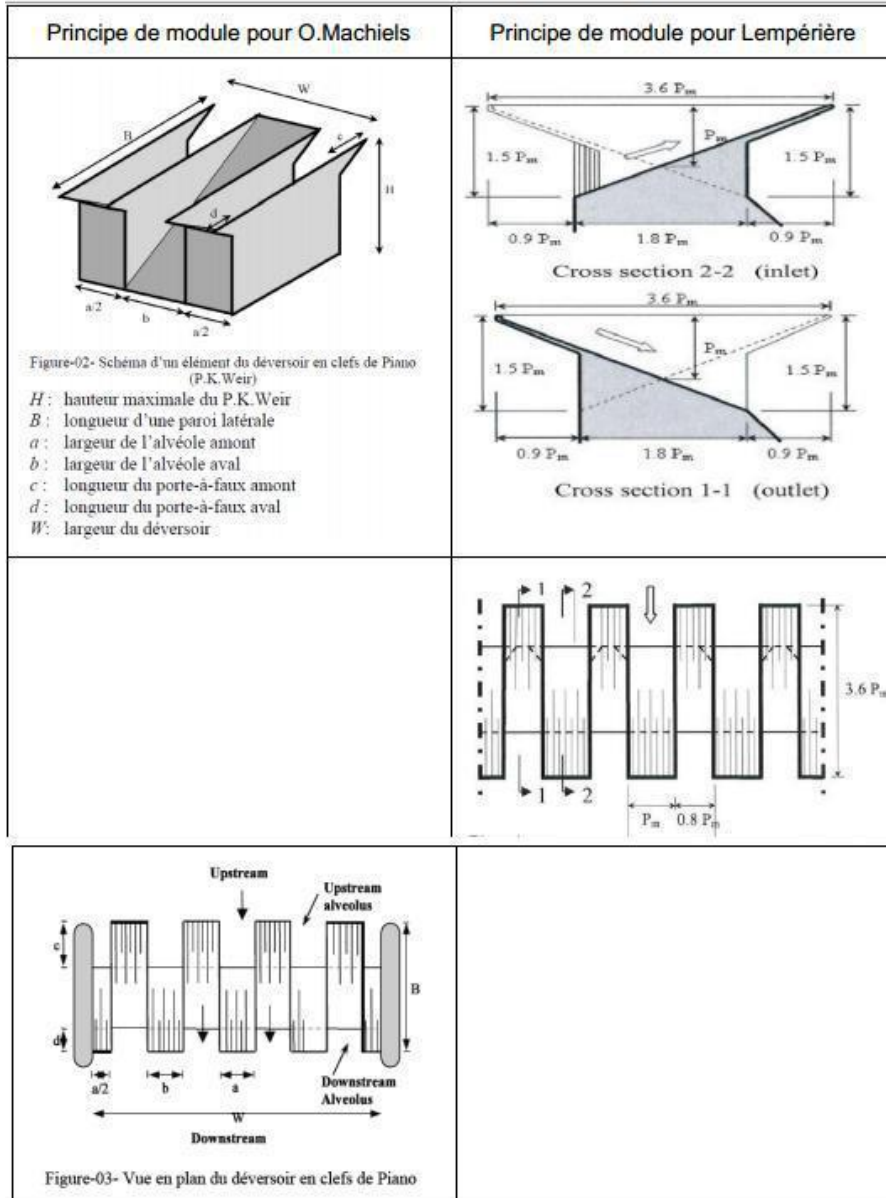


Figure IV.3:Principe de module selon Machiels et Lempérière(O.Machiels,2009).

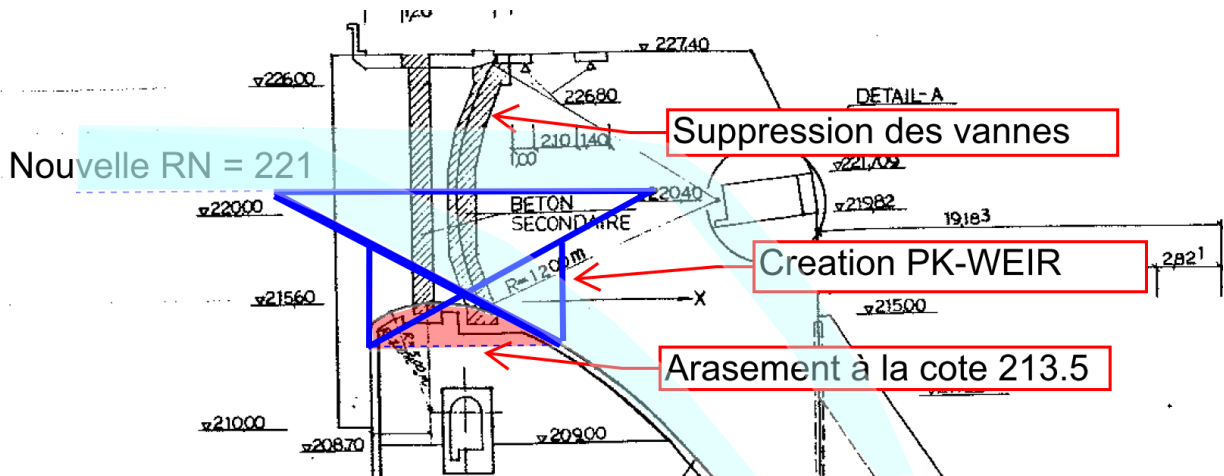


Figure IV.4 : Principes généraux du nouvel évacuateur de crue.

IV.3.2 Etude des hausses fusibles

Pour les crues extrêmes, un ouvrage fusible autonome sera implanté dans le corps du barrage en rive droite de l'évacuateur actuel sur les plots 10-11-12 (après arasement à la cote 213.5m R.B) et création d'un bassin de dissipation conjoint au bassin existant adapté à la topographie et à la fondation du barrage .

IV.3.2.1 Dimensionnement de l'évacuateur hausse fusible

Les hausses fusibles constituent une solution alternative aux systèmes mécaniques conventionnels (vannes, clapets, boudins gonflables) ou aux systèmes plus rustiques (digues fusibles, barrages à aiguilles). Les hausses fusibles sont des modules indépendants, juxtaposés sur le seuil du déversoir d'un barrage. Le dimensionnement et la géométrie des hausses fusibles, spécifiques à chaque projet, leur permettent de rester stables et de résister à certaines charges exceptionnelles (vagues, corps flottants, poussées de glace, séismes, etc.).

En condition normale, les hausses fusibles se comportent comme un rideau étanche permettant le stockage de l'eau jusqu'à leur crête. Pour toutes les crues inférieures à la crue de déclenchement, dont la valeur est fixée par le client (généralement crues de période de retour supérieure à 100 ans), les hausses agissent comme un seuil libre déversant. (Lacroix et Spinazzola, 2012).

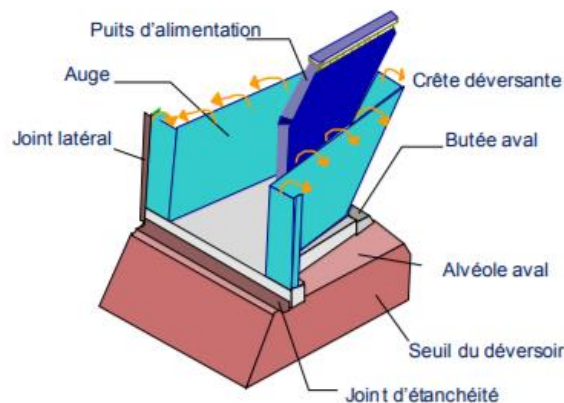


Figure IV.5 : Vue en 3D d'une hausse fusible (CFBR)

Les caractéristiques de débit ont été exprimées employant le coefficient de débit C_d pour les déversoirs définis par Rouse (1960) comme :

$$Q = \frac{2}{3} C_d L_c \sqrt{2gh}^{3/2} ; \quad (VI.1)$$

Ou:

Q : Débit ;

g : Accélération de la pesanteur ;

L_c : Longueur de la crête de la hausse fusible ;

h : La différence entre le niveau de l'eau dans le réservoir et le niveau de la crête .

Le coefficient de débit est une fonction de la longueur de la crête de la hausse et la hauteur d'eau amont h rapportée à la profondeur totale de l'écoulement sur le seuil (Falvey, 1995).

Le coefficient de débit diminue quand la charge sur la hausse fusible augmente. La meilleure équation convenable pour le coefficient de débit suit une loi de puissance donnée par :

$$C_d = C_1 \left(\frac{h}{H} C_2 \right)^{C_3}; \quad (VI.2)$$

Avec :

H : la hauteur de la hausse ;

C_1, C_2, C_3 : sont des constantes pour des valeurs de $\frac{h}{H} > 0.1$;

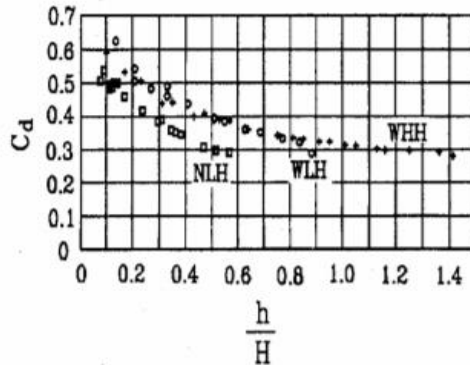


Figure IV.6 : Courbe des coefficients de débit obtenu expérimentalement (Falvey, 1995)

Les hausses sont implantées au niveau des plots 10-11-12 de largeur 18 m après arasement à la cote 213.5 m R.B. Le nouveau seuil sera reprofilé à l'amont avec un rayon de 3 m, ce qui laissera une surface plane à la cote 213.5 m : 7.85 m pour installer les hausses avec les contrepoids.

Des piles profilées de 2.5 m de large seront construites également pour permettre la réalisation de pont route.

Soit une demie pile aux plots 9/10 et 12/13 de : 1.25 m d'épaisseur ; et 2*demie pile aux plots 10/11 et 11/12 : 2*1.25=2.5 m d'épaisseur.

Le passage naturel est donc de $18*3 - 2*1.25 - 2*2.5 = 46.5$ m et permettra la mise en place de 9 hausses fusibles identiques.

Les dimensions des hausses sont les suivantes :

$$H = 7.85 \text{ m}$$

$$L = 5.15 \text{ m}$$

Le déversement au dessus des hausses droites est traité comme un seuil mince (coefficient de débit adimensionnel $C=42$).

Le déversement sur le seuil à 213.5 m est traité comme un seuil à crête « pas très épaisse ». En effet, après calcul, le ratio $H1/C$ est de 0.8 à 0.9.

$h_1/C < 0,1$ Seuil à crête épaisse et longue	$0,1 < h_1/C < 0,4$ Seuil à crête épaisse	$0,4 < h_1/C < 1,5$ Seuil à crête « pas très épaisse »
Un ressaut se crée au-dessus du déversoir	La nappe s'abaisse jusqu'à obtenir un parallélisme avec la crête du déversoir et passe par une hauteur critique, notée h_c .	La nappe s'incline de l'amont vers l'aval sur toute l'épaisseur du déversoir. L'écoulement passe par une hauteur critique difficilement identifiable.
D'après Muralidhar et Woodburn cité par Williams Mahonri Lee dans son ouvrage « Calibration of Long Crested Weir Discharge Coefficient », Mai 1993.		

Remarque : Beresinsky fournit 4 intervalles de valeurs de h_1/C et distingue aussi le type du bord de la crête du seuil amont. La description est la définie ci-après :

	$0,03 > h_1/C$	$0,03 < h_1/C < 0,08$	$0,08 < h_1/C < 0,25$	$0,25 < h_1/C < 1,66$
bord vif	$0,03 > h_1/C$	$0,03 < h_1/C < 0,08$	$0,125 < h_1/C < 0,18$	$0,18 < h_1/C < 2$
bord rond	$0,03 > h_1/C$	$0,03 < h_1/C < 0,08$	$0,125 < h_1/C < 0,18$	$0,18 < h_1/C < 2$
	Plus d'ondulations, la pente de la ligne d'eau est très faible.	L'épaisseur du déversoir est telle que le régime critique est atteint avant que la nappe se déverse à l'aval. Ecoulement ondulé.	La nappe accuse un abaissement brusque à l'amont, devient horizontale et remonte vers l'aval du seuil (la profondeur d'écoulement est inférieure à la profondeur critique).	La nappe s'incline de l'amont vers l'aval sur toute l'épaisseur du déversoir.

D'après le Laboratoire Central d'Hydraulique de France dans son ouvrage « Barrages mobiles en rivière – Etude des pertes de charge. Rapport de la première tranche d'étude », Janvier 1990.

Figure IV.7 :Caractéristiques du seuil épais , CETMEF.

Tableau IV.4 : Pré- dimensionnement le l'évacuateur fusible type hausses fusibles.

Nombre de fusible	Hauteur (m)	Largeur (m)	Côte du premier basculement (m R.B)	Côte du dernier basculement (m R.B)	Nombre de basculements	
					Q_{projet}	Q_{danger}
9	7.85	5.15	225.3	226.20	6	7

Le déclenchement du dispositif ne nécessite aucun apport d'énergie ce qui en limite le risque de défaillance et procure au barrage un niveau sureté équivalent à un évacuateur à seuil libre.

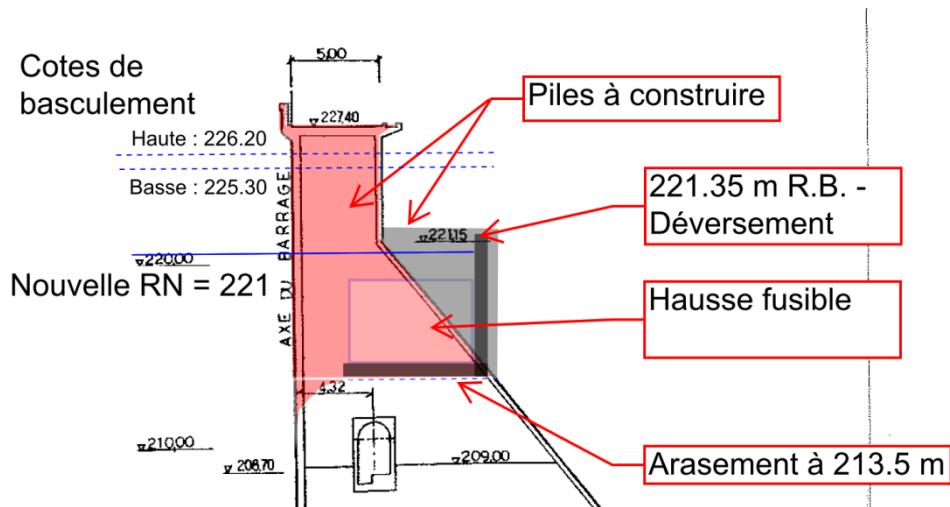


Figure IV.8:Les travaux à effectuer concernant l'évacuateur hausses fusibles.

La mise en place d'un nouveau bassin de dissipation USBR au droit de l'ouvrage fusible sera prévue également, respectant la géométrie particulière de fondation imposée par la topographie .

IV.3.2.3 Dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de dissipation au niveau du projet fusible :

a- Coursier :

L'évacuation à l'aval des hausses fusibles se fait par un coursier de largeur fixe post piles de L = 54 m de large avec une pente $i = 1.28$.

b-Bajoyers

Afin d'éviter tous débordements à la crue de dimensionnement majorée d'une revanche et à la crue de sûreté il est nécessaire de prévoir des murs bajoyers.

On rappelle que le seuil de déversement, post basculement des hausses est à la cote 213.5 m.

Tableau IV.5 : Les crues prises en considération

	Crue de projet	Crue de sûreté
Débit dans l'évacuateur « hausse fusible »	2689m ³ /s	4355m ³ /s
Cote de la retenue m R.B.	226.05	288.8

Une modélisation hydraulique a été réalisée dans le coursier à l'aide du logiciel HEC-RAS (logiciel développé par l'US Army Corps of Engineers).

Un coefficient frottement de Manning égale à 0,016 est retenu dans le coursier béton. Les lignes d'eau obtenues sont illustrées ci-dessous :

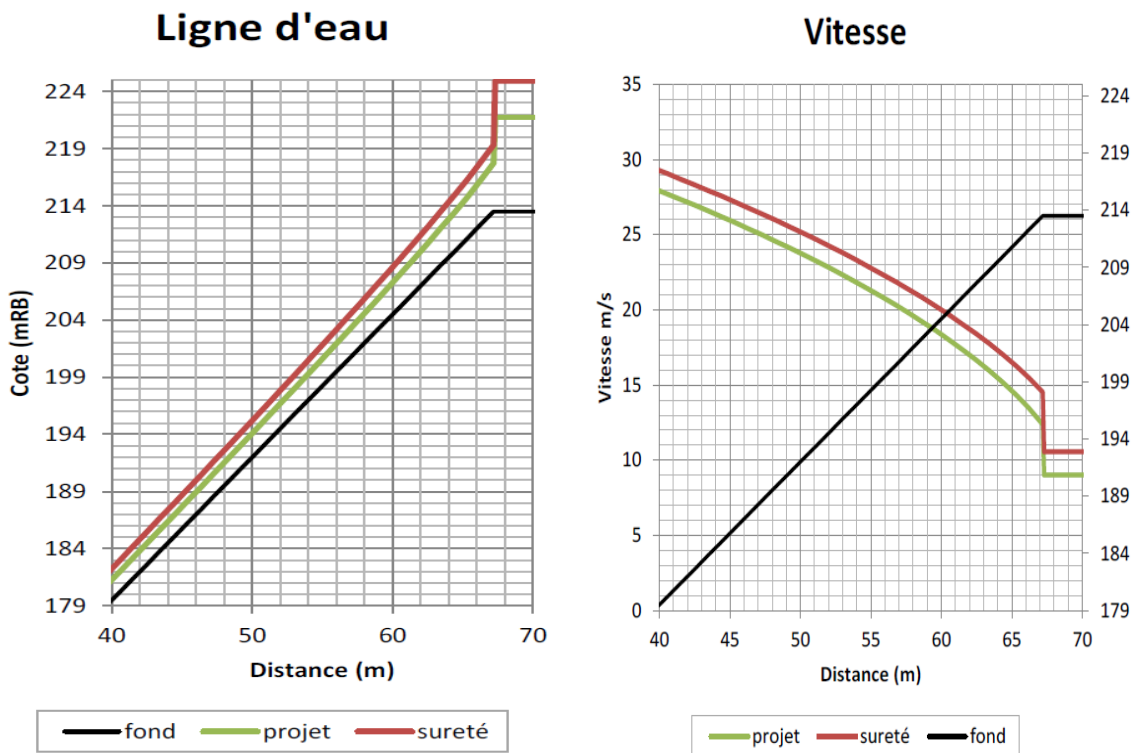


Figure IV.9:Lignes d'eau et vitesses

L'écoulement dans le coursier est de type torrentiel (nombre de Froude >1).

On a :

$$H_m = h + r ; \quad (VI.3)$$

avec :

h : tirant d'eau ;

r : la revanche ;

La revanche nécessaire pour les murs bajoyers peut être exprimée par la formule suivante :

$$r = 0.61 + 0.03715V^{1/3} ; \quad (VI.4)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

La revanche minimale est calculée selon la formule appliquée aux paramètres de la crue de Projet.

Au début du coursier :

$$r = 3.3 ;$$

$$H_m = 6.4\text{m} ;$$

A la fin du coursier :

$$r = 1.7 ;$$

$$H_m = 3.7\text{m} ;$$

C- Bassin de dissipation :

L'écoulement sur le coursier est extrêmement turbulent, un bassin de dissipation est donc nécessaire avant de retrouver le lit naturel de l'oued.

Le bassin est dimensionné pour la crue de projet. En pied de coursier, au niveau du TN du lit de l'oued, soit donc à la cote 179 m R.B., les caractéristiques sont les suivantes :

La hauteur d'eau à la fin du déversoir est de :

$$h_1 = 0.93\text{m} ;$$

La vitesse d'écoulement est de :

$$v_1 = 28.1 ;$$

et le nombre de Froude et de :

$$F_1 = 6.07 ;$$

D'après ces caractéristiques, un bassin de dissipation de type II de l'USBR doit donc être envisagé.

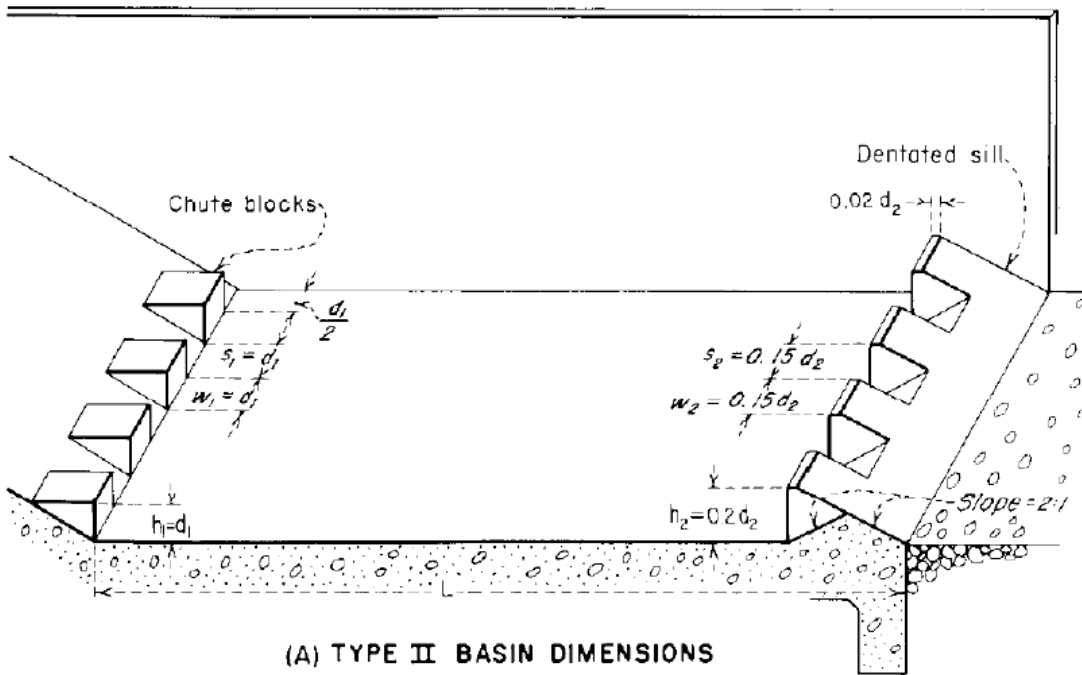


Figure IV.10: Schéma du bassin de dissipation type II.

• **Calcul du ressaut naturel :**

L'objectif de ce calcul est de vérifier si la hauteur d'eau dans le bassin est supérieure à la hauteur conjuguée.

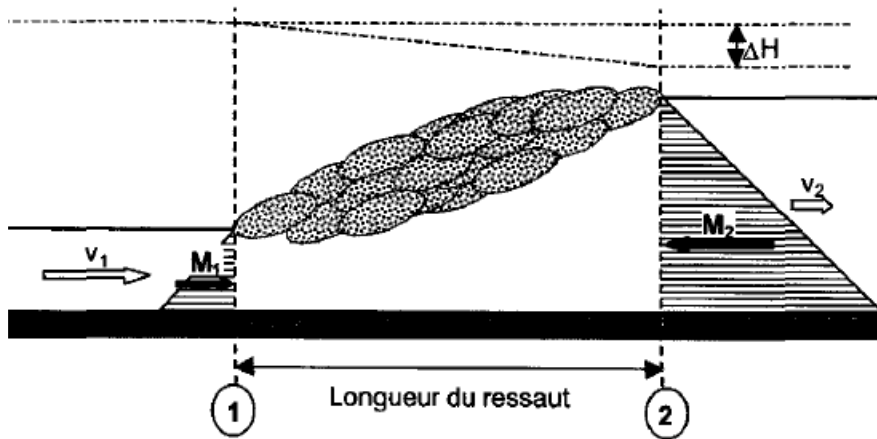


Figure IV.11: Ressaut hydraulique.

$$H_2 = \frac{H_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} \right) \quad (VI.5)$$

La hauteur conjuguée dans le cas de la crue de dimensionnement est donc de $H_2 = 15,98$ m équivalent à 194.98 m R.B.

D'après l'abaque (Annexe E) pour un bassin de type II, la longueur du bassin est définie par le ratio L/d_2 avec $d_2 = H_2$ soit donc $L/d_2 = 4,14$, soit une longueur de 66 m.

IV.4 Mesure de réhabilitation relatif à l'auscultation et équipements hydro-électromécaniques

Le diagnostic a mis en évidence des appareils d'auscultation en nombre insuffisant et sans suivi ainsi qu'une dégradation importante des équipements électromécaniques. Des propositions d'actions qui permettent de compléter le système de mesures actuel et de mettre en place un véritable suivi seront proposés dans ce qui suit :

IV.4.1 Pour les équipements hydro-électromécaniques

- Suppression du portique obsolète, dimensionné pour manœuvrer les batardeaux des vannes secteur compte tenu qu'elles seront mise hors service.
- Rénovation des monte-charge rive gauche et droite pour faciliter l'inspection des équipements ;
- Suppression du groupe électrogène non fonctionnel et assurer la maintenance du groupe électrogène restant pour qu'il puisse secourir les vannes de fond, les pompes de drainage et l'éclairage du barrage ;
- Maintenance du circuit complet des équipement de prise d'eau (Moteur, vanne à jet creux, changement des joints et des pièces d'usure , nettoyage..) ;
- Maintenance du circuit complet des équipements de vidange de fond (Vanne, changement de joints, réfection vérin , changement des pièces d'usure, nettoyage et remise en service) ;
- Assurer la ventilation et un système de renouvellement d'air afin de limiter l'humidité au niveau de la chambre des vannes . (Extraction d'air forcée)

IV.4.2 Pour les équipements électro-commande

- Remplacement des tableaux de distribution électrique du barrage ;
- Remplacement des coffrets de commande des équipements électromécaniques rénovés;
- Rénovation des armoires de commande des principaux équipements hydromécaniques ainsi que les câbles de puissances ;
- Rénovation des réseaux d'éclairage et de prise de courant.

IV.4.3 Pour les appareils d'auscultation

- La reprise du réseau d'auscultation comprendra : des télé-pendules, des piézomètres, des sismographes, des réseaux topographiques classiques (vinchons, prismes, clous ..)
- Remplacement du système de mesure de niveau dans la retenue (Echelles limnétiques, radar, sonde ultrason) ;
- Fourniture et installation d'une armoire d'auscultation ainsi que l'ensemble des câbles nécessaire à l'alimentation et la collecte de données des différents capteurs (centrale d'acquisition de donnée , afficheur numérique ..) ;

Le tableau ci-dessous reprend les différentes préconisations concernant l'auscultation :

Tableau IV.6 : Préconisations concernant la remise à niveau du dispositif d’auscultation et du contrôle du barrage :

	Réhabilitation du système
Niveau de la retenue	Enregistrement automatique de la cote de la retenue (Pas de temps d'enregistrement variable en fonction de la montée du plan d'eau pour le suivi des crues)
Pendules	Rénovation de l'ensemble des 5 lignes de mesure, vérification des ancrages, changement des cuves/tables, nouveau matériel de lecture manuel
	Lecture électronique automatique avec affichage de valeur pour faciliter les mesures et éviter les erreurs
	Vérification des dalles de fermetures au niveau des têtes de pendules pour éviter les ruissellements
Inclinomètres	Implantation de 4 inclinomètres derrière le mur de l'évacuateur de crue
Fissuromètres	Remise en état des vinchons hors d'usage des galeries et fourniture d'un instrument de mesure de précision avec afficheur analogique ou numérique.
	Equiper les joints des dalles de couronnement au-dessus de l'évacuateur par des vinchons .
Accélérographes	Rééquipement du barrage en accélérographes (1 en crête, 1 en fondation)
Piézomètres Casagrandres	Mise en place de piézomètres à l'aval du barrage pour contrôler le niveau aval
	Remise en état des canalisations.
	Remise en état des manomètres avec bonne gamme de mesure et la bonne classe de précision .
	Re-forage de quelques piézomètres : P2-6 et les piézomètres ayant servis de drains par rupture des canalisations.
	Contrôle altimétrique de la cote de lecture.
Auscultation géodésique	Réhabilitation du système initialement prévu pour le suivi des déplacements du barrage (Amélioration de la précision par des prismes)
	Mise en place de prismes sur le parement aval et sur les bajoyers pour contrôle des déplacements

IV.5 Mesure de réhabilitation relatif à la fuite de la rive droite

Des écoulements (90 l/s à 221 m R.B.) avec entraînement de fines et phénomènes de débouillage sont observés depuis 2009 en pied rive droite au travers d'un conduit de circulation en contournement du plot de rive n°17 en rive droite démontrant le contexte érodable de la fondation.

L'humidité de toute la zone et une analyse des fuites en fonction de la cote du plan d'eau a permis de cibler une cote de tarissement (210-211 m R.B.).

L'analyse de la piézométrie en rive a permis de mettre en évidence une alimentation de la rive droite par la retenue via certainement un réseau de circulation avec fontis observés. La cote de nappe en rive est située - 5 m/Retenue en permanent et il est observé en transitoire des débourrages. Le contact helvétien étanche est affleurant 250 m en amont du barrage le long de la route.

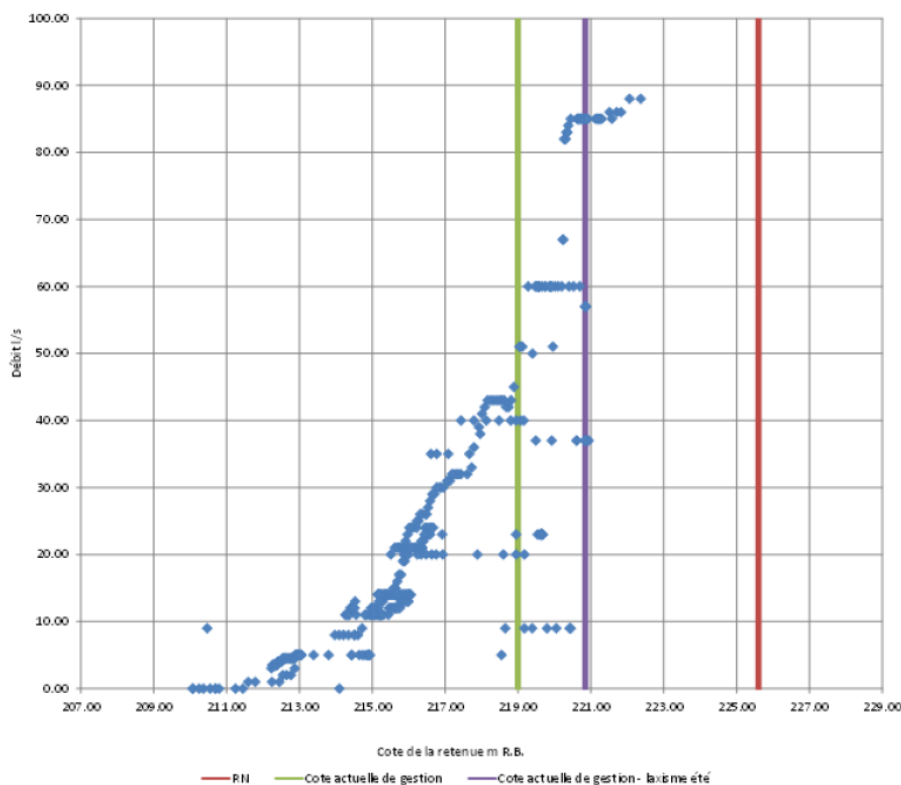


Figure IV.12 : Evolution des résurgences en fonction de la cote de la retenue, ANBT.

Le risque principal craint est une déstabilisation de l'appui rive droite. Des fuites ne sont pas forcément risquées si et seulement si la fondation n'est pas érodable. Or dans le cas de Cheurfas, celle-ci est érodable (débouillage, matériau transporté analysé,...), cela conduit à détruire l'appui de rive et engage donc la sécurité de l'ouvrage.

On propose les solutions suivantes afin d'améliorer la sécurité et la stabilité du barrage :

- L'amélioration de l'étanchéité de la fondation sur la partie amont du barrage par la réalisation d'un voile d'injection depuis la galerie ;
- La mise en place d'un géocomposite étanche sur le parement d'une géomembrane en place du voile d'injection pour améliorer l'étanchéité.

Devant la difficulté d'envisager la variante des géomembranes du fait qu'elle nécessite un retalutage de la rive et devant l'impossibilité de l'ancrer dans l'horizon étanche Helvétien profond. Nous optons plutôt pour la réalisation d'une plinthe et un voile d'injection.

L'ensemble des travaux d'injections sur la rive droite sera réalisé dans un contexte de sols perméable à très perméable pouvant comprendre des conduits de circulations dans un contexte karstique. Les procédures de travaux d'injection seront à adapter à ce contexte (densification de coulis, constitution du coulis,...)

L'objectif des injections est d'étancher le terrain de fondation pour réduire les sous pressions dans la fondation du barrage. Cette nouvelle proposition va compléter le rideau d'injections déjà réalisé lors de la réalisation des travaux.

En effet, la partie supérieure du plot 17 est appuyée sur des couches du Tortonien de mauvaise qualité et légèrement karstifiée (C14,C19) puisqu'elle n'a pas l'objet d'un réseau d'injection densifié en phase d'exécution. (10 a 200 Luegons).

Un traitement local de la rive droite (plot 17) sera réalisé : Double voile d'injection à minima tertiaire en terrain non saturé (après abaissement de la cote à 205 m R.B) depuis la galerie et depuis les redans amont afin de cloisonner la zone de gradient la plus importante.

Un traitement en grand de la rive droite sera également réalisé en se refermant sur l'Helvétien via un voile d'étanchéité de rive ancré dans l'Helvétien débouchant 150 m en amont.(Voile d'injection de 200 ml le long de la route).

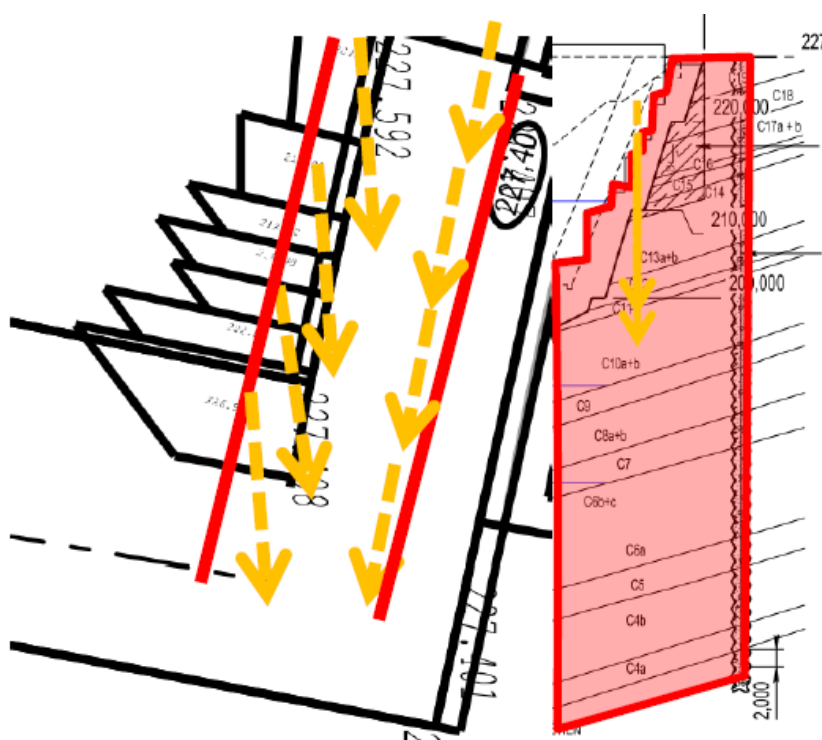


Figure IV.13: Traitement local de l'appui de la rive droite.

IV.6 Mesure de réhabilitation relatif à l'envasement des organes de vidange de fond

En situation de danger à un pas de temps contrôlé (auscultation alarmante, post-séisme important, début de renard,... mais hors crue et séisme), la mise en sécurité d'un ouvrage hydraulique repose sur la capacité à vidanger celui-ci et ainsi diminuer tout risque de rupture et d'onde de submersion.

La mise en sécurité d'un ouvrage hydraulique repose donc :

- Sur la capacité hydraulique des organes de vidanges de fond à abaisser le plan d'eau dans un laps de temps raisonnable ;
- Sur la capacité technique des organes de vidanges de fond à être actionnés (entretien,...) .

Le risque principal craint est :

- Une obturation de la vidange de fond par un culot vaseux dense conduisant à une impossibilité de réaliser une vidange d'urgence ;
- Une obturation de la vidange de fond par un embâcle en raison de la présence d'une grille grossière.

D'après la conception, la capacité d'évacuation maximale est d'environ 108 m³/s . Il est fait constat d'un fort envasement devant la vidange. En effet, il y'a environ 10 m de hauteur de vase au droit du barrage et 12 hm³ dans la retenue.

La grille de vidange est actuellement enlevée car elle à subit un colmatage total, ce qui met en jeu la sécurité de l'ouvrage.

Nous proposons les solutions suivantes :

- L'installation d'une nouvelle grille de vidange (entrefers de 1.2 cm) à l'amont de l'entonnement ;
- Réhabilitation du système d'auscultation de prévention de l'alluvionnement :
 - Sonde type radar en redondance avec une sonde de type capacitif ;
 - Sondeur multifaisceaux (bathymétrique au-devant de la vidange).
- Ouverture durant les crues et ouverture 2 - 3 fois par an pour permettre le mélange avec les eaux des prises d'eau (dans le but de ne pas permettre à la vase de se consolider).

Il n'existe pas de règles formelles de dimensionnement des vidanges de fond, mais des pratiques et recommandations qui varient suivant les pays. Le but des vidanges de fond est cependant le même : pouvoir vider la retenue en cas de difficulté ou pour effectuer une visite décennale complète du barrage et de ses ouvrages.

Parmi les pratiques et recommandations de dimensionnement, on peut citer les recommandations du BETCGB (Bureau d'Etudes Techniques et de Contrôle des Grands Barrages) qui sont les suivantes :

- Condition 1 : une diminution de 50 % de la poussée sur le barrage en 8 jours (192 heures) en supposant les apports nuls et sans la participation de la prise usinière ;
- Condition 2 : une vidange totale de la retenue en 21 jours (504 heures) dans les mêmes conditions ;
- Condition 3 : une diminution de 50% du volume d'eau en moins de 8 jours dans les mêmes conditions. (Condition à partir de $H^2\sqrt{V} > 30$ avec H la hauteur du barrage au dessus du TN en m et V, le volume de la retenue en hm³).

IV.6.1 Estimation du temps de vidange

IV.6.1.1 Calcul de la loi de débitance de la vidange de fond

a- Calcul de la débitance de la vanne de fond – régime dénoyé :

La loi de débitance de la vidange de fond peut être retrouvée à partir du théorème de Bernoulli appliqué entre une section à l'amont du barrage et une section en aval de la vanne.

L'écoulement par-dessous une vanne plane dans un canal rectangulaire prismatique de largeur b est représenté ci-dessous.

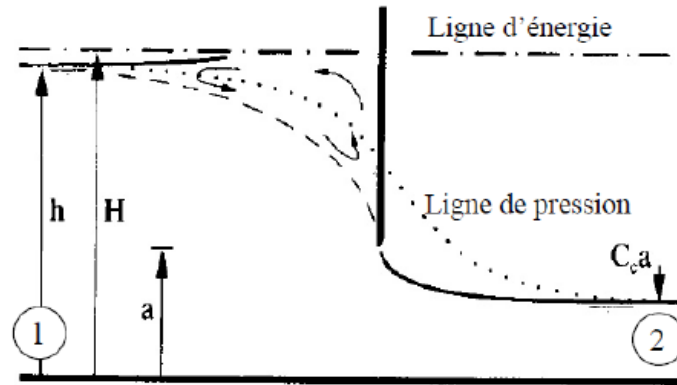


Figure IV.14 : Ecoulement par dessous de la vanne plane.

D'après Bernoulli, dans la mesure où l'écoulement derrière la vanne est dénoyé et donc que le débit n'est pas sous l'influence de la réponse aval de l'écoulement, on a continuité de la charge sur la ligne de courant entre les sections 1 et 2 suffisamment éloignées de la vanne suivant l'équation suivante (en considérant des pertes de charges négligeables entre ces deux sections) :

$$H = h_1 + \frac{Q^2}{2gb^2h_1^2} = h_2 + \frac{Q^2}{2gb^2h_2^2} ; \quad (\text{IV.6})$$

$$\frac{Q^2}{2gb^2} \left(\frac{1}{h_1^2} - \frac{1}{h_2^2} \right) = h_2 - h_1 ; \quad (\text{IV.7})$$

$$Q^2 = \sqrt{2gh_1} b \cdot \frac{h_2}{\sqrt{1 + \frac{h_2}{h_1}}} ; \quad (\text{IV.8})$$

En posant $h_2 = h_c = C_c \cdot a$;

$$Q = C_c \cdot a \cdot b \sqrt{\frac{2gh_1}{\left(1 + \frac{a \cdot C_c}{h_1}\right)}} ; \quad (\text{IV.9})$$

En posant : $C_d = \frac{C_c}{\sqrt{\left(1 + \frac{a \cdot C_c}{h_1}\right)}}$ et $\bar{A} = \frac{a}{h_1}$

$$Q = C_c \cdot a \cdot b \sqrt{2gh_1} ; \quad (\text{IV.10})$$

Où C_d est appelé le coefficient de débit de la vanne et \bar{A} l'ouverture relative de la vanne.

La théorie de Von Mises (1917) indique que pour $a \ll h_1$ c'est-à-dire pour $\bar{A} > 0$ et pour une vanne plate $\varepsilon = 0.98$.

Le coefficient est donné par la relation :

$$C_d = C_{d0} \exp\left(-\frac{\bar{A}}{2} \left(1 - \frac{\delta^2}{6}\right)\right) \text{ avec } C_{d0} = \varepsilon \left[\frac{4+5e^{-0.76\delta}}{9}\right] \quad (\text{IV.11})$$

On prend :

- δ angle de la vanne par rapport au fond du canal ici 88.3° ;
- $\varepsilon = 0.98$ pour une vanne inclinée.

C_c est appelé coefficient de contraction, il se détermine à partir de l'équation :

$$C_c = \frac{1}{2} \bar{A} C_d^2 \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2}{\bar{A} C_d} \right)^2} \right]; \quad (IV.12)$$

Le nombre de Froude dans la section d'eau contractée, se détermine par la formule ci-dessous:

$$F_c = \frac{Q}{\sqrt{h_c^3 g b^2}}; \quad (IV.13)$$

Avec : $h_2 = h_c = C_c \cdot a$.

Si ce nombre est supérieur à 1 l'écoulement est torrentiel.

La courbe de débitance de vidange de fond dénoyée est la suivante :

Courbe de débitance de la vidange dénoyée

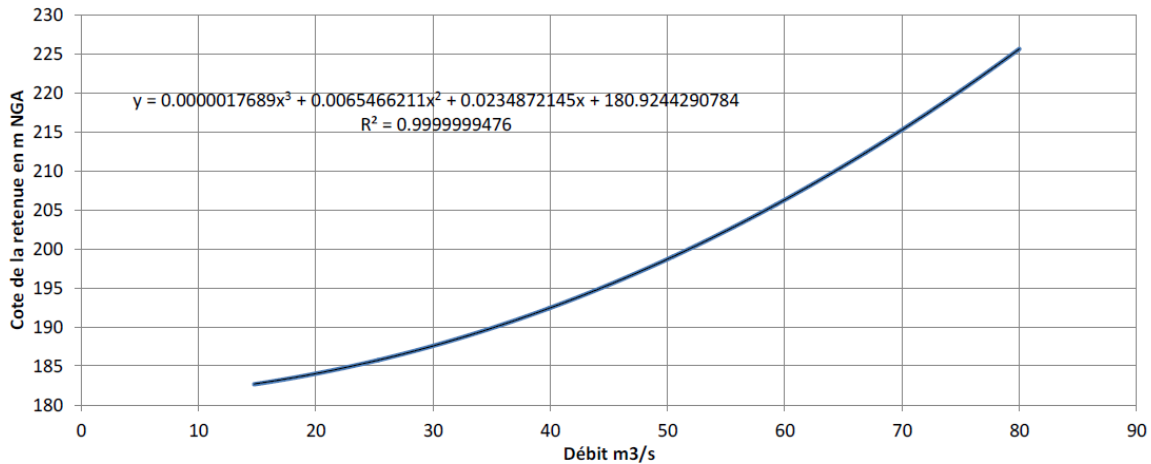


Figure IV.15 : Débitance de la vidange de fond en dénoyée

b- Calcul du tirant d'eau dans le canal :

Le tirant d'eau dans la galerie de chasse de largeur B 3 m et de hauteur H 6 m, s'obtient à partir de la formule du débit de Manning Strickler :

$$Q = K \cdot S R_h^{2/3} i^{1/2}; \quad (IV.14)$$

Avec :

- K : Coefficient de Manning-Strickler (K = 80 béton pour du béton coffré) ;
- S : Surface à savoir $B \cdot h_{\text{canal}}$;
- R_h : Rayon hydraulique à savoir $\frac{B \cdot h_{\text{canal}}}{2 \cdot h_{\text{canal}} + B}$;
- i : Pente de la galerie à savoir 1.67%

Pour que l'écoulement soit considéré comme libre dans le canal, la hauteur du tirant d'eau ne doit pas excéder $0.8 \cdot H$, soit pour $H = 6$ m, une hauteur d'eau de 4,8 m.

Le nombre de Froude dans le canal se calcule d'après la formule :

$$F_c = \frac{Q}{\sqrt{g b^2 h_{\text{canal}}^3}}; \quad (IV.15)$$

Si ce nombre est supérieur à 1, alors l'écoulement dans la galerie sera torrentiel.

La courbe de débitance de la galerie trouvée pour Manning est la suivante :

Courbe de débitance de la galerie

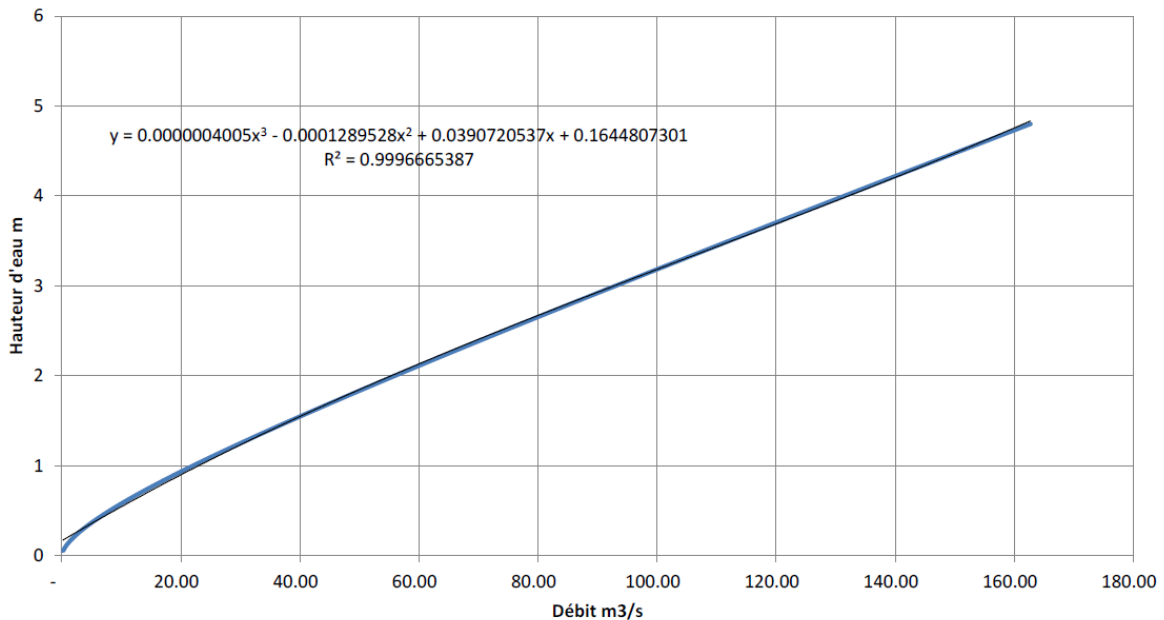


Figure IV.16 : Débitance de la galerie de vidange

c- Vérification du contexte dénoyé :

L'écoulement sous une vanne reste dénoyé si et seulement si :

- L'écoulement à l'aval est également torrentiel, c'est-à-dire si le nombre de Froude est supérieur à l'unité. Dans ce cas là, le tirant d'eau va progressivement augmenter jusqu'à rejoindre la valeur du tirant d'eau calculé dans la galerie avec Manning Strickler
- L'écoulement à l'aval est fluvial (Froude est inférieur à l'unité) mais ressaut hydraulique rejeté à l'aval, c'est-à-dire que la hauteur conjugué du ressaut est supérieur à la hauteur d'eau dans l'écoulement aval.

Le graphique ci-dessous montre que le nombre de Froude est supérieur à l'aval (>1) et donc que l'écoulement est torrentielle dans la galerie. La hauteur d'eau conjuguée est de 1.5 m au maximum dans la section contractée et de 2.6 m dans la galerie au maximum.

La hauteur h_c est atteinte pour une abscisse environ égale à deux fois la grandeur d'ouverture soit donc $2 \times 2.5 = 5$ m.

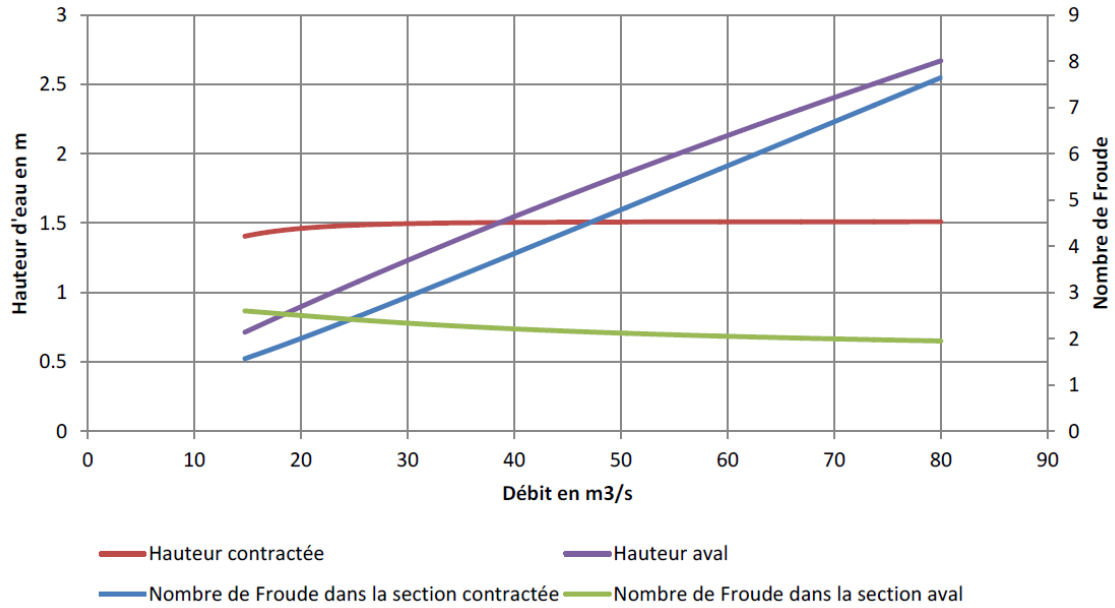


Figure IV.17 :Hauteur d'eau et nombre de Froude - section contractée et canal de vidange

d- Extrapolation de la loi de débitance pour de faible charge :

Lorsque le niveau d'eau en amont de la vanne approche de la taille de l'ouverture, le débit n'est plus contrôlé par une loi de vanne mais plus par une loi de seuil. Cette partie de courbe sera donc extrapolée par une loi de seuil épais avec un coefficient de débitance de 0.3.

Courbe de débitance de la vidange (faible tirant d'eau)

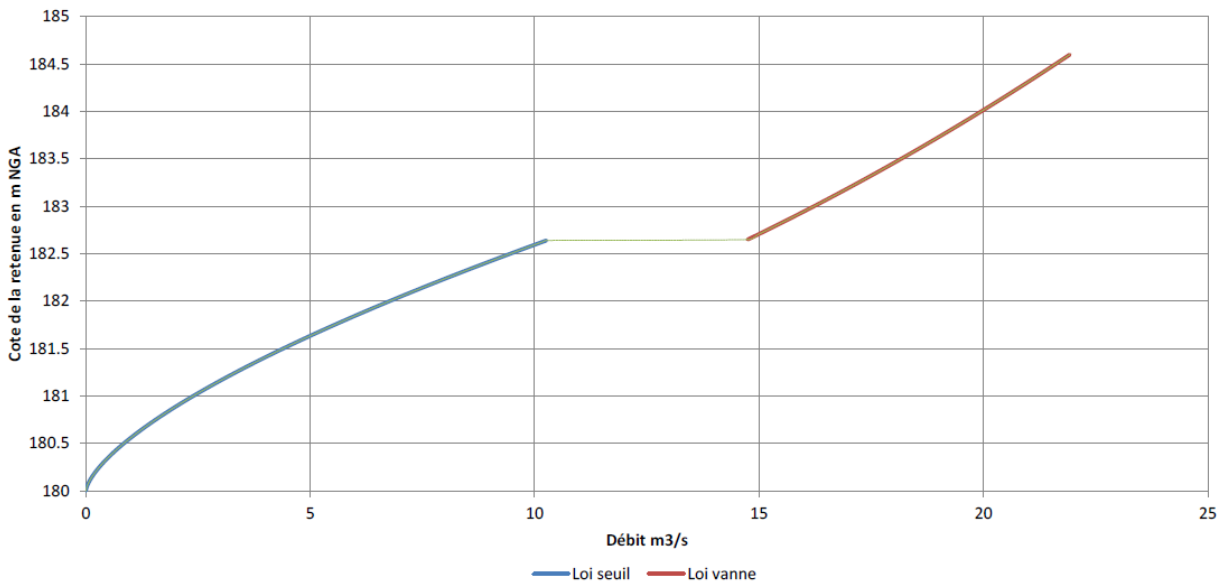


Figure IV.18 :Débitance pour de faible tirant d'eau

Le saut visible sur la courbe précédente correspond au passage d'une loi de seuil à une loi de vanne.

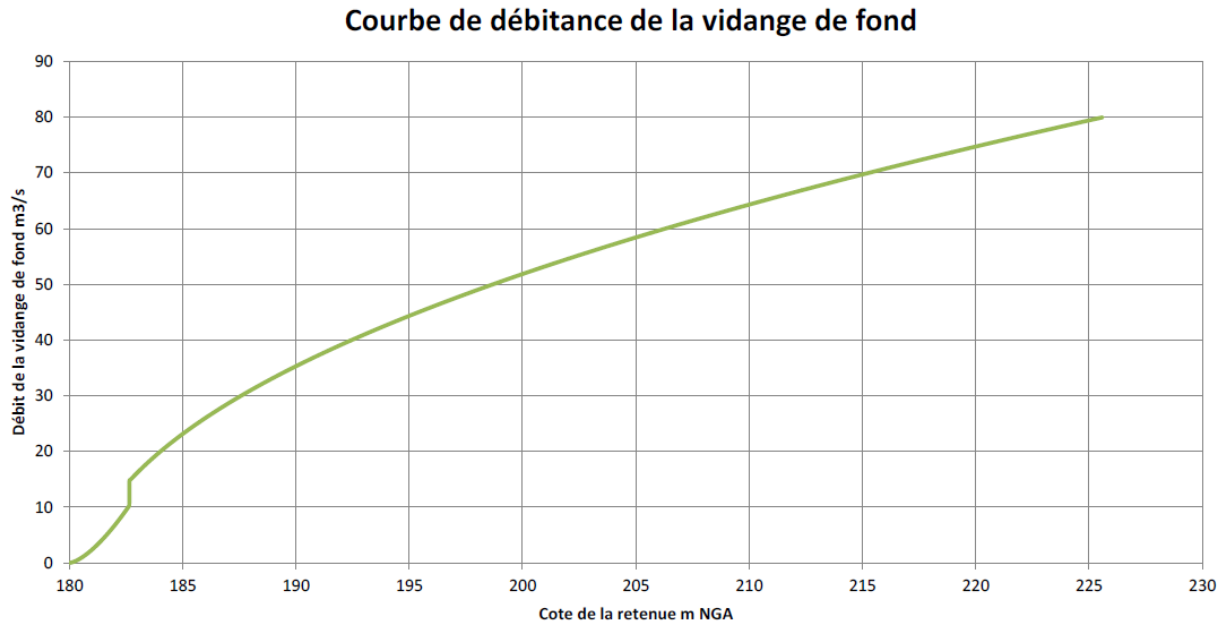


Figure IV.19 : Synthèse de l'estimation de la débitance de la vidange de fond

IV.6.1.2 Estimation du temps de vidange de la vanne

A partir du calcul de la débitance de la vanne de fond et de la courbe hauteur-volume, on peut tracer la courbe du temps nécessaire pour vidange du barrage.

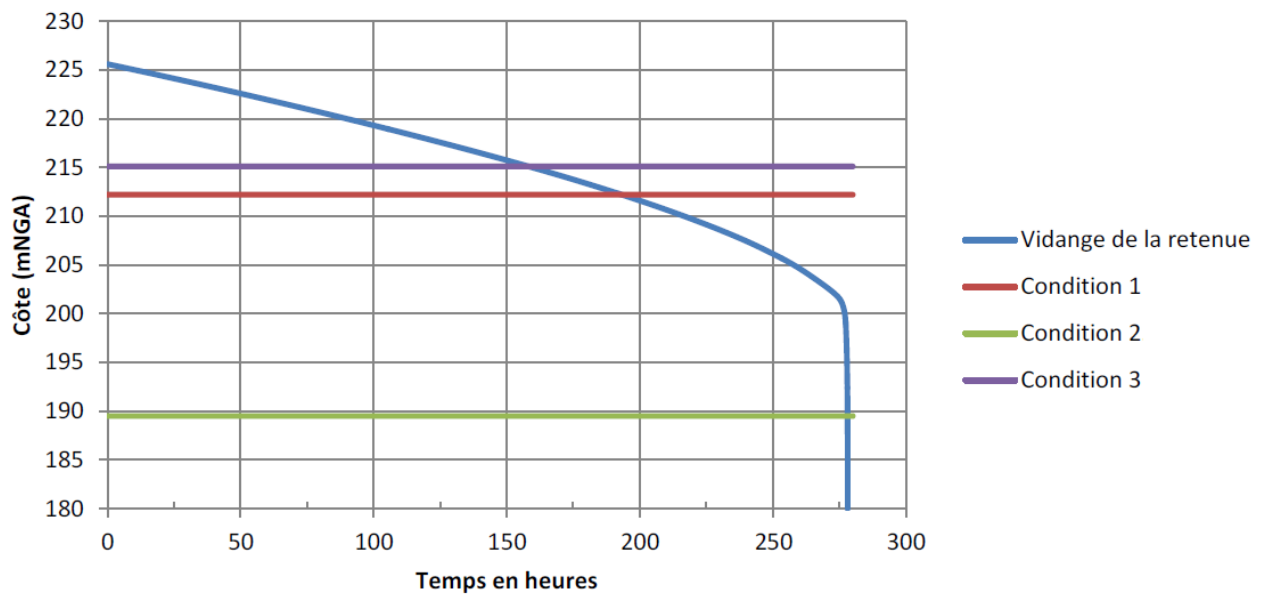


Figure IV.20 : Temps de vidange de la retenue

IV.6.2 Vérification des conditions de dimensionnement

- **Condition 1 :**

Sous RN = 225.6 m, la réduction de la poussée de l'eau sur la digue de 50% est atteinte pour une hauteur d'eau calculée de la manière suivante :

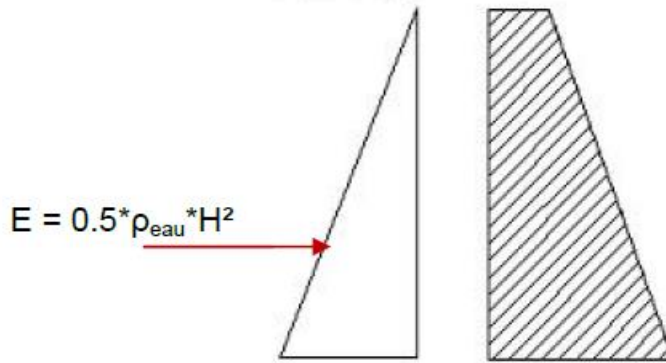


Figure IV.21 :Poussée de l'eau sur la digue

On veut trouver la charge H_1 pour laquelle $E_1 = E/2$;

$$E_1 = 0.5\rho_e H_1^2 = \frac{0.5\rho_e H}{2}; \quad (\text{IV.16})$$

$$H_1^2 = \frac{H}{2}; \quad (\text{IV.17})$$

$$\text{Soit : } H_1 = \frac{H}{\sqrt{2}} \quad (\text{IV.18})$$

Dans le cas du barrage de Cheurfas II, pour une RN à 225.6 m NGA et le seuil du pertuis à 180 m NGA, on trouve $H = 45.6$ m.

Donc $H_1 = 32.2$ m et $Z_{\text{am}} = H_1 + Z_{\text{seuil}} = 32.3 + 180 = 212.2$ m.

Le passage de la cote 225.6 m à la cote 212.2 m en 8 jours (192 heures) est donc vérifié.

- **Condition 2 :**

Le passage de la cote 225.6 m à la cote 180 m en 21 jours (504 heures) » - Mode de dimensionnement est vérifié.

- **Condition 3 :**

D'après la courbe HSV, le volume à RN de 70.2 Hm³ est diminué par deux pour une hauteur d'eau correspondant à 215.1 m.

Le passage de la cote 225.6 m à la cote 215.1 m en 8 jours (192 heures) est donc vérifié.

IV.7 Mesure de réhabilitation de la problématique de la stabilité du barrage sur sa fondation

Nous améliorons la sécurité du barrage en traitant les anomalies constituant un risque sur la stabilité de ce dernier sur sa fondation .

IV.7.1 Les sous pressions dans le corps du barrage

La diminution des sous-pressions dans le corps du barrage permet d'augmenter les marges de sécurité et donc la stabilité du barrage sur sa fondation. Cette diminution des sous-pressions interne peut être réalisée de deux manières :

- Mise en place d'un géocomposite étanche sur le parement amont (dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG) associé à un complexe drainant (géotextile épais et géodrain en application sur le parement amont associé à un système de concentration des eaux de drainage ;

- Mise en place d'un drainage interne depuis les différentes galeries en réalisant des forages dirigés espacés tout les 3.5 à 4.5 m en fonction des coupes.

La solution géocomposite étanche sur le parement amont est très efficace puisqu'elle aura l'effet immédiat de rabattre de 100 % les sous-pressions. Néanmoins, il est seulement nécessaire de rabattre de 30% pour satisfaire les conditions de stabilité.

Le critère de choix se porte aussi sur le prix des deux solutions. Un raisonnement sur 10 mètre carré permet de considérer uniquement la solution drainage par forage en raison de l'écart de prix :

- Prix pour 10 mètres carrés de membrane étanche installée sur le parement amont du barrage, y compris mise en place par profilés de tensionnement, géodrain, géotextile, échafaudage : 450 000 à 500 000 DA / 10m² .
- Prix pour 10 mètres carrés de barrage traité par forages dirigés de 10 m de haut en petite galerie (1.5 m de large ; 2.5 m de haut) diamètre 80mm y compris mise en station : 380 000 à 400 000 DA / 10m²

IV.7.2 Le réseau de drainage dégradé

Le réseau de drainage actuel remonte gravitairement les eaux vers la galerie G6. Le système de drainage est en effet en très mauvaise état, notamment à cause de ruptures aux jonctions de tubes.

La mise en place d'un nouveau système de drains de fondation conduit à permettre le remplacement global du réseau de drainage actuel en gardant cependant le même principe de drainage gravitaire vers la galerie G6. De nouveaux tuyaux PEHD seront mis en place .

IV.7.3 Station de relèvement dégradé

Elle recueille toutes les fuites dont les eaux de percolation non rassemblées par les canalisations gravitaires au niveau du plot 3 du barrage. Les pompes d'exhaure implantée dans ce puisard remontent ces eaux dans un caniveau de la galerie G6. Cette station est fortement corrodée et hors d'usage.

L'ensemble des matériels (pompes, conduites et organes hydrauliques divers, alimentation électrique de puissance et contrôle-commande,...) est à remplacer.

IV.7.4 Transport de particules fines

Les galeries sont remplies de matériaux fins (sable calcaire) provenant du réseau de drainage . Il est observé également qu'un drain au niveau du point bas de l'ouvrage est fortement en charge , une érosion de cette zone est donc fortement probable.

IV.7.5 Fracturation rive gauche

Il n'y a pas de faille en rive gauche mais un pli synclinal à noyau argileux. Le plan de fond de fouille montre la fracturation importante en rive gauche due à la tectonique de pli et une fracture amont/aval dans l'axe du barrage qui permet d'expliquer le comportement piézométrique de la zone.

IV.7.6 Remblai aval non drainant

Le remblai aval représente une épaisseur non négligeable (7-8 m) au-dessus de l'Oued (179m R.B). Il est constitué d'un matériau non cohésif qui contient trop de particules fines ($D_{max}=80\text{mm}$, max 15% < 0.063mm , 40% > 2mm) . Ce type de matériau est non drainant.

Le bassin de dissipation aval est donc non drainé et cela peut impacter le profil des sous pressions sous les blocs déversant.

On proposera les solutions suivantes :

- Vidange de la retenue 180 m R.B. afin de permettre des travaux d'injection efficaces en limitant les écoulements amont-aval ;
- Reprise du voile d'injection sur tout le linéaire de la galerie du pied amont ainsi que la densification du réseau (jusqu'à quaternaire) dans les zones de fondations fracturées pour palier à l'érosion interne de la fondation ;
- Reprise du réseau de drainage (nouvelle station d'exhaure – nouvelle canalisation « souples » en PEHD) suivant le même principe de relèvement gravitaire vers la galerie G6) ;
- Mise en place d'un réseau de drainage sous le bassin de dissipation existant depuis la galerie du pied aval ;
- Mise en place d'un réseau de drainage sous le nouveau bassin de dissipation pour l'ouvrage fusible depuis une nouvelle galerie de pied aval ;
- Mise en place d'un réseau de drainage interne au niveau des galeries du parement amont ;
- La limitation des sous-pressions aval en rive gauche par le remplacement du remblai aval non drainant par un remblai aval drainant.

IV.8 Mesure de réhabilitation de la problématique de la stabilité du barrage sur sa masse

Le barrage n'a pas de système de drainage interne de sa masse. Les galeries ne sont pas drainantes, elles sont étanchées par du béton enrichi et par des joints Waterstop.

Le risque principal craint est une fissuration du parement amont causée par les pressions ne pouvant s'évacuer par le parement aval. (Rupture du barrage par renversement dans sa masse)

On proposera deux variantes de réhabilitation :

Variante 1 : Drainage interne depuis les galeries existante ;

Variante 2 : Géomembrane étanche et drainage interne sous le niveau aval .

La solution qui consiste à la réalisation d'un voile de drainage interne depuis les galeries sera retenue du fait qu'elle est plus économique.

IV.9 Vérification de la stabilité

IV.9.1 Calcul de stabilité

Afin de s'assurer que l'ouvrage est stable, il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées :

1. Stabilité au renversement.
2. Stabilité au poinçonnement.
3. Stabilité au glissement.

IV.9.1.1 Stabilité au renversement

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A sous l'effet des forces horizontales.

La stabilité au renversement est de vérifier si :

$$\frac{M_s}{M_r} > 3 \quad (\text{IV.19})$$

$$\frac{150.56}{40.35} = 3,731 > 3 \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

3 : Coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites) ;

M_s : Moment stabilisateur ;

M_r : Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

La stabilité au renversement est donc vérifiée .

- **Les forces verticales :**

P_s : Poids de l'eau sur le radier ;

P_d : Poids propre du seuil déversant ;

P_r : Poids propre du rideau ;

P_r^p : Poids propre du radier.

- **Les forces horizontales :**

F_{s1} et F_{s2} : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées ;

F_{s3} : Poussée de l'eau sur le rideau ;

F_{t1} : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression ;

F_s : Force due à la surcharge.

Les forces sont indiquées dans la figure suivante :

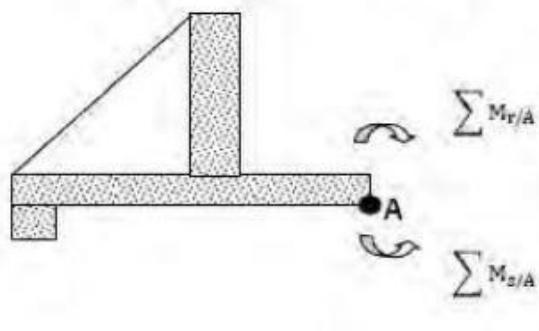


Figure IV.22 : Schéma de la stabilité au renversement.

IV.9.1.2 Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

Le calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base du radier. Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_A}{b \times B^2} = 0,577 > 0 ; \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = 0,426 > 0 ; \end{cases} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

N : Somme des forces verticales ;

M_A : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à A ;

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m) ;

B : Largeur du radier ;

S = b x B : Surface de la base du radier .

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que L'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,577 \text{ et } \sigma_2 = 0,426 \geq 0 \text{ bars} ; \\ \sigma_1 = 0,577 \text{ et } \sigma_2 = 0,426 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0,75 ; \end{cases} \quad (\text{IV.22})$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 0,75$: La contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétromètre dynamique ;
- Pénétromètre statique ;
- Pressiomètre.

La stabilité au poinçonnement est donc vérifiée.

IV.9.1.3 Stabilité au glissement

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes (horizontales et verticales) l'ouvrage ne glisse pas. Pour vérifier la stabilité au glissement il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f ; \quad (\text{IV.23})$$

$$\frac{8,425}{17,925} = 0,47 \leq 0,6 ; \quad (\text{IV.24})$$

Avec :

f : Un coefficient de glissement sol/béton ; $f \leq 0,6$;

$\sum F_H$: La somme des forces horizontales ;

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

La stabilité au glissement est donc vérifiée .

IV.9.2 Hypothèse sismique

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage qui se met alors en vibration. Le barrage est soumis à deux sollicitations mécaniques : la force d'inertie due à son poids ainsi que les forces hydrodynamiques appliquées par la retenue (s'ajoutant à la force hydrostatique).

Ces efforts peuvent être déterminés par plusieurs méthodes de calcul suivant la complexité du problème. Dans un premier temps, il est réalisé une analyse par méthode pseudo-statique.

Les forces d'inertie sont équivalentes à celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale d'un sol :

$$F = k V \gamma_b ; \quad (IV.25)$$

Ou :

$$F_{\text{horizontale}} = k_h V \gamma_b \text{ et } F_{\text{verticale}} = k_v V \gamma_b .$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du matériaux (Kn/m³) ;

V : Volume de l'ouvrage (m³) ;

k : le coefficient pseudo-statique adimensionnel : $k_h = \alpha \frac{a_h}{g}$ et $k_v = \alpha \frac{a_v}{g}$;

α : le coefficient sismique. Pour les barrages poids, α est pris égale à 0,67 pour la composante horizontale et 0,20 pour la composante verticale .

Tableau IV.7 :Les forces (F) agissant sur le barrage pour différent séismes

	Séisme historique	SBE	SMD
Ag	0,15	0,11	0,33
a _h	0,98	0,72	2,17
a _v	0,29	0,21	0,65
F _{horizontale}	167,33	122,94	370,51
F _{verticale}	14,78	10,70	33,13

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur le parement amont de l'ouvrage sont calculées à partir de la méthode de WESTERGAARD, qui établit une formule simplifiée pour le calcul du profil de pression P(y) dans le cas où la compressibilité de l'eau est négligeable :

$$P(y) = \frac{7}{8} k h \gamma_w \sqrt{Hy} ; \quad (IV.26)$$

La force totale appliquée sur une section est donc :

$$F = \frac{7}{12} k h \gamma_w H^2 ; \quad (IV.27)$$

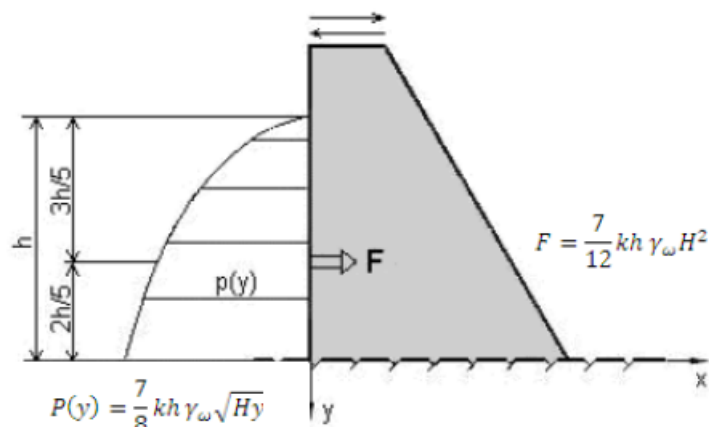


Figure IV.23 : Schéma de la stabilité du barrage lors d'un séisme.

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (Kn/m³) ;

h : La profondeur de la retenue (m) ;

y : La profondeur considérée (m) ;

Tableau IV.8 : Les forces hydrodynamiques agissant sur le barrage (SMD)

y (m)	P(y)
0	0
45	122,16
90	172,76
135	211,59
180	244,33
221	270,725

Conclusion

À la lumière des chapitres précédents et afin de pallier aux désordres constatés sur l'ouvrage de Cheurfas des solutions ont été étudiées et détaillées dans le présent chapitre.

- Une identification de la nouvelle cote de retenue normale a été menée en considérant, les ressources disponibles, les besoins et un objectif de limitation des coûts de travaux dans l'évacuateur de crues ;
- La réalisation de deux évacuateurs de crues : PK-Weir pour les crues courantes et hausses fusibles pour les crues extrêmes ;
- Réhabilitation de l'ensemble des équipements électro-hydraulique et du système d'auscultation ;
- La Réhabilitation du réseau de drainage en dégradation et de pouvoir améliorer l'étanchéité du barrage afin d'assurer son étanchéité.

CHAPITRE V:

Devis quantitatif et estimatif des travaux de
réhabilitation

Chapitre V :

Devis quantitatif et estimatif des travaux de réhabilitation

Introduction

L'art du "métré" a toujours été inséparable de "l'acte de construire et de réhabiliter". En effet, il n'est pas d'ouvrage qui n'ait été construit sans qu'on ne se soit préoccupé de sa qualité, des quantités et des coûts des différents travaux à réaliser. Le "métré" consiste donc à analyser qualitativement et quantitativement l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation des projets afin de pouvoir, en fin de compte, en déterminer le prix.

Pour notre projet, l'estimation du devis quantitatif et estimatif des travaux de réhabilitations va se diviser en 3 lots :

- Un premier lot à dominante « Traitement de terrain » qui à pour but la mise en sécurité du barrage hors passage des crues ;
- Un second lot à dominante « Génie Civil » qui à pour objectif la mise en sécurité du barrage pour le passage des crues ;
- Un troisième lot dominante « hydro-électro-mécanique, électrique et mécanique » .

V.1. Lot 1 : à dominante « Traitement de terrain » - Mise en sécurité du barrage hors passage des crues

Il consiste à établir les travaux suivants :

- Reprise de l'ensemble du voile d'injection et de drainage du barrage ;
- Traitement par rideau d'injection d'une zone érodée sous forts gradients hydrauliques en pied rive gauche et les zones de fuites en rive droite ;
- Mise en place d'un nouveau voile de drainage sous le bassin de dissipation actuel ainsi qu'un drainage interne dans le corps de l'ouvrage depuis les galeries ;
- Travaux de reconnaissances complémentaires (forages destructifs et carottés) ;
- Excavation et remblaiement drainant en aval du barrage rive gauche du bassin de dissipation actuel ;
- Complément, rénovation des systèmes d'auscultation : Mise en place d'un réseau géodésique, de télé pendules avec notamment reprise de certains forages de pendule inverse, mise en place de systèmes de mesure de débits, accélérographes, sondes de niveau diverses dont sonde d'envasement, parc météo et équipements associés ;
- L'installation d'un système d'acquisition de données permettant l'acquisition des mesures d'auscultation des équipements ;
- Evacuation et fourniture d'un nouveau système de pompage d'exhaure et du système de drainage gravitaire vers la galerie centrale G3 ;
- Remplacement des différents monte-charges dans les puits d'accès ;
- Fourniture nouvelle grille de vidange de fond ;

- Reprise de divers travaux de génie civil dont la reprise des dalles de protection des caniveaux de câble ;
- L'installation d'un réseau de distribution 230 V et le remplacement du réseau d'éclairage ;
- L'excavation de vase jusqu'à la cote 180 m R.B au droit du barrage sur une emprise amont de 150 m environ, y comprise le traitement des vases excavées ;
- Fourniture serrurerie diverses.

V.2 Lot 2 : à dominante « Génie civil » - Mise en sécurité du barrage pour le passage des crues

Il consiste à établir les tâches suivantes :

- Travaux de reconnaissances complémentaires (forages destructifs et essais pressiométriques) ;
- Démantèlement complet et évacuation des équipements HEM de l'évacuateur actuel (vannes secteurs, commande locaux, capteurs, liaisons,...) ;
- Réalisation d'un déversoir à surface libre de type PK-Weir en place de l'évacuateur vannée existant ;
- Réalisation d'un déversoir fusible et de ses équipements en rive droite de l'évacuateur vannée existant ;
- Réalisation d'un nouveau bassin de dissipation au droit du nouvel ouvrage fusible ;
- Réalisation d'une nouvelle galerie de drainage aval au droit du nouvel ouvrage fusible avec le réseau d'éclairage et des prises de courant ;
- Mise en place d'un nouveau voile de drainage sous le nouveau bassin de dissipation de l'ouvrage fusible ;
- Adaptation de l'ouvrage de dissipation et de tranquillisation existant ;
- Réalisation des ponts-routes au-dessus des évacuateurs ;
- Reprise des accès piste en pied rive gauche et rive droite aval du barrage ;
- Rénovation structurelle locales .

V.3. Lot 3 : à dominante « hydro-électro-mécanique, électrique et mécanique »

Il consiste à établir les tâches suivantes :

- Démantèlement complet et évacuation du portique de crête et fourniture d'un nouvel équipement ;
- La dépose de l'armoire de distribution située dans le local de service rive droite et l'installation d'un nouveau tableau basse tension ;
- La dépose de l'armoire de distribution (énergie de service) du local de crête et l'installation d'une nouvelle armoire d'énergie « de service » ;
- Le remplacement des armoires et coffrets de commande des vannes de prise d'eau et de vidange de fond ;

- Le remplacement du réseau d'éclairage et de prises de courant du local de service rive droite et extérieure ;
- L'installation d'une extraction d'air forcée au niveau de la chambre des vannes inférieure ;
- Réalisation d'une maintenance complète du groupe électrogène initial y compris sa cuve ;
- Une maintenance constructeur du circuit complet des équipements de prise d'eau (grilles de prises d'eau, conduites d'adduction, batardeau de prise d'eau, vannes de prises d'eau, vanne jet creux, actionneurs mécaniques,...) ;
- Une reprise GC des massifs supports des ancrages conduites ;
- Une maintenance constructrice du circuit complet des équipements de vidange de fond (batardeau de vidange, vanne de vidange, vanne de garde, vanne jet creux, blindage de vidange...).

Nous résumons les quantités et coûts grossiers des différents lots dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot1)

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Installation et repli du chantier				
Amené et repli du matériel	ff	1	120000000	120000000
Piquetage général du chantier et reconnaissances complémentaires topographiques	ff	1	5000000	5000000
Reconnaissances complémentaires géotechniques en début de chantier	ff	1	7000000	7000000
Travaux d'excavation				
Décapage	m ²	1800	200	360000
Excavations en terrains meubles (type A)	m ³	8500	250	2125000
Excavations en terrains rocheux compacts (Type B)	m ³	500	950	475000
Pompage et maintien hors d'eau des fouilles A&B	ff	1	500000	500000
Curage des vases au droit du parement barrage	m ³	175000	2000	3500000
Travaux de démolition				
Démolition appliquée de béton	m ³	50	101250	5062500
Traitement des surfaces démolies	m ²	150	10500	1575000
Travaux de bétonnage et de coffrage				
Bétonnage - Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté	m ²	75	25000	1875000
Acier - Fourniture et mise en place d'armature	kg	3250	300	975000
Acier - Fourniture et mise en place d'ancrages au béton existant	u	40	15850	634000
Forages et injections				
Forage pour différents diamètres et différentes profondeurs	ml	36750	11770	432547500
Fourniture de matériaux pour injections (coulis, mortier ou autres mélanges)	m ³	1000	18850	18850000
Drainage				
Equipements des forage en drain	ml	16000	27625	44200000
Matériaux drainants	m ³	6200	160000	992000000
Auscultation				
Equipements d'acquisition (centrale, poste informatique de surveillance)	ff	1	1150000	1150000
Télépendules	u	5	250000	1250000
Accélérographes	u	3	250000	750000
Système piézométrique	u	58	150000	8700000
Equipements divers (sonde de niveau, plaque de signalisation)	ff	1	680000	680000

Réseau géodésique (tachéomètres, prismes, réseau de nivellement)	ff	1	5300000	5300000
Monte-charge				
Evacuation des monte-charges existants	ff	1	1000000	1000000
Fourniture et pose - nouveau système monte-charges (matériel et personnel)	ff	1	12000000	12000000
Station de relèvement				
Evacuation de la station de relèvement existante	ff	1	500000	500000
Fourniture et pose - nouvelle station de relèvement (matériel et personnel)	ff	1	5000000	5000000
Vidange de fond				
Nouvelle grille de vidange de fond	ff	1	750000	750000
Réseau d'éclairage - nouveau réseau en galerie	ff	1	4000000	4000000

Total en H.T	1709259000
T.V.A 19%	324759210
Total en T.T.C	2034018210

Tableau V.2 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot2)

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Installation et repli du chantier				
Installation générale de chantier	ff	1	140000000	140000000
Travaux d'excavation				
Décapage	m ²	6000	200	1200000
Excavations en terrains meubles (type A)	m ³	75000	250	18750000
Excavations en terrains rocheux compacts (Type B)	m ³	25000	600	15000000
Pompage et maintien hors d'eau des fouilles A&B	ff	1	3000000	3000000
Curage des vases au droit du bassin de dissipation	m ³	15000	2500	37500000
Travaux de démolition				
Démolition en masse du béton	m ³	9900	14000	138600000
Traitement des surfaces démolies	m ²	1700	3000	5100000
Travaux de bétonnage et de coffrage				
Bétonnage - Fourniture et mise en œuvre de béton de propreté	m ³	32000	9050	289600000
Acier - Fourniture et mise en place d'armature	kg	3500000	140	490000000
Acier - Fourniture et mise en place d'ancrages au béton existant	u	650	70000	45500000
Joints de retrait - waterstop	ml	700	2700	
Forages et drainage				
Forage pour 100 MM pour 146 MM de diamètre	ml	350	12000	4200000
Equipements des forages en drains (tubes lisses et crépinés)	ml	250	1200	300000
Fournitures et installation d'ouvrages fusibles				
Fourniture et installation des ouvrages fusibles de crues sur plots 10-11-12	ml	50	2450000	122500000
Fourniture et installation des pièces fixes du systèmes	ff	1	6500000	6500000
Travaux divers				
Fournitures de serrureries diverses	kg	1000	600	600000
Défecteurs PK-Weir	u	4	95000	380000

Total en H.T	1318730000
Total en T.T.C	2888018700

Tableau V.3 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de confortement du barrage (Lot3)

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Portique de crête				
Nouveau portique de crête	ff	1	18000000	18000000
Rénovation appareils de levage				
Rénovation des appareils de levage (pont roulant, poutres de levage, armoire d'organes)	ff	1	2500000	2500000
Travaux électriques				
Travaux électriques au niveau de la rive droite (tableau basse tension, réseau d'éclairage..)	ff	1	5000000	5000000
Travaux électriques de crête en crête (armoire de distribution, réseau d'éclairage..)	ff	1	6500000	6500000
Travaux électriques dans le barrage (armoire vannes de prise, armoire vanne de vidange..)	ff	1	6000000	6000000
Maintenance des équipements				
Maintenance des équipements de vidange de fond (batardeaux, vanne..)	ff	1	5800000	5800000
Maintenance des équipements de prise d'eau (batardeaux, conduites, vanne jet creux, grille..)	ff	1	5500000	5500000
Rénovation de la cuve	ff	1	2000000	2000000
Maintenance du groupe électrogène	ff	1	4500000	4500000

Total en H.T	55800000
T.V.A 19%	10602000
Total en T.T.C	66402000

Conclusion : Le coût total des travaux de réhabilitations sont grossièrement estimés à un total de : 3669708910 (DA).

CHAPITRE VI:

Organisation et ordonnancement des travaux de réalisation

CHAPITRE VI:

Organisation et ordonnancement des travaux de réalisation

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir ;
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action ;
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers.

L'étude relative à l'organisation d'un chantier quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

L'ensemble des opérations essentielles dans l'organisation technique qui consiste à la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction, cette opération passe par les étapes suivantes :

- Etablir l'ordre chronologique et la cadence des travaux selon la disponibilité des moyens.
- Déterminer les conditions d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction.

VI.2 Travaux préparatoires et installation

Pour avoir une installation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail.

On distingue les installations suivantes dans un chantier :

VI.2.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil on trouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, infirmerie et les bureaux en nombre suffisant.

La base de vie doit au minimum être équipée en : eau potable, assainissement, électricité, et téléphonie.

Les circulations piétonnes doivent être matérialisées, celle-ci doivent permettre durant toute la phase de construction les circulations suivantes :

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;

- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux ;
- Et l'ensemble de cheminements qui seront réalisées par les ouvriers.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Le matériau de construction doit être stocké et protéger des facteurs climatiques et des intempéries. Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types existants. Les aciers sont stockés dans des hangars.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installations destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3 Matériel et personnel nécessaires

Concernant les moyens en personnels, l'entreprise devra indiquer nommément la personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leurs rôles et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toute personne qui travaille dans le chantier.

VI.3.1 Moyens humains

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du personnel nécessaire à ce projet :

- Contremaître ;
- Opérateur ;
- Chauffeur ;
- Ouvrier ;
- Ferrailleur ;
- Grutier ;
- Soudeur ;
- Coffreur ;
- Mineur ;
- Bétonnier ;
- Topographe.

VI.3.2 Matériels nécessaires

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à ce projet :

- Bulldozer ;
- Chargeur (à pneus et à chenilles) ;
- Camion benne ;
- Perforatrice ;
- Pelle hydraulique ;
- Pompe immergée ;
- Camion-citerne ;
- Compacteur à pied de moutons ;
- Pompe à béton ;
- Pompe à forage ;
- Pompe à injection ;
- Grue à portique ;
- Pelle butte ;
- Camion malaxeur ;
- Malaxeur à injection ;
- Camion grue ;
- Mini pelle hydraulique.

VI.4 Phasage des travaux

Le phasage des travaux est impérativement à respecter dans l'ordonnance suivant :

- Travaux primaires et l'installation du chantier : (Balisage, panneaux de signalisation, installations provisoires; base-vie , zones de stockage...etc.) ;
- Piquetage général du chantier et reconnaissances complémentaires : Il comprends l'ensembles des levés topographiques et repères de nivellement jugés nécessaire avant le début de l'exécution des travaux) ;
- Mise en sec de la retenue.
- Arasement du seuil de l'évacuateur de crue actuelle : Il s'agit de scier le béton armé le long des murs du seuil de l'évacuateur existant jusqu'à une cote avoisinant 221 m NGA au droit du redan du seuil ;
- Travaux de dévasement et de curage de vase ;
- Les travaux de décapage et d'excavation : L'élimination de la végétation ;
- Travaux de démolition ;
- Les travaux d'injection et de drainage : Les travaux consistent à l'injection de la fondation en rive droite et au pied de la rive gauche ainsi que le drainage du bassin de dissipation ;
- Construction de l'évacuateur de crue PK-Weir ;
- Construction de l'évacuateur de crue hausses fusibles ;
- Réalisation d'un nouveau bassin de dissipation ;
- Installation des dispositifs d'auscultation ;
- Rénovation des équipements hydro-électromécaniques ;
- Travaux de finition et remise en eau.

VI.5 Planification des travaux

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur de projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} ; \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

Q: Quantité de travail ;

N: Rendement ;

n: Nombre d'équipe.

Il existe deux types de plan de travail. :

❖ Plan de travail au plus tôt :

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie de moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

❖ Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée de moyens.

L'attribution des durées pour chaque opération est liée à la cadence optée :

a) Terrassements :

Pour les excavations de l'évacuateur de crue, le terrain permet de faire des cadences assez élevés sans contraintes particulières, La cadence moyenne adoptée pour les excavations de l'évacuateur est de 1000 m³/j (soit 25 000 m³/mois).

b) Remblais :

- La cadence de mise en place moyenne est de 6000 m³/j, soit 150 000 m³/mois.
- Cette cadence peut être dépassée en augmentant les équipements de mise en place et décompactage, mais compte tenu de la vulnérabilité des travaux de remblais aux conditions météorologiques, il est préférable que l'estimation soit conservatrice.

c) Béton :

Pour les bétons l'évacuateur de crue, une cadence de 200 m³/j a été adoptée. Les travaux étant à l'air libre et facile d'accès, cette cadence peut être facilement atteinte, voire dépassée selon les moyens mis en œuvre par l'Entrepreneur.

VI.5.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1 Symboles des opérations :

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation du chantier	A	3
Piquetage général du chantier et reconnaissances complémentaires	B	2
Mise en sec de la retenue	C	4
Arasement du seuil de l'évacuateur de crue	D	1
Dévasement et de curage de vase	E	3
Décapage et d'excavation	F	3
Travaux de démolition	G	3
Travaux d'injection et de drainage	H	5
Construction de l'évacuateur de crue PK-Weir	I	7
Construction de l'évacuateur de crue hausses fusibles	J	5
Réalisation d'un nouveau bassin de dissipation	K	2
Installation des dispositifs d'auscultation	L	4
Rénovation des équipements hydro-électro-mécaniques	M	2
Travaux de finition et remise en eau	N	3

VI.5.3 Technique de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.5.3.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) **Réseau à flèches** : l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.

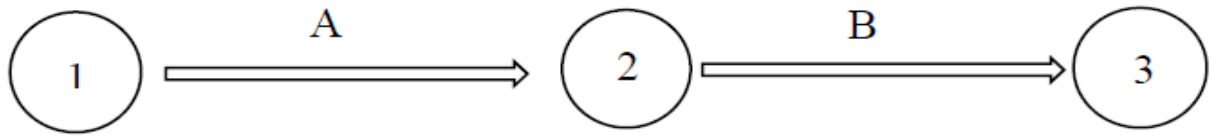


Figure VI.1 : Représentation du réseau à flèches

b) **Réseau à nœuds :** l'opération est représentée par un nœud est la succession des opérations par des flèches.

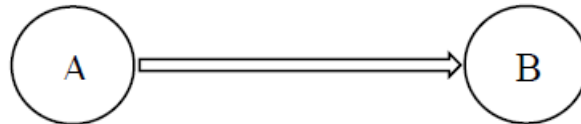


Figure VI.2 : Représentation du réseau à nœuds

Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau V.2 : Les paramètres du réseau à nœud

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

TR: Temps de réalisation ;

DCCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard ;

MT: Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR ;$$

$$DCCP_i = DFPP_i - TR ;$$

$$DFP_i = DCP_{i+1} .$$

❖ **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

Avec :

$$MT = 0 ;$$

$$\sum TR_{CC} = DTP .$$

- Pour le projet de confortement du barrage Cheurfas , on trouve une durée totale de 28 heures .Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustré dans la figure VI.3

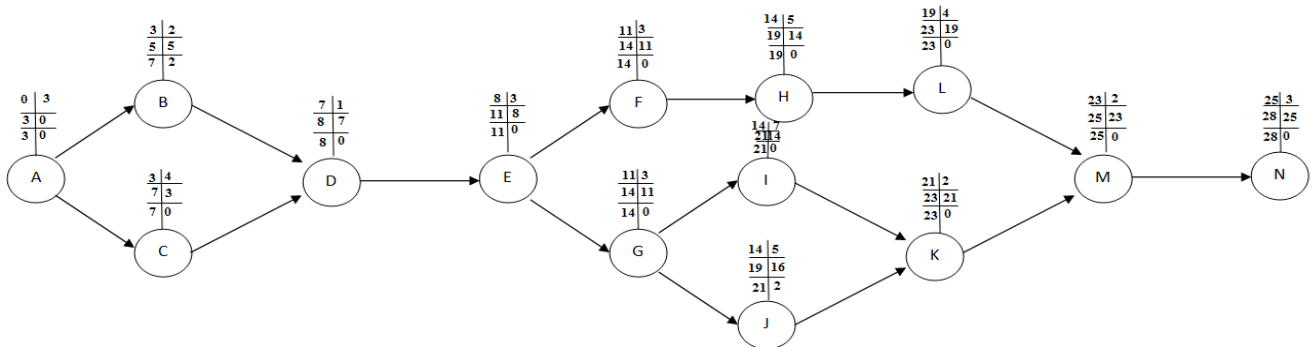


Figure VI.3:Réseau à nœud pour la réalisation des travaux de confortement du barrage Cheurfas .

VI.5.3.2 Planification par la méthode du tableau

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau VI.3 .

Tableau VI.3 : Chemin critique par la méthode du tableau :

Opération	T.R	D.P		D.P.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	3	0	3	0	3	0
2-3	4	3	7	3	7	0
2-4	2	3	5	5	7	2
3-4	0	3	3	7	7	4
4-5	1	7	8	7	8	0
5-6	3	8	11	8	11	0
6-7	3	11	14	11	14	0
6-8	3	11	14	11	14	0
7-9	5	14	19	16	21	2
9-10	0	14	14	21	21	7
8-11	5	14	19	14	19	0
10-12	4	19	23	19	23	0
11-12	2	21	23	21	23	0
12-13	2	23	25	23	25	0
13-14	3	25	28	25	28	0

VI.5.3.3 Planification par la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet le mieux visualiser les taches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau. Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur le réseau à flèche.

Le diagramme de GANTT est détaillé dans la planche n 06.

Conclusion

Ce chapitre nous à permis d'organiser le chantier du barrage des Cheurfas en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles et à temps si c'est possible, les taches à exécuter pour la réhabilitation de ce barrage.

Une grande importance a été donnée à l'organisation compatible de tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Malgré le planning établi, sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produits chimiques,).

La durée des travaux de confortement du barrage de Cheurfas II sont prévus pour 2 ans.

CHAPITRE VII:

Consignes de protection et de sécurité aux travaux
du chantier .

CHAPITRE VII :

Consignes de protection et de sécurité aux travaux du chantier .

Introduction

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Près de 2.78 millions d'entre eux sont mortels, d'autres (374 millions par an) ont pour suite une incapacité permanente, total ou partielle.

Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toute fois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents et les problèmes qui en découlent sont d'une grande importance sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout sur le plan humain.

L'objectif de ce chapitre sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier en traitant les dangers qui guettent les travailleurs à leurs sources. Plusieurs étapes sont à franchir : identifier, évaluer et éliminer sinon contrôler. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité » dont l'utilité est incontestable.

Ces règlements doivent être strictement respectés. Cela contribuera à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsable au cas où les dispositions de l'application des règles du chantier n'avaient pas été prises .

VII.1 Les différents risques professionnels

Les risques professionnels peuvent découler d'une activité mal maîtrisée, de postures contraignantes ou encore de l'utilisation de produits chimiques. Ils peuvent être à l'origine de dommages corporels ou psychologiques, de maladies, et avoir des effets immédiats. Bien connaître l'ensemble des risques susceptibles de se produire est donc impératif pour mieux les prévenir.

En fonction de l'activité, les risques professionnels sont de différentes natures :

- **Mécanique** : Heurts, écrasements, coupures et perforations, projections, contraintes posturales, gestes répétitifs.
- **Physiques** : Vibrations, niveau sonore, température, intempéries, niveau d'éclairage, qualité de l'air, incendie et explosion.
- **Chimiques** : Exposition à des substances chimiques, produits gazeux, cancérigènes, mutagènes, toxiques, corrosifs, irritants, allergisants .
- **Biologiques** : Exposition à des agents infectieux et allergisants par piqûre, morsure, inhalation .
- **Radiologiques** : Existence de radiations ionisantes, de rayonnements laser et/ou électromagnétiques.
- **Psychologiques** : Aggression physique ou verbale, harcèlement moral ou sexuel, stress, charges excessives.

VII.2 Les Causes des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

- Facteurs humains ;
- Facteurs matériels.

VII.2.1 Facteurs humains

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue ;
- La distraction ;
- Les gestes néfastes ;
- L'inaptitude mentale ou physique ;
- L'adoption de la solution de facilité.

VII.2.2 Facteurs matériels

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- Des outils et machines utilisés : implantation, entretien...etc.
- De l'exécution du travail : difficultés particulières ;
- Du lieu du travail : éclairage, conditions climatique...etc.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...etc.

VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée ;
- Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
- Matière défectueuse ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défauts dans la construction ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Stockage irrationnel ;
- Eclairage défectueux ;
- Facteur d'ambiance impropre ;
- Conditions climatiques défavorables.

VII.4 Actions dangereuses dans le chantier

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Imprudence durant le travail ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller ;
- Adopter une position peu sûre.

VII.5 Les mesures de préventions contre les accidents

La prévention réunit l'ensemble des démarches, dispositions et mesures dont le but est d'empêcher l'apparition de phénomènes indésirables ou d'en limiter la portée. Elle suppose donc une connaissance préalable suffisante de ces phénomènes.

On peut classer les mesures de prévention dans l'échelle STOP :

Tableau VII.1 : Combinaison des niveaux d'action et des classes de mesure :

	Préventions à la source du danger	Préventions à l'interface	Prévention à la cible
Mesures S (stratégiques)	<ul style="list-style-type: none"> • Substitution de matière. • Changement de procédé. 	<ul style="list-style-type: none"> • Automatisation. • Subdivision du chantier 	<ul style="list-style-type: none"> • Critères de sélections des opérateurs.
Mesures T (techniques)	<ul style="list-style-type: none"> • Production en continu d'un réactif. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ventilation. • Restriction physique d'accès. 	<ul style="list-style-type: none"> • Acquisition d' E.P.I appropriés
Mesures O (organisation)	<ul style="list-style-type: none"> • Consigne d'intervention en cas d'excursion 	<ul style="list-style-type: none"> • Restrictions d'accès par balisage 	<ul style="list-style-type: none"> • Organisation des premiers secours
Mesure P (personnels)	<ul style="list-style-type: none"> • Formation à la conduite du processus 	<ul style="list-style-type: none"> • Instructions sur les dangers du processus 	<ul style="list-style-type: none"> • Instruction à l'usage des EPI

VII.5.1 Démarches de prévention

La démarche de prévention des risques liés aux machines doit respecter les principes généraux de prévention tels que définis dans le Code du travail :

- Éviter les risques ;
- Évaluer les risques qui ne peuvent être évités ;
- Combattre le risque à la source ;
- Adapter le travail à l'homme ;
- Tenir compte de l'évolution de la technique ;
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui est moins dangereux ;
- Planifier la prévention ;
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle ;
- Donner des instructions appropriées aux travailleurs.

À ce titre, cette démarche de prévention s'attache en priorité, lors de la conception, à supprimer ou réduire le risque à la source : de préférence les technologies et produits les moins dangereux doivent être choisis (prévention intrinsèque). Lorsque le risque ne peut être éliminé, des protecteurs et/ou des dispositifs de protection collectifs doivent être mis en place. Si des risques résiduels subsistent, les utilisateurs doivent en être informés et les équipements de protection individuelle (EPI) appropriés doivent être utilisés.

D'autres mesures de prévention sont également à mettre en œuvre par les employeurs, notamment en exploitant le contenu des notices d'instructions : mise en place d'une organisation du travail adaptée, rédaction de consignes d'utilisation, choix des équipements de protection individuelle, mise au point de procédures pour sécuriser les opérations telles que les réglages et la maintenance, information et formation des personnels.

VI.5.2 Protection collective

VI.5.2.1 Ergonomie de l'engin

- Poste de conduite ergonomique avec siège adapté ;
- Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

VI.5.2.2 Sécurité du chantier

- Entretien des pistes de circulation ;
- Signalisation temporaire et balisage du chantier ;
- Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités, vitesses autorisées, limitation des charges ;
- Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs ;
- Adéquation de l'engin à son usage.

VI.5.2.3 Réglementations routières

Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque l'engin doit être immobilisé par des calés et arrimés par des câbles, et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement exige une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entrave le passage du porte-engin et de son chargement.

VI.5.2.4 Formation du conducteur

Le Code du travail fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté :

en effet, le chef d'établissement doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité.

VI.5.3 Protection personnelle :

- La conduite d'engins de chantier soumet les conducteurs à des vibrations qui, à la longue, peuvent provoquer des problèmes de dos. La récente réglementation impose de limiter l'exposition des travailleurs à ce type de vibrations. Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des lombalgies qui sont reconnues comme maladies professionnelles. Afin de limiter leurs apparitions, de nombreuses mesures

de prévention peuvent être mise en place : réduction des amplitudes vibratoires, choix du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire ;

- Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière ;
- Gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement ;
- Casque de chantier de protection de la tête ;
- Protection auditive ;
- Chaussures ou bottes de sécurité ;
- Lunettes de sécurité.

VI.5.4 Prévention médicale :

La prévention comporte également un volet médical qui vient compléter les mesures de prévention collectives et individuelles.

A partir de la confrontation des données médicales de l'individu d'une part et des connaissances des conditions de travail d'autre part, le médecin du travail peut :

- Déterminer l'aptitude du sujet à être affecté à tel ou tel poste de travail ;
- Apprécier le risque pour l'individu d'une éventuelle altération de son état de santé du fait de son activité professionnelle ;
- Déceler précocement toute pathologie en relation avec l'activité professionnelle ;
- Dépister des problèmes de santé sans lien avec le travail proposer des mesures de prévention nécessaires ;
- Évaluer l'efficacité des mesures de prévention mises en œuvre.

Conclusion :

L'hygiène du travail est la discipline qui va contribuer le plus efficacement à la gestion des risques chroniques traditionnels qui sont encore loin d'être suffisamment maîtrisés, tant dans les pays en développement que dans les pays plus industrialisés.

Cependant, il est important que l'application des principes de l'hygiène du travail se fasse dans une perspective plus large ou la problématique globale de la santé et du bien-être des travailleurs est prise en compte.

C'est pourquoi une approche participative est nécessaire et elle doit se faire en adéquation avec l'état de développement du pays considéré, de ses propres valeurs, de son système socioculturel et législatif, de ses ressources ainsi que la culture spécifique de l'entreprise elle-même.

CONCLUSION GENERALE :

La révision périodique des barrages en béton s'impose, car ils subissent des phénomènes de vieillissement plus ou moins rapides qui altèrent leur structure et affaiblissent leur étanchéité et leur stabilité.

Le barrage Cheurfas, construit il y a presque 30 ans, crée une retenue qui permet de subvenir au besoin eau potable et en irrigation de la région du SIG. Cet ouvrage a fait récemment l'objet d'études de diagnostic en vue de sa réhabilitation.

La réhabilitation de l'ouvrage est devenue nécessaire consécutivement à son état actuel, au fil des années, sur les réserves de stabilité présentées par l'ouvrage. Une campagne de reconnaissances géotechniques a déjà été menée afin d'améliorer la connaissance du contexte géologique de l'ouvrage en fondation, et de préciser les paramètres mécaniques, hydrauliques et conceptuels du barrage et de sa fondation dans le but de réaliser des calculs de stabilité complémentaires.

Parmi les renseignements de la campagne discutés dans cette étude, on citera notamment : la complexité de la faille en fondation de la rive gauche du barrage ; l'aléa géotechnique important lié au drainage peu fonctionnel en raison de la mauvaise étanchéité de la rive droite du barrage.

Après la réévaluation de l'hydrologie du barrage, on note aussi que l'évacuateur de crue du barrage a été sous-dimensionné et est incapable de faire face aux crues exceptionnelles.

Nous avons finalement abouti à proposer ce qui suit :

- Le renforcement des fondations et traitements de fuites par injections ;
- La démolition et changement de l'évacuateur de crue ;
- La reprise du système de drainage et du bassin de dissipation ;
- La rénovation des dispositifs d'auscultation et les équipements hydromécaniques.

Ces solutions présentent l'avantage d'apporter un gain de stabilité important, immédiat et maîtrisé tout en étant économique.

References bibliographiques :

1. Bagilishya J. (1990). Etude de faisabilité du barrage Cheurfas 2 : pp. 15-17.
2. Anne Domzig (2006) Déformation active et récente, et structuration tectono-sédimentaire de la marge sous-marine algérienne : pp.52.
3. Malchaire J.B. (2004). The SOBANE risk management strategy and the Déparis method for the participatory screening of the risks, Int Arch Occup : Health77, pp. 440-450.
4. Schietecatte A. et Malchaire J (2004). Evaluation de la méthode Déparis dans le cadre d'un projet de réorganisation, Médecine du Travail et Ergonomie : Vol 41, pp. 43-48.
5. D.Kahlerras (2018). Cours de protection et sécurité de travail : pp. 12-38.
6. ISL. (2014) . Rapport de comportement : pp.72-80.
7. ISL. (2015). Rapport de visite détaillée et diagnostic des équipements hydro-électro-mécaniques.
8. ISL. (2014). Etudes des crues et débitance des ouvrages : pp. 15-30.
9. Expertise et Diagnostic – Rapport de comportement , ISL , 2014.
10. Etudes des crues et débitance des ouvrages , ISL , 2014.
11. Degoutte G. et Royet P. (1992). Hausses fusibles sur déversoirs de barrages, Augmentation de la capacité utile des retenues ou de la sécurité des évacuateurs de crues. CEMAGREF : n° 15, note 1.
12. Lemperiere F.(2005). Low cost increase of dams storage and flood mitigation: the Piano Keys Weir; International Commission on Irrigation and Drainage; Nineteenth Congress Beijing : pp. 23.
13. Lempérière F. and Ouamane A. (2003). The Piano Keys weir: a new cost-effective solution for spillways. International Journal on Hydropower& Dams : Vol 10, pp. 145-149.
14. Lemperiere, F.et Ouamane, A.(2008) : Conception d'une nouvelle forme économique de déversoir : pp.125.
15. Lamas J. (1993) : Hydrologie générale. Principes et applications : 2eme édition. Montréal : pp. 89-95.
16. CIGB ICOLD (2014) , Flood Evaluation and Dam Safety , pp. 124.
17. Touaibia. B (2004). Manuel pratique d'hydrologie Blida. Presses Madani Frères. Blida: pp. 164.
18. El jabi et al. (1987). Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal ; Édition : 2eme, pp. 63.
19. Touaibia. B et Benlaoukli. B (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires . pp. 152-163.
20. Marche C (2004.)Barrages : Crues de rupture et protection civile hydropower & Dams ; Volume : Three, Issue Four, pp.62 – 66.

References sitographiques :

1. Brevet de la hausse fusible
: <https://www.google.com/patents/WO2009050342A1?cl=fr>. (consulté le 15/06/2020).
2. Hydroplus :
http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/hausse_classique.htm&lng=L1 (17/06/2020).

Annexe A : Test d'adéquation khi-deux

Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

Annexe B : Abaque pour dimensionnement bassin de dissipation type II

