

Université d'Oran 2

Faculté des Sciences de la Terre et de l'Univers

MEMOIRE

Pour l'obtention du diplôme
de Master En Risques
Géologiques

**Evaluation des risques associe à la rupture du barrage de GAR-GAR
RELIZANE**

Présenté et soutenu par :

Melle : **MOKHTAR Nasrine**

Devant le jury composé de :

Mr. NADJI Abdelmansour	Professeur	Université d'Oran 2	Président
Mr. MANSOUR Hamidi	Professeur	Université d'Oran 2	Encadreur
Mr. FOUKRACHE Mohamed	Maître-Assistant A	Université d'Oran 2	Examineur
Melle. ABLAOUI Halima	Maître-Assistant A	Université d'Oran 2	Examineur

Année 2024/2025

Remerciements

Avant toute chose, nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur, Monsieur Djamal Ben Adouda, ingénieur en hydraulique, pour sa disponibilité constante, ses conseils avisés et son accompagnement tout au long de ce projet. Nos remerciements vont également à Monsieur Hamid Mansour, notre encadreur universitaire, pour sa précieuse orientation, sa rigueur et son soutien bienveillant.

Nos sincères remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants du département de géologie, qui ont su, tout au long de notre parcours, nous transmettre leur savoir et leur passion.

Nous exprimons notre reconnaissance aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce travail :

- Monsieur Nadji, en sa qualité de président du jury,*
- Monsieur Fokrach, en tant qu'examineur.*

Enfin, nous remercions du fond du cœur toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mokhtar Nasrine

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail comme un témoignage de respect et
de profonde gratitude :*

*À ma chère mère, source inépuisable d'amour, de patience et de
prières.*

*À mon père, que Dieu entoure de Sa miséricorde, pour ses
sacrifices et son soutien indéfectible tout au long de ma vie.*

*À mes frères et sœurs, ainsi qu'à l'ensemble de ma famille,
pour leur présence, leur affection et leur encouragement.*

*À ma chère mon amour RAYANE , pour leur soutien moral et
leur aÀ celle qui a toujours été la lumière dans l'obscurité de
mes jours,*

À celle qui incarne le vrai sens de l'amitié,

et qui remplit mon cœur de paix à chaque mot prononcé...

Rayan, fleur de loyauté et compagne de route,

Reçois tout mon amour et une prière sincère du fond du cœur :

*Que tu sois toujours heureuse, aussi rayonnante que tu le
mérites,*

Résumé :

Au cours des dernières années, les agences gouvernementales ainsi que le grand public à travers le monde ont pris davantage conscience des risques liés à la rupture des barrages, pouvant entraîner des inondations catastrophiques. Dans cette optique, plusieurs normes, lois et travaux de recherche ont été mis en place afin de réduire les risques de rupture et d'évaluer les conséquences d'un tel événement.

Le barrage de **Gar-Gar**, situé dans la wilaya de **Relizane**, au nord-ouest de l'Algérie, présente un envasement critique estimé à environ **25 mètres** au-dessus du fond initial de l'oued, ce qui pourrait compromettre sa stabilité.

Ce travail porte sur **l'étude de la stabilité et de l'auscultation** de ce barrage. Une simulation numérique de l'onde de rupture potentielle a été réalisée. Par ailleurs, une analyse des conditions géologiques et des dispositifs d'auscultation a permis de proposer des implantations adéquates pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité de l'ouvrage.

Mots-clés : Barrage, Stabilité, Auscultation, Gar Gar, Nord-Ouest Algérien.

Station, Gar Gar, Nord-Ouest Algérien.

الملخص:

في السنوات الأخيرة، أصبح كل من الهيئات الحكومية والجمهور حول العالم أكثر وعيًا بالمخاطر المحتملة لانهدام السدود، وما قد ينجر عنها من فيضانات كارثية. وفي هذا السياق، تم وضع معايير وتشريعات وإنجاز بحوث علمية تهدف إلى تقليل خطر الانهيار وتقييم العواقب المترتبة عنه.

يعاني سد قار قار، الواقع في ولاية غليزان شمال غرب الجزائر، من حالة ترسب حرجة تُقدّر بحوالي 25 مترًا فوق القاع الأصلي للوادي، وهو ما قد يشكل خطرًا على استقراره.

يتناول هذا العمل دراسة استقرار وسبر هذا السد، حيث أُنجزت محاكاة عددية لموجة الانهيار المحتمل، وتم تحليل الظروف الجيولوجية وأنظمة السبر المعتمدة، مع اقتراح مواقع مناسبة لضمان حسن أداء المنشأة وضمان سلامتها.

Abstract:

In recent years, both government agencies and the public worldwide have become increasingly aware of the risks associated with dam failures, which can lead to catastrophic flooding. To improve safety, various standards, regulations, and research efforts have been implemented to reduce the likelihood of dam failure and to assess its potential consequences.

The **Gar Gar dam**, located in the **Relizane province** in northwestern Algeria, is experiencing a critical level of sedimentation estimated at about **25 meters** above the original riverbed, posing a potential threat to its structural stability.

This study focuses on the **stability analysis and monitoring** of the Gar Gar dam. A numerical simulation of a potential dam-break wave has been carried out. Additionally, the geological conditions and monitoring systems were examined, and suitable placements for instrumentation were proposed to maintain optimal safety conditions for the structure.

Keywords: Dam, Stability, Monitoring, Gar Gar Dam, Northwestern Algeria.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : LE RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES

Figure N° I.1 : Le barrage de Mal passé avant et après sa rupture.....	8
Figure N° I.2 : Barrage de Teton avant et après la rupture	9
Figure N° I.3 : Le barrage de l'oued Fergoug avant la catastrophe de 1927	10
Figure N° I.4 : Vue du barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927.....	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure N° II.1 : Barrage de Gargar.....	15
Figure N° II.2 : Localisation du barrage de Gargar.....	16
Figure N° II.3: Carte de situation de bassin versant de l'Oued Rhiau.	18
Figure N° II.4 : Carte des pentes de bassin versant de l'Oued Rhiau	19
Figure N° II.5 : Carte géologique de bassin versant de l'Oued Rhiau	23
Figure N° II.6. : Occupation de sol de bassin versant de l'Oued Rhiau	24
Figure N° II.7 : . : Carte de réseau hydrographique de bassin versant	28
Figure N° II.8 : Construction de la digue de barrage du Gar-Gar	30
Figure N° II.9 : : Vue en plan de l'aménagement.	33
Figure N° II.10 : Vue de la digue du barrage de Gargar (Benfetta, 2004)	33
Figure N° II.11 : L'évacuateur de crues du Barrage de Gar-Gar.	34
Figure N° II.12. : GALERIE VIDANGE DE FOND	35
Figure N° II.13. : Coupe à l'axe de la digue représente l'injection du voile principal et les forages de contrôle.	36
Figure N° II.14. : Coupe longitudinale représente le puits, galerie et restitution	37
Figure N° II.15. : Puits de prise d'eau	37
Figure N° II.16 : Galerie rive droite (coté 76)	38
Figure N° II.17. : Galerie rive gauche (coté 79).....	39
Figure N° II.18. : Galerie d'injection (coté 130).....	39
Figure N° II.19. : Profil type de la digue.....	40
Figure N° II.20 : conditions hydrologique d'oued gargar.....	42.
Figure N° II.21 : Station climatologique.....	43

CHAPITRE III : Méthodologie de travail

Figure N° III.1 : Equipement installé.....	48
Figure N° III.2 : Ouvrage de sortie.....	49
Figure N° III.3 : Vue en Plan Auscultation.....	51
Figure N° III.4 : Piézomètre P1 du barrage gar gar	52
Figure N° III.5 : Lecture de niveau d'eau du piézomètre PR12, à l'aide d'une sonde hydroélectrique de mesure de niveau.	52
Figure N° III.6 : Raccordement des Cellules des pressions interstitielles de barrage Gargar ...	54
Figure N° III.7 : Barrage-poids :(a) profils transversaux types ;(b) profil-type du barrage de la grande Dixence.	58
Figure N° III.8 : Situation de non-stabilité au renversement.....	60
Figure N° III.9 : Forces dues au poids propre P, à la poussée de l'eau E et à la sous-pression	62
Figure N° III.10 : Contraintes sur la fondation sous cas de chargement normal.....	63
Figure N° III.11 : surfaces de glissement potentielles avec leurs caractéristiques	65

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : LE RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES

Tableau I.1 : Exemple de danger et de dégâts affectant les barrages et leurs fondations. (Anton j.Schluisset, Henri p).	6
Tableau N° I.2 : Statistiques des ruptures des barrages (Lonis, S, 1999)	12
Tableau N° I.3 : Rupture des ouvrages dans le monde	13
Tableau N° I.4 : Rupture des ouvrages selon le type	13

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau N° II.1 : Volume d'eau consommé du Gargar (1993-2018)	25
Tableau N° II.2 : Le réseau hydrographique de bassin versant de l'Oued Rhiau.	27
Tableau N° II.3 : RETENUE DU BARRAGE	31
Tableau N° II.4 : Les dimensions de l'EVACUATEUR DE CRUES.....	33

CHAPITRE III : Méthodologie de travail

Tableau n° III.1. Piezometres ouverts (digue).....	53
---	----

TABLE DE MATIERES

Remerciements

Dédicace

Résumé

TABLE DE MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GÉNÉRALE 1

CHAPITRE I : LE RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES

I. INTRODUCTION	3
I.1. La rupture de barrage	3
I.2. Les cause de rupture	4
I.3. Danger et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations	6
I.4. Les modes de rupture	7
I.4.1. Rupture brutale	7
I.4.2. Rupture graduelle	7
I.5. Les Exemples de rupture	7
I.5.1. Les Exemples de rupture Dans le monde	7
I.5.2. Les Exemples de rupture de barrages en Algérie	9
I.6. Les ruptures des barrages et leurs statistiques	11
I.6.1. Nombres total des ouvrages	11
I.6.2. Recensement et statistiques des ruptures.....	11

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II-1 INTRODUCTION	15
II.2. Localisation du barrage de Gargar	16

II. 3 : Historique de la construction du Barrage de GAR-GAR	17
II.4 : Situation géographique de bassin versant de l'Oued Rhiau	17
II.5 La géologie du bassin:	20
II.5.1 : La deuxième ère :.....	20
II.5.2 :troisième ère géologique :.....	21
II.5.3 : Le quatrième ère géologique :.....	22
II.6 : Enjeux socio-économique de barrage de Gargar.....	25
II.7: Le réseau hydrographique.....	27
II.8 : SISMICITE.....	29
II.9 : VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU.....	29
II.10 : Description de l'ouvrage	30
II.11 : CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE DE GAR-GAR.....	30
II.11.1 RETENUE DU BARRAGE DE GAR-GAR	31
II.11.2 : la digue de barrage gargar	32
II.11.3 : EVACUATEUR DE CRUES	33
II.11.4 : GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE ET DE VIDANGE DE FOND	34
II.11. 5 : Puits de prise d'eau	35
II.11.6 : VOILE D'ETANCHEITE	35
II.11.7 : GALERIE DE PRISE D'EAU INFÉRIEURE	36
II.11.8 : GALERIE DE PRISE D'EAU SUPÉRIEURE	36
II.11.9 : Puits de prise d'eau	37
II.11.10 : GALERIES D'INJECTION ET DE DRAINAGE	37
II.11.11 : GALERIE RIVE DROITE (COTE 76)	38
II.11.12 : GALERIE RIVE GAUCHE (COTE 79)	38
II.11.13 : GALERIE D'INJECTION (COTE 130)	39
II.11.14 : GALERIE D'INJECTION (COTE 130)	39
II.12 : LA GÉOLOGIE	40
II.12. 1 : RECONNAISSANCES PRÉLIMINAIRES ANCIENNES	40
II.12.2 : RECONNAISSANCES EN PHASE D'A.P.D.	40
II.12.3 : RECONNAISSANCE EN PHASE DE PROJET D'EXECUTION	41
II.12.4 : GALERIES DE RECONNAISSANCES	41

II.13 : HYDROLOGIE	41
II.13.1 : PRECIPITATION ANNUELLE MOYENNE	41
II.13.2 DEBITS D'APPORT	42
II.13.3 APPORTS SOLIDES	42
II.13.4 DEBIT DE POINTE DE CRUE (RENTANT)	43
II.13.5 DEBITS LAMINES (SORTANT)	43
II.14. STATION CLIMATOLOGIQUE	44
II.15. CONCLUSIONS	44

CHAPITRE III : Méthodologie de travail

III.1. Données générales sur le barrage de GAR GAR	46
III.1 ETAT DU BARRAGE ET SES OUVRAGES	46
III.1.1 RESERVE	46
III.1.2 LEVES BATHYMETRIQUES	46
III.1.3 D I G U E	46
III.1.4 AUSCULTATION	47
III.1.5 ACCELEROGRAPHES	47
III.1.6 AUSCULTATION EXTERNE	47
III.2 EQUIPEMENTS ET INSTALLATIONS HYDROMECHANQUES	47
III.2.1 MATERIEL HYDROMECHANIQUE ET ELECTROMECHANIQUE	47
III.3 EQUIPEMENTS ET INSTALLATIONS ELECTRIQUES	50
III.3.1 INSTALLATIONS ELECTRIQUES	50
III.3.2 INSTALLATIONS DE FORCE MOTRICE	50
III.3.3 INSTALLATIONS D'ECLAIRAGE	50
III.3.4 INSTALLATIONS DE PARAFoudre	50
III.3.5 INSTALLATIONS DE COMMUNICATION	51
III.3.6 AUSCULTATION DU BARRAGE	51
III.3.7 DISPOSITIFS D'ENREGISTREMENT DU NIVEAU DE LA RETENUE	54
III.3.8 CELLULE DE PRESSION INTERSTITIELLE	54
III.3.9 TYPES DE PIEZOMETRES	55
III.3.10 PIEZOMETRES DANS LA DIGUE ET ENVIRON	55

III.3.11 PIEZOMETRES INSTALLES A PARTIR DES GALERIES	55
III.3.12 PRESSIONS TOTALES	55
III.3.13 INCLINOMETRES	56
III.3.14 ACCELEROGAPHES	56
III.4 MOYENS MATERIELS DANS BARRAGE	56
III.5 MOYENS DE SECOURS ET LUTTE CONTRE L'INCENDIE EXISTANT	57

III.5 : Control et sécurité de digue du Barrage Gargar :	57
III.5.1 Forme générale	57
III.5.2 Sollicitations et contrôles essentiels	59
III.5.3 Application des données pour la stabilité de barrage de gar gar.....	61
III.5.3.1.Sécurité au renversement généralisé	61
III.5.3.2.Calcul du moment de stabilité	64
III.5.3.3. Sécurité au glissement.....	64
III.5.3.4. Les surface de glissement et leur résistance	65
III.5.3.4.1.Les résultats du Calcul de la force de glissement	66
III.5.3.4.2.Amélioration de la sécurité au glissement	66
III.5.3.4.3. Sécurité au soulèvement	68
III.5.3.5. Sécurité à la rupture	69
III.6.Conclusion.....	69
CONCLUSION GÉNÉRALE	70

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les barrages en terre ou en remblais sont les barrages les plus répandus dans le monde, représentent environ 70% des grands barrages, leur grande proportion s'explique par leur simplicité d'exécution, et leur faible coût de construction.

Les barrages retiennent des volumes d'eaux parfois impressionnantes. Ce sont de véritables ouvrages d'art mais issue de technologie humaine, donc faillibles. (Marche, H, 2008).

Les accidents dus à des ruptures de barrages qui ont eu lieu par le passée sont très rares mais leurs conséquences ont souvent été catastrophiques, on leur attribue plus de 8 000 pertes de vie depuis 1900 ainsi que des pertes économiques considérables (Marche, H, 2008).

Les études de rupture constituent des éléments fondamentaux de l'analyse de sécurité d'un barrage. Elles donnent une idée précise des écoulements qui se propageraient vers l'aval, des zones qui recevraient l'eau de la crue et du temps dont pourraient disposer la population pour s'en protéger. Les conséquences des ruptures éventuelles peuvent être étudiées.

La rupture du barrage Fergoug en 1927 à cause de l'insuffisance du déversoir, montre que les premiers barrages Algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas maîtrisées. (Bouhali, M, 2006)

Le nombre de barrages vieillissants en Algérie est important, la majorité de ces ouvrages sont touchés par de sérieux problèmes tels que l'envasement, problèmes de fondation, fuites ...etc. (Derdous, O, 2016)

CHAPITRE I :

LE RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES

CHAPITRE I : LE RISQUE DE RUPTURE DES BARRAGES

I. INTRODUCTION

Les barrages suivant les matériaux de construction se subdivisent en barrage en terre ou remblais et en Béton. Les barrages en terre, ou en remblais, sont les barrages les plus répandus dans le monde, ils peuvent être réalisés à partir de sols naturels meubles prélevés à proximité du site de l'ouvrage. Ou en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériaux de carrière concassés.

Plusieurs phénomènes peuvent affecter la stabilité des barrages. Outre les caractéristiques de la fondation et son interaction avec le sous-sol, certains phénomènes liés à l'eau peuvent également compromettre la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. Le transport des sédiments dans le réseau hydrographique des bassins versants, ainsi que leur dépôt dans les retenues, pose de sérieux problèmes aux exploitants. Leur résolution s'avère souvent coûteuse.

Non seulement la capacité utile du barrage se réduit progressivement à mesure que les sédiments s'accumulent dans la retenue, mais en plus, l'enlèvement de la vase constitue une opération délicate et complexe. Cette opération nécessite souvent la mise hors service de la retenue, ce qui est pratiquement impossible dans les régions arides et semi-arides.

I.1. La rupture de barrage :

La rupture d'un barrage est un phénomène plutôt rare, mais, lorsque qu'il survient, il donne naissance à une véritable catastrophe à cause de la libération brutale de la quantité d'eau stockée sous forme d'une onde de crue avec des vitesses et des hauteurs d'eau impressionnantes emportant tout sur son passage (Anhtuan, L, 2012). Aucune crue naturelle ne peut rivaliser avec la violence et la rapidité de celle issue de la rupture d'un barrage.

I.2. Les cause de rupture :

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres :

a) Des problèmes techniques :

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des problèmes.

Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

b) Des causes naturelles :

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements, par exemple un barrage en remblai barrage de GAR-GAR est ceci notre projet de fin d'étude.

Le quart des ruptures recensées en exploitation sont liées à des crues ; les ouvrages les plus affectés sont les barrages en remblai du fait de leur sensibilité à la submersion.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.).

c) Des causes humaines :

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance. Ainsi le drame du Drac en 1995 reste présent dans de nombreuses les

mémoires : la montée brutale des eaux du Drac, le 4 décembre 1995 à la suite de la manoeuvre d'une vanne usinière a causé la mort de six enfants et un adulte qui randonnaient dans le lit de la rivière. (Patrick Le Delliou, 1995

I.3. Danger et dégâts pouvant affecter un barrage et ses fondations :

Tableau I.1 : Exemple de danger et de dégâts affectant les barrages et leurs fondations. (Anton j.Schluisset, Henri p).

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondation	Retenue
Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	Augmentation exceptionnelle du niveau du plan d'eau	
Déformation exceptionnelle Déformation irréversible Déplacement différentiel des plots Déplacements des appuis Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage Fissuration Perte de section Gonflement	Déformation Exceptionnelle Tassement du barrage, des fondations (diminution de la revanche) Tassement différentiel Dégâts et détérioration du corps de l'ouvrage Action des vagues Formation de terriers, refuges pour animaux Développement de la végétation (arbres, plantes)	Déformation exceptionnelle Déformation des appuis Déplacement différentiel des appuis tassement Dispositif d'étanchéité défectueux Dégradation du voile d'injection	Défaut d'étanchéité de la cuvette
Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des sous-pressions	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des pressions interstitielles (perte de résistance au cisaillement)	Augmentation de la percolation, de la circulation d'eau Système de drainage inefficace ou défectueux (obstruction des drains) Augmentation des sous-pressions, des pressions interstitielles	Alimentation de sources à l'aval
Submersion du couronnement Erosion externe (parement aval)	Erosion interne dans le corps du barrage (piping) Submersion du Couronnement Action des vagues Erosion externe (dégâts au couronnement, aux parements et en pied du barrage)	Erosion interne (piping) Affouillement	Glissement de versant Eboulement Chute de glaciers Avalanches
Instabilité (risque de glissement, de renversement) Fissuration au contact béton-rocher au pied amont	Instabilité des talus Affaissement locaux	Surface de glissement Potentielle Fissuration au contact béton-rocher au pied amont	Glissement de versant
Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond, évacuateur de crue) Défaillance de fonctionnement/ organes de décharge Bloqués	Obstruction d'un organe de décharge (vidange de fond évacuateur de crue), Défaillance de fonctionnement/ organes de décharge bloqués		Alluvionnement Dépôts de sédiments Apports de débris flottants, transport d'arbres Débâcle des glaces

I.4. Les modes de rupture :

De manière générale et par observation des cas de rupture, il existe deux modes :

I.4.1. Rupture brutale :

Ce mode de rupture est caractérisé par un effacement instantané du barrage accompagné d'une vidange rapide et simultanée de la cuve. Ce mode est très dangereux car il est imprévisible, il caractérise surtout les barrages rigides.

I.4.2. Rupture graduelle :

Ce mode de rupture est moins endommageant que le précédent car il est prévisible. Il se produit progressivement suite à des fissurations ou érosions. Ce mode de rupture est le plus répondu dans la grande majorité des cas de rupture de barrages notamment les remblais.

I.5. Les Exemples de rupture :

I.5.1. Les Exemples de rupture Dans le monde

À travers le monde, environ 2000 ruptures de barrages sont enregistrées. Dans cette partie on se limitera à quatre cas de ruptures :

· Mal passet- France (1959)

La rupture du barrage de Mal passet a profondément marqué les esprits. Si l'étude de ses causes techniques a fait l'objet de nombreuses publications, ce n'est pas le cas des causes humaines. Les travaux du psychologue anglais James Reason ont permis, au début des années 1990, un changement de paradigme dans la compréhension des causes d'accidents : d'une approche centrée sur l'opérateur et « l'erreur humaine » vers une approche portée sur le système sociotechnique et la « défaillance organisationnelle ».

L'article étudie les dimensions humaines de l'accident de Mal passé, pour lequel la Cour de cassation n'a retenu « aucune faute, à aucun stade ». En relisant les événements à la lumière des théories actuelles, il vise à montrer l'impact potentiel des facteurs humains et organisationnels. Il doit ainsi permettre une prise de distance face aux causes techniques car si les avancées en matière de modélisation mettent à l'abri de beaucoup de « pièges de la nature », les facteurs humains apportent, eux, un éclairage nouveau à la sécurité de toute installation. (Dunglas)



Figure N° I.1 : Le barrage de Mal passé avant et après sa rupture

· Teton-Idaho (U.S.A) (1976)

Le barrage de Teton est un barrage en terre à zones sur la Teton River à 21 km de la ville de Rexburg dans l'Idaho (U.S.A.). Il s'agissait d'un important ouvrage de 93 m de hauteur et de 52.5 m d'épaisseur en pied. Il était muni d'un noyau imperméable en silt éolien. La capacité de la retenue était de 356.106 m³ (Cemagref, 1989)

La fondation est formée d'un tuf hylétique très fissuré et donc fortement perméable.

Un d'eau d'injection de grande ampleur avait été mis en place. Toutefois l'extrême perméabilité en rive droite avait conduit les concepteurs à prévoir une tranchée d'ancrage de 21 m de profondeur remplie avec le matériau du noyau. Ce silt s'est révélé fortement recodable.

Le matin du 5 juin 1976, quelques mois seulement après sa première mise en eau une brèche s'est apparue en rive droite au contact barrage-appui, un premier écoulement a été remarqué d'environ 50 l/s à 40 m sous la crête du barrage à 7h du matin. Une demi-heure plus tard une source d'eau chargée, de 400 à 600 l/s apparaît 50 m plus bas.

- A 9h 10, les deux sources se développent et une gouttière d'érosion apparaît en rive droite.

La source basse atteint 1,1 m³/s.

- A 10 h 30, la source haute atteint 0,5 m³/s, la gouttière d'érosion s'accroît.

- A 10h 40, l'ordre d'évacuation est donné à l'aval. Un vortex apparaît dans la retenue à 11 h.

- A 11h 50, le tunnel d'érosion atteint la crête qui s'effondra 5 mn plus tard. A 11h 57 la brèche est formée et le réservoir se vide. Le débit atteint alors 70.000 m³/s. La brèche à 350m de large et représente 40 % du volume de la digue.

Grâce à une alerte improvisée à l'aval, cette rupture n'a fait que 11 morts, mais plus de 20000 personnes sur les 25000 personnes évacuées se sont retrouvées sans abri. (Lebreton, A, 1997).

Cette catastrophe a entraîné des études approfondies aux États-Unis. Celles-ci n'ont pas permis de dégager de façon certaine la cause du phénomène. Plusieurs mécanismes ont été proposés qui ont d'ailleurs pu jouer corrélativement :

- Fuite à travers le rideau d'étanchéité au ras de la tranchée ;
- Fracturation hydraulique et tassement différentiel dans la tranchée ;
- Fuite à la jonction tranchée-fondation ;
- Effondrement d'une couche mal compactée lors de l'humidification à la mise en eau ;
- Existence d'une zone jointive, à la base, saturée d'eau à la construction (peu probable).

A noter que lors de l'excavation de la tranchée en rive droite, de larges fissures ont été mises en évidence. Elles n'ont malheureusement pas été traitées sur toute la hauteur.

D'importantes critiques ont été faites sur la conception, le choix des matériaux, le manque d'instruments de contrôle, le suivi de chantier. Toutefois il faut souligner la remarquable organisation de l'alerte et de l'évacuation des zones aval. (Derdous, O, 2016).



Figure N° I.2 : Barrage de Teton avant et après la rupture

I.5.2. Les Exemples de rupture de barrages en Algérie :

a) Barrage Fergoug - Mascara (1872-1927) :

La rupture de barrage Fergoug, montre que les premiers barrages algériens ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisation des barrages n'étaient pas alors maîtrisées. La construction d'un barrage sur l'Habra en amont du futur centre de Perrégaux était déjà évoquée dans le procès-verbal d'enquête du 14 avril 1853, la construction du barrage débuta en 1865.

La Première rupture Le 10 mars 1872. Une crue exceptionnelle estimée à 700 m³/s provoqua la rupture du déversoir en créant une brèche de 55 mètres de longueur sur 12 mètres

de hauteur. Le débit d'eau sortant de la brèche fut évalué à 5 600 mètres cubes par seconde et plus de 200 000 m³ de déblais furent entraînés. Il fut reconstruit sous forme d'un mur unique, profilé pour éviter les affouillements, basés sur de solides fondations après remplissage des excavations découvertes dans le rocher, et définitivement terminé en mai 1873. Le 15 décembre 1881, le barrage cédait à nouveau. Une crue de 850m³/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. Deux cent cinquante personnes furent noyées, ponts, et maisons emportés par les flots déchaînés. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, avec modification du profil et coûta 1 300 000 Fr.

La 2eme rupture il avait plu toute la semaine et en ce vendredi 25 Novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuations à leur débit maximum, Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage-poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27m. Le samedi matin, à 10h 45, le barrage de l'Oued Fergoug, de 32m de hauteur, se mettait à vibrer.

Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture. (Site et monuments de l'Algérie, 1902)



Figure N° I.3 : Le barrage de l'oued Fergoug avant la catastrophe de 1927



Figure N° I.4 : Vue du barrage Fergoug après la rupture du 25 novembre 1927

b) Barrage Cheurfa- (1885)

Le barrage de Cheurfa est situé à Mekaréwadi à environ 20 km en amont de Sig, construit en 1882 pour assurer l'irrigation des plaines agricoles de Sigg, le barrage est doté d'une capacité de 17 hm³ et une hauteur de 42 m. Le 8 février 1885 du soir, une crue résultante d'une pluie torrentielle érode les terres de la rive droite et cause l'effondrement du côté droit du barrage Cheurfa. Ceci est due certainement au manque de donné hydrologique lors du dimensionnement. Le barrage Cheurfa a été réparé et mis en service en 1892.

I.6. Les ruptures des barrages et leurs statistiques

I.6.1. Nombres total des ouvrages

Le registre mondial des barrages donnait pour 1982 un total d'ouvrages. De hauteur supérieure à 1.5 m de 34798 pour l'ensemble du monde y compris la Chine (ce pars représentant à lui seul 18595 barrages) 16203 ruptures ont eu lieu en Chine, 5338 à l'Etats Unis, 2142 au Japon, 3800 en Europe.

I.6.2. Recensement et statistiques des ruptures

M. Goube Président du Comité Technique Permanent des Barrages a réalisé en 1979 une étude très complète sur les ruptures basée sur les publications de la Commission Internationale des Grands Barrages et sur des éléments d'information complémentaires venant en particulier d'E.D.F (Expositions Découvrez l'Espace).

L'essentiel des tableaux ci-dessous proviennent de cette étude. Par ailleurs la CIGB a publié en décembre 1983 un ouvrage extrêmement détaillé de 360 pages sur les détériorations et ruptures.

M. Goubet a recensé 12.5 ruptures sur un échantillon de 1.5.000 ouvrages (Hors Chine), soit un pourcentage d'environ 0,8 %. D'après la CIGB les cas de ruptures représentent environ 10 % des détériorations graves constatées.

L'étude de M. GOUBET donne finalement les statistiques suivantes :

Il y a en moyenne, et très approximativement 1.5 rupture par an sur l'échantillonnage de 1.5.000 ouvrages considérés. La fréquence de l'événement "rupture d'un barrage dans l'ensemble mondial des ouvrages" est donc de 10⁻⁴/an. En fait de nombreux paramètres jouent. L'âge des ouvrages accidentés et leur date de construction sont déterminants.

Tableau N° I.2 : Statistiques des ruptures des barrages (Lonis, S, 1999)

Année de mis en service	Fréquence exprimée en 10 ⁻⁴						
	Nombre d'année entre la mise en service et la rupture						
	Pendant les constructions	0 à 5	6 à 10	11 à 20	21 à 40	41 à 60	>60
< 1900	30	23	8	5	4	1	1
1900 à 09	0	37	10	3	0	1	
1910 à 19	33	31	3	3	1	4	
1920 à 29	10	23	0	3	0.5		
1930 à 39	20	2	0	0	0		
1940 à 49	20	8	0	1	1		
1950 à 59	0	4	1	2			
1960 à 69	11	4	0	2			
1970 à 78	7	0.7					
Totale	11	9	2	2	1	2	

- Les ruptures en cours de construction sont sensiblement moins fréquentes sur les barrages récents. On prend maintenant beaucoup plus de précautions durant cette période :
- Les risques les plus importants se situent pendant les cinq premières années Le premier remplissage est vraiment une période critique ; récents ;
- La fiabilité globale est largement supérieure sur les barrages
- Les barrages anciens, bien conçus sont sûrs.
- Toutefois il faut se rappeler qu'un barrage vieillit et que certains de ses organes doivent être revus (en particulier les évacuateurs de crues).
- La statistique des ruptures varie également beaucoup suivant la zone géographique.

Le tableau Tableau N° I.3 donne le nombre de ruptures sur des ouvrages construits depuis 1900 :

Tableau N° I.3 : Rupture des ouvrages dans le monde

	Barrages mis en service Entre 1900 et 1974	Barrages mis en service entre 1900 et 1974
U S A	3.407	46 à 48
Japon	1.464	4
Europe	2.177	6
Reste du Monde (Chine exclue)	3.776	25 à 28

Les Etats Unis y apparaissent comme particulièrement exposés. La raison essentielle est que beaucoup de barrages y ont été construits dans des régions peuplées où une construction soignée ne s'imposait pas, et dans le cadre de connaissances hydrologiques plus que succinctes.

L'Europe et le Japon présentent des densités de population beaucoup plus fortes et les crues surtout et depuis plus longtemps y étaient beaucoup mieux connues. Les techniques de construction y ont donc été plus élaborées.

· Influence du type de barrages On peut très globalement diviser les barrages en deux grands types :

- Remblai (terre, enrochements).
- Maçonnerie et Béton (poids, voûtes, contreforts).

Les mécanismes de rupture sont radicalement différents dans les deux cas, les premiers étant plus sensibles aux submersions (déversement) et à l'apparition des renards. Le nombre des ruptures montre néanmoins que les fréquences ne sont pas très dissemblables dans les deux types.

Tableau N° I.4 : Rupture des ouvrages selon le type

	Barrages mise service entre 1900 -1974			Ruptures correspondantes		
	Remblai	Maçonnerie	Divers	Remblai	Maçonnerie	Divers ou non précisé
U S A						
Japon	2.537	608	262	38 ou 39	8 ou 9	3
Europe	851	613	-	3	1	-
	715	1. 462	-	1	5	-
	4. 103	2.683	262	42 ou 43	14 ou 15	3

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II-1 INTRODUCTION :

Le Barrage du Gargar a été projeté du type barrage en remblai afin de tirer le meilleur profit des conditions géotechniques du sol et des matériaux disponibles.

Selon l'Avant-projet détaillé, la digue se composerait de deux massifs en alluvions graveleuses supportant un noyau d'argile limoneuse et serait assise dans sa partie centrale sur des dépôts alluviaux épais. Un mur para fouille serait exécuté dans la couche d'alluvions et les autres states de fondation. L'étanchéité des strates calcaires et de marne serait assurée au moyen d'un écran d'injection.

En effet, lorsque les matériaux alluviaux, présents dans le chenal de l'oued au Site du barrage, ont été soumis à des essais on n'a pas pu démontrer qu'ils ne se Liquéfieraient pas, et qu'ils ne prendraient pas presque toute la résistance lors de secousses sismiques sévères, pour assurer la stabilité du barrage, les alluvions Ont été excavées et ainsi la digue a été fondée sur la roche.



Figure N° II.1 : Barrage de Gargar

II.2. Localisation du barrage de Gargar :

Le Barrage du GARGAR est situé dans la wilaya de RELIZANE, à 5 KMS au Sud-Ouest de la ville de OUED RHIOU et à peu près 3 KMS en amont du Pont de la R.N. 4 sur l'OUED RHIOU, qui est un affluent rive gauche de l'Oued Chellif.

La gorge creusée dans la crête des collines calcaires le long de la bordure Sud de la plaine du Cheliff forme l'emplacement du barrage.

- Début de travaux : Juin 1984
- Fin de travaux : 17 Octobre 1988
- Mise en eau : 22 Novembre 1988
- Réception provisoire : 06 Mars 1989
- Réception définitive : 16 Septembre 1990

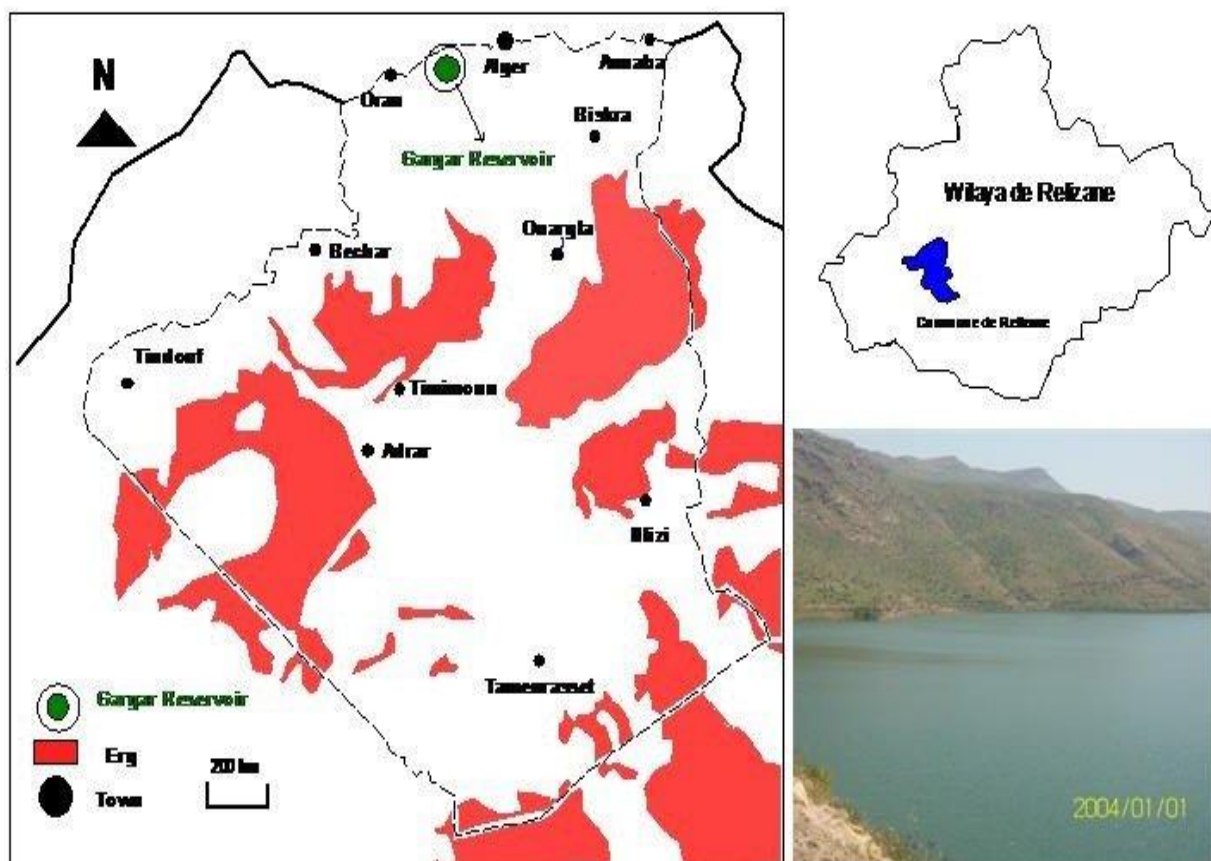


Figure N° II.2 : Localisation du barrage de Gargar

II. 3 : Historique de la construction du Barrage de GAR-GAR :

La première des campagnes de reconnaissance envisageant la construction d'un barrage dans l'Oued –Rhiau a été effectuée en 1926 et a été suivie par d'autres Campagnes (1929, 1932, 1967 etc...), dans la phase de recherches préliminaires, trois sites d'emplacement ont fait l'objet d'études, ayant été choisi le site où le barrage a été construit dans la zone des gorges du GARGAR.

Le barrage du GARGAR a été projeté du type barrage en remblais afin de tirer le meilleur profit des conditions géotechniques du sol et des matériaux disponibles

II. 4 : Situation géographique de bassin versant de l'Oued Rhiau

(figure n° II.3) :

Le bassin versant de l'Oued Rhiau est situé dans le Nord-Ouest algérien, à 250 km d'Alger, et à 45 km de centre de Relizane.

Il fait partie de bassin hydrographique de Chelif zahrez, situé à l'ouest de massif de l'Ouarsenis dans le domaine de l'Atlas Tellien. Limité au nord par les plaines de Chlef (wilaya de Chlef) , au sud par les plaines de Tiaret (wilaya de Tiaret) , à l'ouest par le massif de Dahra (Mazouna) , et à l'est par le massif de l'Ouarsenis

Le bassin versant de Oued Rhiau est composé de trois principaux oueds :

Oued Rhiau qui est l'oued principal, Oued Tleta et Oued Senseig , en aval.

Le barrage de Gargar appartient au bassin hydrographique de Chellif

Zahrez , classé troisième après ceux de Beni Haroun (998 millions de m³) et

Koudiat Acerdoune (650 million de m³) , avec une capacité de 450 millions de m³.

Il est considéré parmi les barrages les plus exposés au phénomène de

l'envasement (Remini , 2014) , le bassin de l'Oued Rhiou englobe 10 communes de la wilaya de Relizane : Ain tarek , El Hassi , El Oueldja , Had Echkalla , Lahlef , Oued Rhiou , Oueld Yaich , Ramka et Souk el Had.

Il couvre une superficie totale de 770km² dont les coordonnées géographiques sont les suivantes :

Les altitudes 35°37'27'' et 35°58'20'', et les longitudes 0°55'43'' et 1°17'12''.

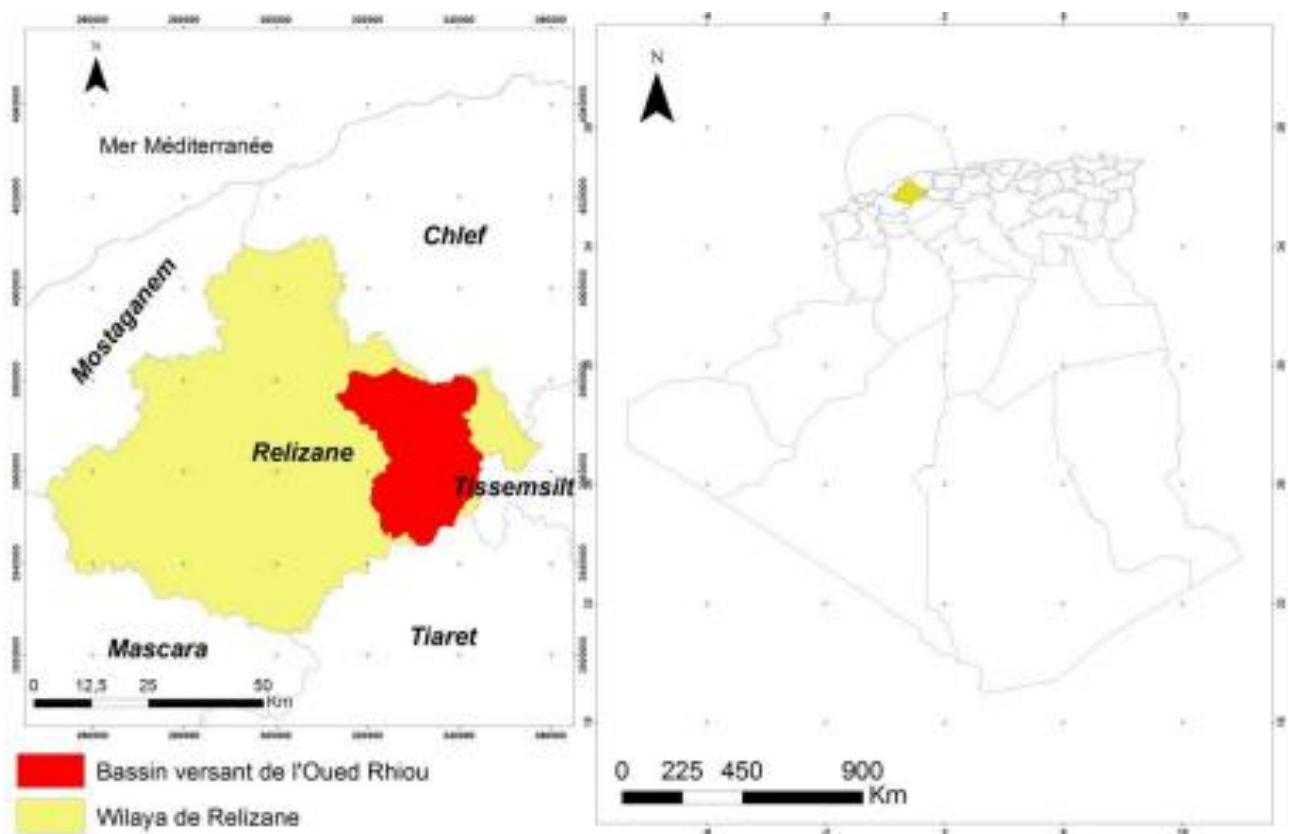


Figure N° II.3: Carte de situation de bassin versant de l'Oued Rhiou

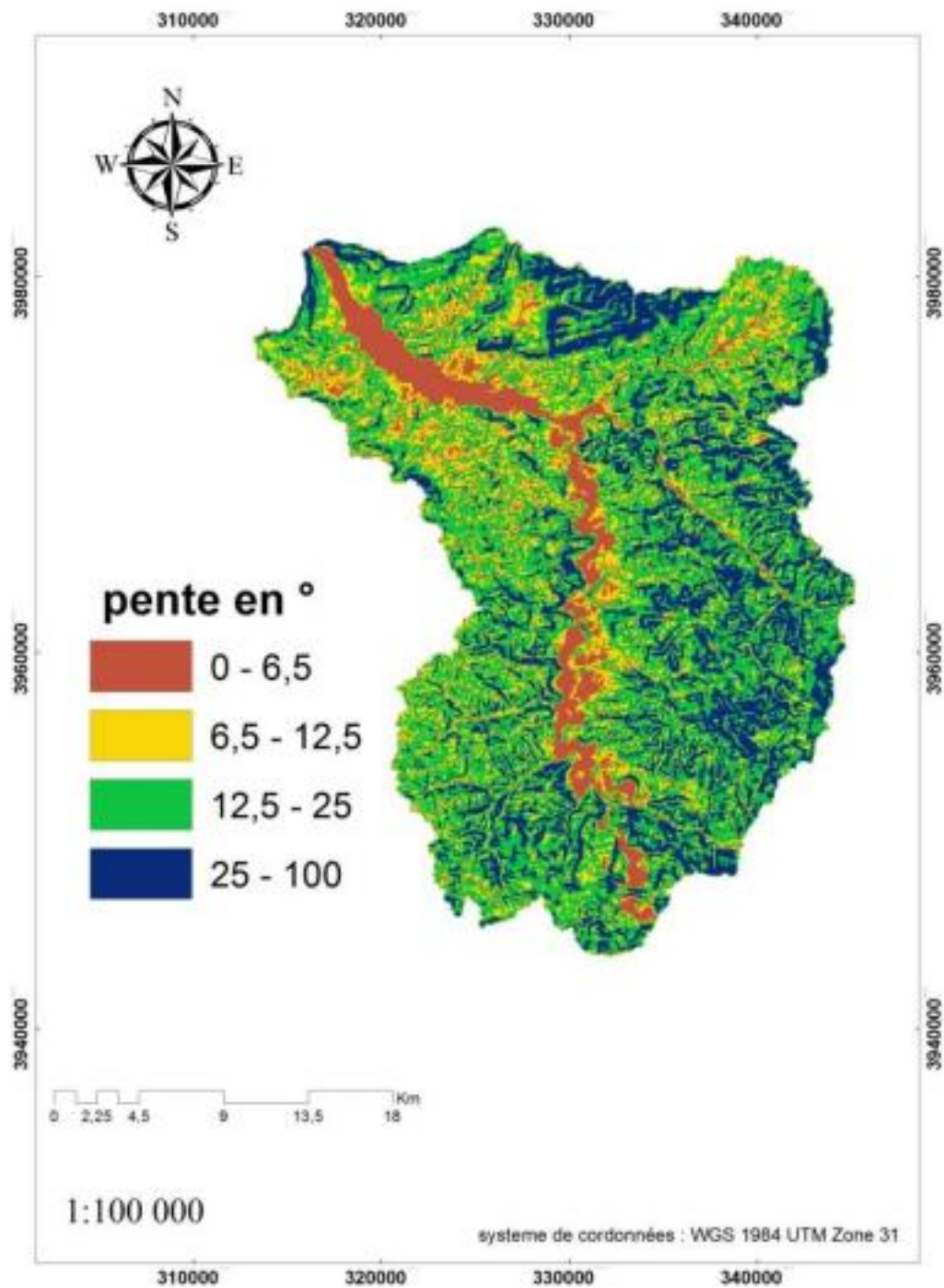


Figure N° II.4 : Carte des pentes de bassin versant de l'Oued Rhiou

II.5 : La géologie du bassin : (figure n° II.4)

La région Nord-Ouest du bassin versant de l'Oued Rhiau est constituée par la Miocène, essentiellement marneux. La zone d'étude est constituée par des terrains autochtones peu répandus caractérisés par une tectonique de style relativement simple (plis, anticlinaux).

Ce sont des formations à faciès marneux argileux schisteux, qui sont particulièrement vulnérables aux processus érosifs, en absence d'un couvert végétal protecteur marqué par le deuxième et le troisième et la quatrième ère géologique :

Durant le deuxième ère géologique, c'est un groupe d'époques géologiques successives :

II.5.1 : La deuxième ère :

• Trias :

Il s'est formé dans les roches de chaux blanc-rose qui apparaissent sous la forme de couches séparées et déconnectées entre elles et apparaissent dans la région de Chwala (Ammi Moussa).

Ces roches sont une source importante de sels dissous qui sont transportés par les petites cours d'eau dans les pentes .

• Jurassique :

formations de la période jurassique, qui sont constituées de roches calcaires situées au-dessus de la marne, on les observe dans la commune d' et El Hassi et aux limites est du bassin .

• Crétacé :

Cette époque a connu la tyrannie de la mer, qui a conduit à la création d'importantes dépressions au site actuel de la colline, formant des bassins dans lesquels des sédiments de grande épaisseur se sont accumulés, et cette source est caractérisée par l'alternance de calcaire et du marne, Les roches du Crétacé font partie des roches prédominantes du bassin, et nous les divisons selon leur chronologie en :

- Crétacé inférieur :

Il se distingue par des groupes équilibrés de roches de gypse marneux facilement reconnaissables et d'apparence blanche, visibles sur

9

le côté ouest de la commune d'Ain Tarek et sur le côté est de la commune d'Ammi moussa.

-Crétacé moyen :

Il se distingue par les rochers de marne que l'on observe dans la plupart des communes du bassin .

-Crétacé supérieur :

Les formations de cette époque apparaissent dans de nombreuses zones du bassin, et nous les disposons de bas en haut:

Au fond il se caractérise par une chaîne marneux et parfois alternée avec du gypse dur.

Au sommet se trouvent les roches marneux, qui sont des formations peu résistantes à l'érosion et apparaissent à Jbel Oulad Bouriah, dans la commune d'Ain Tarek, et parfois la hauteur de ces formations dépasse 200 mètres, comme celles trouvées dans la zone de Sidi Amara de la commune d'Oueld Yaich .

II.5.2 :troisième ère géologique :

Le troisième temps géologique s'étend sur plusieurs époques successives:

• L'éocène :

Une structure constituée de chaux lithothamnium, qui est une chaux fragile et quelque peu fertile en raison de l'érosion à laquelle les roches mères ont été exposées au même endroit, qui à son tour est divisée en :

• Paléocène :

Il est dominé par des roches de marne noire et parfois du quartz, il apparaît dans la région d'El Ehekala au sud-est d'Ammi Moussa.

• L'éocène supérieur :

Il s'agit de la dernière série des formations paléocènes, qui sont généralement des roches marinides. elles se trouvent sur le mont Bachto dans la commune d'Ain Tarek et la commune de Had El echkala .

10

• **Oligocène :**

Des roches s'y sont formées à la suite des sédiments argileux et du sable rouge du gravier et du calcaire des hauts plateaux.

• **Miocène :**

Cette époque connu un mouvement tectonique dans lequel de nombreuses formations sédimentaires anciennes ont été déformées.

II.5.3 : Le quatrième ère géologique :

Cet âge se caractérise notamment par les sédiments qui apparaissent au cours de l'Oued Rhiau et de part et d'autre de celui-ci, où lorsque sa vitesse diminue, soit en raison du manque d'eau, soit en raison du degré décroissant de pente par rapport au lit de l'oued , une partie de la charge dépasse sa capacité de transport puis elle se dépose, la vallée commence à déposer les plus gros matériaux dès que sa vitesse commence à diminuer, sa charge dépose des roches, puis des petits cailloux, du sable et du limon .

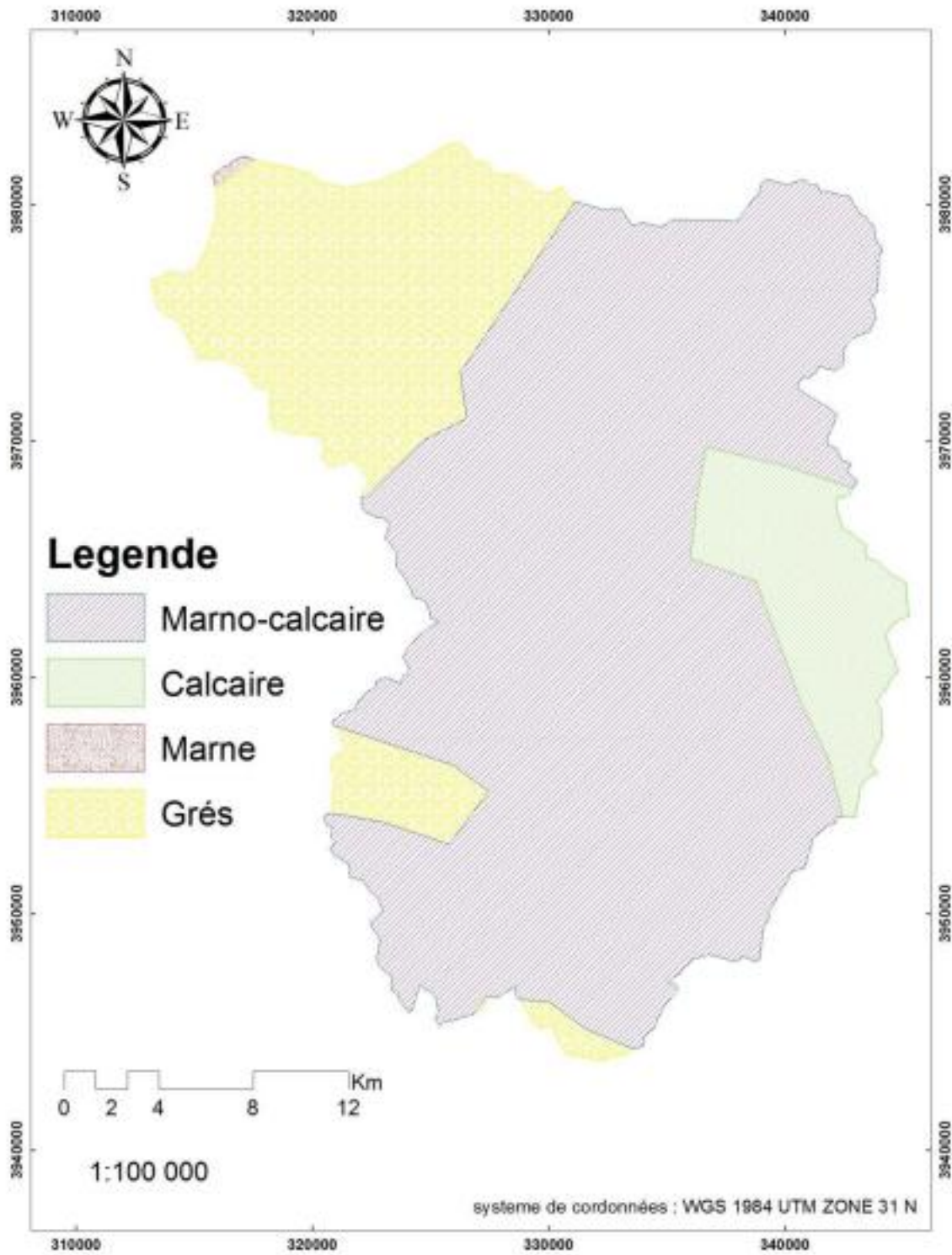


Figure N° II.5 : Carte géologique de bassin versant de l'Oued Rhiou

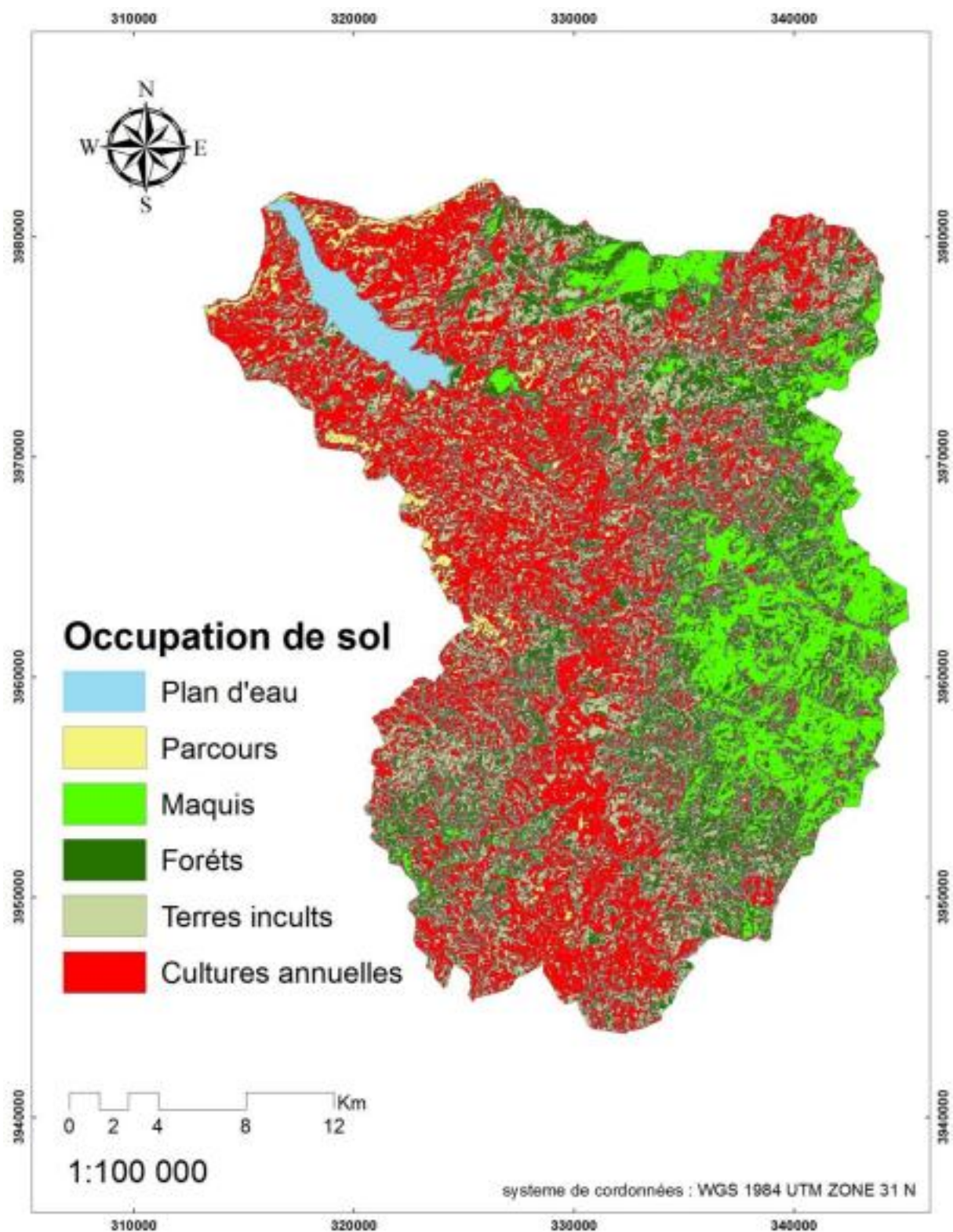


Figure N° II.6 : Occupation de sol de bassin versant de l'Oued Rhiou

II.6 : Enjeux socio-économique de barrage de Gargar

L'Algérie est un pays du sud du bassin méditerranéen à climat semi aride. Il se place parmi les pays pauvres en matière de potentialités hydriques, les régions de l'Ouest algérien souffrent d'aridité, le bassin versant de l'Oued Rhiau fait partie, car en aval, se trouve le troisième plus grand barrage de pays, celui de Gargar , menacé par l'envasement à court terme.

Il est considéré comme une ressource en eau très importante dans la région (d'irrigation de 16000 HA dans la plaine du bas-Chélif et l'alimentation en eau potable de la ville d'Oran , Relizane de 22 Hm³ / an) .

Le tableau n°11 représente les quantités d'eau consommées du barrage de Gargar pendant 26ans depuis 1993 au 2018.

Tableau n° II.1 : Volume d'eau consommé du Gargar (1993-2018)

Année hydrologique	Irrigation (hm3)	AEP Oran (hm3)	AEP Relizane (hm3)	Transfert (MAO)	Evaporation (hm3)
1993 – 1994	/	11 , 209	/	/	2,820
1994 – 1995	/	7,410	/	/	2,837
1995 – 1996	/	0,777	/	/	19,709
1996 – 1997	/	2,406	/	/	25,680
1997- 1998	/	6,963	/	/	31,705
1998 – 1999	/	42,331	/	/	31,395
1999 – 2000	/	82,889	/	/	29,447
2000 – 2001	/	62,615	/	/	28,341
2001- 2002	10,646	44,616	/	/	25,650
2002 – 2003	33,486	34,756	/	/	24,086
2003 – 2004	37,820	34,101	/	/	20,595

2004- 2005	/	37,406	/	/	14,844
2005 – 2006	/	24,573	/	/	12,457
2006 – 2007	/	20,829	/	/	13,778
2007 – 2008	/	29,093	/	/	11,608
2008- 2009	2,122	20,277	/	/	19,455
2009 – 2010	15,333	25,361	/	/	25,639
2010- 2011	20,360	22,752	7,167	/	27,317
2011- 2012	34,548	4,385	12,444	/	24,917
2012- 2013	38,112	5,117	12 ,410	/	26,379
2013 – 2014	47,469	3,389	8,030	/	29,746
2014- 2015	54,304	5,121	6,332	/	32,015
2015- 2016	61,108	4,994	7,378	14,269	27,179
2016- 2017	64,007	4,363	8,589	/	26,565
2017- 2018	47,139	10,264	7,508	20	19,869
TOTALE	460,45	512,22	57,448	34,269	554,03

Source : ANBT

Selon les données et sur 26ans d'exploitation d'eau du barrage de Gargar (absences des données de premières années) depuis 1993 , au 2018 (dernier levé bathymétrique) , la wilaya d'Oran a bénéficié d'un volume d'eau potable de 512,22 Hm³, avec une moyenne annuel près de 20 Hm³.

Il est considéré comme le réservoir qui alimente le plus, en eau potable, la wilaya d'Oran, Surtout à des moments où la wilaya n'était pas en mesure de répondre aux besoins en eau de la population en raison de la forte croissance démographique, d'après Boughazi s , 2018.

Une conduite de diamètre 1200 mm avec une longueur 83 km à partir du barrage Gargar à la station de traitement du Cheliff ainsi un système de dédoublement de la conduite de refoulement existante d'Ain El Bia (Oran) (ST1) vers le réservoir de Bir El Djir(Oran) avec une capacité de 150 000 m³/j . L'importance du réservoir apparaît également dans le secteur

de l'irrigation ou près de 460,45 Hm³ d'eau est destinée pour l'irrigation des terres cultivées.

Pendant la dernière décennie, le barrage alimentait la wilaya de Relizane en eau potable avec un volume de 57,448 Hm³.

L'évaporation moyenne annuelle calculée sur vingt-six ans (1993- 2018) sur le barrage exploité est de 21, 30 Hm³, ce qui représente la même moyenne de volume consommé d'eau potable d'Oran ce qui confirme le caractère xérique de la région.

II.7: Le réseau hydrographique (figure II.7)

La disposition du réseau hydrographique est liée en grande partie à l'évolution des phénomènes structuraux qui ont affecté la région au cours des temps géologiques.

Le chevelu hydrographique suit pratiquement les accidents importants qui ont affecté les formations lithologiques et se modifie selon l'évolution tectonique (Bouanani, 2004 et Daoudi, 2008). Le réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Rhiau (figure n°20) est composé d'un oued principal (Oued Rhiau) et d'une série de tributaires : Oued Tleta, Oued Sensig et d'autres petites cours d'eau.

L'analyse hydrographique indique que le réseau du bassin de l'Oued Rhiau est d'ordre 4 (Tableau n°2).

Tableau n°2. : Le réseau hydrographique de bassin versant de l'Oued Rhiau

Ordre	Nombre	Longueur par (Km)	Longueur Moyenne
1	59	149 .58	2 .54
2	24	67.37	2.81
3	11	31 .02	2.82
4	23	41.64	1 .81

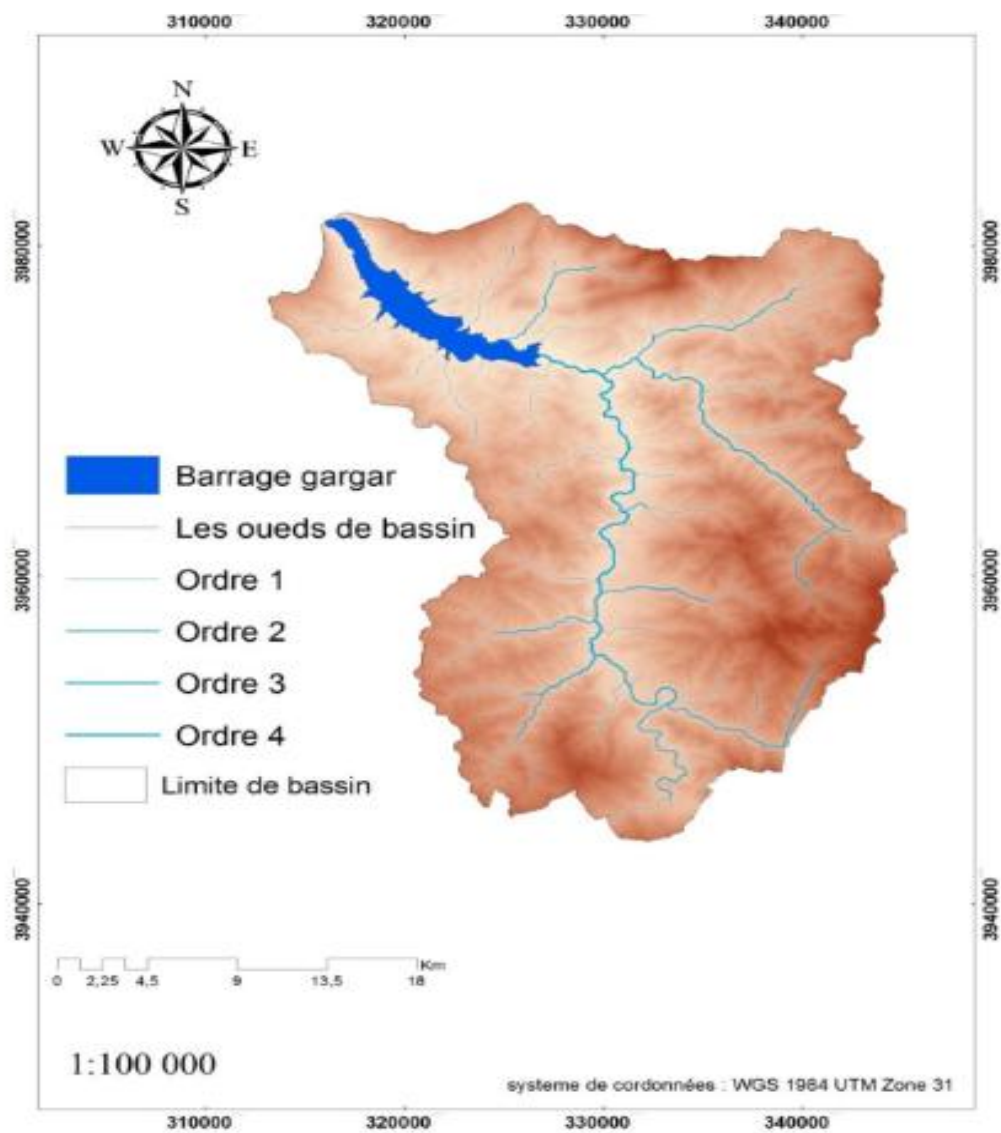


Figure N° II.7 : Carte de réseau hydrographique de bassin versant .

II.8 : SISMICITE

Le barrage est situé dans une zone structuralement active, sur le bord Nord de la plaque africaine qui est actée par des poussées en direction Nord contre la plaque eurasiennne. Cette zone a été siège de grands tremblements de terre, se produisant le long de la vallée de l'oued Chélif avec un tracé à peu près droit parallèle à la ligne de côte, à une distance de 30 à 40 kms dans l'intérieur. Le séisme le plus récent est celui qui a produit des grands dégâts à Chélif en Octobre 1980.

A la suite des études détaillées sur la sismicité de la zone, ont été retenus pour

La conception de l'ouvrage, les coefficients sismiques suivants :

- Séisme ne mettant pas en danger la vie de l'ouvrage : 0,22 g (pour une vie normale de 70ans)
- Séisme maximum envisageable : 0,89 g.

En présupposant un séisme ayant un coefficient sismique maximum de 0,89 g, L'ordre de grandeur des déplacements d'une masse de sol limitée par un plan de Glissement a été calculé et s'est avéré inférieur à 600 mm Il a été considéré que le barrage peut subir des déplacements de cet ordre sans atteindre à son intégrité.

II.9 : VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

Les ouvrages de sortie de l'eau de la retenue comprennent d'une part deux pertuis de prise et d'autre part les ouvrages de vidange rapide et de chasse se déversant dans l'Oued Rhiou. Tous les débits de ces ouvrages utilisent la galerie de vidange de fond, passant dans l'appui droit du barrage et qui a servi à la dérivation de l'oued pendant la construction du barrage. Ils se sont en outre desservis par un puits de prise d'eau, allant du fond de la galerie de vidange jusqu'à la surface et par deux galeries de prise dont les radiers se trouvent aux côtes 105 m et 85 m (axes aux côtes 106,5 m et 86,5 m).

Les deux prises d'eau permettent d'assurer le captage du débit nécessaire pour l'irrigation dans une large fourchette de variation du plan d'eau de la retenue. Ce plan aura annuellement des fluctuations variables qui seront comprises entre La côte de retenue normale

et la prise d'eau inférieure ; c'est-à-dire de la prise d'eau Intermédiaire entre la prise d'eau supérieure et la vidange de fond.

L'eau d'irrigation descend le puits vertical de la tour de prise et arrive à la sortie de la galerie de vidange de fond par deux conduites en acier soudé qui sont situées à son intérieur scellé dans le béton mis en place dans la partie inférieure de la galerie.

L'eau évacuée par le puits de fond au bas du puits de prise d'eau se déverse directement dans la partie supérieure de la galerie de vidange de fond par laquelle arrive à la sortie de la galerie.

II.10 : Description de l'ouvrage :

Le barrage du GARGAR a servi pour créer une retenue, avec la capacité totale de 450 HM3 jusqu'à la côte normale de retenue (118m), pour exploiter le débit hautement saisonnier de l'Oued-Rhiou, dont l'apport annuel moyen au site du barrage est de 185 HM3.

La retenue, dont la régularisation annuelle garantit quatre années sur cinq est de 120 HM3, servira essentiellement aux besoins en eau d'irrigation. Et l'alimentation en eau potable 40 HM3 / an.

Le barrage du GARGAR est destiné à d'irrigation de 16000 HA dans la plaine du bas Chélif et l'alimentation en eau potable de :Ouled-Yaich , El Hassi , Zemmoura ,Oued El-Djemaa , Beni Derguen , Dar Benabdellah , Mendes , Lahlef , Oued Esselam , Sidi Lazreg et El Hamri (W. Relizane) ,Mostaganem et Oran



Figure N° II.8 : Construction de la digue de barrage du Gar-Gar

II.11 : CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE DE GAR-GAR :

II.11.1 : RETENUE DU BARRAGE DE GAR-GAR :

Tableau N° II.3. RETENUE DU BARRAGE :

1 .BARRAGE	
Hauteur de la digue	90 M
Longueur du couronnement	400 M
Largeur à la base	480 M
Largeur à la crête	10 M
Volume des remblais	4 459 000 M3

1. RETENUE	
Bassin versant	2 900 km2
Superficie de la cuvette expropriée (Max 130)	2 750 ha
Superficie de la retenue de la côte normale	2 100 ha
Longueur de la retenue	10 kms
Volume de la retenue côte normale	450 hm3
Volume régularisé 4 années sur 5	120 hm3
Périmètre à irriguer	16 000 ha
A.E.P. d'ORAN	40 hm3
A.E.P de Relizane	
Apports annuels moyens	185 hm3
Prévision de l'envasement annuel moyen	

Donc (2.5 % de l'apport solide de l'apport annuel moyen)	4,6 hm3
Capacité utile	300 hm3
Garde d'envasement	150 hm3
Volume du réservoir utilisable par la galerie de prise supérieure	235 hm3
Volume du réservoir utilisable entre la galerie de prise supérieure et la galerie de prise inférieure	185 hm3
le Culot vidangeable (tranche de retenue située entre le niveau de la galerie de prise inférieure et de la vidange de fond.	30 HM3

. II.11.2 : la digue de barrage gargar

La digue en terre zonée avec un noyau vertical en silt argileux, sur lequel sont appuyées les couches filtrantes interposées entre le noyau et les massifs, amont et aval, en colluvions et calcaires altérés.

Le choix de ce type d'ouvrage a été dicté par la structure géologique du site en Présence des matériaux adéquats à proximité.

Du point de vue géologique, le site comprend la marne imperméable dans le lit de l'oued et le calcaire dans les appuis.

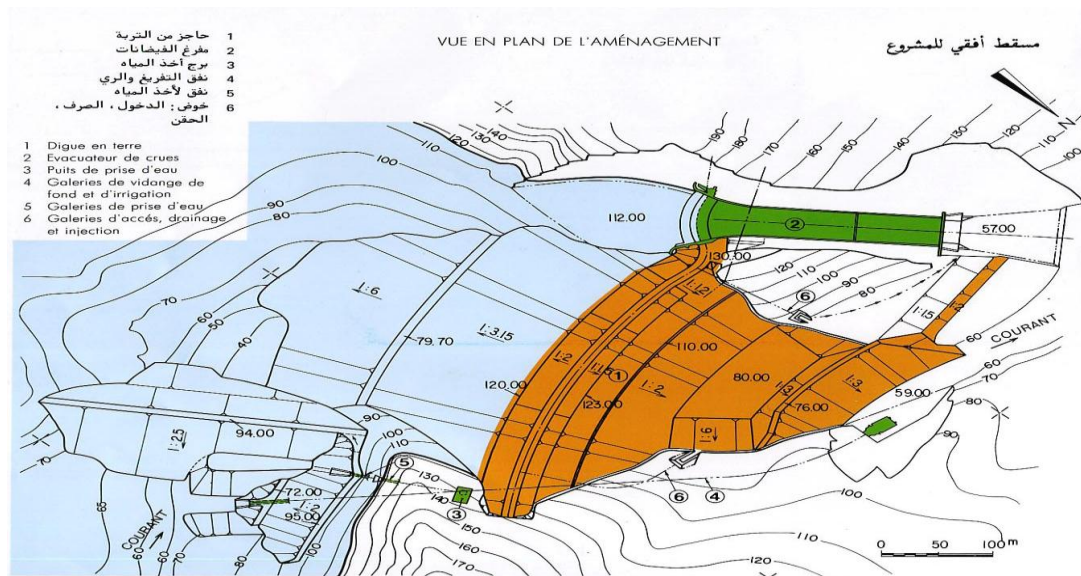


Figure N° II.9 : Vue en plan de l'aménagement

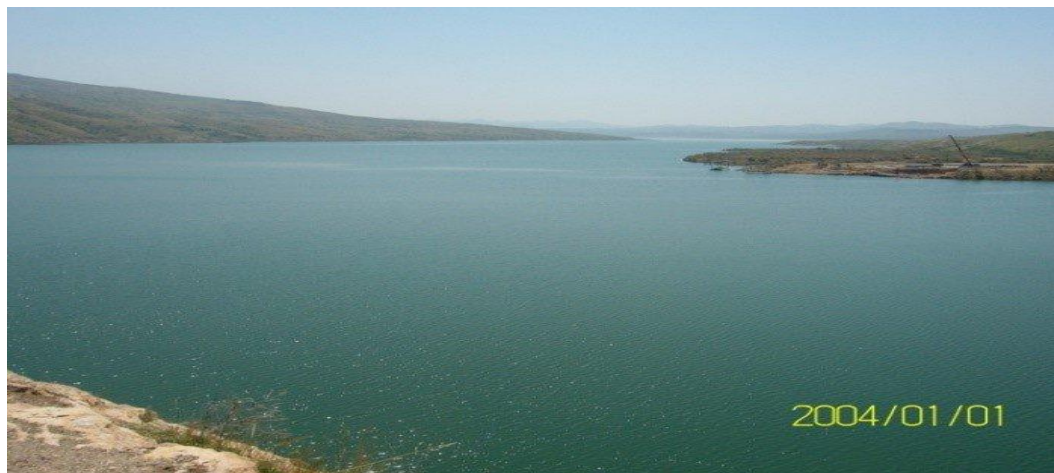


Figure N° II.1.10. : Vue de la digue du barrage de Gargar (Benfetta, 2004)

II.11.3 : EVACUATEUR DE CRUES :

L'évacuateur de crues est implanté en rive gauche, il est constitué par un déversoir à seuil libre, arrondi en plan et suivi d'un coursier à ciel ouvert d'une Structure en saut de ski et d'un tapis en béton pour protection en aval du saut de ski.

Tableau N° II.4. Les dimensions de l'EVACUATEUR DE CRUES

Côté de la crête du déversoir	118,00 M
Longueur de la crête du déversoir	60,00 M

Largeur du coursier	36,00 M
Longueur du coursier	112,50 M
Longueur de la structure en saut de ski	48,46 M
Longueur du tapis de protection en aval du saut de ski	50,00 M
Longueur totale	221,96 M

L'ouvrage doit permettre l'évacuation d'un débit maximum de 4800 M³/S lors d'une crue maximale probable (C.M.P).

Pour lutter contre l'apparition de sous pressions, un important système de drainage a été mis en place sous l'évacuateur de crues.



Figure N° II.11 : L'évacuateur de crues du Barrage de Gar-Gar.

II.11.4 GALERIE DE DERIVATION PROVISOIRE ET DE VIDANGE DE FOND :

La galerie de vidange de fond de type tunnel à fer à cheval d'un diamètre de 4,50 m et d'un débit de 98,12 M³/S, est creusée dans la roche calcaire de la rive droite à proximité du niveau de l'oued, la longueur de cette galerie est de 554 m. Cette galerie a servi dans un premiers temps de dérivation provisoire et actuellement comme vidange de fond



Figure N° II.12 : GALERIE VIDANGE DE FOND

II.11.5 : Puits DE PRISE D'EAU :

Le puits de prise d'eau est implanté en rive droite. C'est un puits vertical d'un diamètre de 8,50 M qui relie les galeries de prise d'eau excavée au niveau 85,00 m et 105,00 m avec la galerie de vidange de fond.

Le puits comprend une partie noyée et une partie sèche qui abritent les équipements hydromécaniques.

II.11.6 : VOILE D'ETANCHEITE :

Pour éviter les percolations qui pourraient se produire dans les rives et sous L'évacuateur de crues, un voile d'injection de trois rangés a été exécuté sur les deux Rives et sous l'évacuateur de crues. Il a aussi été prolongé sur les deux rives dans Les galeries d'injection.

La profondeur du voile atteint 111 M au maximum, Forage 92 407 m le Ciment égal à 11 149 tonnes et le Bentonite de 82 tonnes

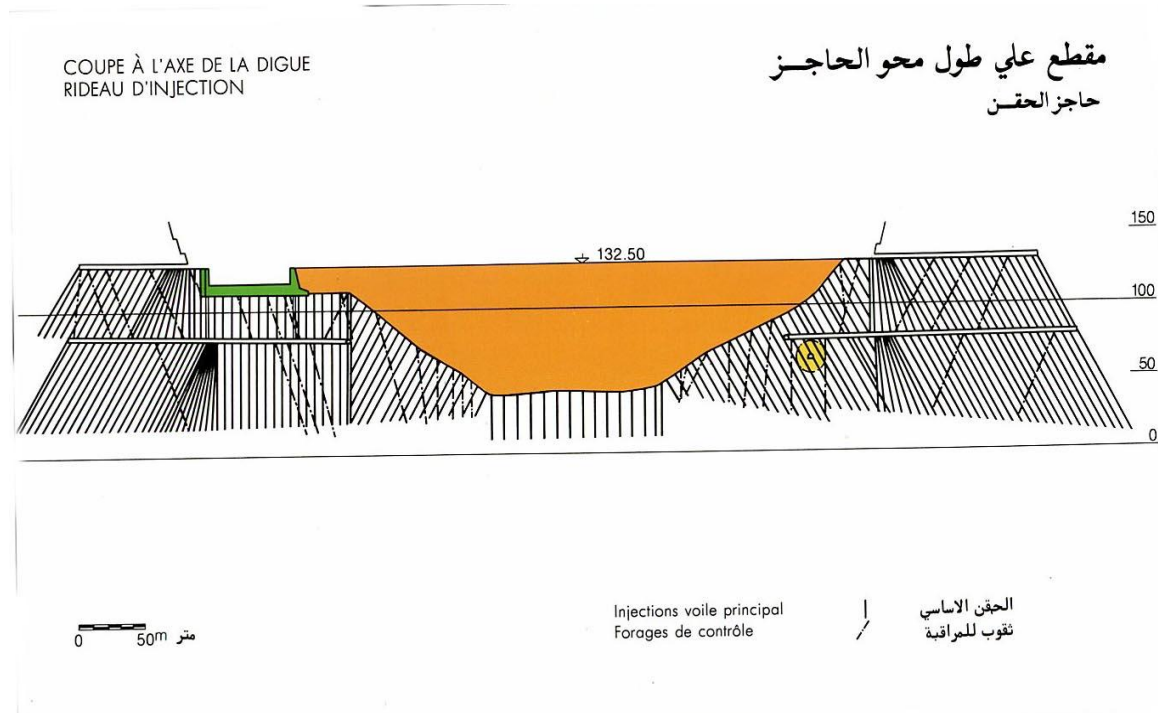


Figure N° II.13 : Coupe à l'axe de la digue représente l'injection du voile principal et les forages de contrôle.

II.11.7. GALERIE DE PRISE D'EAU INFÉRIEURE :

- Côte N.G.A. 85,00 M – volume correspondant = 30 HM3
- Diamètre 3,00 M
- Longueur 120,34 M
- Débit maximum évacué 14,07 M3/S

II.11.8. GALERIE DE PRISE D'EAU SUPÉRIEURE :

- Côte N.G.A. 105,00 M – volume correspondant = 185 HM3
- Diamètre 3,00 M
- Longueur 78,11 M
- Débit maximum évacué 14,07 M3/S
- Cote de la crête du déversoir 118 M – volume correspondant = 235 HM

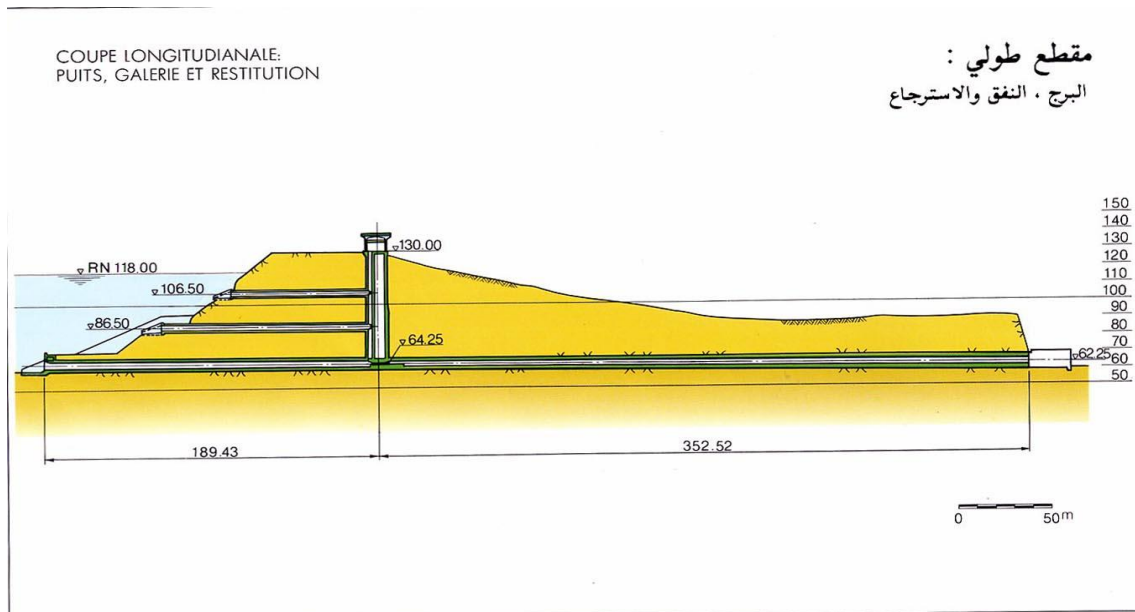


Figure N° II.14 : Coupe longitudinale représente le puits, galerie et restitution.

II.11.9. PUIITS DE PRISE D'EAU :

- Côte N. G. A. 130,00 M
- Diamètre 8,50 M
- Hauteur 67,80 M



Figure N° II.15 : Puits de prise d'eau

II.11.10. GALERIES D'INJECTION ET DE DRAINAGE :

- Longueur totale 1 363,76 M

II.11.11. GALERIE RIVE DROITE (COTE 76) :

- Galerie d'accès 158,14 M
- Galerie de drainage 261,07 M
- Galerie d'injection 215,25 M

TOTAL... 634,46 M



Figure N° II.16: Galerie rive droite (coté 76)

II.11.12. GALERIE RIVE GAUCHE (COTE 79) :

- Galerie d'accès 108,21 M
- Galerie de drainage 214,00 M
- Galerie d'injection 207,25 M

TOTAL... 529,46 M



Figure N° II.17. : Galerie rive gauche (coté 79)

II.11.13. GALERIE D'INJECTION (COTE 130) :

- Rive droite 120,00 M

II.11.14 GALERIE D'INJECTION (COTE 130) :

- Rive gauche 79,84 M



Figure N° II.18. : Galerie d'injection (coté 130)

Plusieurs sondages carottés et puits de reconnaissance ont été effectués dans la zone d'emplacement de la digue, de la galerie de dérivation provisoire et dans les zones d'emprunt. La zone de l'évacuateur de crues est celle qui a été l'objet d'un programme plus réduit de reconnaissances. Deux sondages au niveau de la Crête du chenal d'approche et un seul sondage (de longueur suffisante) dans la zone Du saut de ski. Une galerie de reconnaissance a été effectuée en rive gauche, à la Côte 110 m, dans la zone de raccordement entre la digue et l'évacuateur de crues.

II.12.3 RECONNAISSANCE EN PHASE DE PROJET D'EXECUTION :

En plus des reconnaissances de surface, en phase de projet d'exécution On a effectué un programme de reconnaissance par 38 sondages carottés de reconnaissance ont été réalisés et par des Galeries de reconnaissances.

La longueur totale des forages réalisés est de 1.966 ml, Avec ces sondages ont été prélevés 33 échantillons de la marne argileuse.

II.12.4 GALERIES DE RECONNAISSANCES

Deux galeries de reconnaissances de 60 ml de longueur environ, chaque galerie, ont été excavées, une en rive droite et l'autre en rive gauche. Chaque Galerie est localisée dans le tracé des galeries de drainage prévues soit 40 m environ A l'aval de l'axe du barrage et a des côtés de 76 m et 78 m environ, respectivement en rive droite et rive gauche.

II.13 HYDROLOGIE :

II.13.1 PRECIPITATION ANNUELLE MOYENNE :

Précipitation annuelle 400 - 550 mm / an, Dans le rapport de l'A.N.R.H. (1972) l'indice pluviométrique moyen annuel est de 550 mm pour le bassin versant du djebel Gargar. Cette valeur est inférieure à celle de 604 mm/an évaluée d'après la carte de chaumont, mais elle est supérieure à celle qui a été estimée d'après les précipitations ponctuelles moyennes annuelles mesurées par les 19 stations pluviométriques situées à l'intérieur ou à proximité du bassin versant (473 mm/an).

Cependant cette dernière valeur tend à être au-dessous de la réalité en Raison de l'absence de pluviomètres dans la partie orientale, la plus humide du Bassin versant dans ces

conditions, il a été considéré plus réaliste d'adopter pour La précipitation annuelle moyenne la valeur de 550 mm/an (au minimum).

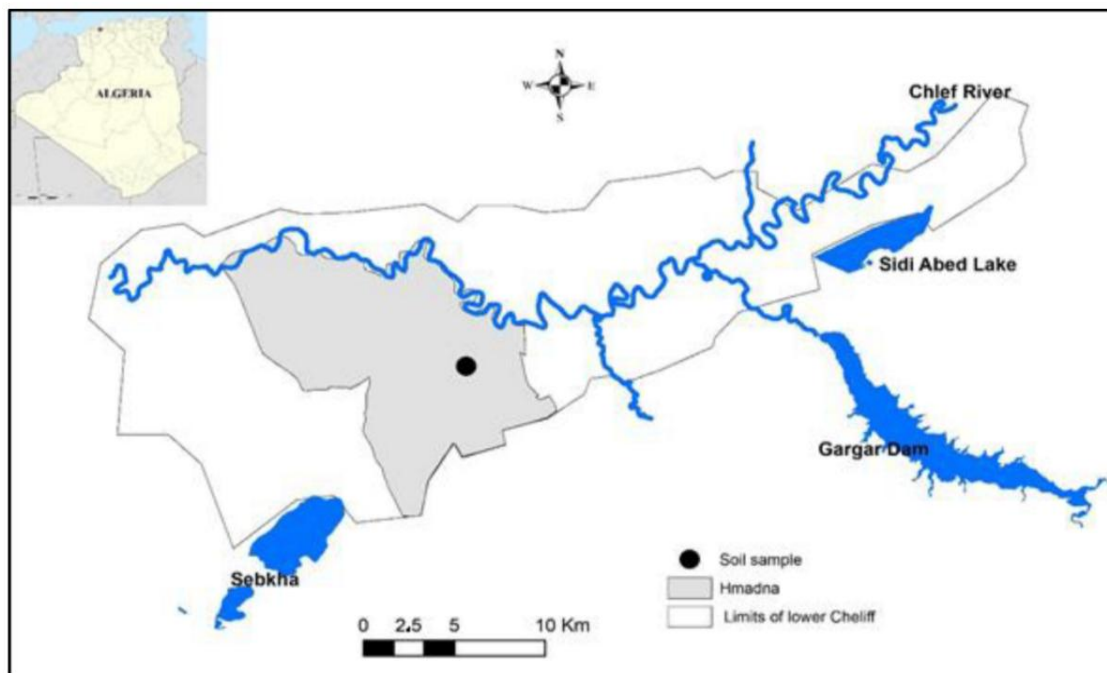


Figure N° II.20 : conditions hydrologique d'oued gargar.

II.13.2 DEBITS D'APPORT :

Le débit moyen annuels et mensuels du bassin versant de l'oued Rhiou au site du barrage du gargar est de $185 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$ ($185 \text{ hm}^3/\text{an}$), ($5,87 \text{ m}^3/\text{s}$ et $2,48 \text{ l}/\text{km}^2.\text{S}$).

II.13.3 APPORTS SOLIDES :

D'après les éléments des études hydrologiques, la quantité du débit solide se déposant dans la retenue du Gargar est évaluée à $4,6 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$.

En effet, par le traitement des données (période 1971-1972 à 1978-1979, Sur une base quotidienne) relatives aux sédiments en suspension transportés par l'oued Rhiou à Ammi Moussa, le débit solide annuel moyen y a été calculé d'environ $4,1 \times 10 \text{ t}/\text{an}$. La valeur moyenne du débit solide en suspension y sera d'environ $5,1 \times 10 \text{ t}/\text{an}$. Chiffre ne comprend pas le débit solide de charriage avec Lequel résulte pour le taux d'apports des matériaux solides une valeur de : $6 \times 10 \text{ t}/\text{an}$.

La densité des alluvions est de 1,3 au minimum, et ainsi la valeur prévue pour la sédimentation annuelle moyenne dans la retenue est de : $6,0 \times 10^6$ t/an : $1,3 \times 4,6 \times 10^6$ t/an Maximum.

Cet envasement annuel en pourcentage du débit annuel moyen est d'environ 2,5 %

II.13.4 DEBIT DE POINTE DE CRUE (RETRANT) :

Période de récurrence de 50 années	1 280 m ³ / s
Période de récurrence de 100 années	1 620 m ³ / s
Crue millénaire	3.200 m ³ / s
Crue maxi. Probable (C.M.P)	7.700 m ³ / s

II.13.5 DEBITS LAMINES (SORTANT) :

Crue millénaire V= 200 hm³ Côte = 123,69 m Débit = 1700 m³/s en 53 heures
 Crue maxi probable V= 586 hm³ Côte = 129,78 m Débit = 4800 m³/s en 71 heures
 Déversement du 27/12/1997 à 03 h 20 mn au 18 /06 /1998 à 08 h 00 ;

II.14 : STATION CLIMATOLOGIQUE :

Cette station est équipée de : Thermographe, Barographe, Hydrographe, Pluviographe, Pluviomètre, Héliographe, Anémomètre, Bac classe A, Thermomètre (maxi – mini et simple), Thermomètre mouillé

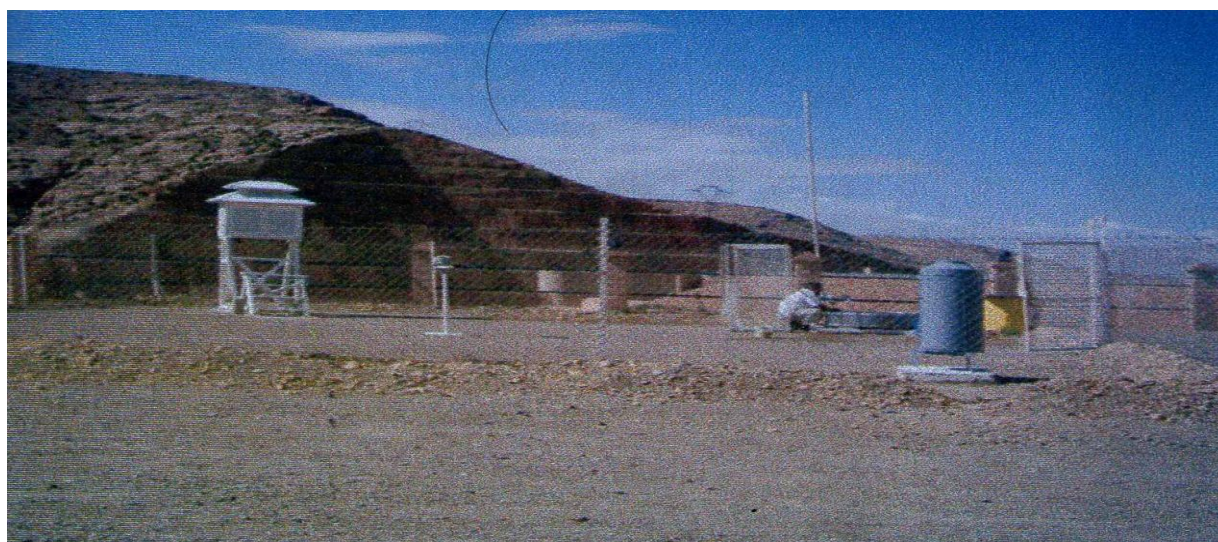


Figure N° II.21 : Station climatologique

II.15.CONCLUSIONS :

L'étude géomorphologique et hydrologique du bassin versant du djebel Gargar révèle une forte dynamique érosive ancienne, responsable du modelage des reliefs. Le barrage de Gar Gar fait face à un envasement important, estimé à 6×10^4 tonnes par an, réduisant progressivement sa capacité de stockage. Les apports pluviométriques moyens (550 mm/an) et les crues extrêmes enregistrées soulignent la nécessité d'un suivi rigoureux. Une gestion intégrée et continue est essentielle pour garantir la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

CHAPITRE III :

Méthodologie de travail

CHAPITRE III : Méthodologie de travail

III.1. Données générales sur le barrage de GAR GAR :

III.1 ETAT DU BARRAGE ET SES OUVRAGES :

III.1.1 RESERVE :

Actuellement le plan d'eau est à la cote de 117,09m son volume est de 338,927 HM³

III.1.2 LEVES BATHYMETRIQUES :

Pour actualiser les capacités de stockage et surveiller l'envasement du Barrage Gargar, une étude a été confiée au Bureau d'Etudes LEM GEOID en Juin 2003 pour la réalisation de levés bathymétriques et topographiques.

Conformément au cahier des charges, les profils bathymétriques ont été levés avec un intervalle de 50 m dans la zone des 1 000 m du barrage et un intervalle de 100 m au-delà de cette limite.

Par ailleurs, ce schéma a été complété avec un certain nombre de profils courbes longeant les circonvolutions du plan d'eau, notamment au niveau des principaux oueds et thalwegs.

Ce levé bathymétrique, représentant une surface totale de 1319 ha a réalisé en 12 jours entre le 20 Janvier et le 10 Février 2004.

Si l'on prend pour référence la capacité du barrage depuis sa mise en eau a perdu à la date de mars 2004 un volume de l'ordre de 91.72 Hm³ soit environ 20 % de sa capacité initiale qui était à la cote normale (RN 118 m) de 450 Hm³ en 1989. Cela correspond à une perte moyenne par an de l'ordre de 6 114 600 m³/an.

La capacité actuelle du barrage à la cote normale (RN 118 m) est de 358.28 Hm³.le comportement du barrage depuis sa mise en exploitation jusqu'à ce jour est représenté comme suit :

III.1.3 D I G U E :

Des tassements au milieu de la crête de la digue entre les repères 4, 5, 6. Les fissures constatées en rive gauche et rive droite se sont stabilisées Après leur bourrage en mortier et ciment.

III.1.4 AUSCULTATION :

Une étude de contrôle de stabilité par mesures tonométriques de haute précision et interprétation des données d'auscultation a été confiée au Bureau d'Etudes Electricité de France EDF.

Ce dernier a effectué une visite le 03/10/2003 pour étudier et dresser un état des lieux du dispositif d'auscultation interne du barrage Gargar. Celui-ci sera comparé au dispositif prévu à la conception des recommandations de remise état ou de modification du dispositif existant sont également proposées. Dans l'attente d'une analyse plus poussée des données disponibles dans le cadre de la rédaction du rapport final d'auscultation sur cet ouvrage.

Rapport d'étude d'optimisation du dispositif d'auscultation hors topographie a été remis en Février 2005.

Nous avons quinze (15) piézomètres casa grandes sur 31 installés ne donnent plus d'informations A cet effet et pour le bon suivi des mesures de sécurité des ouvrages

III.1.5 ACCELEROGRAPHES :

L'équipe de C.G.S. (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique d'ALGER) a procédé le 10/01/2005 au changement d'un accélérographe SMA 1 dans la galerie rive droite et au réglage et mise au point des deux Autres accélérographes situés à la crête et dans la galerie rive gauche.

III.1.6 AUSCULTATION EXTERNE :

L'équipement général installé au niveau du barrage est en bon état à L'exception de la disparition des plaques de bronze des piliers.

Intervention de l'équipe EDF du 04/05/2004 au 09/05/2004 (contrôle et Stabilité) levé topographique. Construction de deux piliers d'observation topographique.

III.2 EQUIPEMENTS ET INSTALLATIONS HYDROMECHANIQUES :

III.2.1 MATERIEL HYDROMECHANIQUE ET ELECTROMECHANIQUE :

Principaux équipements installés sont les suivants :

1-P U I T S :

- Pont roulant 25 tonnes
- ascenseur 240 kg
- Panneau de commande (P 1)
- Pompe hydraulique



Figure N° III.1 : Equipement installé

2- VIDANGE DE FOND :

- Deux (02) vannes à glissières haute pression
- Une (01) vanne à papillon

3- PRISE D'EAU INFERIEURE :

- Une (01) vanne à glissière
- Une (01) vanne à papillon

4- PRISE D'EAU SUPERIEURE :

- Une (01) Vanne à glissière
- Une (01) vanne à papillon

5- OUVRAGE DE SORTIE :

- Deux (02) vannes à papillon
- Deux (02) vannes jet creux
- Panneau de commande (P 2)



Figure N° III.2 : Ouvrage de sortie

6- CONDUITE A.E.P. ORAN :

D. 1400

- Une (01) conduite 1400
- Une (01) vanne papillon
- Une (01) vanne de régulation
- Un (01) débitmètre

7- CONDUITES IRRIGATION :

D. 1600

- Deux (02) conduites
- Deux (02) vannes papillon
- Deux (02) vannes de régulation
- Deux (02) débitmètres
- Un (01) onduleur

8-GROUPE ELECTROGENE :

- Un groupe électrogène de marque TAIYO Puissance 100 KVA
- + Un groupe PERKINS 100KVA

9-TRANSFORMATEUR :

- Un transformateur (P.M.D.) 250 KVA

III.3 EQUIPEMENTS ET INSTALLATIONS ELECTRIQUES :

III.3.1 INSTALLATIONS ELECTRIQUES

- Sous-Station :

Pour l'alimentation en électricité de toute l'installation du barrage, une sous- Station de (30 000 / 380 / 220 V triphasée, 4 conducteurs, 50 Hz, 250 KVA) a été installée ;

D'ailleurs, contre la coupure électrique au voisinage de cette sous-station a aussi été installé un générateur de secours (380 / 220 V, 50 Hz 150 KVA).

III.3.2 INSTALLATIONS DE FORCE MOTRICE

Les panneaux de commande de la force motrice ont été installés l'un (P-1) dans le bâtiment en haut du puits vertical (puits de prise d'eau) il sert à alimenter depuis la sous-station à l'aide de câbles enterrés) et l'autre (P-2) dans l'ouvrage de sortie aval au voisinage des jets creux de déversement (il a pour but de contrôler les charges telles que la robinetterie motorisée, etc...). D'ailleurs, le premier panneau (P-1) permet de contrôler également à distance, les installations de force motrice de l'ouvrage de sortie.

L'ascenseur et le pont roulant sont à commander avec leurs propres panneaux de commande.

III.3.3 INSTALLATIONS D'ECLAIRAGE :

Des installations d'éclairage et des prises de courant ont été installées pour entretien dans le puits vertical, l'ouvrage de sortie et les galeries. Des luminaires a poteau ont été installés pour la partie supérieure du barrage, crête de la digue et le long de la voûte d'accès jusqu'aux bureaux de l'administration.

III.3.4 INSTALLATIONS DE PARAFoudre :

Le parafoudre a été installé en haut du puits vertical (puits de prise d'eau).

III.3.5 INSTALLATIONS DE COMMUNICATION :

Des interphones sont installés au puits vertical, vidange de fond, ouvrage de Sortie, groupe électrogène, galerie d'accès d'injection et de drainage ainsi que les bureaux, hébergement, poste de police et cantonnement D.S.P.

III.3.6 AUSCULTATION DU BARRAGE

A/ AUSCULTATION INTERNE :

- Piézomètres sans manomètres (ouverts)	31 piézomètres
- Piézomètres avec manomètres	55 piézomètres
- Cellules de pression interstitielle	40 cellules
- Cellules de pression totale	39 cellules
- Tasso mètres	03
- Inclinomètres	03
- Accélérographes	03

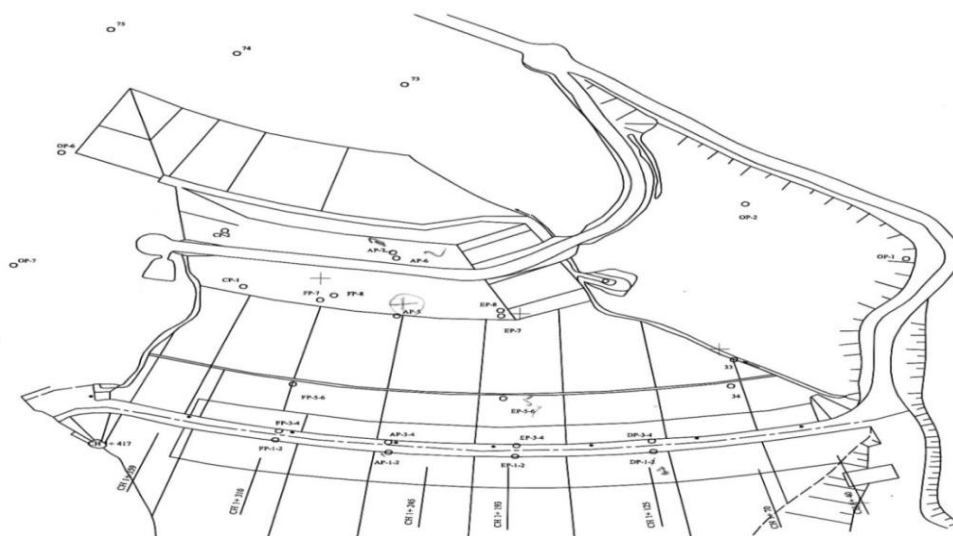


Figure N° III.3 : Vue en Plan Auscultation

B/ AUSCULTATION EXTERNE :

- 08 Piliers d'observation
- 02 Groupes de nivellement
- 26 Repères topographiques à douille lisse
- 04 Repères simples.



Figure N° III.4 : Piézomètre P1 du barrage gar gar

Les piézomètres installés dans la digue sont des piézomètres à tuyaux ouverts.

Tous ces piézomètres hydrauliques sont du type casa grande avec les caractéristiques suivantes :

- Pointe porteuse (longueur 340 mm diamètre extérieur 56 mm au matériau Céramique ; tuyaux en PVC D.025 mm avec raccordement pour collage.

Ces piézomètres sont de type casa grande et pourront fonctionner comme des

Drains et à cet effet leurs têtes sont munies d'un manomètre (pour lecture 0 à 10 Bars) et d'un robinet.

Les caractéristiques de ces piézomètres sont les suivants :

Pointe crépine en plastique (longueur de 1 M ; D. 48 mm ;

Largeur des fentes 2 mm) tuyaux en PVC D. 48 mm avec raccordement par vissage.

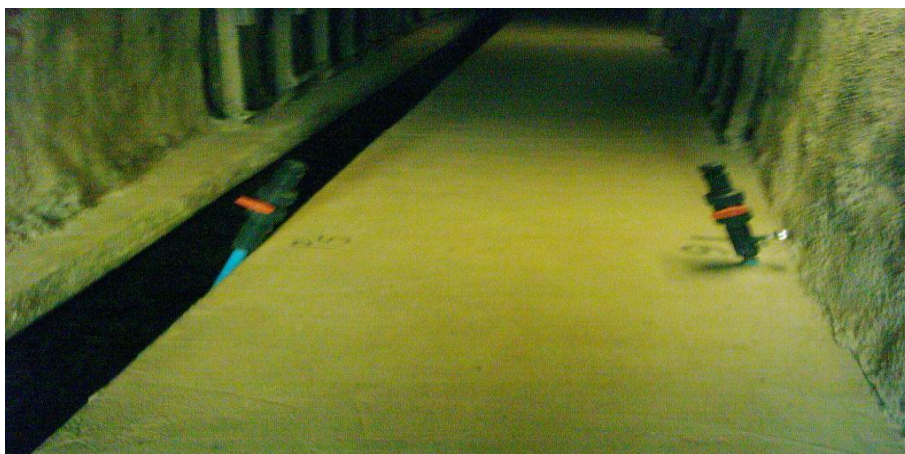


Figure N° III.5 : Lecture de niveau d'eau du piézomètre PR12, à l'aide d'une sonde hydroélectrique de mesure de niveau.

Tableau n° III.1. Piézomètres ouverts (digue)

NOM	PROFIL	COTE DE TETE	COTE DE FOND	REMARQUE
CP1	C	80.45	67	
CP2	C	79.66	40	
FP1	F	131.4	100	
FP2	F	131.4	40	
FP3	F	131.71	80	<u>BOUCHE</u>
FP4	F	131.71	50	<u>BOUCHE</u>
FP5	F	110.94	70	
FP6	F	110.94	50	
FP7	F	80.47	57	
FP8	F	80.55	40	
A'P1	A	132.72	70	<u>BOUCHE</u>
A'P2	A'	132.72	30	<u>BOUCHE</u>
A'P3	A'	132.74	45	<u>BOUCHE</u>
A'P4	A'	132.74	35	<u>BOUCHE</u>
AP1	A	80.17	55	
AP2	A	80.06	30	<u>BOUCHE</u>
EP1	E	132.63	80	
EP2	E	132.63	30	
EP3	E	132.78	52	<u>BOUCHE</u>
EP4	E	132.78	40	<u>BOUCHE</u>
EP5	E	110.86	50	
EP7	E	80.41	51.24	
EP8	E	80.84	30.5	
DP1	D	132.22	100	
DP3	D	132.25	80	
DP4	D	132.25	52	
OP1	RD	125.18	61.3	
OP2	RD	99.91	59.3	
OP5	RD	77.37	59	<u>DETUIT</u>
OP6	RG	71.04	60	
OP7	RG	99.08	60	

III.3.7 DISPOSITIFS D'ENREGISTREMENT DU NIVEAU DE LA RETENUE :



Figure N° III.6 : Raccordement des Cellules des pressions interstitielles de barrage Gargar

- Un limnimétrie est installé dans le puits de prise d'eau et une échelle limnométrique sur le mur de l'évacuateur de crues.

- Un enregistreur du niveau d'eau de type à tambour avec tube de tranquillisation sert pour l'enregistrement hebdomadaire du niveau de la retenue entre 112 M et 130 M au-dessus du niveau de référence.

Des échelles limnométriques ont été installées en amont rive droite par l'équipe d'exploitation pour contrôler le plan d'eau.

III.3.8 CELLULE DE PRESSION INTERSTITIELLE :

Pour pouvoir suivre la variation des pressions interstitielles notamment Pendant la construction et la première mise en eau, 40 cellules de pression interstitielles ont été installées.

Les cellules installées sont à fil vibrant type CL-1 de TELEMAT et les lectures Sont effectuées avec le poste de lecture PC 6 aussi TELEMAT.

III.3.9 TYPES DE PIEZOMETRES :

Tenant compte que les piézomètres à fil vibrant ont d'habitude une vie utile Assez petite et sont très sensibles, aux conditions atmosphériques. Le bureau d'études a proposé d'installer dans la digue aussi des piézomètres hydrauliques à tuyaux ouverts de type casa grande. Ces piézomètres sont installés dans la vallée et dans les deux rives afin de permettre la définition de la ligne piézométrique. Des piézomètres du même type sont installés dans les galeries.

III.3.10 PIEZOMETRES DANS LA DIGUE ET ENVIRON :

Les piézomètres installés dans la digue sont des piézomètres à tuyaux ouverts, tous ces piézomètres hydrauliques sont du type casa grande avec les caractéristiques suivantes :

- Pointe porteuse (longueur 340 mm diamètre extérieur 56 mm au matériau Céramique ; tuyaux en PVC D.025 mm avec raccordement pour collage.

III.3.11 PIEZOMETRES INSTALLES A PARTIR DES GALERIES :

Ces piézomètres sont de type casa grande et pourront fonctionner comme des drains et à cet effet leurs têtes sont munies d'un manomètre (pour lecture 0 à 10 Bars) et d'un robinet.

Les caractéristiques de ces piézomètres sont les suivants :

Pointe crépine en plastique (longueur de 1 M ; D. 48 mm ;

Largeur des fentes 2 mm) tuyaux en PVC D. 48 mm avec raccordement par vissage.

III.3.12 PRESSIONS TOTALES :

- CELLES DE CONTRAINTE TOTALE :

La mise en place des cellules de contrainte totale a été considérée pour le contrôle du procédé de consolidation du noyau à la phase de construction et aussi pour l'examen en l'occurrence du phénomène de fracturation hydraulique.

Les cellules installées sont à fil vibrant type HCV de TELEMAT et les lectures sont effectuées avec le poste de lecture PC 6, utilisé aussi pour les cellules de Pression Interstitielle.

III.3.13 INCLINOMETRES :

La mise en place de trois (03) inclinomètres d'analyse des déformations internes du remblai permettra une information importante sur le comportement du Barrage et en particulier, en ce qui concerne l'éventuelle définition des zones de transmission et réduction de contraintes et par conséquent de la fracturation hydraulique potentielle.

Pour la mesure des tassements on a considéré l'installation d'éléments

Magnétiques type SPIDER MAGNET mis en place chaque 10 m.

III.3.14 ACCELEROGRAPHES :

Est effectuée l'installation des deux accélérographes suivants :

- Un dans la galerie d'accès en rive gauche afin de mesurer les accélérations dans la fondation.
- L'autre à la crête de la digue pour permettre de déterminer l'amplification des accélérations à travers le corps de la digue.
- Les appareils installés sont des accélérographes « Sarong Motion accélérographes » type SMA 1 avec enregistrement optique sur film de 70 mm A 4 voies (trois pour les composants de l'accélération plus un pour le temps).
- Un autre accélérographe de type SMA 1 a été installé dans la galerie d'accès Rive droite le 16/01/1993 par l'équipe du Centre National de Recherches appliquées En Génie Parasismique (C.G.S. de Bouzaréah).

III.4 MOYENS MATERIELS DANS BARRAGE :

Le barrage du Gargar dispose de :

- VEHICULES

- | | |
|-----------------|--------------|
| - 01 MITSUBISHI | PAJERO |
| - 01 MITSUBISHI | PICK-UP |
| - 01 W.W. | CADDY |
| - 01 TRACTEUR | TORPEDO MED. |
| - 01 REMORQUE | |

- 01 CITERNE
- 02 MOBYLETTES (01 CYCMA - 01 GUELMA)
- 02 BARQUES
- 01 MOTEUR (POUR BARQUE)

III.5 MOYENS DE SECOURS ET LUTTE CONTRE L'INCENDIE EXISTANT :

- 01 Groupe électrogène de 100 KVA
- 13 Extincteurs :
 - 04 à eau pulvérisée
 - 02 à poudre à gaz de 09 kg
 - 03 CO2 02 kg de recharge
 - 04 à poudre à gaz de 04 kg
 - 01 citerne à eau potable de 3 M3

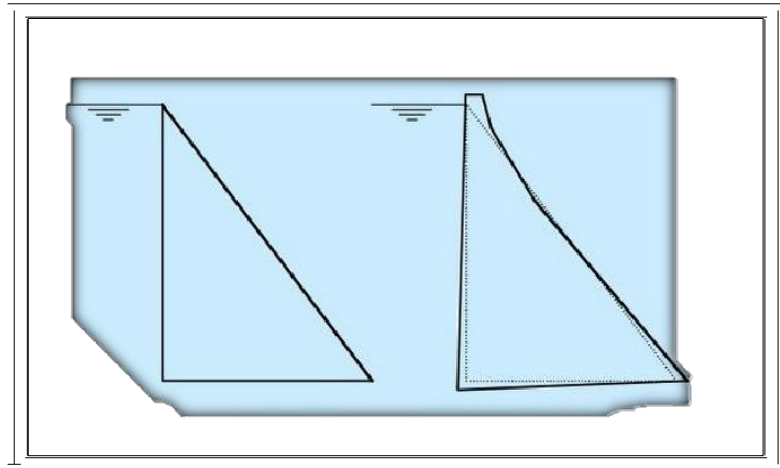
N.B. / - Manque un petit moteur à eau qui devrait être installé sur la citerne avec une longueur de 200 ml de tuyau D. 60 flexible.

III.5 Control et sécurité de digue du Barrage Gargar :

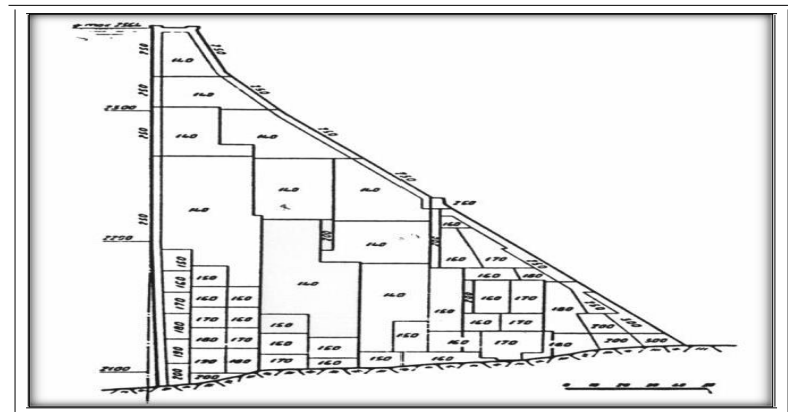
III.5.1 Formed general :

La section verticale transversale de barrages poids barrage GAR GAR a une forme très proche d'un triangle rectangulaire. Le parement amont est vertical ou très légèrement incliné vers l'amont.

Quant au parement aval, il est souvent rectiligne et incliné avec un fruit de 75% à 80%, mais peut aussi prendre la forme d'une ligne brisée (fig.3.4). Le sommet du triangle doit dans tous les cas atteindre le niveau des plus hautes eaux. Le couronnement est formé par un épaississement de la forme triangulaire simplifiée,



a) profils transversaux types ;



III.5.2 Sollicitations et contrôles essentiels :

Trois principes fondamentaux gouvernent la statique des barrages poids :

- Le poids propre s'oppose à la poussée de l'eau par le frottement résultant sur la fondation ;
- Chaque bloc est stable par lui-même (si le barrage est totalement rectiligne et joints transversaux non injectés, aucun effet de voute tridimensionnel ne participe à la stabilité) ;
- Le béton de barrage, non armé, ne supporte en principe aucune contrainte de traction, sous aucun cas de charge.
- D'autre part, ce système statique très simple implique des conditions précises à la fondation : la fondation doit être rocheuse, son module de déformation élevé (peu déformable) et sa perméabilité faible (étanchéité).

Les forces principales entrant en jeu pour la stabilité que pour la détermination de l'état de contraintes internes sont le poids propre, les poussées de l'eau et des sédiments, la sous-pression, les sollicitations dynamiques résultant d'un séisme.

Il faut relever que la sous-pression s'oppose au rôle stabilisant du poids propre il est donc primordial de porter une attention particulière au choix de sa répartition. Les effets thermiques ont leur part un effet sur l'état de contraintes internes et la déformation du barrage.

En ce qui concerne la combinaison des charges, le cas de charge normal (type 1) prend en compte les effets du poids propre P , de la poussée de l'eau E amont et éventuellement aval, de la sous-pression S , des poussées éventuelles des sédiments ϵ (à l'amont) et des terres T (à l'aval), auxquels peuvent encore s'ajouter les charges thermiques T (dus aux variations saisonnières et aux gradients thermiques dans l'ouvrage) ainsi que la poussée des glaces dans les pays nordiques. Il convient de considérer le cas du lac vide (P seul) et celui du lac plein ($P+E+S$ +éventuellement ϵ et T). Dans ces cas de charges normaux, aucune traction dans le béton n'est admise et les contraintes de compression restent relativement modérées (2 à 8 MN/m²).

Les cas de charges exceptionnelles (type 2) correspondent au cas de charges normales auquel se superpose soit l'effet de la crue de projet, soit l'effet d'une avalanche.

Les cas de charges exceptionnels (type 3) correspondent aux cas de charges normales auxquelles se superpose soit l'effet d'une crue de sécurité, soit l'effet d'un séisme. On admettra dans ces cas exceptionnels, l'apparition de légères tractions dans le béton (la position de la résultante des forces devant toutefois, en règle générale, se situer par rapport à l'extrémité l'aval à une distance supérieure au $1/6$ de la longueur de la base (fig.3.5). Pour le cas du séisme, des légères tractions sont acceptables étant donné le caractère dynamique et transitoire de la charge due au séisme. Les tractions dans le béton peuvent certes provoquer l'ouverture de fissures dans le béton, mais celles-ci seront rapidement refermées par les cycles dynamiques, de sorte que la pression hydrostatique n'ait pas le temps de s'installer. Il faut toutefois veiller au risque de modification des sous-pressions lors d'une vérification post-événement.

Les contrôles essentiels portent sur :

- La sécurité au renversement généralisé,
- La sécurité au glissement généralisé,
- La sécurité à la rupture.

Les deux premières vérifications ont trait à la stabilité du barrage. Les conditions de stabilité doivent être satisfaites tant au niveau des sections planes que celui de la base de la structure, ainsi que le long des couches rocheuses de la fondation. La troisième vérifie que les contraintes dans l'ouvrage et en fondation sont compatibles avec les valeurs admissibles.

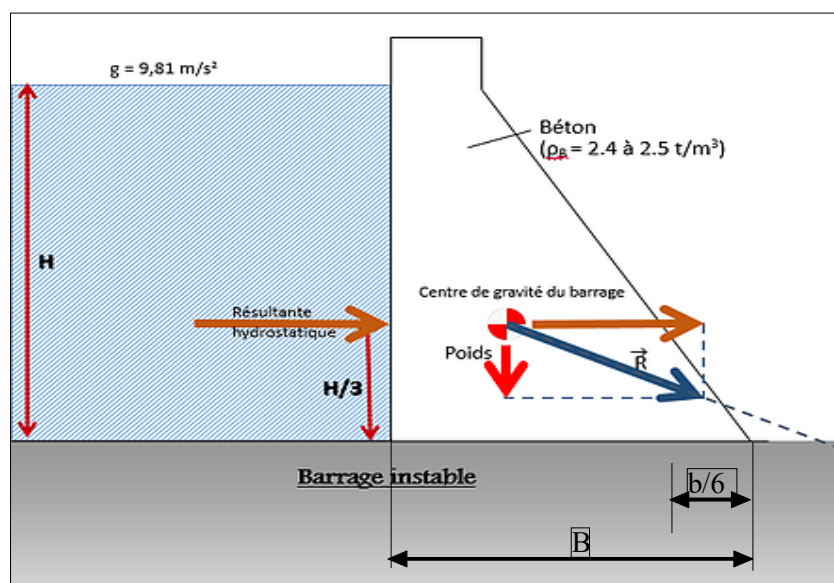


Figure N° III.8 : Situation de non-stabilité au renversement

III.5.3 Application des données pour la stabilité de barrage de gar gar

Vérifier la stabilité de nous barrage poids barrage de GAR-GAR sur les trois points essentiels,

- Données disponibles
- Hauteur du barrage (H) 90 m
- Largeur à la base (B) 480 m
- Largeur à la crête (b) 10 m
- Longueur du couronnement (L) 400 m
- Volume des remblais 4 459 000 m³
- Capacité totale de la retenue 450 hm³ = 450×10^6 m³
- Côte normale de retenue (CNR) 118 m
- Superficie de la retenue à la CNR 2 100 ha = 21×10^6 m²
- Masse volumique du béton (γ_b) 24 k N/m³ (2,4 t/m³)
- Gravité (g) 9,81 m/s²
- Coefficient de sous-pression (k) 0,85

III.5.3.1.Sécurité au renversement généralisé :

En règle générale, une structure se renverse lorsque la résultante des forces mobilisées quitte la base de la fondation de la structure (fig.3.6). Cette définition est trop sommaire pour l'analyse du renversement d'un barrage-poids, dans la mesure où, à la limite de renversement selon ce critère, les contraintes de compression sous la partie la plus sollicitée de la fondation deviennent très élevées.

Dans le cas du barrage-poids, un autre critère guide la vérification au renversement : les contraintes de traction ne sont en aucun cas admises dans le béton. Elles ne sont non plus acceptées au contact entre le béton et le rocher de fondation.

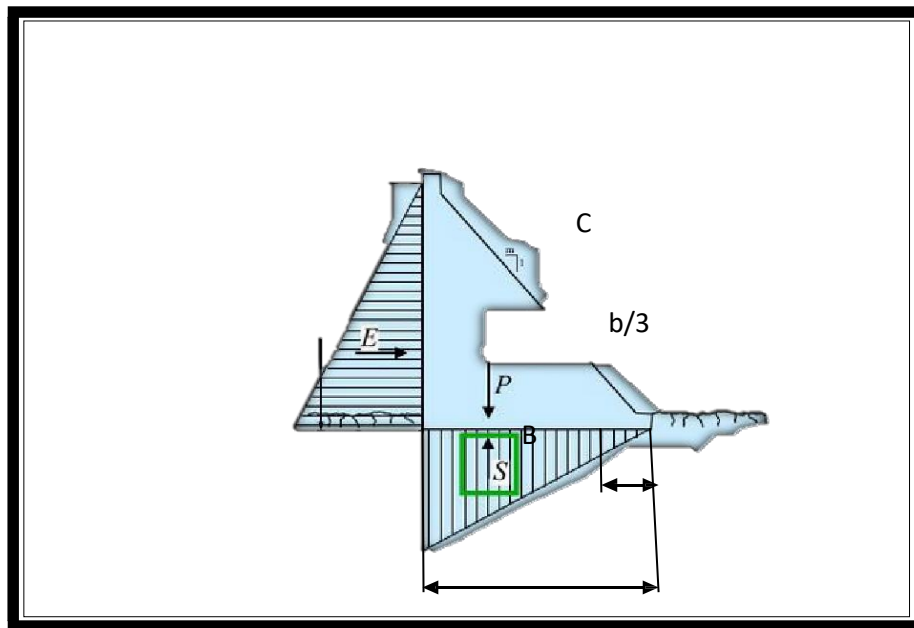


Figure N° III.9 : Forces dues au poids propre P, à la poussée de l'eau E et à la sous-pressure

Si tel est le cas, la sécurité au renversement est assurée. Quant à l'inclinaison de la résultante, elle permet de juger de la stabilité au glissement. Cette inclinaison, mesurée sur la verticale, doit se situer, dans un ordre de grandeur entre 27^0 et 42^0 .

Pour évaluer l'inclinaison (m) du parement aval qui répond au critère ci-dessus, simplifions le profil du barrage-poids par un triangle rectangle de hauteur h. Le parement amont sur lequel s'exerce la poussée de l'eau est supposé vertical, la répartition de la sous-pressure est triangulaire et le coefficient de sous-pressure vaut k. Ce coefficient tient compte de la répartition réelle de la sous-pressure, influencée par l'effet de l'écran d'étanchéité et du drainage sous la fondation.

Les points d'application de ces trois forces sont illustrés sur la (figure 3.6). Pour cette démonstration, les autres forces extérieures s'appliquant sur le barrage sont supposées négligeables (poussée des sédiments, contre poussée aval de l'eau).

Les forces agissant sur segment de largeur L du barrage sont :

- La poussée de l'eau $= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot (90)^2$
- La sous-pressure $= \frac{1}{2} \cdot k \cdot \rho \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 0,85 \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 90$ S agissant sur le barrage auxquelles s'oppose
- Le poids propre $= \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 2,4 \cdot 9,81 \cdot 90$

Avec :

h = hauteur du barrage (et hydrostatique pour le cas d'un profil triangulaire)

b = largeur de la base

ρ = masse volumique de l'eau

ρ_B = masse volumique du béton

K = coefficient de sous-pression

Pour que les contraintes soient nulles au pied du parement amont, la résultante doit passer par le point c indiqué sur la figure 4.3.

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

Alternatively, $b = m.h$.

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

Le fruit du parement aval est ainsi indépendant de la hauteur du barrage. Cette relation fort simple est souvent appelée la **réglé de Lévy**.

Lorsque l'on admet $\rho_B/\rho_E=2,5$ et $k = 0,85$ (1,0), on obtient une valeur minimale pour le fruit du parement aval $m \geq 78\%$ (82%).

Il devient ainsi aisé de calculer les contraintes verticales extrêmes sur la fondation, selon les deux cas de charge lac vide et lac plein. Le diagramme est dans les deux cas forme triangulaire, correspondant à une fondation supposée rigide (fig.4.4).

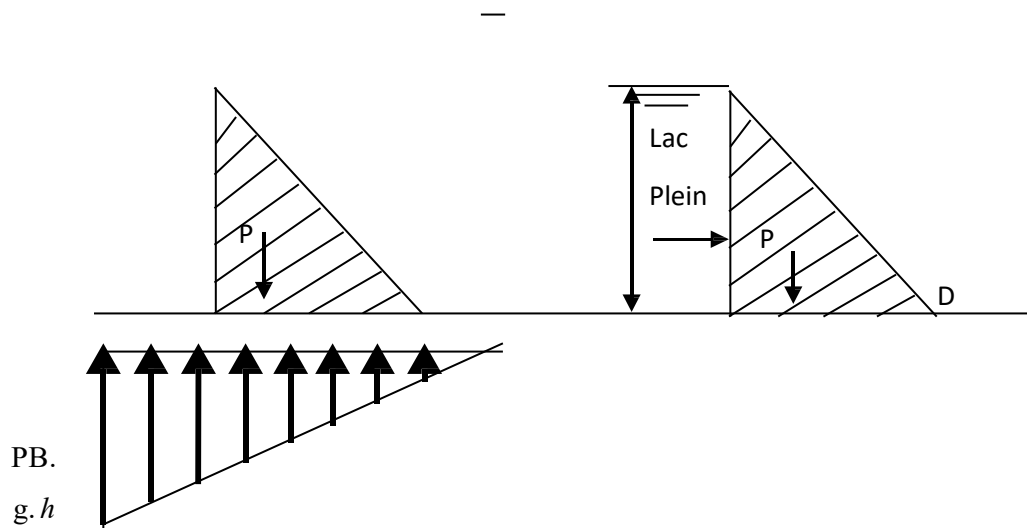


Figure N° III.10 : Contraintes sur la fondation sous cas de chargement normal

III.5.3.2. Calcul du moment de stabilité

- Poids du barrage : $W = \gamma_c * V = 2,4 \text{ t/m}^3 * 4\,459\,000 \text{ m}^3 = 10\,701\,600 \text{ t}$

- Moment de stabilité : $M_s = W * (B / 2) = 10\,701\,600 \text{ t} * (480 \text{ m} / 2) = 2\,568\,384\,000 \text{ Tm}$

Calcul du moment de renversement

- Pression hydrostatique : $P = \gamma_w * h * B = 1 \text{ t/m}^3 * 90 \text{ m} * 400 \text{ m} = 36\,000\,000 \text{ t}$

- Moment de renversement : $M_r = P * (h / 3) = 36\,000\,000 \text{ t} * (90 \text{ m} / 3) = 1\,080\,000\,000 \text{ Tm}$

Coefficient de sécurité au renversement

- $FS = M_s / M_r = 2\,568\,384\,000 \text{ Tm} / 1\,080\,000\,000 \text{ Tm} = 2,38$

III.5.3.3. Sécurité au glissement.

Reprenons le profil triangulaire simplifié du barrage-poids et examinons le risque de glissement sur la fondation sous l'effet de la poussée horizontale de l'eau.

R : force de cisaillement
résistant au glissement A :
surface unitaire de glissement
[m²/m],

$$A = b = m.h =$$

La sécurité au glissement est définie comme le rapport entre les forces résistantes et les forces de poussée (horizontales)

La sécurité au glissement est assurée si ≥ 1 , ce qui implique $\tan \phi' \geq m$.

Cette relation, particulièrement simple, est conditionnée par les hypothèses simplificatrices :

- Le profil du barrage est schématisé sous la forme d'un triangle rectangle, avec un parement amont vertical et une fondation horizontale,
- Le diagramme de sous-pression est supposé triangulaire, la sous-pression est nulle à l'extrémité aval de la fondation,
- La fondation est supposée rigide, par conséquent les diagrammes de contraintes verticales sur la fondation sont donc linéaires,
- Aucune contrainte de traction n'est admise sur la fondation (règle de Lévy).

III.5.3.4. Les surface de glissement et leur résistance :

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il importe en premier lieu de déterminer quelles sont les surfaces de glissement potentielles (fig.3.8).

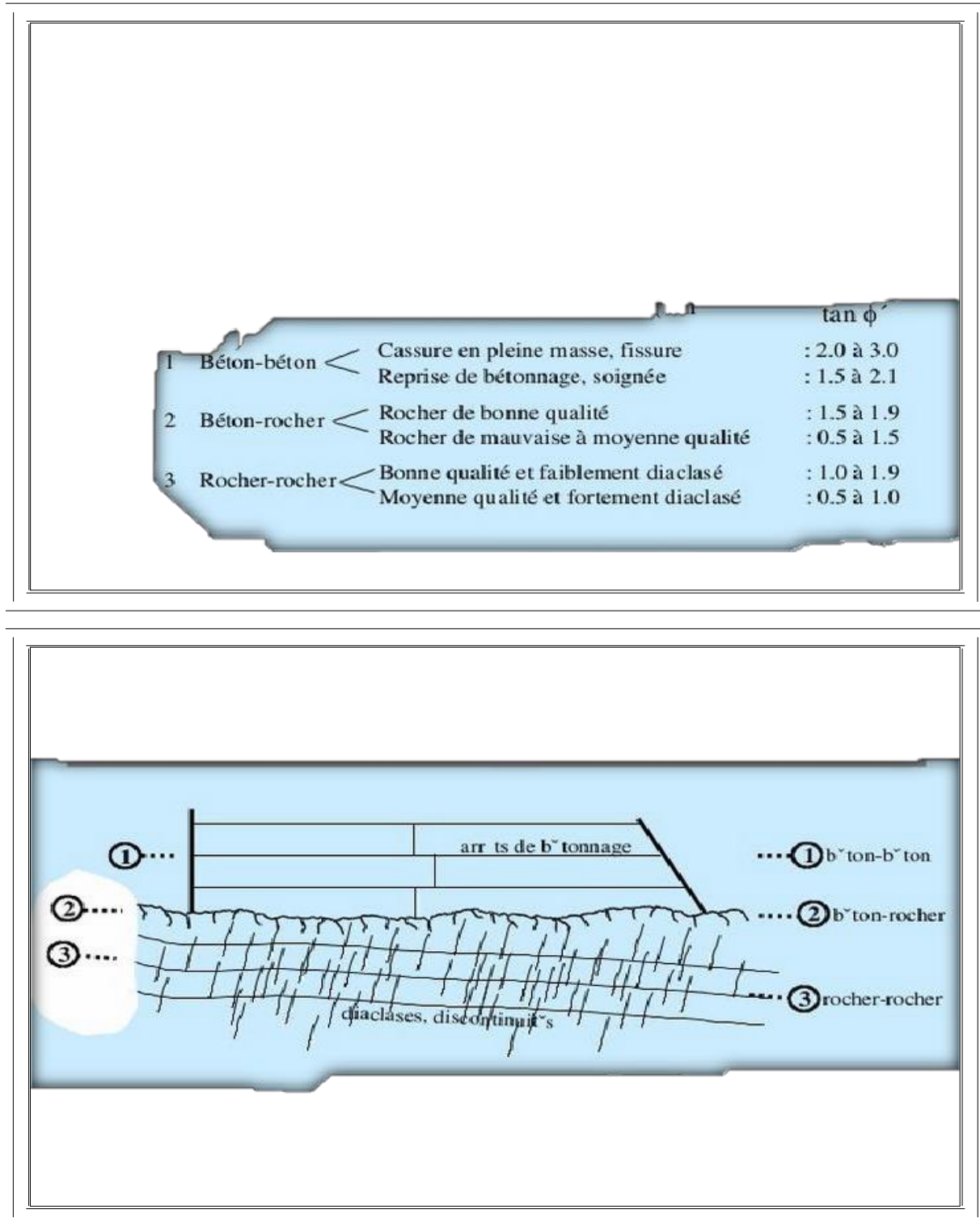


Figure N° III.11 : surfaces de glissement potentielles avec leurs caractéristiques.

III.5.3.4.1. Les résultats du Calcul de la force de glissement :

- Force de glissement : $F_g = P * \sin(\alpha) = 36\,000\,000\,t * \sin(\arctan(90/480)) = 6\,750\,000\,t$

Calcul de la force de frottement

- Force de frottement : $FF = \mu * W = 0,7 * 10\,701\,600\,t = 7\,491\,120\,t$

Coefficient de sécurité au glissement

- $FS = FF / F_g = 7\,491\,120\,t / 6\,750\,000\,t = 1,11$

La détermination des angles de frottement moyens dans le rocher et au contact entre le béton et le rocher n'est pas aisée. Le rocher est soumis à tout un réseau de diaclases et autres discontinuités rendant les essais en laboratoire peu représentatifs du comportement global du massif. La qualité du contact béton-rocher dépend pour une large part de la qualité des injections de contact. Dans le béton, les reprises de bétonnage et les éventuelles fissures de retrait constituent des plans de glissement préférentiels qu'il conviendra de traiter avec un maximum d'attention.

III.5.3.4.2. Amélioration de la sécurité au glissement :

Avec un rocher de mauvaise qualité, une faible valeur de l'angle de frottement peut conduire à devoir prendre des dispositions particulières pour améliorer la sécurité au glissement.

En observant la relation qui décrit le coefficient de sécurité au glissement

On constate trois possibilités d'intervention pour augmenter ce facteur :

- augmenter les forces verticales,
- réduire les forces hydrostatiques de poussée horizontales,
- améliorer la valeur de l'angle de frottement ϕ'

Plusieurs solutions peuvent être mises en œuvre pour atteindre ces objectifs.

a) Augmentation des forces verticales :

Une modification du profil type vise à augmenter le poids propre en augmentant le volume de béton. Cette mesure est certes efficace, mais peu économique.

En inclinant le parement amont de l'ouvrage, la pression hydrostatique s'applique sur un plan incliné qui se décompose en une force horizontale et une force verticale correspondant au poids de l'eau contenue dans la section grisée. Cette mesure est souvent

mise en œuvre car elle ne nécessite qu'un faible volume supplémentaire de béton.

Comme déjà mentionné, la force de sous-pression peut être réduite par des injections et des forages de drainage sous la fondation. La création d'évidements dans les joints du barrage (barrage-poids évidé) permet de garantir un parfait drainage de la fondation et de réduire considérablement et de manière fiable la sous-pression. Par contre, les évidements impliquent une diminution du poids propre.

b) Réduction des forces hydrostatiques de poussée horizontale :

Il n'est bien entendu pas possible de réduire la poussée de l'eau sur le barrage sans diminuer le niveau du plan d'eau. Par contre, un artifice permet d'obtenir un résultat comparable en inclinant légèrement vers l'amont la fondation du barrage. Le poids propre se décompose en une force perpendiculaire à la fondation et une force parallèle vers l'amont qui s'oppose à la poussée de l'eau. De même, la poussée de l'eau se décompose en une force de poussée parallèle à la fondation et une force perpendiculaire à la fondation.

Ainsi, pour un glissement le long du plan de fondation, l'expression du coefficient de sécurité devient :

En règle générale, la pente de la fondation ne dépasse pas 10%, de sorte que $\sin \alpha \cong g e \cong 1$.

Il faut noter que si le rocher est fracturé ou fissuré, il n'est pas exclu qu'un glissement se développe sur un

Plan horizontal dans le rocher sous la fondation. Par ailleurs, la stratigraphie peut délimiter des surfaces de glissement potentielles. Il faut s'assurer que les plans de rupture admis sont cinématiquement possibles.

L'angle de frottement sur la surface rocher-rocher est en règle générale plus élevé qu'au contact béton-rocher. On a vu par ailleurs que la sous-pression se développe de manière complète dans le réseau de fissures, ainsi que les règles conditionnant l'intervention d'une butée à l'aval d'un plan de glissement.

c) Amélioration de la valeur de l'angle de frottement φ' :

L'amélioration consiste à effectuer les trois opérations suivantes :

- traitement des arrêts de bétonnage (béton),
- redens coffers (baton),
- Injections (richer).

A l'intérieur du barrage, les plans préférentiels de glissement sont constitués par les reprises horizontales de bétonnage, généralement espacées de 2 à 3.5m. Pour améliorer la résistance au cisaillement de ces surfaces, des mesures spécifiques sont prises pour assurer une excellente qualité des reprises de bétonnage :

- la surface est nettoyée avec un jet d'eau ou d'air sous pression quelques heures après la prise, de sorte à éliminer le lait de ciment excédentaire et rendre ainsi la surface plus rugueuse ;
- avant le bétonnage, la surface est très méticuleusement nettoyée pour favoriser l'accrochage de la nouvelle couche.

Sur le barrage-poids de très grande hauteur, il devient nécessaire de placer des joints transversaux perpendiculaires à l'axe de la vallée pour limiter le volume des étapes de bétonnage. En règle générale, la largeur bétonnée en une seule étape ne dépasse pas 30 à 40m. Ces joints sont disposés de sorte à ne pas former de plans de glissement préférentiels. Ils forment soit des redans avec des coffrages inclinés, soit des escaliers, selon une disposition qui soit compatible avec les directions des contraintes principales dans le béton. L'orientation des redans est choisie de telle façon que leurs surfaces soient perpendiculaires aux lignes isostatiques.

En ce qui concerne la zone des fondations à proximité du barrage, il est recommandé de traiter le rocher en procédant à des injections de contact et de consolidation. Les injections de contact permettent d'assurer une bonne liaison béton-rocher. Quant aux injections de consolidation, elles sont destinées à obturer les fissures de surface du rocher et sont exécutées à partir de forages courts répartis dans la zone de fondation.

III.5.3.4.3. Risque hydrique :

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

$$FS = (PS + E_w)/S$$

Avec

PS = poids de structure et des équipements qui lui sont attachés
 E_w = poids de l'eau agissant sur la structure

S = sous-pression agissant sous la base de la structure

III.5.3.5. Sécurité à la rupture :

Les contraintes de compression dans un barrage-poids sont d'une manière générale faible (directement liées à la hauteur). Il en résulte que, par souci d'économie, le béton de masse est faiblement dosé en ciment et comporte des agrégats de dimensions importantes. La résistance à la compression est par conséquent relativement faible et présente une grande dispersion.

A la traction, pour les mêmes raisons et parce que la présence de fissures n'est pas exclue, la résistance sera même supposée nulle. En cas de traction, on pourrait observer une ouverture de fissures et, si ces fissures étaient en contact avec la retenue, la pression hydrostatique pourrait s'y établir pleinement. Par conséquent, les tractions ne sont pas acceptables sous cas de charge normal.

Le calcul des contraintes dans un barrage s'effectue aujourd'hui systématiquement sur des modèles numériques d'éléments finis bidimensionnels ou tridimensionnels. La prise en compte des contraintes internes causées par les variations et des gradients de température est alors indispensable.

Pour une analyse préliminaire, une approche analytique simplifiée telle que décrite ci-après est souvent suffisante.

Calcul de la contrainte normale

$$\text{- Contrainte normale : } \sigma_n = (W / A) + (P * k) = (10\,701\,600 \text{ t} / (480 \text{ m} * 400 \text{ m})) + (36\,000\,000 \text{ t} * 0,85) = 55,63 \text{ t/m}^2 + 30,6 \text{ t/m}^2 = 86,23 \text{ t/m}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\text{- Contrainte de cisaillement : } \tau = F_g / A = 6\,750\,000 \text{ t} / (480 \text{ m} * 400 \text{ m}) = 35,16 \text{ t/m}^2$$

Coefficient de sécurité à la rupture

$$\text{- FS} = \sigma_n / \tau = 86,23 \text{ t/m}^2 / 35,16 \text{ t/m}^2 = 2,45$$

III.6.Conclusion

Le barrage poids est plus ou moins stable sous les charges considérées, avec des coefficients de sécurité supérieurs à 1,5 pour le renversement et la rupture, et supérieur à 1 pour le glissement

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les barrages en terre sont très vulnérables à plusieurs phénomènes dont certains sont naturels ; et en relation avec les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et géotechniques ; La détermination des zones à risque suite à la rupture d'un barrage et l'identification des caractéristiques de l'onde de rupture sont des outils essentiels pour la préparation des mesures d'alerte et d'évacuation appropriées. Elles sont définies sur la base d'une étude de rupture du barrage, à laquelle sont jointes des cartes d'inondation. Cette étude consiste, par des méthodes reconnues, en une évaluation détaillée des conséquences de la rupture au moyen de la délimitation précise du territoire affecté et de l'identification des caractéristiques de ce territoire. Dans ce travail, nous avons essayé d'évaluer les conséquences d'une éventuelle rupture du barrage de Gar Gar à Relizane. Plusieurs étapes ont été entreprises pour atteindre cet objectif ; la première est le processus de la rupture elle-même et la formation de l'écoulement au droit de la digue, ensuite des calculs manuels résultants en aval à l'aide des équations hydrauliques, enfin les résultats obtenus.

Nos résultats donnent ; les calculs ont montré que le barrage Gar Gar est stable sous les charges considérées, et le coefficient de sécurité au glissement est supérieur à 1, ce qui indique qu'il n'y a pas de risque de glissement.

Le coefficient de sécurité à la rupture est supérieur à 2, ce qui indique que le barrage est stable et qu'il n'y a pas de risque de rupture.

Le barrage de Gar Gar est stable et il n'y a pas de risque de rupture ou de glissement.

Les résultats des calculs montrent que le barrage est conçu pour résister aux charges hydrauliques et géotechniques.

Il est recommandé de surveiller régulièrement l'état du barrage pour détecter tout signe de dégradation ou de défaillance.

Il est également recommandé de réaliser des inspections régulières pour garantir la sécurité du barrage.

Le barrage de Gar Gar est un ouvrage hydraulique sûr et stable, les résultats des calculs et les recommandations formulées dans ce mémoire permettent de garantir la sécurité et la durabilité du barrage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENT INTERNES

-ANBT , Agence national des barrages et transferts Oued Rhiau , données

Livres :

{1} Fernandez, F., Leze, S., & Marche, H. (2008). Le langage social des émotions (p. 430). Economica-Anthropos.

{2} Lebreton, A ., (1985). Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983. La Houille Blanche, (6-7), 529-544.

Mémoires Magistère :

{3} Bouhlali ,M . ,2006. Les risques associant du barrage. Mémoire magistère. Université Abou Baker belkaide.p27.p28

{4} H. BAGHZIM, Etude numérique de la conception des barrages en terre, mémoire magister université Mohamed Khider-biskra-Algérie, 2005.

Thèse de doctorat

{5} Derdous,O 2016, Condition d'écoulement à l'aval d'un barrage en cas de rupture de la digue. Application aux cas Algériens. Thèse de doctorat

Ouvrages :

{6} Anh, N. T., Rigg, J., Huong, L. T. T., & Dieu, D. T. (2012). Becoming and being urban in Hanoi: Rural-urban migration and relations in Viet Nam. The Journal of Peasant Studies, 39(5), 1103-1131.

{7} ANTON et al, Anton.S et Pougatsch.H, Les barrages- du projet a la mise en service, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), école polytechnique fédérale de Lausanne, 714p, 2011.

{8} B093, Vieillissement des barrages et des ouvrages annexes - Synthèse et recommandations, 242 pages, 1994.

{9} Colloque CFBR, Chambéry, « Auscultation des barrages et des digues - Pratiques et perspectives, 27-28 Novembre, 2012

{10} Toumi, A., & Remini, B. (2004). Barrage de Foug EL Gherza face au problème de fuites d'eau. LARHYSS Journal ISSN 1112-3680, (3).

{11} Tabouche, N., & Achour, S. (2004). Etude de la qualité des eaux souterraines de la région orientale du Sahara septentrional algérien. Larhyss Journal, 3, 99-113.

Mémoires de Master :

{12} Bourzak Adel et bouassal abdelhamid ; EROSION HYDRIQUE ET RISQUE D'ENVASEMENT DES BARRAGES : ETUDE DE CAS BARRAGE DE GARGAR (WILAYA ;DE RELIZANE) MASTER : Gestion des Risques Et Sécurité Civile ; Faculté des Sciences de la Terre et de l'Univers ; Oran2 , 2021 .

{13} CHERIF et al, CHERIF.S.M et BOUHASSANE.M.C, Etude comparative des barrages a noyau central. Mémoire de Master. Tlemcen : université Abou Baker Belkaid, faculté de technologie, 93p, 2013.

Autres :

{14} DRA-91, INERIS- DRA-13-126129-01017CDRA-91 - Maîtrise des Risques Accidentels sur les ouvrages hydrauliques, Opération B.2 Valorisation des dispositifs d'auscultation dans les études de dangers de barrages ,2012.

{15} J.M. DURAND et al, Jean-Mauris DURAND-Paul ROYET- patrice MERIAUX, technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, imprimé par Jouve, 18, rue Saint-Denis, 75001 paris, avril ,1999.

{16} Royet, P. (2004). Barrages et risques. Ingénieries-EAT, (38 supplément), p-11.

{17} Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). Les barrages: du projet à la mise en service (Vol. 17). PPUR Presses polytechniques.

{18} Deroo, L., & Jimenez, B. (2011, Novembre). Note sur l'accidentologie des barrages poids. In Colloque CFBR/AFEID: Pratique des études de dangers des barrages (pp. 28-29).

{19} [CEMAGREF (1989) La sécurité des barrages, Exposé présenté à la 5ème section du Conseil Général du G.R.E.F, 102p.

{20} CAWAS, P. L'achèvement du Barrage et de l'Usine hydro-électrique de Boulder sur le Rio-Colorado (USA).

{21} Michel, C. (1989). Hydrologie appliquée aux petits bassins versants ruraux. Cemagref, Antony. Robichon, N.,

{22} Arenou, F., Turon, C., Mermilliod, J. C., & Lebreton, Y. (1997, August). Analysis of seven nearby open clusters using Hipparcos data. In *Hipparcos- Venice'97* (Vol. 402, pp. 567 570).

{23} Ghiati, C. (2011). *Le Maroc des voyageuses françaises au temps du Protectorat.*

Une vision (de) colonisatrices?. Genre & Histoire, (8).

{24} (<http://sigoise.free.fr>).

{25} Varrin Jr, R. D., Marohnic, M. J., Kreider, M. A., Turner, A. P., & Lounis, S. (1999). U.S. Patent No. 5,913,320. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.

{26} Cornet, A., & Gouskov, N. (1952). *Les eaux du Crétacé inférieur continental dans le Sahara Algérien (nappe dite" Albienne).*

{27} Friedman, P. M., Mafong, E. A., Kauvar, A. N., & Geronemus, R. G. (2002). Safety data of injectable nonanimal stabilized hyaluronic acid gel for soft tissue augmentation. *Dermatologic Surgery*, 28(6), 491-494

{28} Said, Z. B. O. S., Haddadi-Guemghar, H., Boulekbache-Makhlouf, L., Rigou, P., Remini, H., Adjaoud, A., ... & Madani, K. (2016). Essential oils composition, antibacterial and antioxidant activities of hydrodistillated extract of *Eucalyptus globulus* fruits. *Industrial Crops and Products*, 89, 167-175.