

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE CONFORTEMENT DU BARRAGE DU
MEFFROUCH (W. TLEMCEN)**

PRESENTE PAR :
FAHAS Manel

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Maitre de Conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maitre de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maitre Assistante (A)	Examineur
N.SAIL	Maitre Assistante (A)	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session – 2018

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis
à mon égard pour mon instruction et mon bien-être.

A mes deux frères

A toute ma famille

A ma tante pour son temps qu'elle a consacré pour me soutenir du mieux qu'elle a pu.

A mes amis sans exception

Remerciements

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

Toute ma gratitude pour mon promoteur monsieur MIHOUBI pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

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

Je tiens à présenter à l'occasion tout mon respect *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*

Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragée

F.Manel

ملخص:

في إطار رعاية المنشآت الهيدروليكية في الجزائر وتحديدًا لمدينة تلمسان، فإن الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات اقترحت إنجاز دراسة من أجل ترميم سد مفروش على وادي الناشف، الذي يمون منطقة تلمسان وكتكملة لاحتياجات السكان من المياه الصالحة للشرب وتوفير المياه السقي للمنطقة.

لهذا فإن دراسة ترميم سد مفروش يهدف إلى تسليط الضوء على التقنيات المختلفة

Résumé:

Dans le cadre de la protection des ouvrages hydrotechniques en Algérie précisément à Tlemcen, l'Agence Nationale des Brrages et Transferts a proposé de réaliser l'étude de confortement du barrage Meffrouch sur Oued El Nahcef, qui sert à alimenter la région de Tlemcen, à compléter le besoin en eau potable de l'agglomération oranaise et à satisfaire les besoins des périmètres d'irrigations dans la région.

De ce fait, la présente étude du confortement du barrage Meffrouch a pour objectif mettre en exergue les différentes techniques de confortement de l'ouvrage suite aux anomalies rencontrées lors de l'étude afin de fixer la méthode la plus convenable à concevoir et qui vérifie sa stabilité.

Abstract:

As part of the protection of hydrotechnical structures in Algeria specifically in Tlemcen, the National Agency of Dams and Transfers proposed to carry out the study of comfort of Meffrouch dam on Oued El Nachef, which serves to supply the region of Tlemcen, to complete the need for drinking water in the urban area of Oran and to meet the needs of irrigations perimeters in the region.

As a result, the present Meffrouch dam consolidation study aims to highlight the various techniques of reinforcement of the structure following the anomalies encountered during the study in order to determine the most suitable method to design and verify its stability.

Sommaire

CHAPITRE I	11
I.1 Situation géographique de la région Meffrouch	12
I.2 Historique	13
I.3 Description du barrage Meffrouch	13
I.4 Ouvrages Annexes	15
I.4.1 Les évacuateurs de crues	15
I.4.2 La vidange de fond	16
I.4.3 La prise d'eau	16
I.4.4 La décharge intermédiaire	17
I.4.5 La vanne à bonlons explosifs	18
I.4.6 Le captage des nappes aquifères	19
I.4.7 La galerie d'amenée et ses ouvrages annexes Amont / Aval	19
I.5 Hydrologie.....	20
I.5.1 Hydrologie du bassin versant	20
I.5.2 Caractéristiques du bassin versant	20
I.5.3 Données climatologiques et évaporation	21
I.5.4 Débit solide	21
I.6 Géologie	21
I.6.1 Géologie du site	21
I.6.2 Tectonique	22
CHAPITRE II	23
I.1 DESORDRES OBSERVES ET PROPOSITIONS SUR LES COMPAGNES DE RECONNAISSANCES ISSUES DE LA VISITE SUR TERRAIN Désordres observés aux fondations	
I.2 Plan et profil géologique	24
I.3 Diagnostic général sur la géologie	26
I.4 Problèmes détectés	26
I.5 Mesures proposées	26
II DESORDRES OBSERVES LORS DES TRAVAUX DE RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	
II.1 Observation prise au barrage	27
II.2 Diagnostic général sur l'aspect géotechnique	27
II.3 Problèmes détectés	27
II.4 Mesures proposées	28
III POBLEMES LIES A L'HYDROLOGIE, HYDRAULIQUE, DEVERSOIRS	
III.1 Observations prises au barrage	30
III.2 Diagnostic général	31
III.3 Problèmes détectés	32
III.4 Mesures proposées	32
IV. DESORDRES OBSERVES AU CORPS DU BARRAGE	
IV.1 Observations prises au barrage	34
IV.2 Diagnostic général	34
IV.3 Problèmes détectés	35
IV.4 Mesures proposées	35
V. DESORDRES OBSERVES AU NIVEAU DES PRECONTRAINTES.	
V.1 Observations prises au barrage	37
V.2 Diagnostic général	38
V.3 Problèmes détectés	38
V.4 Mesures proposées	38
VI DESORDRES OBSERVES AU NIVEAU DE LA GALERIE	
VI.1 Observations prises au barrage	40

VI.2	Diagnostic général	40
VI.3	Problèmes détectés	41
VI.4	Mesures proposées	41
VII.	Désordres observés dans les éléments d'auscultation	43
VII.1	Observations prises au barrage	43
VII.2	Diagnostic général	44
VII.3	Problèmes détectés	44
VII.4	Mesures proposées	44
VIII.	DESORDRES OBSERVES DANS LES EQUIPEMENTS HYDROMECHANIQUES	
VIII.1	Observations prises au barrage	46
VIII.2	Diagnostic général	47
VIII.3	Problèmes détectés	47
VIII.4	Mesures proposées	48
CHAPITRE III		
I.	ETUDE HYDROLOGIQUE	52
I.1	Climatologie	52
I.3	Bassin versant	54
II.5	Etude pluviométrique	55
I.4	Calcul précipitations maximales journalières	57
I.5	Calcul de précipitations selon l'étude générale des crues	61
I.6	Monographie du barrage de Meffrouch (1966)	62
I.7	Calcul des débits selon l'étude générale des crues	63
I.8	Monographie du barrage Meffrouch (1966)	65
I.9	Comparaison des valeurs des débits et des précipitations	66
I.10	Conclusion de l'étude hydrologique	66
II.	ETUDE GEOLOGIQUE ,HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	67
II.1	Investigation géotechnique	67
II.2	Investigation géophysique	68
II.2.1	Méthode électrique	68
II.2.2	Méthode sismique	70
II.3	Caractéristiques géologiques	71
II.3.1	Description des roches carottées	71
II.3.2	Conclusion sur la géologie	76
II.4	Etude minéralogique et pétrographique	76
II.5	Etude hydrogéologique	88
II.5.1	Hydrodynamisme local	90
II.5.2	Conclusion sur l'étude hydrogéologique	92
II.6	Caractéristiques géotechnique	93
II.6.1	Caractérisation physique	93
II.6.2	Conclusion sur l'étude géotechnique	98
III.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	99
III.1	Description de la structure	99
III.2	Description des investigations	106
III.3	Programme des investigations	111
III.4	Etat de conservation de la précontrainte	116
III.5	Effort de précontrainte résiduel dans les câbles des voutes	129
III.6	Analyses et commentaires	130
III.7	Conclusion sur l'étude des précontraintes	132
IV.	ETUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE	133
IV.1	Stabilité au glissement	133
IV.2	Stabilité au renversement	134

IV.3	Résistance à la compression	134
IV.4	Stabilité interne	135
CHAPITRE IV		138
I	REALISATION DE NOUVEAUX RIDEAUX D'INJECTIONS ET DE DRAINAGES	
I.1	Traitement des fondations	138
I.2	L'étanchement	139
I.3	Les injections des fondations	139
I.4	Principe des injections des fondations	140
I.5	Les forages	141
I.6	Les coulis	142
I.7	Le plot d'essai	143
I.8	Contrôle de mise en œuvre et d'efficacité des injections	143
I.9	Réalisation du drainage	144
II	Condition de stabilité des voûtes et des contreforts	145
II.1	Condition de stabilité	146
II.2	Equilibre statique	146
II.3	Calcul de stabilité du contrefort	147
III	Réalisation du confortement des câbles précontraints	153
III.1	Préfabrication et transport des précontraintes	153
III.2	Forage	153
III.3	Installation dans le forage et injection	153
III.4	Essais	153
III.5	Mise en tension	154
III.6	Protection définitive	154
III.7	Ancrage de structure	154
III.8	Les différentes parties du tirant	154
III.9	Roche : Les boulons d'ancrage	155
III.10	Recommandations pour l'étude des précontraintes	156
IV	Recommandations pour le confortement du barrage Meffrouch	156
CHAPITRE V		
I	INSTALLATIONS DU CHANTIER	159
I.1	Installations destinées au personnel	159
I.2	Installations destinées au stockage des matériaux	159
I.3	Installations destinées à la réparation des engins	160
I.4	Installations destinées pour la préfabrication	160
II	LES MOYENS DE CHANTIER	160
II.1	Les moyens humains	160
II.2	Les moyens matériels	160
III	PLANIFICATION	161
III.1	Définition	161
III.2	Procédures de travail de planification	162
III.3	Techniques de la planification	162
III.3.1	Méthodes basées sur le réseau	163
III.3.2	Méthodes basées sur le graphique	165
III.4	Choix de la méthode de calcul	165
III.5	Les paramètres de la méthode C.P.M	165
III.5.1	Chemin critique (C.C)	166
III.5.2	Attribution des durées de chaque opération	166
III.5.3	Les plannings	167
III.6	Délai de construction et programme des travaux	167
III.7	Les compositions du projet	168

III.8	Détermination des chemins critiques	169
III.8.1	Méthode de réseau à nœuds	169
III.8.2	Méthode du tableau	169
CHAPITRE VI		
I.	Causes des accidents de travail	173
II.	Actions dangereuses dans le chantier	174
III.	Conditions dangereuses dans le chantier	174
IV.	Les mesures de prévention contre les accidents	174
V.	Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation	176
Conclusion Général		180
ANNEXES		182
Figure I.1 : photo qui démontre la zone d'étude		
Figure I.2 : Vue aérienne du plan d'eau du Barrage Meffrouch. (Echelle 1/10000)		
Figure I.3 : photo des évacuateurs de crues du barrage Meffrouch		
Figure I.4 : Photo de la vidange de fond		
Figure I.5 : Photo de la prise d'eau		
Figure I.6 : Photo de la vanne de décharge intermédiaire		
Figure I.7 : Photo de la vanne à boulons explosifs		
Figure II.1 : Vue en plan de l'aménagement hydraulique		
Figure II.2 : Coupe géologique de la fondation		
Figure II.3 : Affleurement rocheux sur la rive gauche et entrée à la galerie au pied du barrage		
Figure II.4 : Affleurement rocheux en rive gauche, vue depuis la passerelle		
Figure II.5 : Détails d'affleurements rocheux en rive gauche		
Figure II.6 : vue de rive droite, pendage des dolomies calcaires d'environ 10-15° vers l'amont		
Figure II.7 : Détails de l'affleurement en rive droite, on observe la karstification des matériaux		
Figure II.8 : Affleurement rocheux à la sortie de la galerie au pied du barrage		
Figure II.9 : Partie visible du parement amont		
Figure II.10 : Vue du pied aval du barrage		
Figure II.11 : Vue du réservoir depuis le barrage		
Figure II.12 : Joints de connexion de la de la passerelle		
Figure II.13 : Détails des joints de connexion de la passerelle		
Figure II.14 : Extrusions calcaires au parement aval		
Figure II.15 : Eclat du béton et armatures corrodées		
Figure II.16 : Armatures exposées à l'intrados des voûtes		
Figure II.17 : Affouillement et érosion remontantes en aval d'une des plaques situées sous les déversoirs		
Figure II.18 : Câbles de précontraintes		
Figure II.19 : Détails de la connexion des câbles de précontraintes		
Figure II.20 : Vue en détails d'un câble de précontrainte (De Membrillera-Emanuel- OFITIECO/2018)		
Figure III.1: Diagramme climatique Tlemcen		
Figure III.2: Courbe de température Tlemcen		
Figure III.3 : Carte des pluies moyennes annuelles du Nord de l'Algérie		
Figure III.4 : Bassin versant de l'oued EL NACHEF		
Figure III.5 : Réseau hydrographique Meffrouch		
Figure III.6 : Stations pluviométriques avec ses zones d'influence calculés avec polygones Thiessen		
Figure III.7 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160401)		
Figure III.8 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160403)		
Figure III.9 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160701)		
Figure III.10 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160705)		
Figure III.11 : La situation géographique des sondages		
Figure III.12 : Implantation des profils géophysiques		

- Figure III.13 : Schéma d'acquisition sismique.(OFITIECO-2017)
 Figure III.14 : Base sismique du profil sismique réfraction
 Figure III.15 : Sondage SC 01
 Figure III.16 : Roches carottées de 0 à 5.5 m
 Figure III.17 : Roches carottées de 10.5 à 15.4 m
 Figure III.18 : Roches carottées de 25.7 à 27 m
 Figure IV.01 : Injections en descendant
 Figure IV.02 : Tube à manchette/obturateur double (photo Solétanche-Bachy-2014)
 Figure IV.03 : Le contrefort du barrage
 Figure IV.04 : Forces appliquées sur la voute et le contrefort
 Figure IV.05 : Forces appliquées sur les différentes parties du contrefort
 Figure IV.06 : Schéma de la stabilité au renversement
 Figure IV.07 : Schéma de la stabilité au poinçonnement
 Figure IV.08 : Schéma de l'ancrage de la structure
 Figure V.1 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud
 Figure V.2: Diagramme de Gant
 Figure VI.01 : Organigramme de la prévention

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau III.1 : Stations pluviométriques de la zone d'étude avec leurs coordonnées géographiques
 Tableau III.2 : Surfaces d'influence des stations pluviométriques
 Tableau III.3 : Facteur de répartition des pluies
 Tableau III.4 : précipitations maximales 24 heures
 Tableau III.5 : précipitations journalières par périodes de retour
 Tableau III.6 : Précipitations courtes durées (Source : Monographie Meffrouch)
 Tableau III.7 : Résultats des débits de pointe
 Tableau III.8 : Analyse des résultats des débits de pointe
 Tableau III.9 : Résultats des débits de pointe (Monographie du barrage 1966)
 Tableau III.10 : Tableau récapitulatif
 Tableau III.11 : Données descriptives des sondages de reconnaissance
 Tableau III.12 : Désignation des paramètres des profils
 Tableau III.13 : Tableau des résultats de l'étude minéralogique
 Tableau III.14 : Caractéristiques des échantillons de l'étude pétrographique
 Tableau III.15 : Tableau des résultats de l'étude pétrographique
 Tableau III.16 : Tableau des caractéristiques hydrologiques
 Tableau III.17 : La résistance des roches suite à la compression simple
 Tableau III.18 : Tableau des résultats de la compression simple
 Tableau III.19 : Tableau récapitulatif des résultats du module de Young
 Tableau III.20 : Tableau explicatif des résultats du module de Young
 Tableau III.21 : Tableau illustre les résultats du RQD
 Tableau III.22 : Classification de la roche à partir du RQD. (selon D DEERE)
 Tableau III.23 : Tableau des résultats d'analyses chimiques
 Tableau III.24 : Caractéristiques des 4 familles des câbles de précontrainte
 Tableau V.1 : Symboles des opérations
 Tableau V.2 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau
 Tableau VI.1: Plan de sécurité
 Biographie

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages poids représentent la grande majorité des barrages construits en Algérie pendant le 19ème siècle et le début du 20ème siècle. L'analyse historique des évolutions dans leur conception, des désordres subis par ces ouvrages et des techniques de réparation adoptées est riche d'enseignements pour les exploitants et pour les ingénieurs qui sont confrontés au diagnostic ou à la maintenance de tels barrages. Reprenant et complétant une précédente synthèse qui avait été réalisée en 2010, mon travail s'est porté sur l'étude de confortement du barrage Meffrouch (Wilaya de Tlemcen) construit en 1958. L'objectif est de réaliser le diagnostic du barrage, les désordres et problèmes constatés, et les réparations et techniques de confortement.

La réglementation concernant le contrôle et la surveillance des barrages en service, s'appuie sur la sécurité des citoyens mais aussi de l'ouvrage. Entre autres prescriptions, la réglementation a institué une révision spéciale des barrages présentant des insuffisances au regard de l'état et de l'art. C'est ainsi que dans les quarante dernières années la plupart des vieux barrages poids ont fait l'objet de diagnostics complets et, le cas échéant, de travaux de confortement. Ces diagnostics et travaux ont souvent été menés à l'occasion des revues de sûreté décennales, incluant un examen technique complet tous les 10 ans pour les barrages de classe A, ou bien suite aux études de danger obligatoires désormais pour les barrages de classes A et B.

Chapitre I

.....

Etat de situation de
l'aménagement hydraulique

ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

Introduction :

Dans ce présent chapitre on décrira l'état de situation du Barrage Meffrouch et la description générale de toutes les informations qui concernent la zone d'étude de notre aménagement hydraulique; du point de vue géographie, hydrologie et géologie, pour connaître les caractéristiques du lieu qui influence la conception du barrage Meffrouch.

I.1 Situation géographique de la région Meffrouch :

Meffrouch, région de notre étude, se trouve à 07 km à sud de la wilaya de Tlemcen, sur une altitude de plus de 1100m, où le barrage Meffrouch prend naissance et constitue un complexe hydraulique important. La wilaya de Tlemcen se situe à l'extrême ouest du pays, limitée au Nord par la mer méditerranée, à l'Est par la wilaya de Sidi Bel Abbes, au Sud par la wilaya de Naâma, au Nord-est par la wilaya d'Ain Temouchent et à l'Ouest par le Maroc. Elle couvre une superficie de 9061 Km². Le territoire de la wilaya de Tlemcen est formé d'un ensemble de milieux naturels qui se succèdent de manière grossièrement parallèle. On distingue du Nord au Sud : la chaîne montagneuse des Traras.

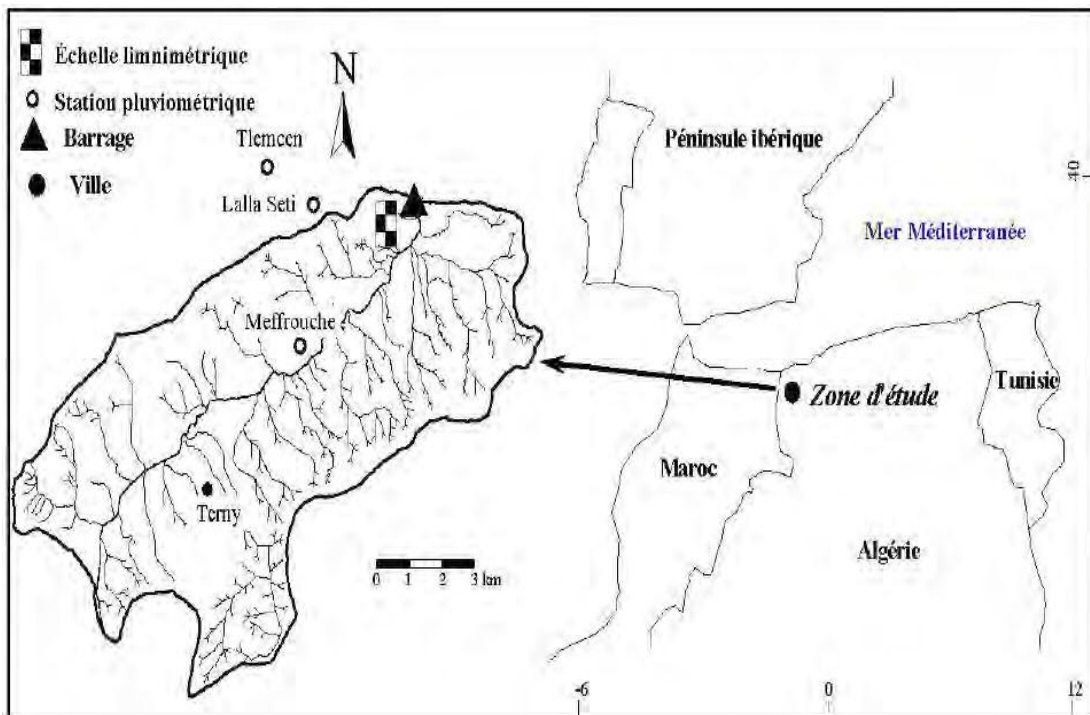


Figure I.1 : photo qui démontre la zone d'étude.
(Source : PDF Ghenim et Meghnounif,2016)

I.2 Historique:

En 1880 les ingénieurs des ponts et chaussées de la circonscription d'Oran décidèrent l'exécution d'un barrage sur l'oued Meffrouch à environ 1500 m à l'amont des cascades où l'oued fait une chute de 350 m pour gagner sa vallée inférieure. Les travaux furent abandonnés lorsque les réalisateurs virent la première crue s'engouffrer dans les fouilles du barrage.

L'idée qui vient ensuite en 1938 fut de capter L'Ain Meharas, car elle était l'exutoire d'un réservoir souterrain important situé vers la côte 1.100, ont fit donc un forage de reconnaissance à une centaine de mètres à l'amont de la source.

Les travaux cessent en 1939, lorsque survint la mobilisation générale, les études étant reprises en 1946.

La réalisation du barrage MEFFROUCH a été confiée à l'entreprise SAFONT exécuté en deux étapes :

- La première étape entre 1951 et 1956 : consistant l'exécution en trois puits de captage débouchant dans une galerie souterraine dite galerie de captage. Ces travaux ont été effectués par la S.A.E.I (Société Africaine d'Entreprise Industrielle).

- La deuxième étape entre 1957 et 1963 : Construction par l'entreprise SAFONT associée à l'entreprise industrielle d'un barrage à voûtes multiples, 17 voûtes, 18 contreforts et deux barrages poids aux extrémités. La longueur en crête est de 531m pour une hauteur maximum de 26m au-dessus du talweg.

I.3 Description du barrage Meffrouch :

L'oued EL NACHEF prend naissance dans les monts de Tlemcen après avoir coulé quelque temps sur le plateau rocheux qui se trouve au sud de la ville de Tlemcen. Il descend de la falaise en formant des grandes cascades.

L'oued EL NACHEF est le nom donné au cours supérieur de l'oued Sikkak-Safsaf, affluent rive gauche du bas Isser. Le barrage du Meffrouch a été construit pour la régularisation de cet oued et pour trois raisons principales :

- Alimentation en eau de la ville de Tlemcen ;
- Appoint aux irrigations locales ;
- Complément d'eau potable et industrielle pour l'agglomération oranaise.

Le barrage MEFFROUCH se trouve à environ à 04 km à vol d'oiseaux au sud-est de la ville de Tlemcen. Mis en eau en 1963, l'aménagement comprend deux parties réalisées en deux étapes. Dans un

premier temps il y eut le captage de l'Ain Meharas qui fut l'exutoire d'un important réservoir sous terrain située vers la cote 1100 et dans le débit est estimé à 150 l/s ce qui permet d'emmagasiner annuellement un volume global de 4,7 Hm³.

Le barrage MEFFROUCH est une construction à voûtes multiples et à contreforts.

Sa singularité réside dans le fait qu'il a été entièrement réalisé en béton précontraint et en éléments préfabriqués avec des câbles précontraints placés sur le parement amont à l'extérieur des voûtes, ainsi que des précontraints annulaires.

Il compte 17 voûtes, 18 contreforts. Chaque voûte est limitée par des cylindres de révolution coaxiaux. Le cylindre intrados compte un rayon de 11,25m. L'épaisseur de la voûte est de 0,80m et l'épaisseur des contreforts à la base est de 2,50m. La capacité du barrage est de 15 Millions de M³. Le raccordement aux berges se fait au moyen de deux parements inclinés. L'altitude maximale se trouve au niveau de la cote 1122,00. La surface de la retenue au niveau de cette cote est estimée à 190 Ha.

La hauteur au-dessus du talweg est 26,00m. La longueur à la crête est de 531m. La surface du bassin versant est estimée à 90 Km² tandis que le volume annuel régularisé est estimé à 14 Hm³.



Figure I.2 : Vue aérienne du plan d'eau du Barrage Meffrouch. (Echelle 1/10000)

I.4 Ouvrages Annexes :

Les ouvrages annexes du barrage sont destinés pour l'évacuation de l'eau dont la capacité totale est de 790m³/s à la cote 1124,50 NGA.

I.4.1 Les évacuateurs de crues :

L'évacuation des crues se fait à travers 18 seuils déversant sous forme de goulotte placés sur les contreforts et un à saut de ski rejette suffisamment à l'aval la lame d'eau pour éviter toute sorte d'érosion préjudiciable. La capacité d'évacuation de ses évacuateurs de crue est estimée à 560m³/s à la cote 1124,50m.

L'évacuation des crues se fait par les 18 contreforts déversant. Le débit entonné à la cote 1124,5 est de 720 m³/s pour une crue centennale évaluée à la construction à 540 m³/s.

En rive droite, une décharge intermédiaire permet d'évacuer les crues de faible importance jusqu'à 160 m³/s. Elle consiste en un puits de 4 m de diamètre dont le seuil en corolle est arasé à la cote 1112,00 et se trouve équipée d'une vanne cylindrique de 5 m de diamètre asservie à la cote de retenue. Le puits de décharge est relié par l'intermédiaire d'un coude à une galerie de Ø 4 m de diamètre et 203 m de long, curviligne son rayon est de 120 m en passant par le barrage poids Rive droite. La galerie se déverse en aval à un canal à ciel ouvert dont le premier tronçon est revêtu.



Figure I.3 : photo des évacuateurs de crues du barrage Meffrouh.

I.4.2 La vidange de fond:

La vidange de fond est assurée par une conduite de diamètre \varnothing 2,200 m placée dans la voûte 11-12.

Elle est équipée d'un robinet à jet creux muni d'une vanne de garde de type « papillon ». La capacité de la vidange de fond est de 40 m³/s à la cote 1 124,50. A gauche de la vidange de fond se trouve une vidange de secours, \varnothing 1,700 m à déclenchement par boulons explosifs ; débit 30 m³/s à la cote 1124.50.



Figure I.4 : Photo de la vidange de fond

I.4.3 La prise d'eau :

La prise d'eau de la retenue s'effectue à partir d'une tour située en rive gauche. Cette tour a également été construite en éléments préfabriqués précontraints à l'aide de câbles ancrés dans la fondation. La vanne de prise est constituée de six véroles de cylindriques superposées qui permettent de choisir la cote de la prise d'eau. La vanne de garde est une vanne opercule placée sur la conduite \varnothing 700 sous la voûte 15-16. Le réglage est effectué au moyen d'une vanne à pointeau \varnothing 250 et un obturateur à disque en parallèle. La capacité est de 0,4m³/s. La conduite de prise descend ensuite par un puits jusqu'à la galerie de captage.



Figure I.5 : Photo de la prise d'eau

I.4.4 La décharge intermédiaire :

La décharge intermédiaire rive droite est destinée à évacuer les crues d'importance, faible ou moyen débits. Sa capacité d'évacuation est de $160\text{m}^3/\text{s}$ à la cote $1124,50\text{m}$.



Figure I.6 : Photo de la vanne de décharge intermédiaire

I.4.5 La vanne à boulons explosifs :

A gauche de la vidange principale se trouve une vidange de secours Ø1700 à déclenchement par boulons explosifs. Le débit est de 30m³/s à la côte 1124,50.



Figure I.7 : Photo de la vanne à boulons explosifs

I.4.6 Le captage des nappes aquifères :

Le captage a fait l'objet dans la première étape des travaux réalisés entre 1951 à 1956 l'aquifère capté est celui des calcaires dolomitiques du kimméridgien supérieur dont l'exécution primitive était Ain Méhras.

Le dispositif de captage comprend :

- Trois puits : P01, P02 et P03 débouchant dans la galerie de captage.
- Une galerie de captage Ø2000 sur une longueur de 445,61m.
- Une conduite de captage SOCOMAN de diamètre Ø700, dans la galerie.
- Un «T» terminant la conduite Ø700, posé dans la chambre basse de la tête amont de la galerie d'amenée.
- Un obturateur à disque est une vanne à pointeau permettant de régler les débits.

I.4.7 La galerie d'amenée et ses ouvrages annexes Amont / Aval :

Les eaux provenant des captages et celles provenant de la prise d'eau dans la retenue sont collectées dans le bassin de la chambre basse située en tête de la galerie d'amenée.

Le rôle de cette galerie d'amenée est de diriger les eaux vers le plateau de LALLA SETTI ou elles sont réparties entre les différents utilisateurs. A la tête aval de la galerie d'amenée se trouve un ouvrage chargé de la répartition des eaux en direction de la ville de Tlemcen après avoir subi un traitement au niveau des stations de traitement des petits perdreaux.

Un trop plein et une vidange permettant d'évacuer par le lit régulateur de l'oued METCH-KANA en cas de besoin. L'équipement comprend :

- La galerie d'amenée Ø2000 sur une longueur de 2374m.
- L'équipement de la chambre basse amont
- L'ouvrage de répartition situé à l'aval.

I.5 Hydrologie :**I.5.1 Hydrologie du bassin versant :**

Le bassin versant de l'oued Meffrouch se présente comme un haut plateau calcaire avec un relief de dolines et dolines comblées et pratiquement dépourvu de couverture végétale. Il est alimenté et limité au S. et S.E. par le Djebel Nader.

La superficie du bassin versant est 90 km² ; les ressources exploitées sont : superficie environ 14.00 hm³/an les potentialités connues : superficie (1943-1960) 14.20 hm³/an et souterraines L'Ain Meharas 4.7hm³/an.

Le degré d'utilisation des ressources est estimé à 74% ; la précipitation moyenne est 709 mm/an et l'évaporation moyenne est 1260 mm/an, le débit moyen annuel au site du barrage est 593 l/s et l'apport moyen annuel au site du barrage est 14.2hm³, le débit et volume de crue centennale est 540m³/s. Les plus fortes crues connues en (1945-1968) exactement en date de 14/04/1954 avec un débit de point 466 m³/s.

Les apports solides d'oued latéraux charriés estimés (vase) 20.000m³/s

Le niveau des eaux souterraines au rayon du site du barrage à Ain Meharas est 1099 m,

Le débit des eaux souterraines (essais sol étanche 1948) 150-175l/s.

I.5.2 Caractéristiques du bassin versant :

- La surface de ce bassin est de 90 km²
- Son périmètre : 46,3 km
- Sa longueur : 16,5 km
- Son coefficient de compacité de Gravelius : 1,38
- L'altitude moyenne : 1.240 m
- Le point culminant Djebel Nader 1.579 m

I.5.3 Données climatologiques et évaporation:

La température moyenne sur le bassin est d'environ 14 °C avec des écarts compris entre – 8°C et + 40°C.

Les précipitations d'hiver se font parfois sous forme de neige. L'enneigement moyen est d'environ trois semaines.

L'évaporation moyenne est d'environ 1.260 mm par an (0,8 fois l'évaporation du Bac Colorado).

I.5.4 Débit solide:

L'envasement de la cuvette du Meffrouch est faible. La nature du bassin versant permet d'estimer l'apport solide annuel moyen à 20.000 m³ de vase.

Géologie:**I.6.1 Géologie du site:**

L'étude géologique de la zone du Meffrouch a été réalisée dans un double but.

D'abord l'étude hydrogéologique de la nappe alimentant l'Ain Maharas dont le captage constituait la première étape des travaux.

Ensuite l'étude géologique du site du barrage en vue d'assurer la stabilité du barrage et l'étanchéité de ses fondations.

Le site comprend trois strates géologiques marquées :

Dolomies altérées sur 200 m de l'époque du kimméridgien inférieur affleurant au nord d'une faille transversale à l'aval du barrage.

2. Marnes compactes alternants avec des bancs de blocs calcaires sur 50 à 100 m de l'époque du kimméridgien moyen qui peut être considérés comme étanches.

L'ensemble, de part et d'autre, de l'oued Meffrouch depuis l'aval du barrage au sud de la faille, en plongeant vers l'amont de la retenue.

Dolomies et calcaires fissurés présentant un caractère karstique de l'époque du kimmeridgien supérieur qui a été le siège de circulation importante dans l'axe du bassin.

Les calcaires dolomitiques du kimméridgien supérieur (3) forment une cuvette fermée constituant le substratum profond du barrage et du réservoir. Ils sont recouverts, par endroits, de marnes calcaires du crétacé ou du miocène. Les marnes calcaires du kimmeridgien moyen ressortent en bordure de bassin. La campagne de reconnaissances a mis en évidence, en rive droite dans ces Marno-calcaires, des lentilles calcaires fortement érodées.

Les calcaires dolomitiques contiennent la nappe captive qui est exploitée et dont l'exutoire est L'Ain Meharas (niveau 1099). La galerie souterraine, se situant environ 50 m sous le thalweg (perpendiculaire à l'axe du barrage), a été construite, elle est interceptée par des forages verticaux ascendants qui permettent le captage de ces eaux. L'étanchéité de la cuvette ne se pose que dans la zone du barrage et a été résolue par la constitution d'un mur parafouille.

1.6.2 Tectonique :

Au miocène et en corrélation avec l'identification de l'air Alpin, d'importants mouvements ont surélevés les hauts plateaux par rapport au Tell et séparaient ces deux régions par de grandes failles.

Le bassin du Meffrouch situé en bordure des hauts plateaux n'a pas été que peu plissé. Les failles par contre sont extrêmement nombreuses.

La cuvette du Meffrouch traversée d'Est en Ouest par quatre grandes failles. L'ensemble de la cuvette se présente comme un grand synclinal allongé du S.O. vers le N.E. en se fermant au N.E. en bordure de la grande faille qui fait apparaître les dolomies du Kimméridgien inférieur. L'ensemble du bassin est essentiellement constitué par les calcaires et dolomies du kimméridgien supérieur que recouvrent par endroit les marnes de calcaires du crétacé ou les marnes du miocène. Les marnes calcaires du Kimméridgien moyen réapparaissent en bordure du bassin.

Les calcaires dolomitiques du Kimméridgien supérieur forment donc une cuvette fermée.

Il est cependant possible que sur la rive droite à l'aplomb du Djebel Nador des relations existent entre le Kimméridgien supérieur et le Kimméridgien inférieur par l'intermédiaire des failles.

Conclusion

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques de notre zone d'étude et de notre barrage et de façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation du barrage Meffrouch dans la région Meffrouch est très favorable vu la nature du site et son relief qui sont favorables au stockage de cette quantité importante d'eau.

Chapitre II

.....

Inventaire des désordres du barrage

INVENTAIRE DES DESORDRES DU BARRAGE

Introduction :

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentiel de connaître, et si possible de prévenir, toute dégradation afin de le conserver en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions. On cherche principalement à détecter les anomalies et désordres et à évaluer leurs éventuelles évolutions. Ces anomalies peuvent être dues à des mécanismes de vieillissement du barrage. Ils sont généralement lents mais une évolution rapide n'est pas totalement exclue, en particulier dans les premières années après la mise en eau. A contrario, l'âge du barrage ne constitue pas une garantie de bon état.

La première mise en eau constitue de ce point de vue une phase essentielle. Il s'agit d'un test en vraie grandeur de l'ouvrage qui doit permettre de déceler d'éventuelles anomalies et de juger de son comportement par rapport aux prévisions du projet. La surveillance pendant cette période doit être continue et complète. Pendant la phase d'exploitation, la surveillance prend un rythme moins intense, adapté à la dimension de l'ouvrage, à son état général et aux circonstances extérieures. En particulier, la surveillance doit impérativement être renforcée en cas d'anomalie ou de désordre constaté, ainsi qu'à l'occasion des crues. Dans ce présent chapitre on parlera des désordres du barrage Meffrouch.

I DESORDRES OBSERVES ET PROPOSITIONS SUR LES COMPAGNES DE RECONNAISSANCES ISSUES DE LA VISITE SUR TERRAIN :

I.1 Désordres observés aux fondations :

- Le barrage Meffrouch s'appuie sur des dolomies et calcaires fissurés présentant un caractère karstique, perméable, contiennent la nappe captive.
- Sous-jacents aux dolomies, on trouve des marnes compactes alternant avec des bancs de blocs calcaires qui peuvent être considérés comme étanches.
- Pendant la visite d'inspection, on confirme que la structure s'appuie sur les matériaux carbonatés mentionnés.
- On n'a pas observé des effondrements ou des déformations du sol, non plus des filtrations, ou des évidences d'érosion due aux flux souterrains d'eau pendant la visite d'inspection.
- En outre, on a observé de la végétation abondante, avec des figuiers, buissons... nécessitant grande quantité d'eau pour se développer. Il est indiquant que, au moins ponctuellement, ces zones reçoivent de l'eau provenant du ruissellement de surface ou du barrage.
- On n'a pas observé des déformations, défauts d'alignement ou des fissures au pied des contreforts ou au pied de la structure.
- Il est noté qu'un affouillement et une érosion régressive se sont produits au pied du barrage, en aval des protections superficielles situées aux déversoirs.

I.2 **Plan et profil géologique :**

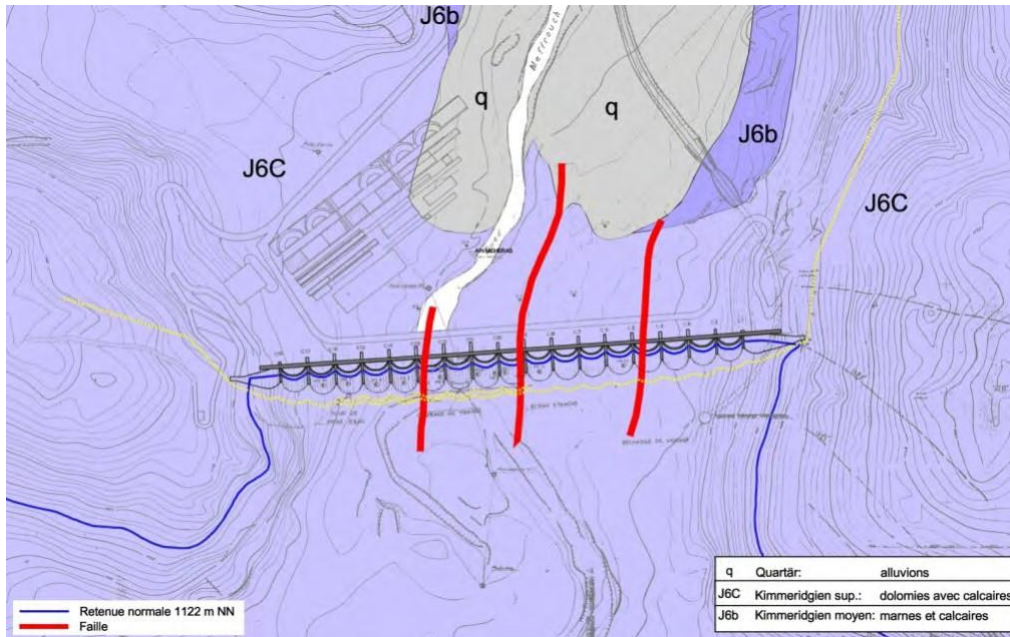


Figure II.1 : Vue en plan de l'aménagement hydraulique.

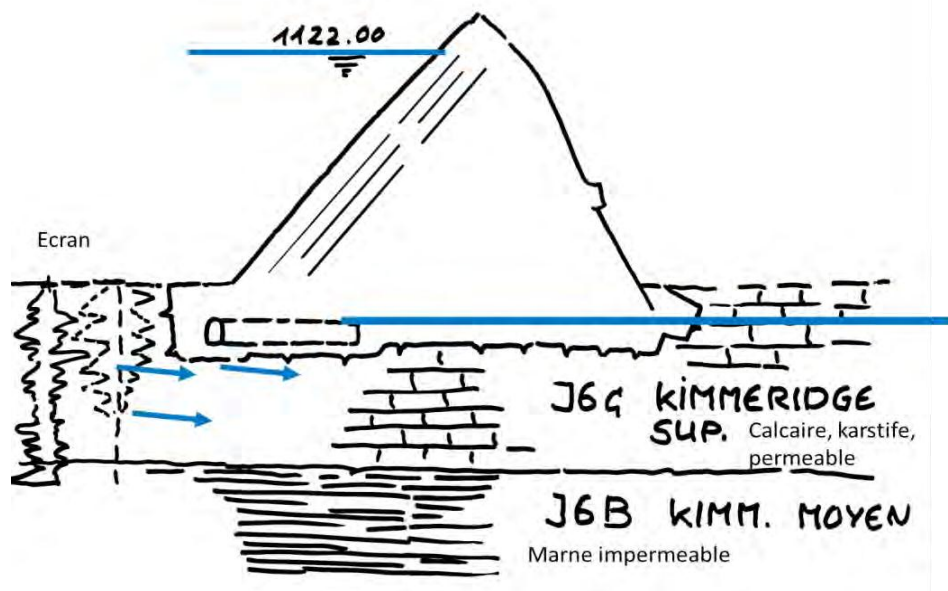


Figure II.2 : Coupe géologique de la fondation

(Source Fichtner-Hamza – RWG / 2007)

I.3 Diagnostic général sur la géologie :

- Les matériaux composant les fondations de la structure, dolomies et calcaires, sont des matériaux non évolutifs.
- Le développement d'un karst calcaire est lent à l'échelle humaine, pour la comparaison on peut y indiquer les solubilités dans l'eau moyennes suivantes :
 - Sel gemme : 350 g/l
 - Plâtre : 2g/l
 - Calcaires : 200-250 mg/l (eaux chargées de gaz carbonique)
- La plupart des réseaux souterrains dans les calcaires (sauf les paléokarst) sont à l'âge pléistocène à plio-pléistocène. Les réseaux holocènes (postglaciaires, moins de 10.000 ans) ne concernent que les petites cavités épidermiques et systèmes de grottes en gypse.

La durée de l'opération d'un système souterrain de drainage est calculée en un ordre de grandeur d'environ 20.000 ans, c'est-à-dire, très rapide à l'échelle des temps géologiques, mais très lente à l'échelle humaine.

I.4 Problèmes détectés :

- Le principal problème observé est le manque de contrôle (principalement, des mouvements) du comportement des fondations. En principe, on pense qu'il n'existe pas des problèmes liés à la résistance et la déformabilité de la fondation.
- Il y a un problème d'affouillement et érosion remontante au pied aval du barrage, causée par le déversement des eaux dans les situations de crue.

I.5 Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Désherbage du pied aval du barrage pour aider à la détection des filtrations pendant les inspections visuelles.
- Mesures considérées d'haute priorité :
 - L'implémentation de l'auscultation de mouvements des fondations (i.e. extensomètres aux barres), et amélioration du système l'auscultation hydraulique avec des nouveaux piézomètres (ouverts, à la corde vibrante, etc.), principalement aux niveaux des rives.
 - Disposer des mesures anti-affouillement et de drainage (restitution des eaux à la rivière) sur la zone en aval du barrage.

II DESORDRES OBSERVES LORS DES TRAVAUX DE RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

II.1 Observation prise au barrage :

- Le barrage est une infrastructure singulière, tant du point de vue structurel comme du point de vue géotechnique. La singularité géotechnique vient conditionnée par deux aspects :
- La propre nature des fondations (substrat formé par des dolomies calcaires sur des niveaux de marne-calcaires et marnes
- L'existence, auprès les plans, d'un élément de liaison de chaque contrefort au terrain
- Du point de vue géotechnique, on est intéressé en connaître les caractéristiques principales des fondations relatives aux aspects suivants :
- Résistance à la coupure.
- Déformabilité.
- Perméabilité.
- Durabilité (dans le sens de permanence des caractéristiques ci-dessus dans le temps).

II.2 Diagnostic général sur l'aspect géotechnique :

- Dans chaque barrage, le diagnostic général des aspects géotechniques (toujours préliminaire) doit être fait en accordance à trois paramètres principaux :
- Inspection visuelle pendant la visite aux ouvrages
- Connaissance des caractéristiques géotechniques des fondations auprès des documents existants, relative aux différents reconnaissances et essais déjà existants.
- Observation de l'évolution du comportement auprès des différents dispositifs d'auscultation existants aux fondations.
- Malheureusement, il n'a pas été possible d'obtenir tout document relatif aux caractéristiques géotechniques complètes de la fondation du barrage.
- En ce qui concerne l'information provenant des dispositifs d'auscultation, on peut indiquer ce qui suit :
- L'auscultation hydraulique, basée sur la lecture des niveaux piézométriques en aval du barrage, peut indiquer l'existence potentielle d'un processus de karstification actif.
- L'auscultation des mouvements semble inactive depuis des décennies, n'existant pas des éléments spécifiques pour le contrôle des mouvements de fondation (i.e. des extensomètres de tiges).

II.3 Problèmes détectés :

- Le principal problème est le manque de contrôle (principalement des mouvements) du comportement des fondations. En principe, on considère qu'il n'y a pas des problèmes liés à la résistance et la déformabilité de la fondation.
- Il y a un processus de karstification actif, mais lent, aux fondations, principalement sur les dolomies, aux proximités des marne-calcaires et marnes.

- On ne connaît pas l'état des ancrages des contreforts aux fondations, lesquels revêtent déjà de plus de 50 années d'opération.
- Il y a un problème d'affouillement du pied aval du barrage, à l'origine des évacuations d'eau par les déversoirs en situation de crue.

Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
 - Le barrage revête déjà de plus de 50 années d'opération. En principe, il n'est pas à craindre des pathologies assez graves aux fondations pour justifier des mesures de caractère urgent. Le manque de contrôle (c'est-à-dire des dispositifs d'auscultation adéquats) est une source de préoccupation, car le collapse de cette typologie de barrage arrive de façon subite. A titre indicatif, la plupart des barrages aux voûtes multiples bâties en Espagne ont collapsé ou présenté des problèmes graves (barrages de Fonsagrada, Orjales, etc.)
 - Mesures considérées d'haute priorité :
 - Il est nécessaire l'implantation d'auscultation des mouvements aux fondations (i.e. extensomètres à tiges) et améliorer l'auscultation hydraulique par moyen des nouveaux piézomètres (ouverts, à la corde vibrante, etc.)
 - On considère très recommandable la vérification de l'état des ancrages des contreforts aux fondations.
 - Il est convenable de disposer des mesures anti-affouillement sur la zone en aval du barrage.
 - Mesures considérées de baisse priorité :
 - Le problème de karstification des fondations est un processus actif mais lent. En tout cas, un projet spécifique d'injection des fondations doit être fait si on prétend prolonger la vie du barrage de manière significative.
 - On ne doit pas exclure la possibilité de devoir réaliser un projet de changement radicale de la typologie du barrage si on prétend prolonger la vie utile du barrage de manière significative.



Figure II.3 : Affleurement rocheux sur la rive gauche et entrée à la galerie au pied du barrage.



Figure II.4 : Affleurement rocheux en rive gauche, vue depuis la passerelle.



Figure II.5 : Détails d'affleurements rocheux en rive gauche.



Figure II.6 : vue de rive droite, pendage des dolomies calcaires d'environ 10-15° vers l'amont.



Figure II.7 : Détails de l'affleurement en rive droite, on observe la karstification des matériaux.



Figure II.8 : Affleurement rocheux à la sortie de la galerie au pied du barrage.

III. POBLEMES LIES A L'HYDROLOGIE, HYDRAULIQUE, DEVERSOIRS :

III.1 Observations prises au barrage :

- Il ne se dispose pas d'un Étude Hydrologique complet et actualisé concernant les crues au barrage.
- L'information plus actualisée à laquelle il a existé accès concernant l'hydrologie des crues au barrage, se correspond à une présentation en Power Point (1 Septembre 2007) intitulée « Études de Confortement des Grands Barrages en Exploitation - Étude de stabilité - Tache 7c: Actualisation des Etudes Hydrologiques et Crues », de la société RWG.
- Il a eu accès à la monographie du barrage de Meffrouch (juillet 1966) où ils se trouvent quelques données hydrologiques et des crues. Il est inclue dans cette monographie la série des débits maximums annuelles au barrage dans une période de 15 années consécutives (depuis 1946/57 jusqu'à 1961). Le débit maximum enregistré est de 466 m³/s (14 avril 1954). Selon cette monographie le débit

maximum de la crue de 100 ans de période de retour est de 540 m³/s (il ne s'indique pas pour des périodes de retour plus hautes).

- Le Barrage ne dispose pas d'assez de documentation concernant l'Hydrologie,
- On ne dispose pas de calcul développé.
- Chaque une des contreforts entre les voutes constitue un petit déversoir de surface de type à seuil libre.
 - Ils n'ont pas été trouvés les calculs justificatifs de la courbe de débits de ces déversoirs de surface. La capacité maximum estimée est de 40 m³/s pour chaque un.
 - Ils ont été trouvés par contre des graphiques de cette courbe de débit des déversoirs de surface.
 - Le seuil des déversoirs de surface est droit, perpendiculaire au contrefort et avec un fort évasement pour conduire l'eau vers le canal de décharge, limité par la hauteur du contrefort avec une forte contraction du large de la section.
 - Au pied de chaque contrefort du canal de décharge termine avec un tremplin de lancement équipé avec un petit déflecteur de la lame. La décharge se réalise directement au terrain situé en aval du barrage sans aucun élément de protection ou ouvrage de restitution à l'oued

III.2 Diagnostic général :

• L'unique diagnostic que qu'il faut réaliser est que l'information disponible sur la hydrologie de crues au barrage de Meffrouch est insuffisante pour garantir la sécurité hydrologique. Due à la haute incertitude existante concernant les débits et volumes des crues pour différents périodes de retour, ainsi comme concernant au laminage des crues et cotes achevées par la lame d'eau parce qu'il n'existe pas (ou bien il n'est pas localisable) aux données, calculs et hypothèses des études hydrologiques réalisées d'une façon préalable. Il ne se dispose non plus des Normes d'Exploitation du barrage (ou bien elles ne sont pas localisables).

- L'état de l'ouvrage civil et surfaces du béton des déversoirs de surfaces est acceptable

Comme ils ne sont pas localisés les calculs de la capacité de décharge (disposition que des graphique de la courbe des débits), existe une certaine incertitude concernant la capacité réel de décharge de ces déversoirs de surface.

• Les déversoirs de surface due à ses réduites dimensions, peuvent être facilement obstrués par éléments flottants pendant les crues. Cette possibilité doit être tenue en compte dans le calcul de la capacité total de décharge et l'adéquation de l'abri disponible.

• La zone d'impact de l'eau lâchée par les déversoirs de surface, ainsi comme la zone ou circule l'eau pendant son chemin vers l'oued en aval du barrage, peuvent être érodées pendant des événements de grandes décharges ou bien pendant des périodes de lâchés fréquentes, due à la manque des protections. Cette érosion peut influencer avec des dégâts aux massives de fondation / protection situés aux pieds des contreforts, ou provoquant son déchaussement (quelques signes d'érosion sont visibles actuellement).

III.3 Problèmes détectés :

- Incertitude concernant le débit maximum et volume des crues pour différentes périodes de retour au barrage.
- Incertitude concernant la capacité de laminage et abris requis pour le laminage des crues pour différents scénarios.
- Inexistence de Normes d'Exploitation du barrage qui doit inclure les normes d'exploitation pendant les crues.
- Incertitude concernant la capacité de décharge et courbe de débit des déversoirs de surface due au manque de documentation technique correspondante.
- Les déversoirs sont de dimension réduites et facilement obstrués. Il faut prendre en considération pour la réalisation des calculs de laminage et pour la revanche du barrage.
- Manque de protection dans la zone d'impact de la décharge d'eau et manque d'ouvrage de restitution à l'oued laquelle chose peut provoquer des problèmes par érosion en aval du barrage et qui peut affecter aux massives de fondation / protection situés au pied de chaque contrefort.

III.4 Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Réalisation d'une Étude Hydrologique des crues, complet et actualisé, avec l'obtention des hydrogrammes des crues pour différents périodes de retour et réalisation le calcul de laminage des crues au réservoir pour différents hypothèse et scénarios.
- Réalisation des Normes d'Exploitation du barrage tenue en compte la possibilité d'obstruction de quelques déversoirs de surface dans l'étude de laminage de crues et abri requis.
- Mesures de caractère urgent :
- Réaliser calculs de vérification de la courbe de débit des déversoirs de surface.
- Préparer le Cahier d'Instructions du barrage et prendre en compte la possibilité d'obstruction de quelques des déversoirs de surface dans l'étude de laminage de crues avec une revanche requis.
- Mesures considérées d'haute priorité : Réaliser des travaux de protection dans la zone d'impact de la décharge des déversoirs et de restitution des débits lâchés à l'oued d'une façon contrôlée pour éviter l'érosion en aval du barrage.



Figure II.9 : Partie visible du parement amont.



Figure II.10 : Vue du pied aval du barrage.



Figure II.11 : Vue du réservoir depuis le barrage.

IV. DESORDRES OBSERVES AU CORPS DU BARRAGE :

IV.1 Observations prises au barrage :

- L'état géométrique de la structure est visuellement bon, sans des évidences de mouvements généralisés (mouvements aux rives, désalignements des balustrades, etc.), et non plus des fissures structurales parcourant le long des parements.
- L'état d'imperméabilité du parement aval est apparemment bon, sans des ruissellements actifs d'importance.
- Observation des éclats ponctuels du béton de surface en plusieurs points (voir cahier photo).
- On observe, de façon ponctuelle des armatures exposées et corrodées par la perte du béton de surface.
- Existence des efflorescences et des extrusions calcaires aux joints entre voussoirs au long du parement aval, sans y connaître sa provenance (des chaux du béton, ou des contenus calcaires des eaux du réservoir).
- Pas de différence entre le béton des voûtes et celui des contreforts. Par contre, une grande différence du béton de base des contreforts, lequel est composé des roches de grande taille avec une quantité réduite de ciment, ce que lui rend plus vulnérable aux érosions.
- Quelques symptômes apparents de mouvements des blocs de tête sur les voûtes (joints ouverts), sans qu'on puisse connaître le vrai déplacement, et non plus s'il s'agit des symptômes d'un mouvement du corps du barrage, ou que des mouvements des blocs en tête sans rôle structurel.
- Les protections cathodiques situées sur la tête des voûtes sont, apparemment, hors service.
- Le système d'auscultation du barrage n'inclue pas un suivi des mouvements en crête et non plus de l'évolution des joints et fissures
- Des dégâts ponctuels sur la passerelle du barrage, mais pas des fissures structurales évidentes.
- Il n'a été pas possible l'observation du parement amont, car, dû au niveau du réservoir, il ne restait visible qu'environ des quatre mètres supérieures.
- Pendant la révision des documents techniques du barrage on n'a pas trouvé des informations sur la composition et caractéristiques du béton utilisé pour la fabrication des voussoirs.

IDVia2gnosticgénéral :

- Même s'il y a des dégâts, efflorescences et corrosions ponctuels, l'état superficiel du béton est bon, sans des grandes fissures ou symptômes de dégradation apparente.
- Les dégâts ponctuels détectés (éclats du béton, armatures exposées, pertes calcaires), même s'ils sont étendus uniformément à la totalité de la surface visible, n'indiquent pas nécessairement la progression des grandes pathologies du béton en cours. Aussi, on ne détecte pas des zones de barrage où ces endommagements soient plus intensifs qu'au reste.
- Il existe, quand même, une incertitude considérable aux mouvements des joints, fissures, et du corps du barrage en général. On ne dispose, non plus, des résultats de mesures topographiques régulières. On considère très recommandable l'habilitation d'un système d'auscultation capable de suivre ces phénomènes en détail, au cours de quelques saisons, avant d'être capable d'atteindre un diagnostic définitif.

Problèmes détectés :

- Incertitude autour des mouvements du corps du barrage et des joints de ceci.
- Dégâts ponctuels étendus à la plupart du parement aval, sans entraîner, nécessairement, des pathologies d'importance.
- Début des affouillements aux pieds des contreforts dus aux flux d'eau et la composition simple du béton dans ceux-ci.
- La protection cathodique est apparemment hors service.

Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Inspection détaillée du parement aval des voûtes et contreforts, afin de cartographier la position de zones de calcite et détecter la présence d'éventuels suintements au travers du masque (avec le barrage en eau à une cote proche de la retenue normale).
- Implémentation d'un système d'auscultation destiné au suivi des mouvements des joints considérés les plus critiques.
- Mesures considérées d'haute priorité :
- Réaliser des travaux de protection dans la zone d'impact de la décharge des déversoirs et de restitution des débits lâchés à l'oued d'une façon contrôlée pour éviter érosion en aval du barrage.
- Mesures considérées de baisse priorité :
- Réparation superficielle des dégâts ponctuels sur le parement aval.



Figure II.12 : Joints de connexion de la de la passerelle.



Figure II.13 : Détails des joints de connexion de la passerelle .



Figure II.14 : Extrusions calcaires au parement aval.



Figure II.15 : Eclat du béton et armatures corrodées.



Figure II.16 : Armatures exposées à l'intrados des voutes.



Figure II.17 : Affouillement et érosion remontantes en aval d'une des plaques situées sous les déversoirs.

V. DESORDRES OBSERVES AU NIVEAU DES PRECONSTRAINTES:

V.1 Observations prises au barrage :

- Ils existent trois systèmes différents des précontraints :
- Précontraintes verticales sur le parement amont.
- Précontraintes horizontales sur chacune des voûtes
- Précontraintes transversales dans le corps du barrage, au long des contreforts
- Pour ces trois systèmes, on n'a pas été capable d'observer durant la visite :
- la partie au-dessous des 4m environ des précontraints verticaux sur le parement amont, dû au niveau d'eau dans la retenue.
 - Le système de précontraints transversales dans les contreforts, ne sont pas directement visibles.
 - Les précontraints horizontaux sur le parement amont, dû au niveau d'eau dans la retenue.
 - On constate qu'un nombre considérable de câbles de précontraints verticales sont cassés.

selon le personnel en charge de l'exploitation du barrage, ces ruptures ne se sont produites soudainement, mais au fur et à mesure des années.

- On n'observe pas des conséquences visuelles directes sur la géométrie des voûtes des ruptures aux câbles de précontraint.

Diagnostic général :

- Seule la précontrainte longitudinale des voûtes est visible, sur une hauteur réduite en partie haute du masque, de l'ordre de 4 m. Les observations effectuées sont préoccupantes : elles mettent en évidence une dégradation prononcée des câbles de précontrainte (disparition partielle des gaines, ruptures de fils élémentaires voire rupture de câbles). D'autre part, la précontrainte du sillon, qui assure la solidité des contreforts, n'est pas observable.
- Une étude approfondie sur le rôle des précontraintes sur le mécanisme résistante du barrage est indispensable.

Problèmes détectés :

- Un nombre considérable des câbles des précontraintes ont subi des ruptures, sans qu'on soit capable de connaître, par observation visuelle directe les conséquences structurales entraînées par cette situation.

Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Examen de l'état de conservation de la précontrainte verticale du sillon et des voûtes. Cette opération va nécessiter un abaissement du plan d'eau à la cote 1115 m environ, de façon à pouvoir observer :
 - Les deux premiers mètres des câbles du sillon depuis leur zone d'ancrage en partie haute
 - Le premier tiers de la longueur des câbles longitudinaux des voûtes
 - Examen de l'état de conservation de la précontrainte transversale des voûtes. Cette opération va nécessiter de dégarnir des portions des câbles noyés dans les rainures transversales des voussoirs.
- Mesures de tensions résiduelles sur les câbles de précontrainte pour évaluer si l'effort de 50 tonnes visé à la conception est effectif.
- Essais de laboratoire sur échantillons de fils de précontrainte rompus pour contrôler la qualité de l'acier et évaluer le risque de corrosion fissurant sous tension (composition chimique, microstructure, propretéinclusionnaire).
 - Mesures considérées d'haute priorité :
 - Après les études considérés comme de caractère urgent, on considère nécessaire la réalisation des travaux de renforcement ou remplacement du rôle structurel des précontraints.



Figure II.18 : Câbles de précontraintes.



Figure II.19 : Détails de la connexion des câbles de précontraintes.



Figure II.20 : Vue en détails d'un câble de précontrainte.

(De Membrillera-Emanuel- OFITIECO/2018)

VI DESORDRES OBSERVES AU NIVEAU DE LA GALERIE:**VI.1 Observations prises au barrage :**

- Pendant la visite du barrage, on a parcouru deux galeries :
- Galerie au pied amont du barrage
- Galerie d'amenée d'eau transversale au barrage.
- Sur la galerie au pied amont du barrage :
 - La descente dans la galerie s'effectue à travers d'un puits sans des mesures de protection personnelle (attelage pour harnais, bouée de sauvetage, etc.)
 - L'état général du béton est acceptable. On observe des infiltrations et ruissellements d'eau aux tronçons inférieurs de la galerie, sans atteindre des débits préoccupants.
 - Il manque des systèmes de suivi des mouvements aux joints de la galerie.
 - On observe des matériaux entraînés par l'eau, de couleur rouge et noir. Les entrainements rouges sont probablement un mélange des matières organiques, algues, et de façon ponctuelle, des rouilles. Les entrainements noirs procèdent, probablement, des dépôts de manganèse.
 - Quelques dépôts calcaires, sans atteindre un volume préoccupant.
 - Le système d'illumination est, en général, insuffisant pour conduire des inspections régulières en toute sécurité.
 -
 - Sur la galerie d'amenée d'eau transversale au barrage :
 - La descente manuel dans la galerie s'effectue à travers d'un puits lequel n'est pas praticable en toute sécurité par des dégâts et corrosions.
 - L'ascenseur de descente dans la galerie d'amenée d'eau présente des problèmes d'opérativité, le rendant indésirable pour des visites régulières. On considère urgent la restriction de son utilisation qu'au strictement indispensable, jusqu'à la réalisation d'une grande réparation.
 - L'état général du béton est acceptable. On observe des infiltrations et ruissellements d'eau ponctuels, sans atteindre des débits préoccupants.
 - On observe quelques dépôts calcaires, sans atteindre un volume préoccupant.
 - La conduite en béton précontraint se trouve dans un état acceptable.

VI.2 Diagnostic général :

- L'état de l'ouvrage civil et surfaces en béton des galeries de surfaces est acceptable en général.
- Les infiltrations et ruissellements d'eau n'ont pas subi, pendant la visite, un débit préoccupant.
- Ne disposant pas des systèmes d'auscultation, il existe une incertitude sur les mouvements aux joints, dans la galerie au pied amont du barrage.
- Le puits de descente dans la galerie au pied amont du barrage est considéré risqué, mais praticable.
- Les systèmes de descente dans la galerie d'amenée d'eau transversale au barrage sont considérés dangereux, tant l'ascenseur comme les puits manuels.
- L'état de la conduite d'amenée d'eau dans la galerie transversale au barrage est considéré bon, sans des dégâts apparents.

VI.3 Problèmes détectés :

- Incertitude concernant les mouvements aux joints de la galerie au pied amont du barrage.
- Accès risqué à la galerie au pied amont du barrage.
- Accès dangereux à la galerie d'amenée d'eau transversale au barrage.

VI.4 Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Installation des mesures de sécurité personnelle au puits de descente dans la galerie au pied amont du barrage
 - Réparation de l'ascenseur de descente à la galerie d'amenée d'eau. On recommande éviter toute utilisation avant que cette réparation soit finie.
- Réparation de l'accès manuel à la galerie d'amenée d'eau, à être utilisé en le cas d'urgence.
- Mesures considérées d'haute priorité :
- Implémentation d'un système d'auscultation aux joints de la galerie au pied amont du barrage.
- Organisation des visites régulières (i.e. hebdomadaires) d'inspection aux deux galeries, afin de vérifier son état et détecter des autres possibles problèmes.



Figure II.21 : Galerie au pied amont du barrage.



Figure II.22 : Puit de descente à la galerie.



Figure II.23 : Ascenseur de descente à la galerie d'amenée.



Figure II.24 : Moisissure au niveau de la galerie de visite.



Figure II.25 : Conduite dans la galerie d'amenée.



Figure II.26 : Connexion des puits de captage dans la galerie d'amenée.

VII. Désordres observés dans les éléments d'auscultation :

VII.1 Observations prises au barrage :

- Le système d'auscultation du barrage de Meffrouch se divise entre deux types de contrôles :
- Contrôle piézométrique : Le dispositif comporte 22 piézomètres répartis en deux groupes :
 - 12 piézomètres situés en puits des voûtes (en puits immédiats des voûtes ou des contreforts).
 - 10 piézomètres situés à l'aval des voûtes ou du barrage.
- Les mesures se font chaque jour par le personnel du barrage avec une sonde piézométrique, et des rapports hebdomadaires sont préparés au niveau de l'équipe du barrage. Chaque mois, ces rapports sont envoyés au niveau des bureaux centraux de l'ANBT à Alger.
- Contrôle topographique :
 - Planimétrie : 5 piliers.
 - P19 en RD dans l'axe du couronnement.
 - P20 en RG dans l'axe du couronnement.

- P23 au pied en aval en partie centrale.
- P27 en aval RG près des bureaux.
- T14 au pied du contrefort 14.
- Déplacement XY : 34 repères type « douille lisse protégée ».
- 18 repères constitués par des piliers supportant une plaque en bronze à centrage forcé et situés au sommet de chaque contrefort : P1 à P8.
- 16 repères en inox comportant une douille lisse et situés à la base des contreforts : 3c à 13c, 15c et 16c.
- Les repères 10c à 13c et RP9 à RP15 sont déterminés en planimétrie, les autres repères le sont en alignement.
- Nivellement :
- Deux groupes de repères de référence sont disposés comme suit :
- R2, R22 et R23 situés au pied aval en rive droite,
- R14, R24 et R25 situés au pied aval en partie centrale,
- R8, R26, R27 au pied aval en rive gauche.
- Les déplacements verticaux de l'ouvrage sont suivis à partir des 34 repères répartis de manière suivante :
- 17 repères en inox comportant une douille lisse et situés à la base des contreforts : 1c à 13c et 15c à 18c,
- 1 repère T14 constitué par un pilier supportant une plaque en bronze à centrage forcé et situé au pied du contrefort 14,
- 16 repères de type « mirette en bronze » en pied de voûte : 1-2 à 10-11 et 12-13 à 17-18.
- Les mesures de déplacement se font par une équipe de topographie de l'ANBT.

Diagnostic général :

• Le système d'auscultation existant au barrage est insuffisant pour connaître adéquatement l'état réel de comportement de la structure. Il existe un manque d'équipement hydraulique pour le contrôle des rives ainsi que pour l'étude des comportements des blocs en béton qui forment la structure (contrôle des joints). La fréquence des mesures des piézomètres est assez élevée mais par contre celle du système de contrôle topographique est insuffisante.

Problèmes détectés :

- Méconnaissance des possibles valeurs de sous pressions dans les rives de la structure.
- Méconnaissance des valeurs de déplacements des joints au niveau des galeries,
- Méconnaissance de l'état réel de tension des câblages de précontrainte et alors besoin de connaître l'état réel de tension du béton.
- Distance trop élevée entre les points de contrôle de nivellement qui existent au pied du barrage.
- Existence d'éléments topographiques dans des parties du barrage pas solidaires.

Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :

- Réaliser un contrôle effectif des sous pressions dans les rives de la structure.
- Augmenter la fréquence de réalisation des campagnes topographiques (semestrielles).
- Mesures considérées d'haute priorité :
- Connaître les trois dimensions des déplacements des blocs des voutes (XYZ), des pieds des contreforts, et aussi dans les blocs de la couronne pour bien connaître le comportement de la structure.
- Augmenter le contrôle piézométrique existant au pied du barrage.
- Mesures considérées de baisse priorité :
- Aménagement des éléments topographiques et installation des nouveaux repères intermédiaires surtout au pied du barrage.



Figure II.27 : Pilier topographique sur la crête du barrage.



Figure II.28 : Détail du mauvais état de conservation des piliers topographiques.



Figure II.29 : Ouverture des blocs supérieur des voutes.



Figure II.30 : Détails d'un piézomètre Ouvert situé aux pieds des voutes.

VIII DESORDRES OBSERVES DANS LES EQUIPEMENTS HYDROMECHANQUES :

VIII.1 Observations prises au barrage :

- La tour de prise se trouve dans la rive gauche, conformée par trois piliers en béton équidistants 120° au centre de l'axe de la tour et dans son intérieur il y a un tube de $\text{Ø}700$ mm. Dans la partie supérieure il existe une salle où se trouve la machinerie nécessaire pour exécuter les opérations de fermeture et ouverture. Cette fermeture de $\text{Ø}700$ mm se déplace verticalement moyennant un système de broches qui permet l'entrée d'eau au tuyau de $\text{Ø}700$ mm située dans la zone inférieure de la tour de prise. Pour l'actionnement de la fermeture d'entrée situé dans la tour de prise de la rive gauche existe un tableau de contrôle et protection avec deux boutons une pour faire descendre l'obturateur et autre pour la faire monter. Comme éléments de sécurité existent que des fusibles.

- Le déversoir intermédiaire se trouve dans la rive droite du réservoir et proche du corps du barrage, il est composé par six piliers en béton et dans son intérieur il y a un tube de $\text{Ø}5.000$ mm. Dans la partie supérieure il se trouve la salle avec toute la machinerie nécessaire pour réaliser les opérations d'ouverture et fermeture. Cette fermeture de $\text{Ø}5.000$ mm se déplace verticalement moyennant un

système de broches qui permet l'entrée de l'eau au tuyau situé dans sa zone inférieure. Cette eau est jetée directement à l'oued. Pour faciliter les opérations de fermeture et ouverture, il existe un tableau de contrôle et protection avec des boutons d'ouverture, arrêt et fermeture des vannes et en plus il y a un indicateur lumineux d'opération. Les dispositifs de sécurité sont interrupteurs différentiels.

- Le déversoir de fond se situe dans le centre du septième arc des 17 qui composent le corps du barrage. Il est formé par une conduite de Ø2.200 mm régulés moyennant une valve en papillon Ø2.300 mm d'actionnement huile hydraulique (fermeture de sécurité) et une valve de jet creux Ø2.000 mm d'actionnement électromécanique (fermeture de régulation). Le déversoir de fond a une capacité de décharge de 40 m³/s. Pour les opérations de ces deux fermetures, il existe deux tableaux de contrôle et protection assez vieux.

- Il existe quatre puits de captation construits avant de la construction du barrage. Deux puits se trouvent dans le réservoir et ils ont ses embouchures dans un système automatique de valve actionnée par pression hydrostatique qui permet l'entrée d'eau. Dans la zone inférieure de chaque puits existe une valve sphérique pour la régulation de débit (sans information). En aval du barrage se trouvent les deux autres puits de captation. Un se trouve fermé et condamné et le dernier contient un tuyau de Ø700 mm qui arrivent de la prise d'eau. Ce tuyau et un autre de Ø700 mm qui arrivent des deux puits antérieurs, sont joints 75 mètres plus bas.

- En cas d'urgence par des problèmes d'alimentation électrique, ils existent deux groupes électrogènes, un fixe et original de la construction du barrage, et un autre nouveau et mobile. Les deux groupes se trouvent installés dans la salle du corps du barrage.

Diagnostic général :

- Prise d'eau : Le mécanisme d'actionnement a conté historiquement avec une maintenance réduite (addition d'huile). La protection anticorrosion des éléments mécaniques est très détériorée. Le tableau de contrôle est très ancien et avec une protection électrique insuffisante qui ne garantit pas la sécurité de l'installation. La valve d'aiguille chargée de la régulation ne dispose pas d'aucune information (due à ses grandes dimensions nous pensons que le mécanisme d'actionnement est électromécanique) et aucun démontage s'a pu réaliser cars il n'existe pas aucune pont roulant.

- Vidange intermédiaire : bon fonctionnement de conservation de cet organe d'évacuation. Application de graisse dans les parties mobiles sans un nettoyage préalable, laquelle chose peut créer des boules de graisse et poussière qui peuvent endommager les dispositifs de guidance et les éléments mobiles. Le tableau de contrôle et ses protections sont anciens et ne garantissent pas la sécurité des opérations.

- Vidange de fond : Les fermetures chargées de la régulation sont très sensibles au sédiments et corps flottants.

- Puits de captations : Les fermetures des puits (valves sphériques) sont d'actionnement manuel et ils se trouvent en bon état de conservation.

- Groupes électrogènes : correct état de conservation et de fonctionnement.

VIII.3 Problèmes détectés :

- Prise d'eau : Manque d'un dispositif d'aération à la sortie de cette valve pour permettre l'entrée et sortie d'air la conduite (le degré de cavitation doit être élevé).

- Déversoir de fond : Manque total de dispositifs d'aération entre la fermeture de sécurité et de régulation. La cause est l'apparition de cavitation qui influe dans les matériaux plus faibles. Avec valeurs supérieurs à 7m/s il y aura un détachement de la lame d'eau et l'augmentation de la cavitation d'une façon exponentielle. Les systèmes d'actionnement des fermetures sont très anciens.

VIII.4 Mesures proposées :

- Mesures de caractère urgent :
- Vidange de fond : substitution de l'actuel système de valves.
- Prise d'eau : Moderniser les tableaux de contrôle et actualiser les protections électriques.
- Vidange intermédiaire : Substitutions du tableau électrique avec de protections modernes et des indicateurs de contrôle.
- Mesures considérées d'haute priorité :
- Prise d'eau : Nettoyage profond de tous le mécanisme d'actionnement commençant par son motoréducteur et application d'huile. Nettoyage profond des broches et application d'huile. Révision et nettoyage des systèmes de guidance et postérieur application de graisse.
- Vidange intermédiaire : Nettoyage profond de tous les mécanismes d'actionnement. Nettoyage des tours ou les câblages sont enroulés. Révision et nettoyage des systèmes de guidance.
- Mesures considérées de baisse priorité :
- Prise d'eau : Réviser périodiquement que la chaîne chargée de la transmission se trouve assez tendue et qu'elle ne souffre pas des étirages cars c'est une chaîne svelte. Application d'un système anti corrosion moyennant jet de sable à tous les éléments mécaniques. Due à la taille de la valve de régulation il faut penser que son actionnement est électromécanique. Si son état est similaire à celui-là de la valve sera nécessaire sa substitution. Pour connaître son état il est recommandé une opération complète de démontage.
- Vidange intermédiaire : Application d'un système anti corrosion moyennant jet de sable à tous les éléments mécaniques.
- Groupes électrogènes : Substitution et modernisation du tableau commutateur avec toutes les mesures de sécurité électriques.



Figure II.31 : Tour de prise de la vidange intermédiaire.



Figure II.32 : Vue générale de la vidange de fond.



Figure II.33 : Détails de la valve papillon de sécurité et son tableau de contrôle.



Figure II.34 : Détails de la valve de sécurité du puits de captage.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons abordé l'auscultation du barrage Meffrouch qui a été faite dans le but de prévenir et de connaître les dégradations de ce dernier afin de déceler toutes sortes d'anomalies pouvant entraîner une instabilité de l'ouvrage. Les moyens mis en œuvre pour assurer ce suivi ont été adaptés à la taille et à la complexité de l'ouvrage, et c'est ce qui a permis le bon déroulement de l'étude d'expertise pour le confortement du barrage Meffrouch.

Chapitre III

Etude du confortement du barrage

ETUDE DU CONFORTEMENT DU BARRAGE

Introduction :

Bien que tout ce qui est inventé par l'homme, les techniques avancées, les géants engins, on ne peut pas dominer la construction des ouvrages, pour cela on doit prendre en compte l'état des désordres qu'on a déjà vu dans le chapitre précédent comme un facteur très important pour faire une étude de confortement du barrage ,et c'est ce qu'on va étudié dans les études géologiques , géotechniques et hydrauliques qui vont suivre , à partir de ces études on peut déterminer les problèmes liés à ce barrage et trouver les méthodes les plus convenables afin de le conforter, donc on va étudier dans ce chapitre les différentes études hydrauliques , géologiques , hydrogéologiques , géotechniques et conceptuelles et leurs actualisations et cela va être démontré par des sondages , des essais sur terrain et des forages puis les comparer avec l'étude lors de la réalisation de l'ouvrage afin de détecter les anomalies et savoir si notre barrage a besoin d'un confortement et à quel niveau car chaque projet de barrage est et restera une histoire et une affaire unique.

1.6 ETUDE HYDROLOGIQUE :

1.1 Climatologie :

Le climat de Tlemcen est tempéré, les hivers sont doux et les étés avec températures pas trop élevées. La plupart des pluies tombent en hiver.

Selon la classification de Koppen et Geiger-1918, le climat correspond à un type de climat Csa. La température annuelle moyenne est d'environ 17 ° C et les précipitations sont de 486 mm par an.

Le mois le plus sec est Août, avec 4 mm, alors qu'une moyenne de 75 mm, est enregistrée en Décembre, le mois avec les plus fortes précipitations de l'année.

Le mois le plus chaud de l'année est Août avec une moyenne de 25,8 ° C. La température moyenne du mois le plus froid est de 8,6 ° C, ce qui correspond à Janvier.

La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 71 mm. La variation annuelle de la température est de 17, 2 ° C.

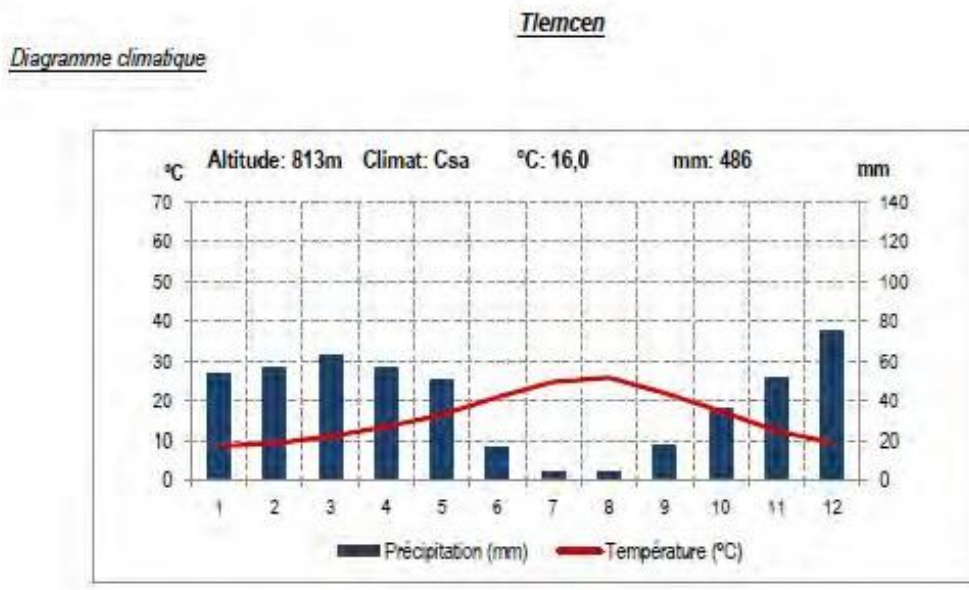


Figure III.1: Diagramme climatique Tlemcen (Source : Climate-data.org,2016).

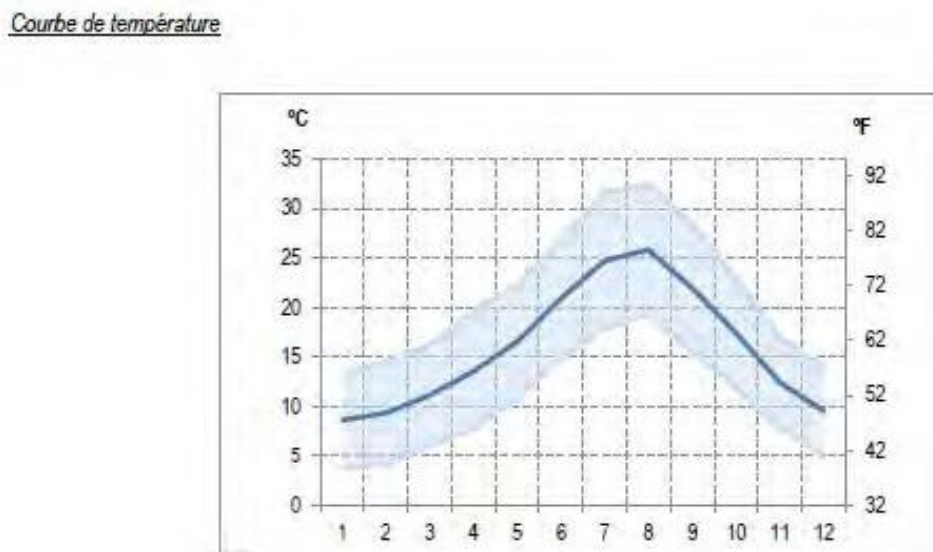


Figure III.2: Courbe de température Tlemcen (Source : Climate-data.org, 2016).

Selon le travail fait par l'Agence Nationale de Ressources Hydrauliques (ANRH) sur les pluies moyennes, la zone où le barrage est situé les précipitations moyennes annuelles équivalent à 450 mm.

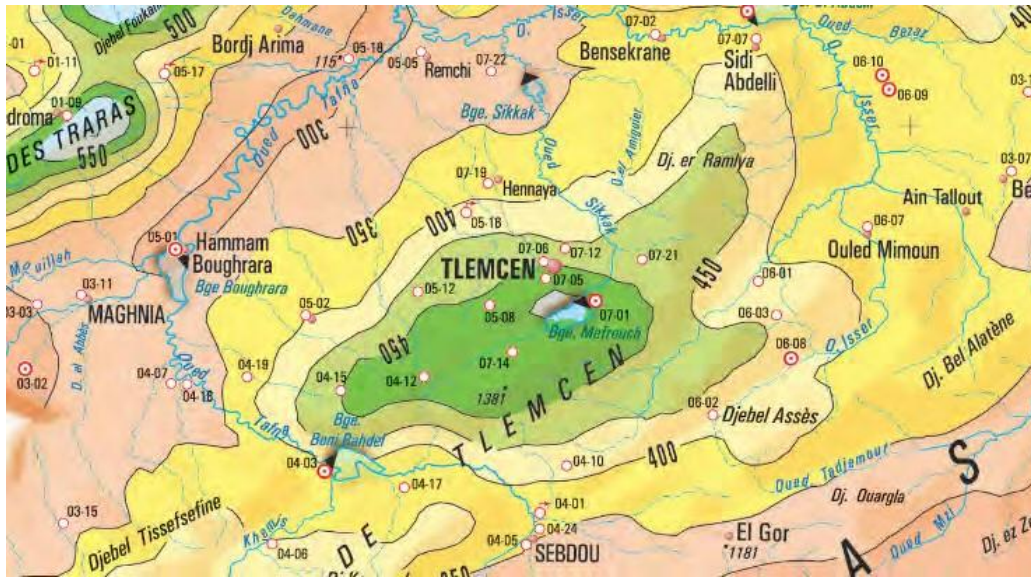


Figure III.3 : Carte des pluies moyennes annuelles du Nord de l’Algérie (Source : ANRH-2018)

1.2 Bassin versant :

L’oued El Nachef est le nom donné au cours supérieur de l’Oued Sikkak-Saf Saf, affluent du bas Isser. Le bassin versant de l’oued Meffrouch se présente comme un haut plateau calcaire avec un relief de dolines et dolines comblées et pratiquement dépourvu de couverture végétale. Il est alimenté et limité au S. et S.E. par le Djebel Nador.

Le bassin appartient à l’ABH Oranie-Chott-Chergui.

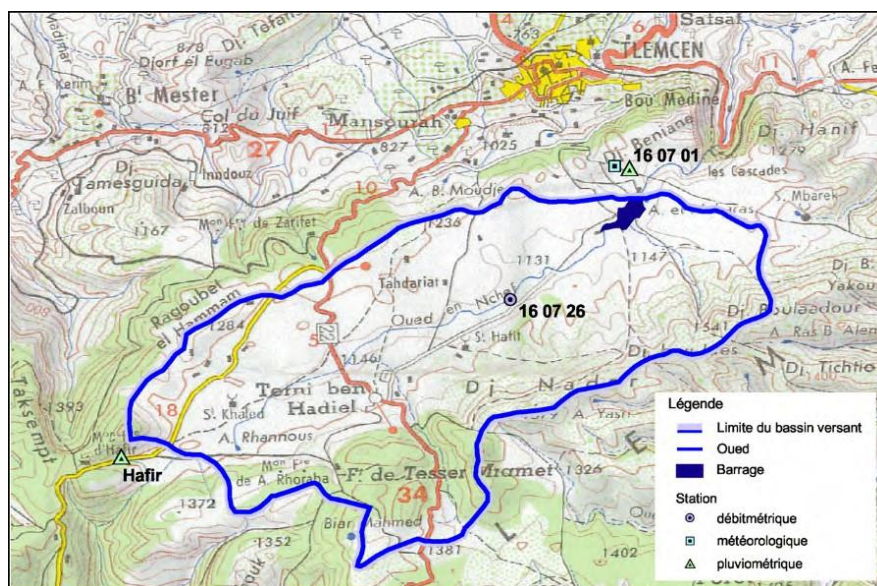


Figure III.4 : Bassin versant de l’oued EL NACHEF.

Les caractéristiques physiques du Bassin versant sont les suivantes :

- Surface : 87 km²
- Longueur thalweg : 19.385 m
- Altitude maximale : 1.579 m (Djebel Nador)
- Altitude minimale : 1.111 m
- Altitude moyenne: 1.227 m
- Pente moyenne BV: 14,6 %

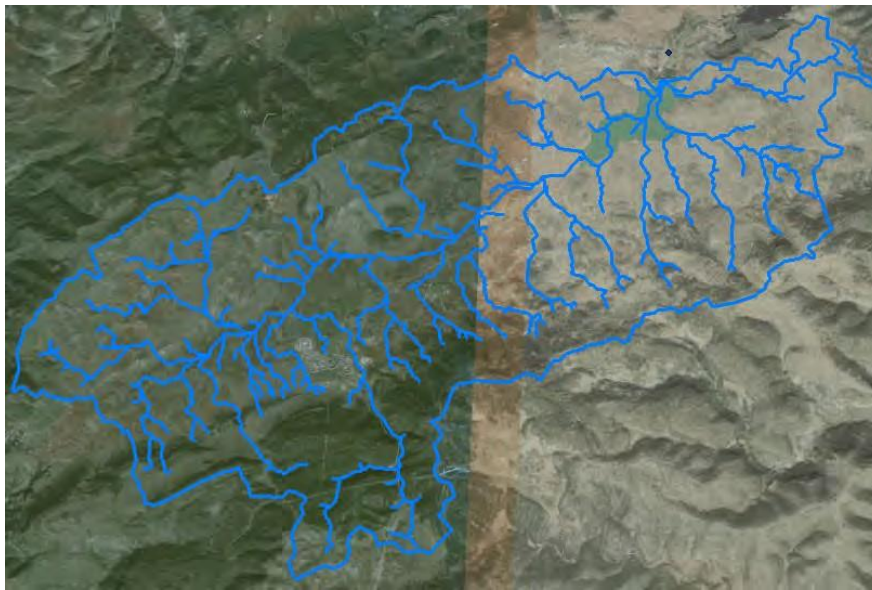


Figure III.5 : Réseau hydrographique Meffrouch.

1.3 **Etude pluviométrique :**

L'objectif de cette partie de l'étude est la caractérisation des pluies sur le bassin versant du barrage pour différentes périodes de retour, qui correspondent à la crue de projet (T=1000 ans), à la crue de sécurité (T=10.000 ans) et autres périodes de retour importantes pour la gestion du barrage. Les pluies les plus défavorables sont celles qui vont donner les débits de calcul.

D'autre côté, on a établi une méthodologie pour le calcul des crues dans la région. Nous allons suivre cette méthodologie et faire une comparaison des résultats obtenus.

Dans la région proche au barrage de Meffrouch, il existe plusieurs stations pluviométriques. Nous avons choisi cinq parmi elles selon les séries de données disponibles.

Stations pluviométriques:

Tableau III.1 : Stations pluviométriques de la zone d'étude avec leurs coordonnées géographiques.

STATION	CODE	X)m(Y)m(Z)m(
Sebdou	160401	103.644	384.341	875
Beni Bahdel	160403	87.377	384.950	666
M Lilia Hennaia	160516	99.191	387.317	515
Meffrouche	160701	107.990	386.509	1110
Lala Setti	160705	106.391	386.674	1020

La carte ci-dessous indique l'emplacement des postes pluviométriques et la zone d'influence selon la méthodologie des polygones de Thiessen (polygones formés par les médiatrices des droites joignant des stations pluviométriques adjacentes).

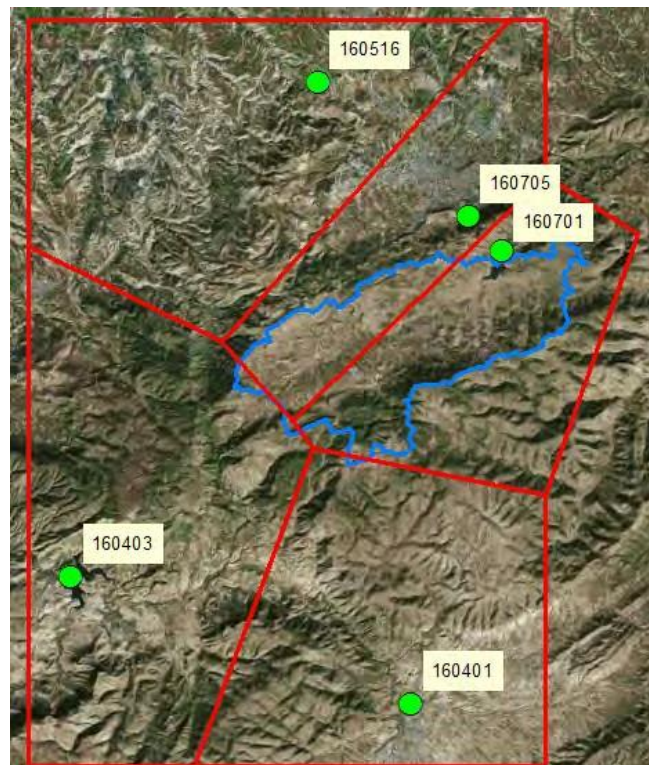


Figure III.6 : Stations pluviométriques avec ses zones d'influence calculés avec polygones Thiessen.

La zone d’influence de la station de M. Lilia Hennaia (code 160516) n’affecte pas le bassin versant de l’étude, par conséquent on ne va pas le considérer pour l’étude.

1.4 Calcul précipitations maximales journalières :

Pour le calcul de la pluie maximale journalière nous avons réalisé une étude statistique avec laquelle les séries disponibles ont été ajustées à différentes lois de fréquence. En hydrologie , ils existent nombreuses lois de fréquence employés.

Néanmoins parmi elles certaines sont plus convenables. Les pluies maximales journalières ou mensuelles s’adaptent très bien à lois de fréquence de valeurs extrêmes comme la fonction de Gumbel, la Log Pearson III et la gamme incomplète. Nous avons choisi la distribution de Gumbel par son adaptabilité aux données disponibles. La loi de Gumbel est un cas spécial de la loi d’extremum généralisée au même titre que la loi de Weibull ou la loi de Fréchet. La distribution de Gumbel est une bonne approximation de la

loi du maximum d’un échantillon de variables aléatoires indépendantes. La fonction de répartition de la loi de Gumbel est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \tag{III.1}$$

Avec les paramètres suivants :

Paramètre d’échelle :

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times S \tag{III.2}$$

avec :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \tag{III.3}$$

Paramètre de position :

$$u = \bar{x} - 0,5772 \times \alpha \tag{III.4}$$

Avec :

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \tag{III.5}$$

(moyenne)

Nous obtenons les suivants résultats pour les différentes stations et périodes de retour.

Station 160401

Période de retour (T)

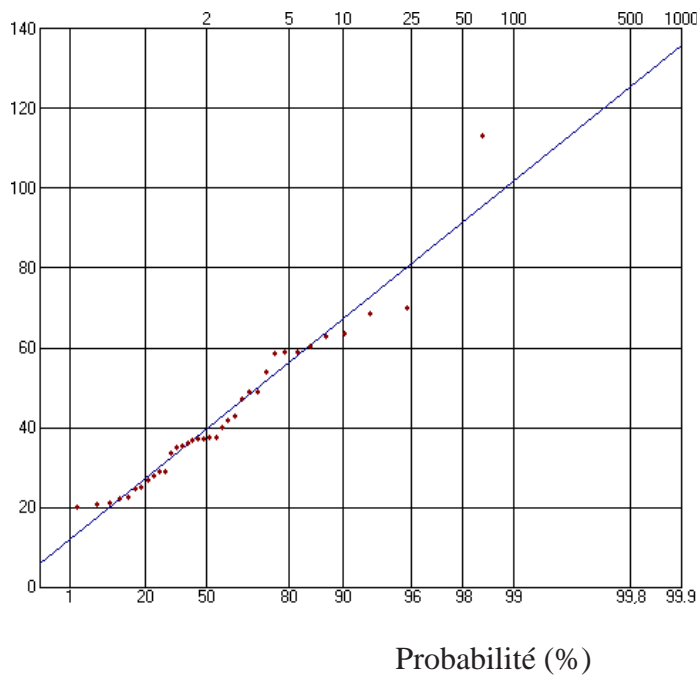


Figure III.7 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160401)

Station 160403

Période de retour (T)

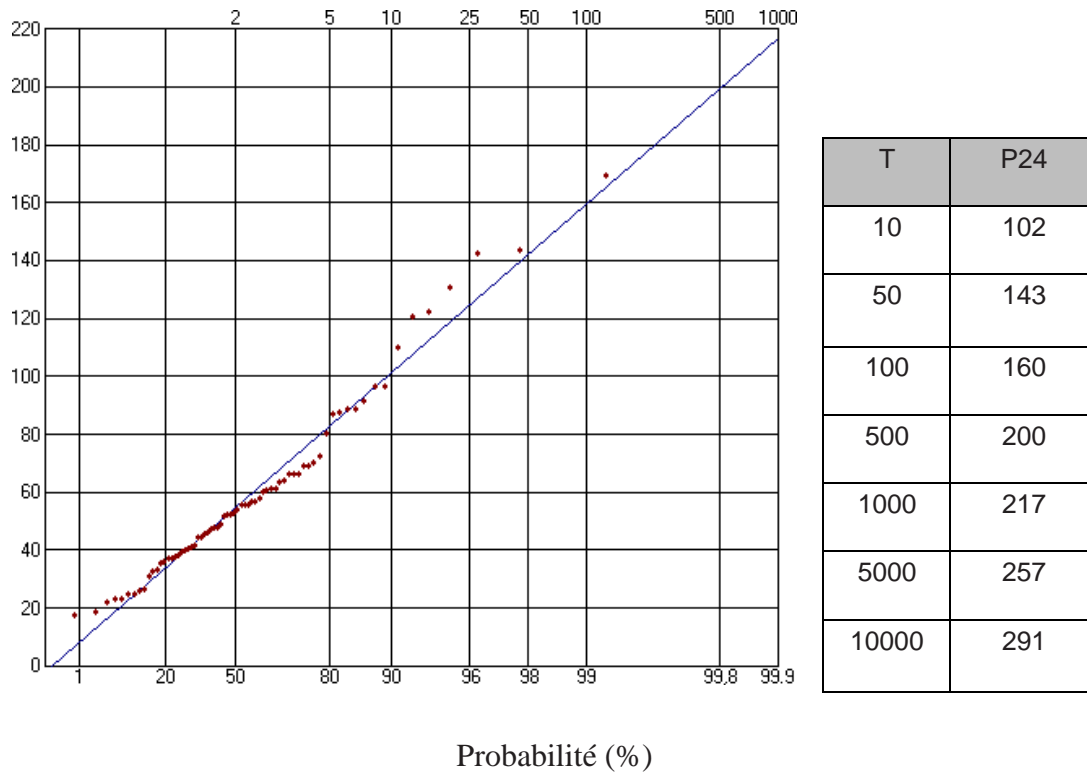


Figure III.8 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160403)

Station 160701

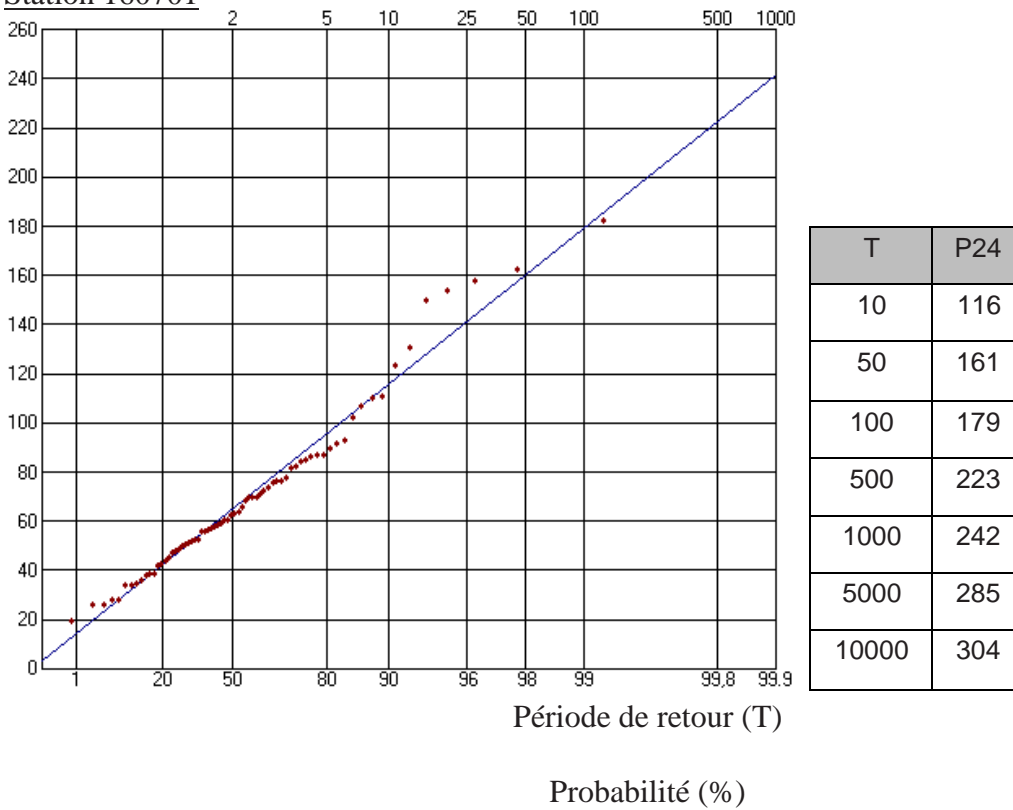
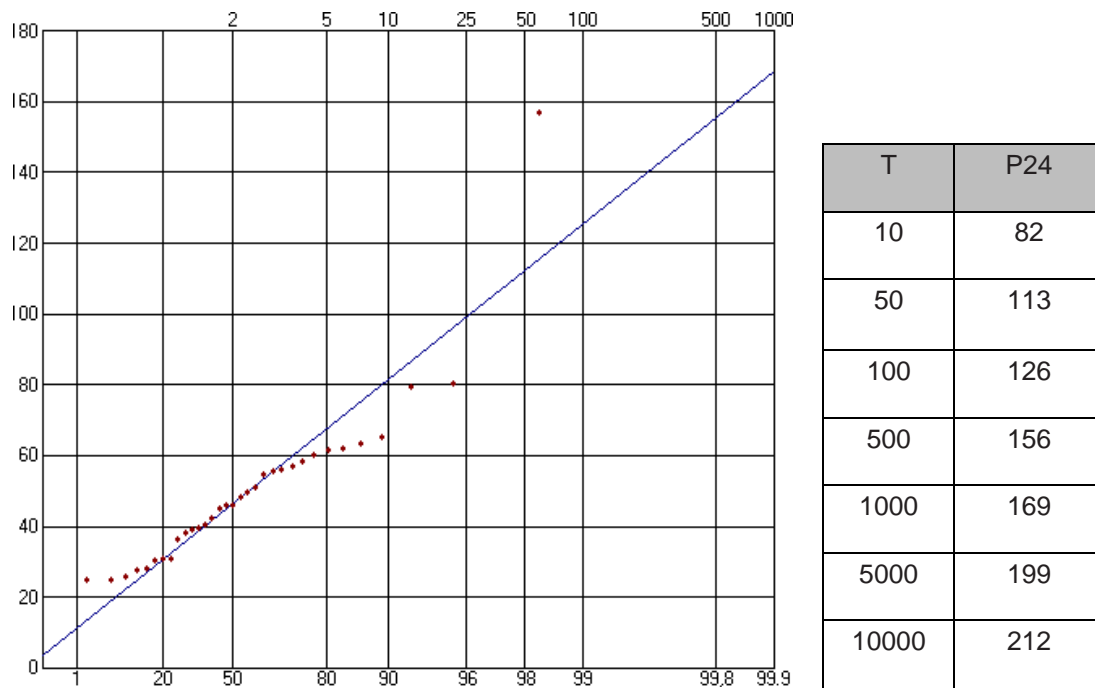


Figure III.9 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160701)

Station 160705



Période de retour (T)

Probabilité (%)

Figure III.10 : Ajustement par la loi Gumbel. (Station 160705)

Pour le calcul postérieur des courbes Intensité-Durée-Fréquence, nous avons besoin de la distribution de la pluie pendant 24 heures. Nous avons appliqué un facteur proportionnel à chaque station selon la surface d'influence sur le bassin versant :

Tableau III.2 : Surfaces d'influence des stations pluviométriques.

STATION	CODE	Surface d'influence
Sebdou	160401	0,22
Beni Bahdel	160403	1,47
Meffrouche	160701	56,39
Lala Setti	160705	28,55

Tableau III.3 : Facteur de répartition des pluies.

Durée)Précipitations maximales Bassin Meffrouch)selon T					
50		100	500	1000	5000	10000	
hr 24	X24	144,70	161,02	200,28	217,25	255,86	273,12
hr 18	X18 = 91%	131,68	146,52	182,25	197,70	232,83	248,54
hr 12	X12 = 80%	115,76	128,81	160,22	173,80	204,69	218,49
hr 8	X8 = 68%	98,40	109,49	136,19	147,73	173,99	185,72
hr 6	X6 = 61%	88,27	98,22	122,17	132,52	156,08	166,60
hr 5	X5 = 57%	82,48	91,78	114,16	123,83	145,84	155,68
hr 4	X4 = 52%	75,24	83,73	104,15	112,97	133,05	142,02
hr 3	X3 = 46%	66,56	74,07	92,13	99,93	117,70	125,63
hr 2	X2 = 39%	56,43	62,80	78,11	84,73	99,79	106,52
hr 1	X1 = 30%	43,41	48,30	60,08	65,17	76,76	81,94

Et la répartition à travers les 24 heures a été réalisée suivant le critère ci-après :

Tableau III.4 : précipitations maximales 24 heures.

Durée	1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
Fac- teur	0,30	0,39	0,46	0,52	0,57	0,61	0,68	0,80	0,91	1,00

Les résultats sont les suivants :

1.5 Calcul de précipitations selon l'étude générale des crues :

Comme on l'a mentionné précédemment, nous allons aussi calculer les pluies suivant l'étude générale des crues dans le Nord de l'Algérie.

Pour l'extrapolation des valeurs de précipitations pour différents périodes de retour on utilise la formule suivante:

$$P_T = P_{10} + g \left[\left\{ -Ln \left[-Ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\} - 2,25 \right] \tag{III.6}$$

Avec, P_T : pluie journalière pour un période de retour T en mm

P_{10} : pluie journalière décennale en mm

g : gradex (facteur de correction)

T : période de retour

Pour son application il est nécessaire de connaître le paramètre de gradex qui a une corrélation directe avec la valeur de précipitation.

$$g=0.215 \cdot P10 + 0,179$$

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III.5 : précipitations journalières par périodes de retour.

Période de retour	Précipitation journalière
10	113,7
50	154,4
100	171,6
500	211,3
1000	228,4
5000	268,0
10000	285,1

Comme on peut constater les valeurs que l'étude donne sont similaires à ceux qu'on a obtenu à partir de l'étude statistique des séries pluviométriques.

1.6 Monographie du barrage de Meffrouch (1966) :

Suivant la Monographie du barrage on trouve les précipitations ci-après :

Tableau III.6 : Précipitations courtes durées (Source : Monographie Meffrouch)

Averse de fréquence	h 24	h 12	h 6	h 4	h 2	h 1
T = 10	130	104	85	73	59	43
T = 100	225	180	147	127	102	75
T= 1000	300	240	195	170	135	100

Ce sont des valeurs des précipitations maxima de courtes durées calculées pour la station de Meffrouch à Tlemcen par M. Chaumont (décembre 1965).

1.7 Calcul des débits selon l'étude générale des crues :

La méthodologie employée dans l'étude des crues pour le Nord de l'Algérie est décrite ci-après point par point :

1. En utilisant le logiciel ArcGis, on obtient les données suivantes pour chaque zone à risque : la surface du bassin versant, la longueur du thalweg le plus long et les altitudes correspondant à l'exutoire du bassin versant et au point le plus élevé du thalweg.

2. A partir de la carte des précipitations journalières maximales Pj10, on tire la précipitation moyenne de la zone du bassin.

3. On peut alors estimer le débit journalier décennal à l'aide de la formule suivante :

$$= 0.000215 \cdot S^{0.829} \cdot P^{0.272} \cdot Pj_{10}^{2.03} \tag{III.7}$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km²

P : pente du thalweg le plus long (sans unités)

Pj10 : pluie journalière décennale en mm

4. Et calculer le débit instantané décennal avec la formule :

$$QIXA_{10} = 0.740 \cdot S^{0.678} \cdot P^{0.485} \cdot Pj_{10}^{2.03} \tag{III.8}$$

5. Avec ces deux valeurs, on extrait la valeur du coefficient de point Cpr:

$$Cpr = QIXA_{10} / VCXj_{10} \tag{III.9}$$

6. Avec la carte de Gradex, une valeur moyenne pour la zone du bassin est calculée.

7. Une correction aux données de précipitations et GRADEX s'applique :

$$P_{BV10} = Pj_{10} \cdot (1 - 0.007 \sqrt{Surf}) \tag{III.10}$$

$$g_{BV} = g \cdot (1 - 0.007\sqrt{Surf}) \tag{III.11}$$

8. On en déduit l'interception initiale du bassin versant (S0) :

$$S_0 = P_{BV}10 - (2,25 + Ln3)g_{BV} \tag{III.12}$$

9. A partir de ces données, on a les paramètres pour estimer l'interception (S):

$$S \approx \frac{(P_{BV}10 - S_0)^2}{VCX_{j10} - P_{BV}10 + S_0} \tag{III.13}$$

10. Les débits de crue sont alors donnés par les formules :

$$VCX_j(T) \approx \frac{(P_{BV}(T) - S_0)}{P_{BV}(T) + S - S_0} \approx \frac{\left\{ g_{BV} \left(Ln3 - Ln \left(-Ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right) \right\}^2}{S + g_{BV} \left(Ln3 - Ln \left(-Ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)} \tag{III.14}$$

$$QIXA(T) = C_{pr} \cdot VCX_j(T) \tag{III.15}$$

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III.7 : Résultats des débits de pointe.

Période de retour)Débit pointe)m³/s
10	122,0
50	179,0
100	213,5
500	295,5
1000	331,6
5000	416,4
10000	453,4

Les résultats que l'étude donne sont les suivants :

Tableau III.8 : Analyse des résultats des débits de pointe.

Période de retour	Description	Débit
T= 1000	Crue de projet caractérise une crue maximum dont l'évacuation doit se faire sans causer aucun dégât, ni au barrage, ni aux évacuateurs de crue et sans menacer .en aucun cas la sécurité globale du barrage	m ³ /s 331.6
T= 10000	Crue de sécurité sert à contrôler la sécurité de l'installation en cas de surcharge (dépassement de la crue de projet). Pendant l'évacuation de la crue de sécurité, il est certes possible d'accepter le risque de dégâts d'ouvrages et d'organes d'évacuation, mais il ne faut courir aucun risque en ce qui concerne la résistance du corps de barrage et le fonctionnement des dispositifs .d'exploitation	m ³ /s 453.4

1.8 Monographie du barrage Meffrouch (1966) :

Selon l'information de ladite monographie, le débit moyen de l'oued Meffrouch est de 18,7 hm³/an (période 1943-1961). Cette moyenne a été calculée en tenant compte des apports de l'Ain Meharas ; c'est-à-dire du débit de la nappe souterraine.

La crue la plus importante enregistrée depuis 1945 a eu lieu le 14 Avril 1954. Son débit moyen dans la journée de crue a été le 125 m³/s, et le débit de pointe calculé par la formule de Bazin a été de 466 m³/s.

Les crues de différentes fréquences sont évaluées ainsi par M. Chaumont :

Tableau III.9 : Résultats des débits de pointe (Monographie du barrage 1966)

Période de retour	2	10	50	100
Débit de pointe)m ³ /s	46	170	420	540

1.9 Comparaison des valeurs des débits et des précipitations :

Dans le tableau suivant on présente les résultats obtenus des calculs réalisés :

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif.

Périodes de retour	Précipitation max (j)mm		Débit de pointe (m ³ /s)	
	Gumbel	Monographie	Gradex	Monographie
T= 10	113.7	130	122	170
T= 50	154.4		179	420
T= 100	171.6	225	213.5	540
T= 500	211.3		295.5	
T= 1000	228.4	300	331.6	
T= 5000	268.0		416.4	
T= 10000	285.1		453.4	

1.10 Conclusion de l'étude hydrologique :

Comme on peut constater, les résultats obtenus par les deux méthodes sont variés comparés avec les résultats sur la monographie. Cela tient au fait que, les données de base sont différentes et le traitement a été réalisé considérant facteurs différents aussi.

L'étude du débit selon la méthode Gradex, prend en compte tous les registres de précipitations du Nord de l'Algérie pour faire une extrapolation et un calcul pour les différentes périodes de retour. Les formules décrites sont un ajustement validé pour la zone nord, néanmoins on a pu constater que les valeurs qu'on obtient sont un peu inférieures à ceux attendus.

Les résultats de la Monographie du barrage sont supérieurs au reste mais son obtention n'est pas développée dans le document auquel on a eu accès. Le document parle d'une crue de référence de 466 m³/s (année 1954), bien qu'à notre avis c'est une valeur très haute en comparaison avec les autres registres des crues disponibles.

Comme on a déjà mentionné auparavant, les résultats que le travail de Fichter/RWG propose sur la monographie et sur l'ancienne étude hydrologique n'ont pas été validés et on ignore leur provenance.

II. ETUDE GEOLOGIQUE ,HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE :

Les caractéristiques des formations géologiques du site du barrage a nécessité une analyse, traitement et synthèse détaillée des données de campagnes de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géophysiques du sol du barrage. Les campagnes de reconnaissances géotechniques ont été réalisées par l’Entreprise d’Engineering et de Réalisations Sidérurgiques (SERSID) pour la partie géotechnique, et le Bureau d’Engineering, Etudes et Equipement en Géoscience (GEOEXPLO) pour la partie géophysique.

La Compagne de reconnaissance consisté à :

- La réalisation de sondages carottés ;
- La réalisation des essais d’identifications physiques et mécaniques réalisés sur des échantillons prélevés dans des sondages carottés ;
- L’identification des niveaux d’eau à partir des sondages ;
- La réalisation des analyses chimiques des eaux ;
- La réalisation des essais géophysiques de type électrique et sismiques réfraction.

II.1 Investigation géotechnique :

SERSID a pris en charge la réalisation de quatre (04) sondages carottés, dénommés (SC01 à SC04), en suite elle les a équipés de tubes piézométriques de profondeurs variables allant de 15 à 27 m ;

Les coordonnées UTM, les altitudes ainsi que les profondeurs des sondages sont illustrées dans le tableau ci-après :

Tableau III.11 : Données descriptives des sondages de reconnaissance.

SONDAGE (°N)	Coordonnées UTM		(Altitude (Z (m)	PROFONDEUR (m)
	X	Y		
SC01	591 656	537 857 3	117 1	27.00
SC02	497 656	545 857 3	109 1	18.00
SC03	671 656	556 857 3	112 1	20.00
SC04	656724	3857567	1108	15.00

Pour voir la disposition des sondages réalisés dans la partie aval du barrage, ces derniers ont été projetés sur une image de Google Earth (Système de projection UTM/84WGS).



Figure III.11 : La situation géographique des sondages.

II.2 Investigation géophysique :

L'étude géophysique a été élaborée par le Bureau d'Engineering, Etudes et Equipement en Géoscience (GEOEXPLO).

Cette étude a consisté en la réalisation de :

- Deux (02) sondages électriques verticaux ;
- Trois (03) profils d'imagerie électrique correspondant à l'équivalent de plus de 96 points de mesures en trainés électriques multi-espacement (il y a 505 mesures au total) ;
- Quatre (04) profils sismiques réfraction avec enregistrement des ondes « p », plus Des tirs supplémentaires et ce pour avoir 04 profils de tomographie sismique.

Méthode électrique :

Des sondages électriques verticaux ont été réalisés selon le dispositif schlumberger.

- Le SEV1 est situé au niveau du profil sismique PS1 et du profil d'imagerie P1, avec une longueur AB = 100m



le SEV2 est situé au niveau du profil sismique PS2 et du profil d'imagerie P2, avec une longueur AB = 170m

Figure III.12 : Implantation des profils géophysiques.

- Trois profils d'imagerie électriques ont été réalisés avec un dispositif Wenner et un espacement inter-électrode de 05m.

Le Tableau ci-dessous résume les paramètres des profils :

Tableau III.12 : Désignation des paramètres des profils.

	P1	P2	P3	P4
Orientation	W-E	W-E	W-E	W-E
Nombre d'électrodes	25	35	45	60
(Longueur (m	120	170	195	295
Nombre de points de mesure	92	185	228	410

Méthode sismique :

L'ensemble des profils sismiques sont composés d'une base sismique de 24 géophones verticaux pour l'enregistrement des ondes de compression avec 15 points de tirs : 2 tirs offset et 1 tir chaque deux géophones.

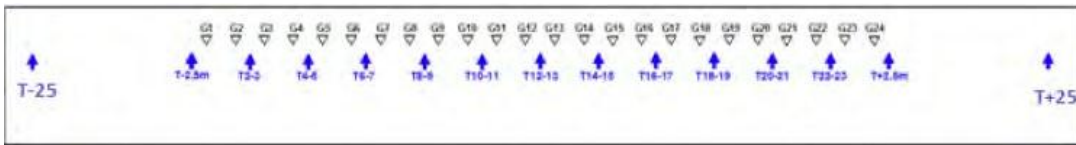


Figure III.13 : Schéma d'acquisition sismique.(OFITIECO-2017).

Les bases sismiques ont été disposées comme suit :

- Base 1 (PS1) : à l'ouest de mur du barrage ;
- Base 2 (PS2) : située à environ 50m de la fin de la Base 1
- Le début de la base 3 (PS3) correspond à la fin de la base 2.
- Le géophone 1 de la base 4 (PS4) est situé au niveau du géophone 12 de la base 3 (BS4 distant de 55m de BS3).



Figure III.14 : Base sismique du profil sismique réfraction.

Caractéristiques géologiques :**II.3.1 Description des roches carottées :****□ Premier sondage :**

Figure III.15 : Sondage SC 01.

Les formations rencontrées l'hors de la réalisation du Sondage sc01 sont :

- De 0 à 15.2m on trouve du calcaire dolomitique de couleur grisâtre parfois rosâtre extrêmement dur et compact à différents niveaux, avec une présence des traces Fe_2O_3 au niveau de 1.50-2.10m et de fissure de direction sub-vertical, on note aussi un passage de calcaire dolomitique poreux et fracturé, renferme des siltes et des fines particules d'argile (entre 3 à 4,5m).
- Entre 15,2 et 15,7m de profondeur on rencontre du calcaire très altère, poreux, rosâtre et entre 15,7 à 24m, des calcaires de couleurs grisâtres très durs et compacts à cassure conchoïdale, avec la présence sur tout l'intervalle des traces Fe_2O_3 . Fissure de direction sub-verticale.
- A partie du 24 jusqu'à la fin du sondage à 27m, on rencontre la marne indurée grisâtre, très dure ayant des fissures à différents niveaux de direction horizontale, présence de d'hydroxyde de fer.



Figure III.16 : Roches carottées de 0 à 5.5 m.



Figure III.17 : Roches carottées de 10.5 à 15.4 m.



Figure III.18 : Roches carottées de 25.7 à 27 m.

➤ Deuxième sondage :



Figure III.16 : Sondage SC 02.

Le sondage sc02 a traversé les formations suivantes :

- De 0 à 1,5m : Argile limoneuse, rougeâtre, très oxydée, tendre et friable vers la base, renferme des blocs et fragments de roches
- Entre 1,5 et 4,7m : Calcaire dolomitique dur et compact de couleur grisâtre et rosâtre à cassure irrégulière, on note au niveau de 3.00-4.50m des joints de 0.10 de calcaire et silte et des traces d'oxydation. Tandis que de 4,7m à 8,2m on passe à des calcaires dolomitiques très altérés, fissurés et fracturés, avec des traces Fe_2O_3 , parfois poreux avec la présence de la calcite (cristaux) et un passage de joint marne brèche de calcaire et argile compacte (4.70-5.30m).



Figure III.19 : Roches carottées de 0 à 4.7 m.

De 8.2 à 18m : Alternance de calcaire dolomitique très dur de couleur rosâtres et de calcaire très dur grisâtre. au niveau de 10.05 à 10.20 remplissages de fissure par la marne indurée grisâtre foncée dure et compacte et

argile rougeâtre et ocre jaunâtre. on note à différents endroits des cristaux et veinule de calcite vers la base des fissures de direction sub-verticale.



Figure III.20 : Roches carottées de 15 à 18 m.

➤ **Troisième sondage :**

Le sondage sc03 a parcouru les facies suivants :

- De 1 à 10,5m : calcaire dolomitique très dur et compact de couleur grisâtre parfois rosâtres, avec la présence de la calcite sous forme de veinules isolées sur tout l'intervalle. vers la base on note la présence de fissures remplies par l'argile limoneuse rougeâtre très oxydée. les fissures sont de direction horizontale et sub-verticale vers la fin de la strate.
- de 10.5 à 15m : Calcaire légèrement dolomitique très dur et compact de couleur grisâtre, avec des traces Fe_2O_3 , et la présence des joints à différents niveaux, remplis d'argile limoneuse rougeâtre.



Figure III.21 : Roches carottées de 0 à 4.9 m.

De 15 à 20m : une alternance de calcaire grisâtre très dur et compact à jointure de marne grisâtre ayant un aspect schisteux et fragment dur et compact avec un passage de fissures à différents niveaux de direction horizontale. ce facies est caractérisé par zone de broyage.



Figure III.22 : Roches carottées de 19.20 à 20 m.

➤ Quatrième sondage :

Quatre(4) formations on ete rencontrées dans le sondage N° sc04 :

- De 0 à 0,7m : Argile limoneuse, rougeâtre, oxydée, tendre et friable
- de 0,7 à 1,5m : grés a grains fins, dur et compact.
- De 1,5 à 11 : Calcaire dolomitique très dur et compact de couleur rosâtre parfois grisâtre, avec la présence des traces Fe_2O_3 . et des fissures de direction sub-verticale remplis d'argile limoneuse rougeâtre. présence de la calcite isolée sous forme de cristaux.
- De 11 à 14,7m : Calcaire de couleur grisâtre très dur et compact ainsi que l'existence de petites poches remplit par de cristaux de calcite. entre 13.95 et 14.25m.



De 14,7 à 15 : Marne indurée grisâtre fracturée.

Figure III.23 : Roches carottées de 0 à 4.9 m.



Figure III.24 : Roches carottées de 14 à 15 m.

Conclusion sur la géologie :

Les sondages exécutés ont révélé la présence d'une épaisse couche de calcaire dolomitique grisâtre à rosâtre par endroits. C'est une roche saine, massive, très dure à fracturée et fissurée parfois, souvent veinule par le calcite blanchâtre. On note la présence des traces d'oxydation et des cristaux de calcite et de quartz. Les fissures sont d'une manière générale remplit d'une marne grisâtre. La marne grisâtre indurée d'aspect schisteux a été rencontrée au-delà de 24.00m dans le sondage SC01 et dans le SC04 à partir de 14.70m en alternance avec le calcaire. Au-delà de 11.00m d'environ le calcaire devient légèrement dolomitique.

Étude minéralogique et pétrographique :

L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 1.50 m. Les différentes couches du terrain ont été traversées au moyen d'un carottier de type T6 de 101 mm de diamètre avec un bon taux de récupération. Le fluide de forage est une eau claire.

L'analyse par diffraction de rayons X réalisée sur cinq échantillons sélectionnés des sondages exécutés, consiste à déterminer la nature des constituants minéraux.

La composition minéralogique quantitative (nature des constituants) figure sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Tableau des résultats de l'étude minéralogique.

SONDAGE)°N(PROFONDEUR)m(COMPOSITION MINERALOGIQUE
SC01	2.40-2.90	Calcite / Dolomite
SC01	25.90-26.10	Quartz / Calcite
SC02	3.60-4.00	Calcite / Dolomite
SC03	19.02-19.52	Quartz / Calcite
SC04	9.00-9.40	Calcite / Dolomite

Echantillon 1 : SC01 (2.40-2.90m) :**Description Macroscopique :**

L'échantillon est d'une couleur grisâtre et se présente avec une texture massive à sa surface des vacuoles de dissolution. Celui-ci contient quelques microfracture remplie par de la calcite secondaire. A froid, il réagit assez fortement à l'HCl en produisant une grande effervescence et se colorie dans les teintes rosâtres très claires au test à l'alizarine.

Description Microscopique :

Au microscope Polarisé analysé on rencontre :

Matrice calcitique :

Sous forme d'une structure en mosaïque, cette matrice se présente avec une couleur brunâtre assez claire, constitue de petits grains micritiques de calcite et d'autres de dolomites, avec des zones diffusées encore plus claires représentées par de la calcite microsparitique en plus de quelques microfissures très rarement recouvertes par des oxydes de fer.

Dolomite :

Vue au microscope cette dolomite se présente en petits cristaux aux forme souvent rhomboédriques rarement, polygonales de taille moyenne comprise entre 0.02 et 0.05mm confirmé par la présence d'impuretés micritiques très fines sous forme de piquetées concentrées à leur cœur.

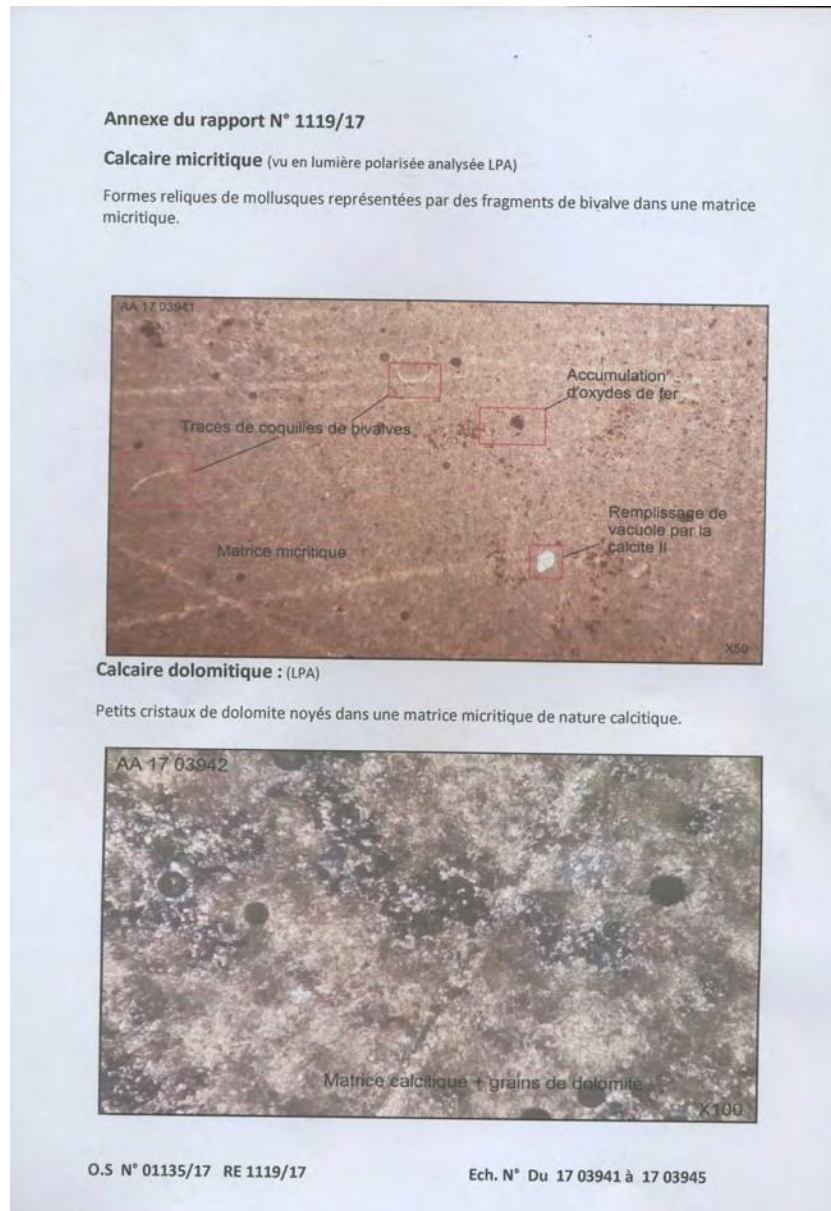


Figure III.25 : Vue au microscope en lumière polarisée analysée Echantillon 1.

Calcite II :

Celle-ci est issue d'une recristallisation de la calcite micritique primaire et se présente sous forme de plages de calcite microsparitique disséminées sur la section. On la retrouve aussi sous forme de petites veinules traversant l'échantillon.

Echantillon 2 : SC01 (25.90-26.10m) :**Description Macroscopique :**

L'échantillon se présente avec une texture massive, d'une couleur grisâtre, parsemé par des taches jaunâtres représentées par des oxydes de fer. Celui-ci réagit à froid à l'HCl en produisant une forte effervescence et se colorie en un rose foncé au test à l'alizarine.

Description Microscopique :

Au microscope Polarisé analysé on rencontre :

Matrice calcitique :

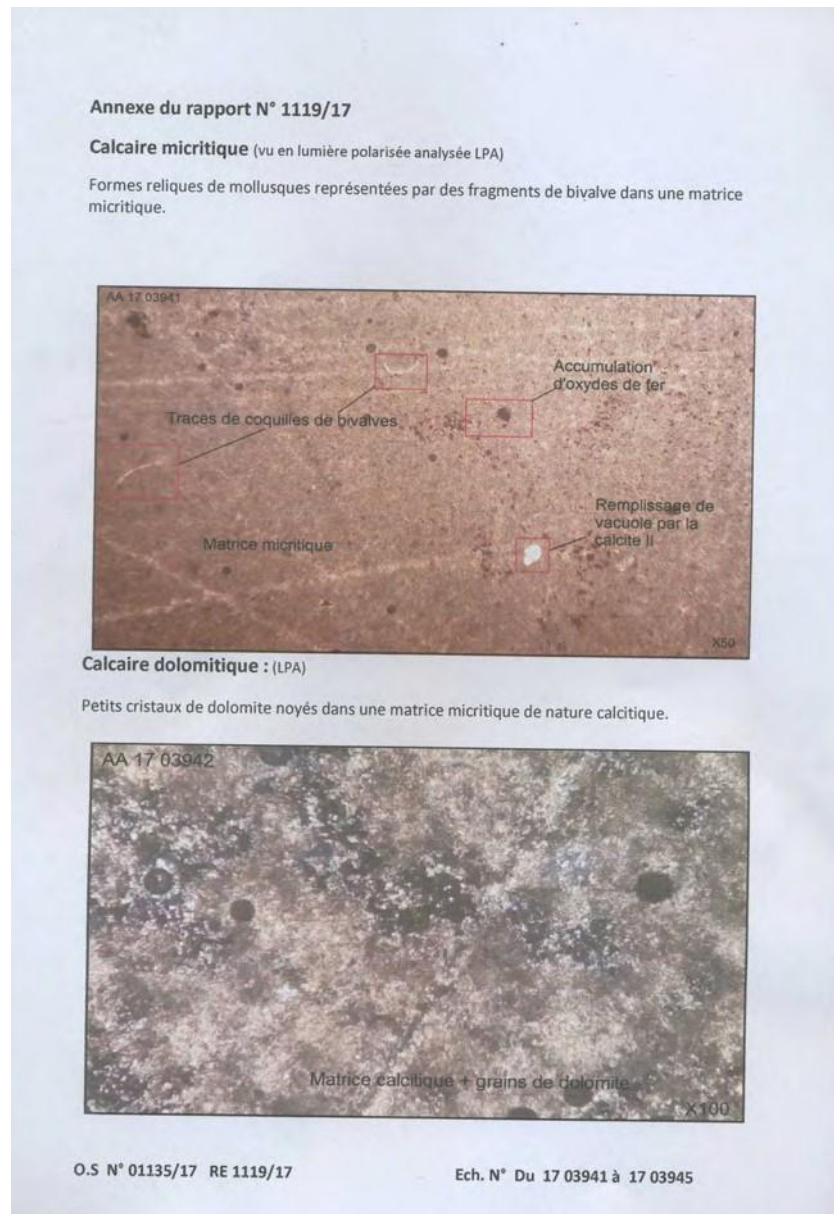
Sous forme d'une pâte homogène, de couleur brunâtre, cette matrice est constituée par un assemblage de petits cristaux de calcite micritique difficilement distinguables du fait de leur dimension. Celle-ci est traversée par de rares microfissures remplit par de la calcite secondaire et renferme quelques traces d'anciens bioclastes.

Calcite II :

Rarement observée en lame mince, celle-ci remplit les microfissures avec des cristaux, micro aspartiques formant ainsi de petites veinules, qui parfois, sont bordées par une fine liserée d'oxydes de fer.

Bioclaste :

Figure III.26 : Vue au microscope en lumière polarisée analysée Echantillon 2.



Ces derniers sont représentés par des fragments de coquilles filamenteuses d'une forme courbée appartenant probablement à des bivalves dont les dimensions atteignent 0.40mm, mais aussi par quelques traces de déplacement, le tout remplie par la calcite micro aspartique.

Echantillon 3 : SC02 (3.6-4.00m) :**Description Macroscopique :**

L'échantillon étudié se présente avec une texture massive et une couleur rose clair, parsemée par de micro fractures remplies de calcite secondaire, ces derniers s'étendent parfois et donnent place à de grandes plages de cristaux de calcite sparitique. A froid, il réagit à l'HCl avec une faible effervescence et se colorie en une faible nuance violacée au test à l'alizarine.

Description Microscopique :

Au microscope Polarisé analysé on rencontre :

Calcite :

Elle se présente sous forme de petits cristaux microsparitiques légèrement politisés formées soit d'un monocristal ou de plusieurs cristaux qu'on observe dans le fond dolomitique englobant parfois des petits rhomboèdres de dolomite.

Calcite II :

Cette calcite remplit les micros fractures présentes sur l'échantillon avec de gros cristaux de calcite aspartique souvent maclés, dont les mieux développés sont retrouvés à l'intérieur de grandes plages ou ils atteignent les 2.4 mm de dimension.

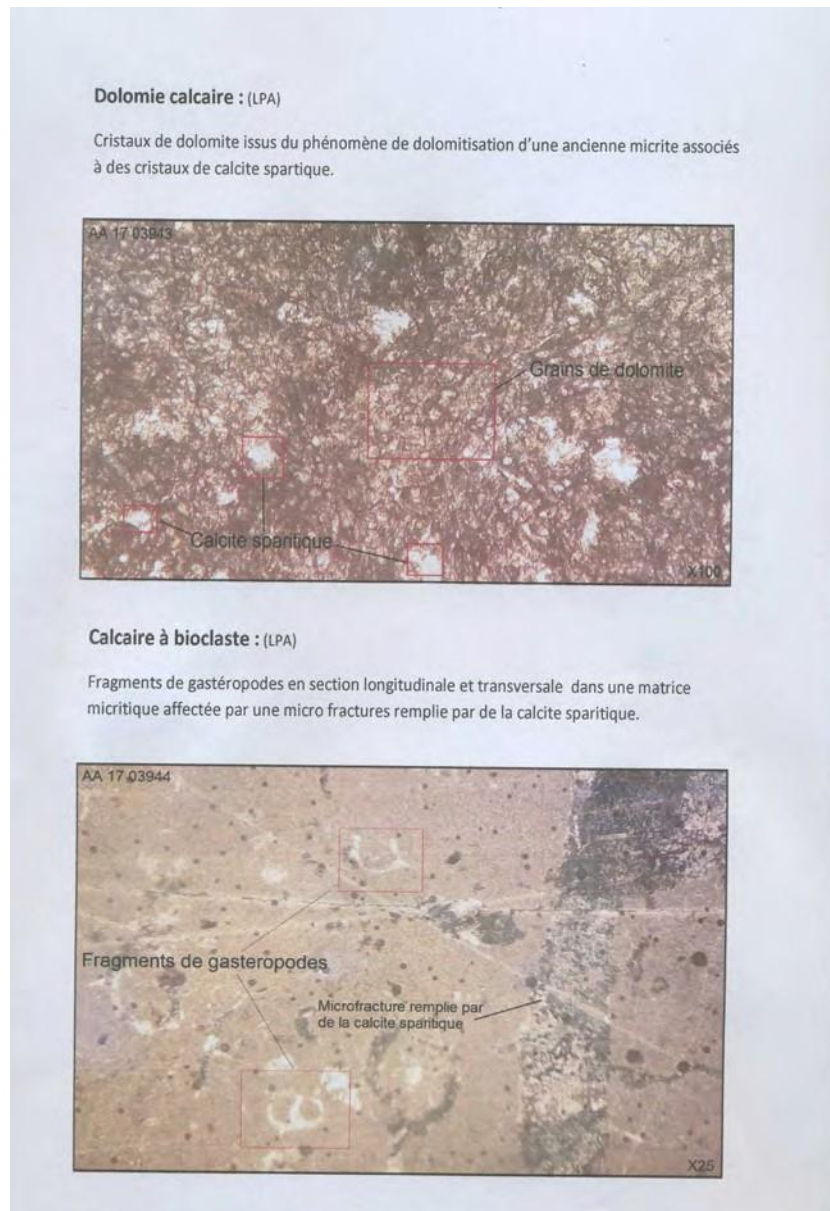


Figure III.27 : Vue au microscope en lumière polarisée analysée Echantillon 3.

Dolomite :

Constituant la majeure partie de l'échantillon, celle-ci est associée à la calcite et se présente sous forme de petits cristaux losangiques et sub-losangiques qui renferment à leur centre des impuretés contenues dans une ancienne micrite qui subsiste encore sous forme piquetée grise témoignant d'une dolomitisation partielle de l'échantillon.

Echantillon 4 : SC03 (19.02-19.52m) :**Description Macroscopique :**

L'échantillon étudié se présente avec une texture massive et une couleur grisâtre, piquetée par des taches assez claires et traversées par des microfissures remplies de calcite aspartique qui est aussi présente sur les parois et à l'intérieur d'une géode aux formes bien cristallisées. Celui-ci réagit à froid au test à l'HCl en produisant une forte effervescence et se colorie en un rose très foncé au à l'alizarine.

Description Microscopique :

Au microscope Polarisé analysé on rencontre :

Matrice calcitique :

Constituée par de minuscules cristaux de calcite micritique, cette matrice se présente avec une couleur jaunâtre reflétant un aspect homogène, elle est à quelques endroits traversée par un réseau de microfractures rempli d'aspartique et renferme une quantité considérable de bioclaste. On observe aussi dans certaines zones de la section, des accumulations d'oxydes et d'hydroxydes de fer sous forme de taches jaunes ocre et brune-rougeâtre.

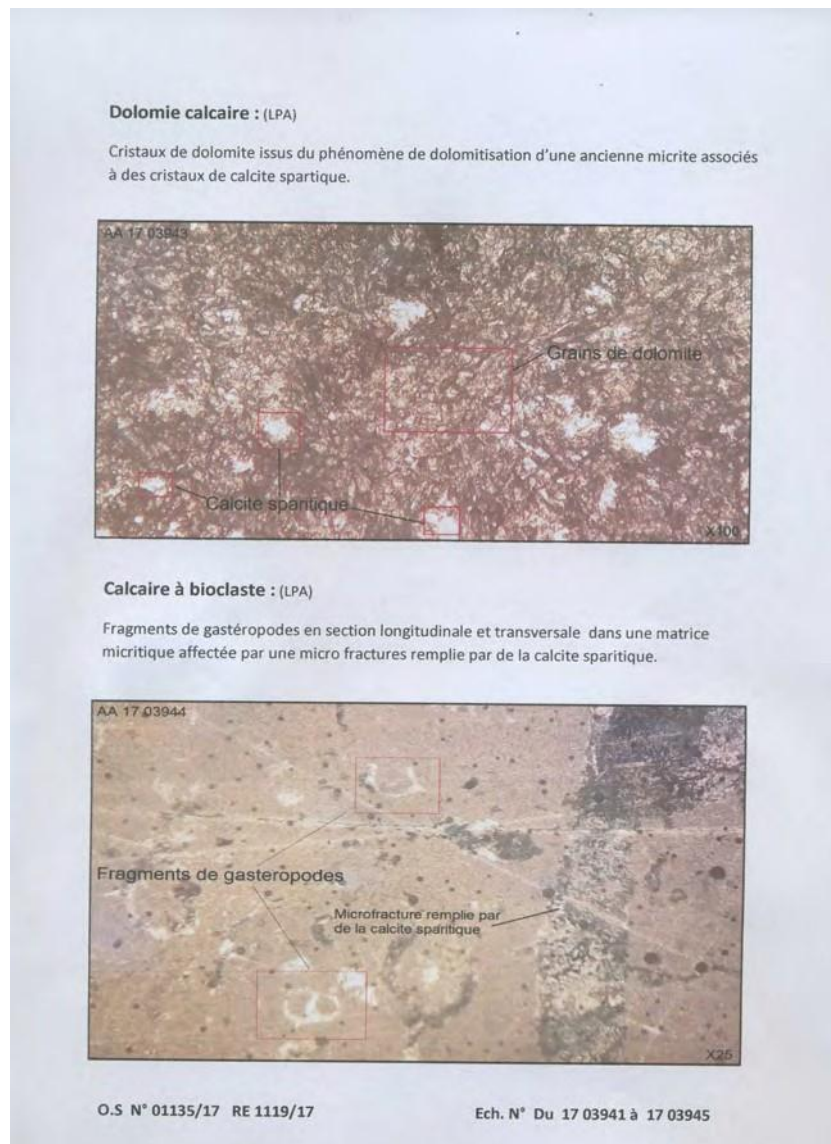
Calcite II :

Figure III.28 : Vue au microscope en lumière polarisée analysée Echantillon 4.

Etant plus claire que le fond micritique, celle-ci remplit des micros fractures qui aboutissent parfois à des amas de cristaux aspartique dont clivés ou jumelés d'une dimension moyenne qui varie entre 0.5mm et 2mm.

Bioclaste :

Ce bioclaste est essentiellement constitué de coquilles de gastéropodes qui se présentent en section transversale et longitudinale mais aussi par des traces d'algues représentées par des calcisphères, tous recristallisés par de la calcite aspartique, rarement épiginisé par des oxydes de fer.

Echantillon 5 : SC04 (9.00-9.40m)**Description Macroscopique:**

L'échantillon étudié se présente avec une texture massive très dure, d'une couleur rose clair, parsemée de micro fractures aboutissant à de grandes ouvertures remplies de cristaux de calcite aspartique limpide.

À froid elle réagit moyennement au test à l'HCl en produisant quelques bulles à l'effervescence et se colorie en une nuance violacée au test à l'alizarine.

Description Microscopique :

Au microscope Polarisé analysé on rencontre :

Dolomite :

Elle se présente sous forme d'une mosaïque de cristaux losangique rarement polygonaux, qui apparaissent parfois en demi-losange, d'une couleur brunâtre, ces cristaux marquent une forte dolomitisation de l'échantillon. On observe que ces derniers développent certaines de leurs faces cristallines dans des vides.

Calcite L:

Elle est représentée par des cristaux aspartiques d'une couleur brunâtre, qui subissent une dolomitisation partielle et reflète un aspect lessivé, ces derniers atteignent la dimension de 0.5mm.

Calcite II :

Elle remplit les vides et les micros fractures sous forme de grands cristaux granuloblastique lamellaires, la plupart du temps clivés et jumelés, imbriqués les uns sur les autres dont les plus grands atteignent les 7mm de dimension.

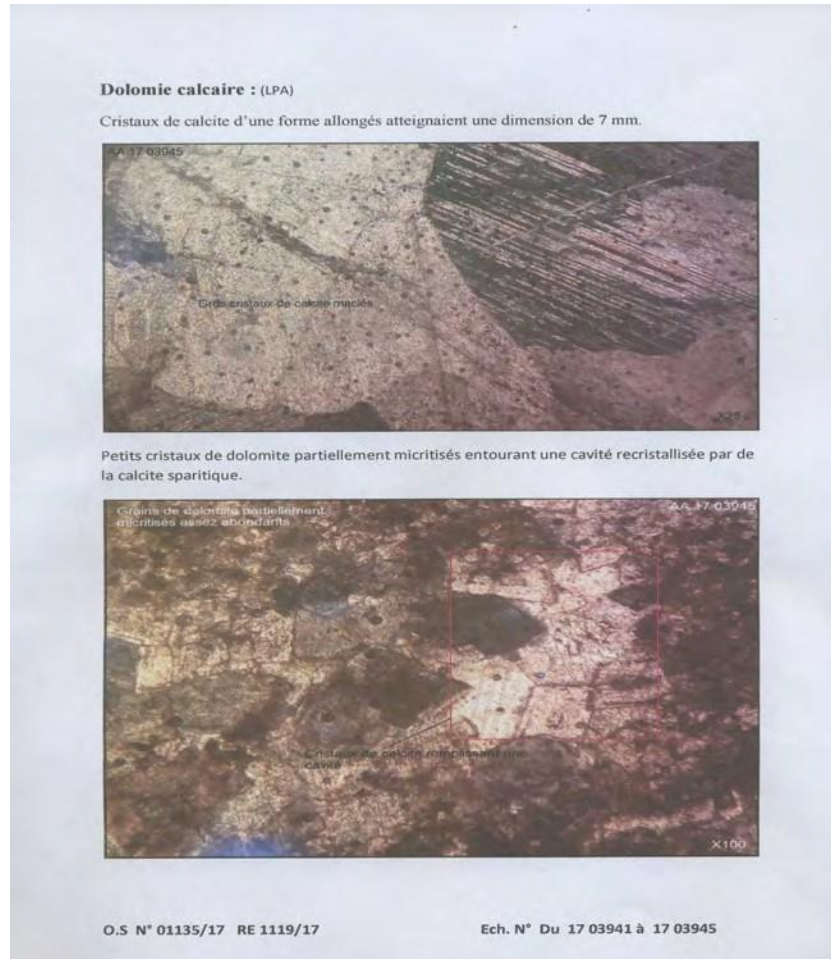


Figure III.29 : Vue au microscope en lumière polarisée analysée Echantillon 5.

Les tableaux ci-dessous, résument les résultats de l'étude pétrographique :

Tableau III.14 : Caractéristiques des échantillons de l'étude pétrographique.

Oxydes de fer + autre	Calcite II	Dolomite	Matrice calcitique	Composition minéralogique	SC01	
					Ech1	Ech2
01	03	22	74	Teneur (%)		
-	0.08-0.10	0.02-0.05	0.01<	Dimensions des grains (mm)		
01	05	02	92	Teneur (%)	SC02	
-	0.10-0.40	0.01-0.03	0.01<	Dimensions des grains (mm)	Ech2	
01	10	32	57	Teneur (%)	Ech3	
-	1.2-2.4	0.06-0.10	08-0.10 .0	Dimensions des grains (mm)	Ech3	
01	10	08	81	Teneur (%)	SC03	
-	0.2-2.1	0.5-2.0	0.01<	Dimensions des grains (mm)	Ech4	
01	10	15	74	Teneur (%)	SC04	
-	0.8-7.0	0.2-0.6	0.2-0.5	Dimensions des grains (mm)	Ech5	

Tableau III.15 : Tableau des résultats de l'étude pétrographique.

Sondage	Ech N°	Profondeur	Nom de la roche	Structure	Texture
SC01	1	2.40-2.90m	Calcaire dolomitique	Dolomicritique	Massive
	2	25.90-26.10m	Calcaire micritique	Biomicritique	Massive
SC02	3	3.6-4.00m	Dolomie calcaire	Sparitique	Massive
SC03	4	19.02-19.52m	Calcaire à bioclaste	Biomicritique	Massive
SC04	5	9.00-9.40m	Dolomie Calcaire	Dolospartique /granuloblastique	Massive

Conclusion sur la minéralogie et la pétrographie :

Les sondages exécutés ont montré que le sol de fondation est constitué principalement de calcaire dolomitique et calcaire grisâtre, massif, dur, fissuré et fracturé par endroit.

Le substratum est constitué d'une marne indurée, dure de couleur grisâtre. Le toit de cette formation a été rencontré à partir de 24.00m dans le sondage SC01 et à 14.70m dans le SC04.

Il faut noter que durant les travaux de sondages, il y'avait des pertes d'eau totales entre 1.50 et 4.00m de profondeur. Ceci du probablement à l'état de fissuration des roches.

La prospection géophysique nous a permis de déterminer trois type de formation, il s'agit de :

1. Une formation de roches altérées sur une profondeur de 5mètre.
2. Au-delà de 5m jusqu'à 15 mètre une formation matérialisée par des roche calcaire.
3. A partir de 15 mètre jusqu'à la limite de la recherche se retrouve la marne compacte.

1.5. Étude hydrogéologique :

L'analyse de l'hydrogéologie du site du barrage nécessite la connaissance du contexte hydrogéologique régional à travers une analyse de la bibliographie existante et disponible. L'étude locale est basée sur les investigations réalisées sur le terrain.

Une bonne connaissance de la géologie de la région est indispensable pour la compréhension de l'hydrogéologie. Du point de vue géologique, le voisinage du barrage est principalement constitué par les formations suivantes :

- Des alluvions quaternaires de faible épaisseur localisées en aval de l'ouvrage.
- Des dolomies et calcaires fissurés du Kimméridgien supérieur qui présente des formes karstiques au voisinage de l'Oued avec des conduits et cavité parfois remplie de matériaux détritiques.
- Une alternance de marnes compactes avec des bancs de calcaire appartenant au Kimméridgien moyen et localisée à l'aval du barrage.

Des dolomies du Kimméridgien inférieur, altérées et de couleur rougeâtre localisées au Nord d'une faille transversale situé à l'aval du barrage.

Les levés géologiques précis des environs du barrage du Meffrouch sont réalisés par Gevin en 1948 et ont permis de mettre en évidence le caractère faillé de la zone d'étude.

Du fait de cette nature géologique et de l'existence des failles et fissures, le bassin du Meffrouch renferme de grande quantité d'eau souterraines. Les formations aquifères sont les dolomies et calcaires dolomitiques du Kimméridgien supérieur ainsi que les dolomies du kimméridgien inférieur appelé également « dolomie de Tlemcen ». Les marno-calcaires du kimméridgien moyen ont une perméabilité très faible dans l'ensemble malgré l'existence de quelques sources de faible importance jaillissant des bancs calcaires.

Les aquifères identifiés sont karstiques donnant lieu à l'apparition de nombreuses sources dont la plus importante est Ain Meharas qui constitue l'exutoire naturel du complexe dolomitico-calcaire du Kimmeridgien supérieur. C'est une source de trop plein possédant une réserve souterraine très importante.

Caractéristiques hydrogéologiques des formations en place sont les suivantes :

Tableau III.16 : Tableau des caractéristiques hydrologiques.

Etage	Faciès	Puissance	Perméabilité
Kimmeridgien supérieur	Calcaire avec des bancs dolomitiques	à 110 80 mètre	Moyenne
	Dolomies avec îlots calcaires		Forte
	Calcaires dolomitiques		
Kimmeridgien moyen	Marnes compactes avec bancs calcaire et marno-calcaire	à 130 120 mètres	Très faible
	Calcaires		
Kimmeridgien inférieur	Dolomie de Tlemcen avec des zones non consolidés sableuses	mètres 180	Forte
	Calcaires	mètres 20	Surtout dans) les 30 premiers (mètres

Les nappes contenues dans ces aquifères karstiques sont exploitées aussi par des forages de profondeur variable .Bensaoula en 2005 avait inventorié 158 forages dans les monts de Tlemcen dont une vingtaine dans l'impluvium du Meffrouch. Parmi ces forages, nombreux ceux qui montrent des indices de karstification en profondeur sous de fissures ou de cavité se traduisant par la perte totale ou partielle de la boue de forage ou par des chutes libres d'outils.

Les (05) cinq forages représentés sur la carte suivante ont rencontré le problème de la perte de la boue lors de la forassions. Par exemple, le forage TSR3 a rencontré des cavités d'une longueur variant de 0.45 à 4 mètres dans les dolomies de Tlemcen, déterminés par une chute libre des outils de forassions.

Hydrodynamisme local :

Pour une meilleure connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques locales au droit du barrage, une investigation du sol par sondages carottés a été réalisée. Cette investigation permet de définir la nature géologique de différentes unités lithologiques, leur épaisseur, la profondeur du substratum et le niveau piézométrique.

Les sondages réalisés :

Dans le cadre de l’investigation géotechnique, quatre (04) sondages carottés (SC01, SC02, SC03 et SC04) ont été réalisés sur des profondeurs variant de 15 à 27 mètres. Equipés en tubes crépinés, ces sondages carottés ont été convertis en piézomètres.

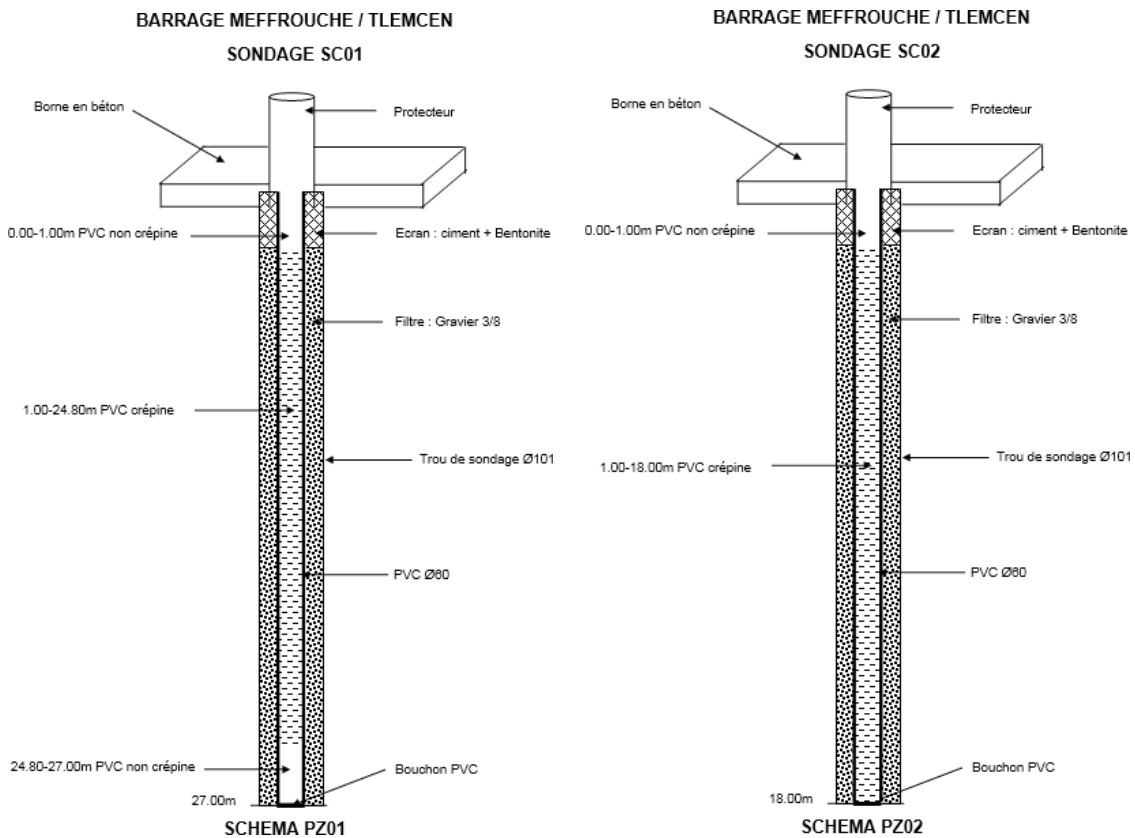


Figure III.29 :.Conversion des sondages carottés en piézomètres.

Les formations géologiques mise en évidence par ces sondages sont les suivantes :

- Calcaire et calcaire dolomitique très dure et compact d’épaisseurs de 14 et 24 m. C’est une roche saine, massive renfermant des fissures de direction sub vertical souvent remplies par la calcite blanchâtre

- Marnes indurées grisâtre, très dure et fissurées à différents niveaux horizontalement. Elle est recoupée par le sondage SC01 sur une profondeur de 24.00 m et par le sondage SC04 à partir de 14.70 en alternance avec les calcaires.

Piézométrie

L'aquifère rencontré sur le terrain est représenté par les calcaire et calcaires dolomitique du Kimmeridgien supérieur caractérisé par une perméabilité de fissures et de fractures souligné par des pertes d'eau lors de travaux de sondages entre 1.50 et 4.00m de profondeur. Cet aquifère repose sur un substratum marneux se trouvant à des profondeurs variables.

La profondeur du plan de la nappe d'eau a été enregistrée entre 2 et 2.40 mètres au mois de Mai. Le plan d'eau peut remonter et s'approcher de la surface du sol en période de forte pluie. La côte piézométrique varie de 1106.6 à 1115 mètres dépassant de peu la côte de la source Ain Meharas (1100 mètre) et qui représente globalement la côte de la nappe en période des basses eaux. Cela du fait que la source est l'exutoire naturel de trop plein de cette nappe.

Paramètres hydrogéologiques des aquifères :

Du fait du caractère karstique des nappes de la région d'études, l'identification des paramètres hydrodynamiques et hydrogéologiques est souvent difficile. On se contente dans ce qui suit de donner des estimations résultantes des travaux antérieurs.

En effets, les essais de pompage réalisés dans la réserve dolomitico-calcaire de l'Ain Meharas ont montré des rabattements d'une vingtaine de mètres en période d'étiage dans des forages verticaux de grand diamètre (55 cm) et ont permis de calculer l'indice des vides mobilisable qui était de l'ordre de 1 à 2 %.

Le coefficient d'emmagasinement des calcaires et dolomies du bassin du Meffrouch est estimé par Gevin variant de 1 à 3 %.

Chimie des eaux :

Des échantillons d'eau ont été prélevés des nouveaux piézomètres et analysé au laboratoire. Les résultats sont représentés sur le tableau A dans l'annexe.

L'objectif principal de cette analyse est de déterminer les proportions de sels qui pourraient présenter un caractère agressif. Les résultats montrent que cette eau est classée en A0 par la norme française P 18-011 ce qui revient à dire qu'elle n'est pas agressive sur les structures en béton et les armatures du barrage.

L'analyse des résultats montre que la source Ain Meharas et les sondages SC01 et SC02 ont un faciès chimique bicarbonaté calcique. Ce faciès est contrôlé par la dissolution des formations aquifères carbonatées.

Cependant, les eaux du barrage, de la galerie ainsi que ceux des sondages SC02 et SC03 ont un faciès sulfaté calcique. Ceci est probablement due au contact de ces eaux avec les marno-calcaires du Kimmeridgien moyen. Le fait de retrouver le même faciès dans les eaux du barrage avec ceux des sondages SC02 et SC03 – qui se trouvent au voisinage du centre de la digue – suggère une possible infiltration depuis le barrage vers la nappe dolomitique (Fig.29) à la faveur des failles et fractures mise en évidence par la géologie, la géophysique et les sondages carottés.

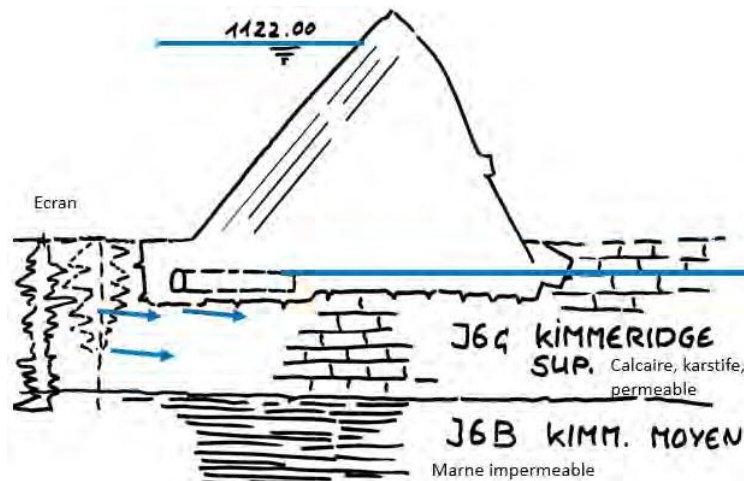


Figure III.30 : Représentation schématique de la perte des eaux du barrage vers l'aquifère.

II.5.2 Conclusion sur l'étude hydrogéologique :

La présente partie constitue l'étude hydrogéologique réalisée dans le cadre de l'étude d'expertise pour le confortement du barrage du Meffrouch. Basée sur la bibliographie disponible et les investigations in-situ, l'étude a permis de mettre en évidence deux horizons aquifères représentés par le complexe dolomitico-calcaire du Kimméridgien supérieur « les dolomies de Tlemcen » du kimméridgien inférieur.

Du fait du caractère karstique de ces aquifères, leurs paramètres hydrogéologiques ont été estimés durant les travaux antérieurs. La perméabilité de fissures est forte dans les dolomies et calcaires dolomitiques du Kimmeridgien supérieur ainsi que dans les « dolomies de Tlemcen ».

Au droit du site du barrage, l'aquifère rencontré par les sondages carottés équipés de piézomètre est représenté par les calcaires et calcaires dolomitiques du Kimmeridgien supérieur reposant sur des marnes. La nappe se situe à une profondeur de 2 à 2.40 mètre pouvant être plus proche de la surface en période pluvieuse. En basse eaux, le niveau de base de cette nappe est le niveau de la source Ain Meharas situé à une altitude de 1100 mètre et représentant l'exutoire naturel du complexe dolomitico-calcaire.

Les analyses chimiques effectuées sur des échantillons prélevés dans les piézomètres, la galerie, le plan d'eau du barrage et la source Ain Meharas n'ont révélé aucun signe d'agressivité sur les bétons en place. Cependant, les faciès chimiques identifiés peuvent indiquer une possible infiltration des eaux du barrage vers la nappe au droit de la zone des failles géologiques.

A la lumière de ces résultats et afin de répondre à la problématique de confortement du barrage du Meffrouch, il est recommandé de procéder à un certain nombre d'actions préventives :

- Maitriser les eaux de surface et des sources à travers un drainage efficace vers le cours d'eau du Meffrouch
- Disposer d'un réseau de surveillance permanent de la nappe d'eau souterraine avec un système d'épuisement adéquat pour la réduction des pressions hydrostatiques au voisinage du barrage.
- Réduire la fracturation des dolomies par des injections de ciment.

Caractéristiques géotechnique :

Afin de déterminer les caractéristiques physique et mécaniques du sol étudié, les échantillons prélevés en sondages carottés et représentatifs des différentes formations traversées ont fait l'objet d'essais en laboratoire.

Le programme d'essais de laboratoire réalisé a fait l'objet des essais suivants :

- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Compression simple sur des éprouvettes saturées et à l'état sec.
- Analyse minéralogique.
- Analyse chimique sur des échantillons d'eau

Les résultats des essais physico-mécaniques obtenus sur des échantillons de sol issus de la campagne de sondage carottés actuelle, sont assez conformes aux différentes unités géologiques distinguées sur les coupes de sondages.

L'analyse, l'interprétation et la synthèse des caractéristiques géotechniques des formations géologiques caractérisant notre zone d'étude ont été réalisées sur la base des classifications établies en mécanique des sols (Terzaghi, Deere, Atterberg, Sanglerat...).

Caractérisation physique :

Résultats des essais d'identification physique :

L'essai identification du poids volumique du sol est le type d'essai de reconnaissance physique réalisé sur les différentes formations géologiques du site du barrage pour l'identification des paramètres dimensionnels du sol. Le poids volumique du sol (ou poids volumique apparent ou poids volumique humide), noté γ_h . C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol.

Les résultats obtenus montrent pour :

Les calcaires dolomitiques, γ_h varie entre 2.375 et 2.723 t/m³ pour les éprouvettes saturées et entre 2.375 et 2.723 t/m³ pour les éprouvettes sèches.

Les calcaires dur et compact les valeurs de γ_h oscillent entre 2.456 et 2.652 t/m³ pour les éprouvettes saturées et varie entre 2.375 et 2.723 t/m³ pour les éprouvettes normales.

Caractérisation de la résistance à la compression simple :

➤ **Principe de l’essai compression simple :**

L’essai de compression simple est un essai géomécanique qui consiste à mesurer la résistance à la compression simple appliquée sur une roche, avec enregistrement des déformations.

L’essai se fait à partir d’une carotte extraite du forage, qui est découpé et mise sous une presse, permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques : module élastique (Ed), coefficient de poisson (V), résistance à la rupture en compression (Rc). L’essai de compression simple est cas particulier de l’essai triaxial, en effet, la contrainte radiale est nulle. La contrainte de rupture à la compression (Rc) est liée à Cuu et à ϕ_{uu} par la formule suivante :

$$R_c = 2 C_{uu} \operatorname{tg} (\pi / 4 + \Phi_{uu} / 4)$$

Rc= Résistance à la compression simple.

Cuu= Cohésion non drainée.

Φ_{uu} = Angle de rupture par glissement suivant un plan incliné, il est d’autant plus petit que la roche est plus dure.

Si le sol est purement cohérent (c’est-à-dire $\Phi_{uu} = 0$), la relation précédente devient

$$R_c = 2 C_u.$$

L’essai permet de classer les roches en groupes, selon leur caractéristiques contrainte/déformation: les roches à module élevé et les roches à module faible.

Tableau III.17 : La résistance des roches suite à la compression simple.

R_c [Mpa]	Etat du sol
$R_c < 200$	Très élevé
$200 < R_c < 60$	Élevé
$60 < R_c < 20$	Moderé
$20 < R_c < 6$	Faible
$R_c < 6$	Très faible

➤ **Présentation et interprétation des résultats :**

Les essais de compression simple, sont réalisés sur 26 échantillons prélevés au niveau des quatre sondages réalisés et à différentes profondeurs. Les résultats obtenus pour différents échantillons sont regroupés sur le tableau suivant :

Tableau III.18 : Tableau des résultats de la compression simple.

Formation géologique	Calcaire dolomitique		Marne indurée	
	Saturé	Sec	Saturé	Sec
Statistiques				
Minimum	81.57	128.72	169.9	451.2
Moyenne	315.08	328.42	261.71	451.2
Maximum	701.08	752.4	353.52	451.2

On peut regrouper les résultats de Rc de la façon suivante :

Les marnes indurées donnent des résistances à la compression élevées à très élevées ($261 < R_c < 451$ bars) quel que soit l'état de la formation (saturé et sec).

- Les calcaires présentent une grande dispersion des résultats: $R_c = 81 < R_c < 701$ bars. Cette divergence dans les valeurs de Rc, peut provenir soit des conditions d'essais, soit du degré de fissuration qui diffèrent d'un échantillon à l'autre. Les valeurs les plus faibles sont enregistrées sur les échantillons les plus fissurés, tandis que les fortes valeurs ($R_c = 701$ bars), sont enregistrées sur les échantillons les moins fissurés.

- Les calcaires ont montré des résistances à la compression élevé à très élevée ($315 < R_c < 328$ bars) avec des moyennes comparables pour les échantillons saturés et sec.

Les résultats d'estimation du module de Young regroupés dans le tableau montrent bien que les calcaires présentent une faible à très faible déformabilité avec un module de déformation Ed varie entre 19138 et 92428 N/mm².

Tableau III.19 : Tableau récapitulatif des résultats du module de Young.

Sondages °N	.Prof (m)	Formation géologique	Module de Young (N/mm ²)
SC01	02.40	Calcaire	92428.616
	02.90		
SC02	03.60	Calcaire	19137.868
	04.00		
SC03	19.02	Calcaire	38444.086
	19.52		
SC04	09.00	Calcaire	27288.110
	09.40		

Tableau III.20 : Tableau explicatif des résultats du module de Young.

.For	.Prof	Diamètre	Surface	Force maximale	Pic de contrainte	Pente	Base de mesure	Module de Young
°N)m()m()mm²()KN()MPa()N/mm()mm()N/mm²(
SC01	2.40 2.90	78.39	4826.266	97.674	19.244	8921700.8	50	92428.616
SC02	3.60 4.00	79.05	4907.877	87.356	17.744	1878525.9	50	19137.868
SC03	19.02 19.52	79.05	4907.877	82.772	14.598	3773576.5	50	38444.086
SC04	9.00 9.40	79.15	4920.302	88.607	17.722	2685314.6	50	27288.110

Caractérisation de la fracturation : La fracturation en sondage :

□ **Indice de fracturation R.O.D (ROCK OUALITE DESIGNATION):**

La notion du R.Q.D fut proposée par D.DEERE en 1964, il est déterminé à partir des observations sur les échantillons prélevés dans les forages carottés.

$$RQD = \frac{100 \cdot \text{longueur totale des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe du carottage}} \quad (\text{III.16})$$

On utilise la valeur du R.Q.D pour classer le rocher suivant sa qualité.

➤ **Résultats et analyse des valeurs du R.O.D :**

On a regroupé les résultats des valeurs du R.Q.D (Rock Quality Designation) pour les différentes formations géologiques au niveau des différents sondages, dans la zone d'étude.

Tableau III.21 : Tableau illustre les résultats du RQD.

Sondage	Type de roche	(%) R.Q.D	Densité de fracturation
1	Calcaire	68	(Moyennement fracturée (F3
1	Marne indurée	53	(Moyennement fracturée (F3
2	Calcaire	79	(Peu fracturée (F2
3	Calcaire	69.15	(Moyennement fracturée (F3
4	Calcaire	83.88	(Peu fracturée (F2
4	Marne indurée	82	(Peu fracturée (F2

L’analyse des valeurs du R.Q.D montrent que le terrain est peu fracturé dans les sondages 2 et 4, au niveau des calcaires. De même que dans le sondage 4, les marnes sont peu fracturées. Le R.Q.D indique une formation moyennement fracturée pour les calcaires dans les sondages 1 et 3, et pour les marnes au niveau du sondage 1. Pour le sondage 1 au niveau de la marne, la valeur du R.Q.D est faible (R.Q.D<11%) caractérisant une formation très fracturée. Donc, on peut dire que les formations traversées par le barrage présentent une densité de fracturation très variable dans de très fortes proportions, selon le type de matériaux rocheux rencontrés. Il faut donc tenir compte de ces observations pour le confortement de cet ouvrage.

En conclusion, sur la base des résultats du taux de récupération et ceux du R.Q.D, on constate, que les marnes sont de très mauvaise qualité et très fracturées et cela explique le peu d’essais mécaniques réalisés dans cette formation marneuse. Quant à la formation calcaire la densité de fracturation est forte en surface et qui s’améliore en profondeur avec une densité de fracturation moyenne à faible.

Tableau III.22 : Classification de la roche à partir du RQD. (selon D DEERE)

][%[R.Q.D	Qualité du massif	Densité de fracturation
0 à 25	Très mauvais	Très forte ou extrêmement fracturée (F5)
25 à 50	Mauvais	Forte ou très fracturée (F4)
50 à 75	Moyenne	Moyenne ou moyennement fracturée (F3)
75 à 90	Bon	Bon ou peu fracturée (F2)
90 à 100	Excellent	Excellent ou particulièrement sans fracture (F1)

Caractérisation chimique des eaux :

➤ **Résultats des analyses chimiques :**

Des échantillons d'eau représentatifs de la nappe existante au niveau formations géologiques traversées ont été prélevés pour effectuer des analyses chimiques afin de déterminer le degré d'agressivité. Les résultats de cette analyse sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Tableau des résultats d'analyses chimiques.

Echantillons	Ech-1	Ech-2	Ech-3	Ech-4	Ech-5	Ech-6	Ech-7
(Sulfate SO ₄ (mg/l	123,46	164,62	205,77	82,31	164,62	164,62	123,46
(Chlorure CL (mg/l	56,8	42,6	49,7	49,7	49,7	56,8	56,8
Bicarbonates HCaCo ₃ ((mg/l	139,08	231,8	134	178,12	161,04	183	202,52

Les résultats montrent bien selon la norme Française NFP 18-011, les eaux de la nappe locale sont classés dans les environnements non agressifs, la classe d'agressivité est A0.

Conclusion sur l'étude géotechnique :

L'Etape étude géotechnique consacrée à la caractérisation géotechnique des différentes formations constituant le sol de fondation à partir de l'analyse des résultats des campagnes de reconnaissances géotechniques réalisées dans le cadre d'une étude d'expertise pour le confortement du barrage Meffrouch dans la wilaya de Tlemcen.

Les campagnes de reconnaissances par sondages carottés ont montré que le terrain devant servir assiette pour le barrage de Meffrouch est constitué de point de vue géologique par des marnes indurées, dures de couleur grisâtre à la base recouvertes par une couche de calcaire grisâtre et calcaire dolomitique, massif, dur, fissuré et fracturé par endroit.

Les essais physico-mécaniques réalisés sur les formations géologiques du massif de fondation du barrage ont montré de bonnes caractéristiques géotechniques : une très bonne densité, une résistance à la compression simple élevée et une faible déformabilité.

Les sondages carottés ont mis en évidence l'existence d'eau souterraine peu profonde avec un niveau statique entre 2 à 2.5 m de profondeur. Ces eaux sont contenues dans les formations calcaires dolomitiques qui sont assez perméables en raison de la présence des fissures et des fractures (perméabilité de fissure).

Les résultats des analyses chimiques d'eau ont classé les eaux de la nappe existante dans un environnement non agressif.

Sur la base des résultats du taux de récupération et ceux du R.Q.D, on constate, que le massif de fondation du barrage présente une mauvaise qualité en raison de sa densité de fracturation moyenne à élever, cette densité de fracturation est forte en surface et qui s'améliore en profondeur. Notant également que lors de travaux de sondages des pertes d'eau totales entre 1.50 et 4.00m de profondeur ont été remarqué. Ceci est probablement dû à l'état de fissuration des roches.

III. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE :

III.1 Description de la structure :

Caractéristiques générales de l'ouvrage :

Le barrage de Meffrouch est un ouvrage à voûtes multiples de 531 m de longueur en crête et de 25 m de hauteur au-dessus de le parafouille. Il est constitué par une succession de 17 voûtes cylindriques inclinées, d'épaisseur constante égale à 0,80 cm, écartées de 25 m et s'appuyant sur des contreforts de 2,50 m de largeur. Les deux ailes de l'ouvrage sont formées par des barrages poids à parements inclinés.

Le projet général du barrage a été dressé par le Bureau Coyne, de Paris, qui en a défini les dimensions principales. Les principes de l'exécution par préfabrication ont été mis au point par l'Entreprise G. Safont & Cle. Les travaux ont été exécutés entre 1957 et 1964.



Figure III.31 : Caractéristiques générales du barrage.

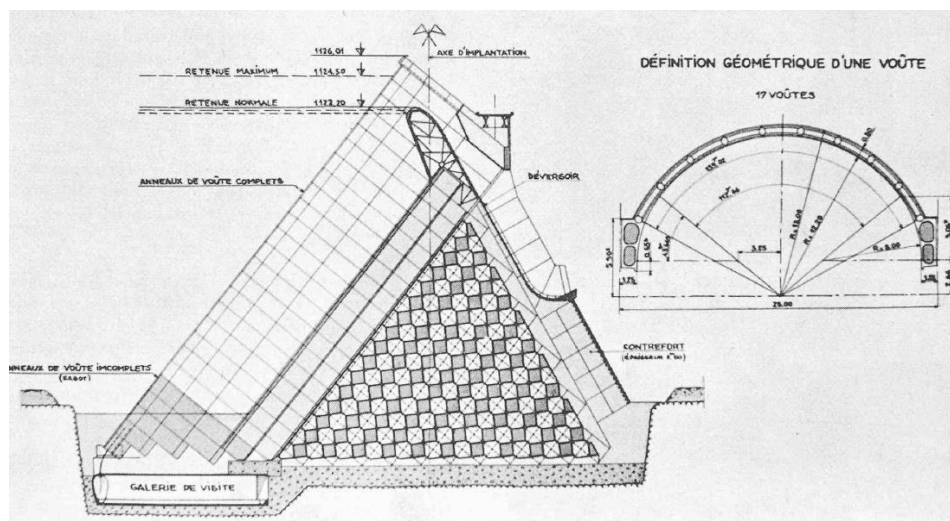


Figure III.32 : Vue aval du barrage en cours de construction.

Principe de construction des voûtes et contreforts :

Les voûtes et les contreforts ont été construits par éléments préfabriqués.

Dans le principe, les différentes parties de l'ouvrage sont découpées en plots de béton préfabriqués qui sont juxtaposés, jointoyés et solidarités au moyen de câbles de précontrainte.

Les voûtes cylindriques, d'épaisseur constante, sont découpées en anneaux de 1,20 m de hauteur. Chaque anneau est constitué par 9 voussoirs de 2,80 m de longueur. Les anneaux s'appuient sur les contreforts par l'intermédiaire de deux pièces spéciales évidées formant les blocs d'appui, désignées « blocs culottes ».

Chaque anneau s'appuie, d'une part sur l'anneau qui précède, et, d'autre part, sur les deux blocs culottes au droit du contrefort.

Les différents anneaux constituant une voûte sont exécutés de la même façon jusqu'au sommet du barrage. Les anneaux de base étant noyés dans le parafouille.



Figure III.33 : Etape de construction des contreforts et des voûtes.



Figure III.34 : Calage d'un voussoir.

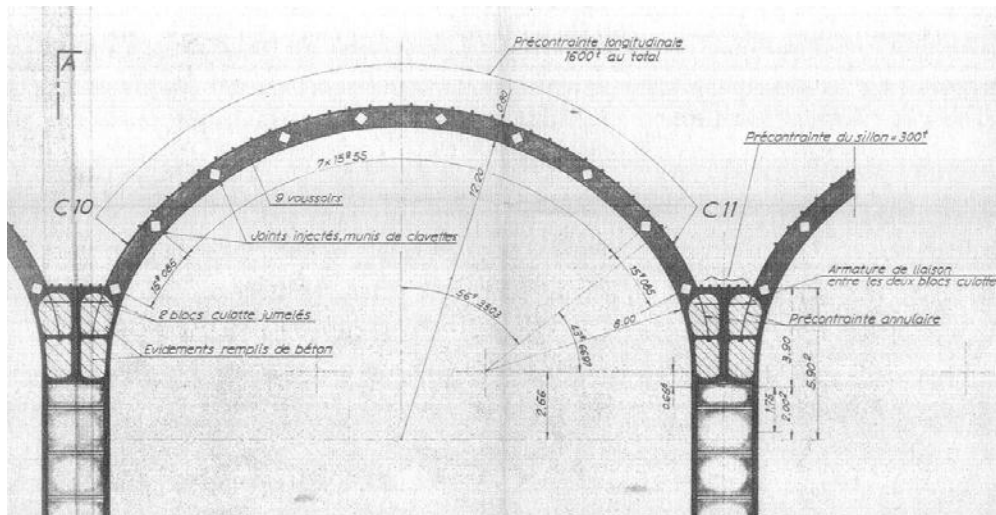


Figure III.36 : Calepinage des câbles de précontrainte extérieure sur le sillon et le parement amont de la voûte.

Précontrainte des voûtes :

La précontrainte des voûtes est assurée dans une seconde phase, en deux étapes :

- Première étape: les voussoirs d’un même anneau sont rendus solidaires par une précontrainte annulaire au moyen de câbles placés dans des rainures trapézoïdales spécialement ménagées sur la face amont des blocs préfabriqués. L’effort de précontrainte varie de 50 tonnes à 250 tonnes en fonction de la position des anneaux. Après la mise en tension des câbles annulaires, les rainures sont garnies de mortier pour protéger les câbles.



Figure III.37 : Vue sur la précontrainte annulaire après démolition du mortier

- Seconde étape : tous les anneaux d'une même voûte sont rendus solidaires par une précontrainte longitudinale positionnée contre le parement amont des voûtes, parallèle aux génératrices. Cette précontrainte est exercée au moyen de câbles extérieurs ancrés dans le parafouille. La mise en tension se fait depuis le sommet des voûtes, au niveau des voussoirs de l'anneau supérieur dans lesquels sont noyées les têtes d'ancrage. Chaque voûte est ainsi précontrainte longitudinalement par un effort de 1600 tonnes, au moyen de 32 câbles de 50 tonnes. Ces câbles sont de 2 types différents :

- Câbles gainés (désignés G) : câbles 12Ø7 enfilés dans une gaine plastique injectée au coulis de ciment;

- Câbles guipés (désignés I) : câbles 12Ø7 dont chacun des fils est guipé individuellement; ces câbles ne comportent pas de gaine de protection extérieure.

- Le calepinage des câbles le long du développé d'une voûte est présenté sur; les câbles gainés et guipés sont groupés 2 par 2, en alternance.

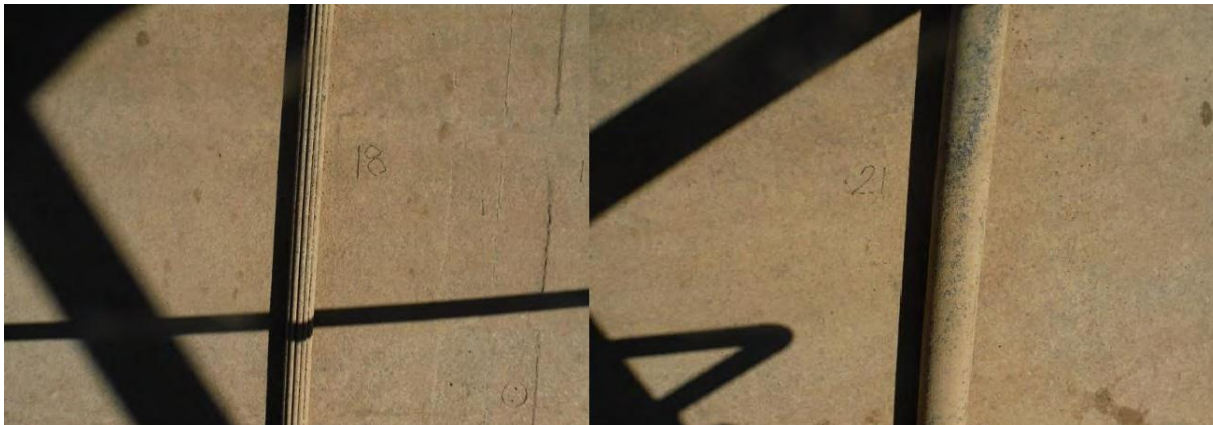


Figure III.38 : Câbles guipés.

Figure III.39 : Câbles gainés.

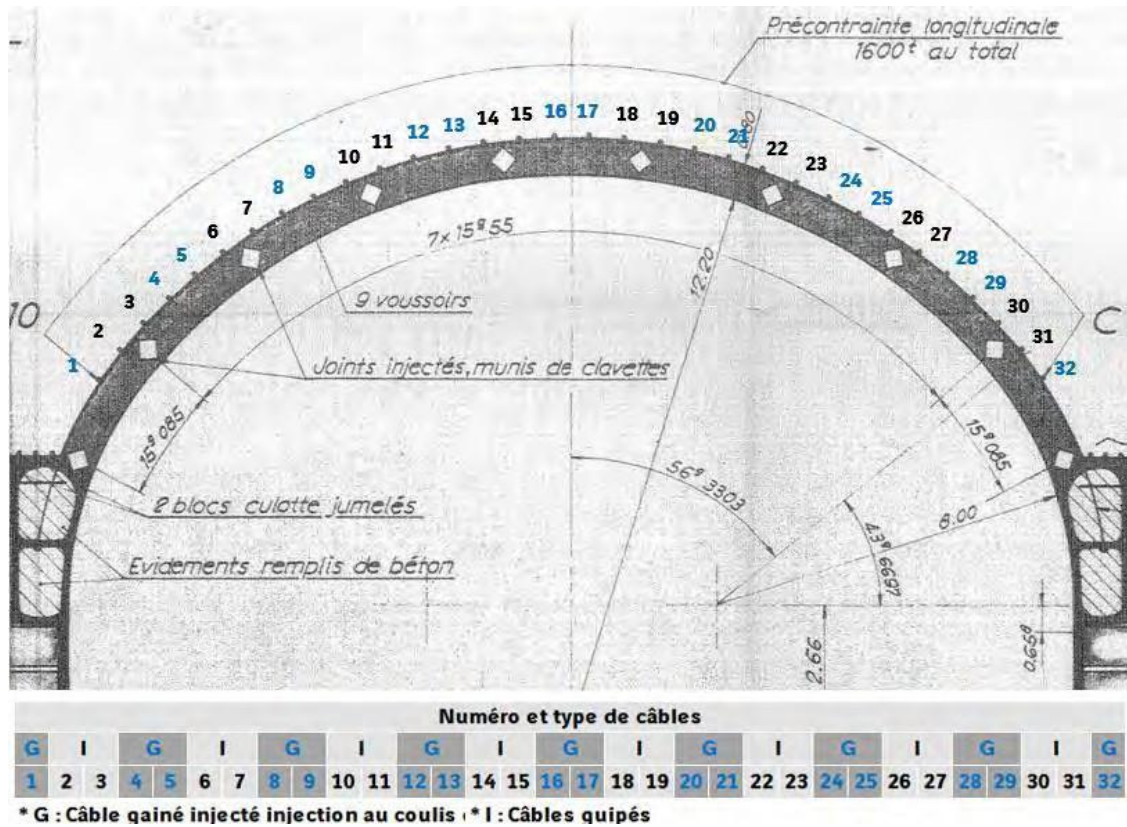


Figure III.40 : Section droite de la voûte - Numérotation et calepinage des câbles de précontrainte longitudinale.

Bilan des différentes familles de câbles :

On dénombre donc au final 4 familles de câbles de précontrainte (câbles 12Ø7) assurant la solidarisation des éléments préfabriqués sur les voûtes et contreforts :

Tableau III.24 : Caractéristiques des 4 familles des câbles de précontrainte.

Élément	Famille de câbles	Effort de tension visé	Type de précontrainte
Contrefort	Précontrainte du sillon	6 x 50 T = 300 T	Extérieure (câbles gainés ou guipés)
	Précontrainte des blocs culottes	6 x 50 T = 300 T	Intérieure
Voûte	Précontrainte annulaire	Variable de 50 à 250 T	Intérieure (noyée dans des rainures)
	Précontrainte longitudinale	32 x 50 T = 1600 T	Extérieure (câbles gainés ou guipés)

III.2 Description des investigations :

Nature des investigations :

Les investigations ont été menées sur les 2 types de précontrainte employées sur les voûtes : la précontrainte longitudinale et la précontrainte annulaire.

Les investigations sont les suivantes :

- Examen général de l'état des câbles de précontrainte longitudinale ;
- Examen visuel rapproché de l'état des câbles au travers de fenêtres de reconnaissance réalisées par :
 - démolition localisée du mortier d'enrobage pour la précontrainte annulaire (rainures),
 - ouverture de la gaine extérieure ou enlèvement du guipage sur les fils pour la précontrainte longitudinale ;
 - Mesure de l'effort résiduel de précontrainte dans les câbles de précontrainte longitudinale par essai à l'arbalète.

Ces différents essais et techniques d'auscultation sont décrits ci-après.

Examen général de l'état des câbles de précontrainte longitudinale :

Une inspection visuelle générale de la précontrainte longitudinale, depuis une barque, a été réalisée afin de :

- Compter le nombre de fils restants, sur les 12 fils initiaux, pour l'ensemble des câbles guipés (Câbles numérotés 2, 3, 6, 7, 10, 11, 14, 15, 18, 19, 22, 23, 26, 27, 30 et 31)
- Vérifier l'état des gaines des câbles injectés au coulis de ciment (câbles numérotés 1, 4, 5, 8, 9, 12, 13, 16, 17, 20, 21, 24, 25, 28, 29 et 32)

Examen rapproché au travers de fenêtres de reconnaissance :

Objectifs :

Les fenêtres de reconnaissance permettent une évaluation qualitative de l'état de conservation de la précontrainte par examen visuel direct. Les fenêtres permettent de contrôler :

- Le niveau de remplissage dans le conduit et la qualité du coulis d'injection pour les câbles gainés de précontrainte longitudinale,

- L'état de conservation des armatures de précontrainte et leur niveau de tension (test qualitatif par essai au tournevis) sur les 3 types de précontrainte examinés.

Dimensions des fenêtres :

Les fenêtres de reconnaissance de la précontrainte (ouverture de la gaine extérieure ou enlèvement du guipage) sont réalisées afin de contrôler visuellement l'état de conservation de la précontrainte et afin de permettre la réalisation de mesures de tension à l'arbalète (uniquement pour la précontrainte longitudinale) : dans ce cas, des fenêtres de grandes dimensions sont ouvertes dans la gaine pour permettre de contrôler et de mesurer la tension résiduelle dans les armatures de précontrainte. La longueur d'ouverture de la gaine extérieure ou de l'enlèvement du guipage est dépendante du type de câble concerné par les essais. Dans notre cas, pour des câbles de type STUP 12Ø7, la longueur a été portée à 50 cm.

Mesure de tension résiduelle par essai à l'arbalète :**Référentiel technique :**

Les mesures de tension résiduelle dans les armatures de précontrainte sont réalisées conformément au Guide technique du LCPC « Mesure de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète – Novembre 2009 ».

Cet essai a été développé au début des années 1980 par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille. Il fait partie des outils systématiquement employés pour le diagnostic et la réévaluation des ouvrages précontraints en France.

Principe de la méthode :

L'essai permet de mesurer l'effort de traction dans une armature de précontrainte, fil ou toron (en fonction de la nature du câble testé), au moyen d'une arbalète.

Le principe de base du fonctionnement de l'arbalète repose sur le fait que plus une armature est tendue, plus l'effort F nécessaire pour la dévier de son tracé d'une flèche f sera important, tel qu'illustré sur la figure ci-dessous.

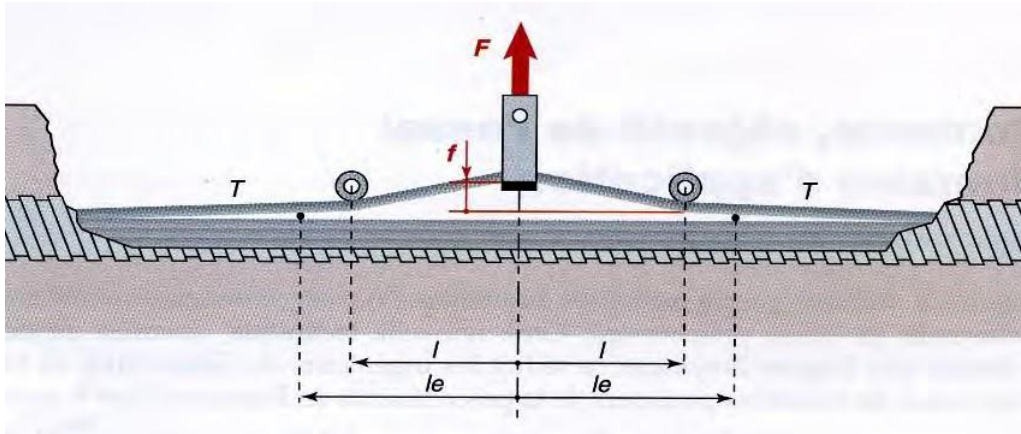


Figure III.41 : Schéma de principe du fonctionnement de l'arbalète.

L'arbalète, munie d'un capteur de déplacement et d'un capteur de force, s'appuie sur l'armature testée par deux poulies et exerce un effort de déviation (F) par l'intermédiaire d'une fourchette qui saisit l'armature à mi-empattement. La flèche (f) communiquée à l'armature au cours de l'essai (dont les proportions sont très exagérées sur le schéma) est limitée à 3 % de sa demi-longueur l , de manière à limiter également les contraintes supplémentaires de flexion générées par l'essai.

Un essai consiste à enregistrer point par point la courbe $F(f)$, dite courbe d'arbalète, qui permet de retrouver la tension résiduelle à partir d'une formule de corrélation, propre à chaque type d'armature testé, établie en laboratoire à partir d'essais de calibration.

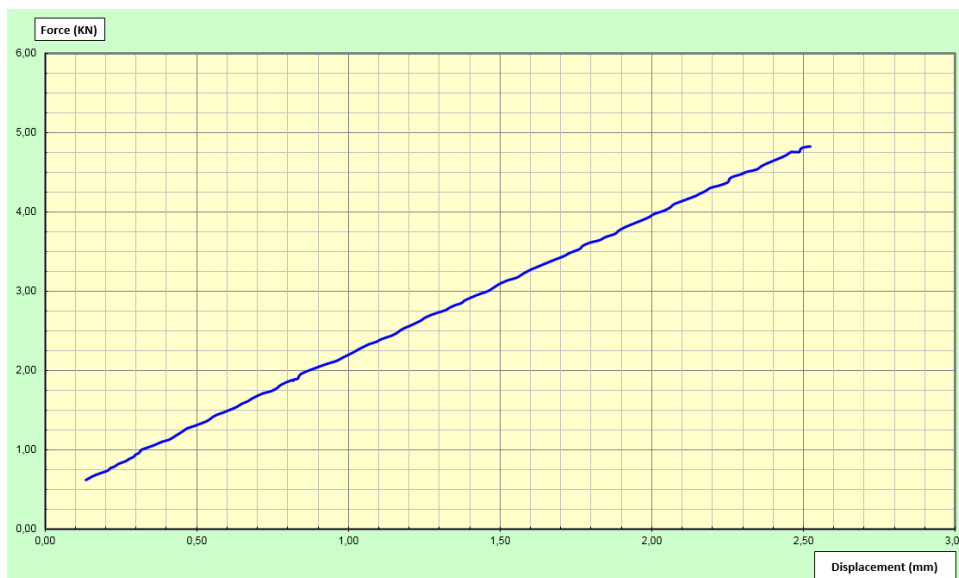


Figure III.42 : Exemple de courbe d'arbalète $F(f)$ enregistré sur site lors d'un essai.

Appareillage de mesure :

Les mesures sur site ont été réalisées par la chaîne d'acquisition IN-TENSE. L'appareillage comprend :

- un dispositif d'acquisition, constitué :
- d'un capteur de déplacement,
- d'un capteur de force (traction / compression),
- d'un vérin tireur simple effet,
- d'une centrale d'acquisition 3 entrées associées à un ordinateur portable permettant l'enregistrement sur site et le tracé des courbes sous EXCEL,

une arbalète, constituée :

- d'un châssis métallique de 30 cm d'empattement entre points d'appui (poulies),
- d'un jeu de poulies et de fourchettes de préhension adaptées aux torons à tester.
- une pompe hydraulique manuelle avec manomètre et flexible associés.



Figure III.43 : Vue du dispositif de mesure IN-TENSE

Calibration en laboratoire et exploitation des mesures :**Faisceau d'étalonnage et armature de référence :**

En laboratoire, une « courbe de calibration » est obtenue en réalisant une série de mesures à l'arbaleète sur un toron identique à celui testé sur site, tendu par paliers successifs sur une machine de traction.

Les conditions d'essai en laboratoire doivent se rapprocher le plus possible des conditions de mesure sur site, en particulier vis-à-vis de la longueur libre de l'échantillon entre mors, afin de limiter l'incertitude de mesure.

L'appareillage de mesure sur site et en laboratoire est strictement identique (châssis, capteurs de force et de déplacement, centrale d'acquisition).

L'armature de référence employée en laboratoire présente les caractéristiques suivantes :

- Fil de diamètre 7 mm module de Young : 195 000 MPa.



Figure III.44 : Vue de la machine de traction en laboratoire.

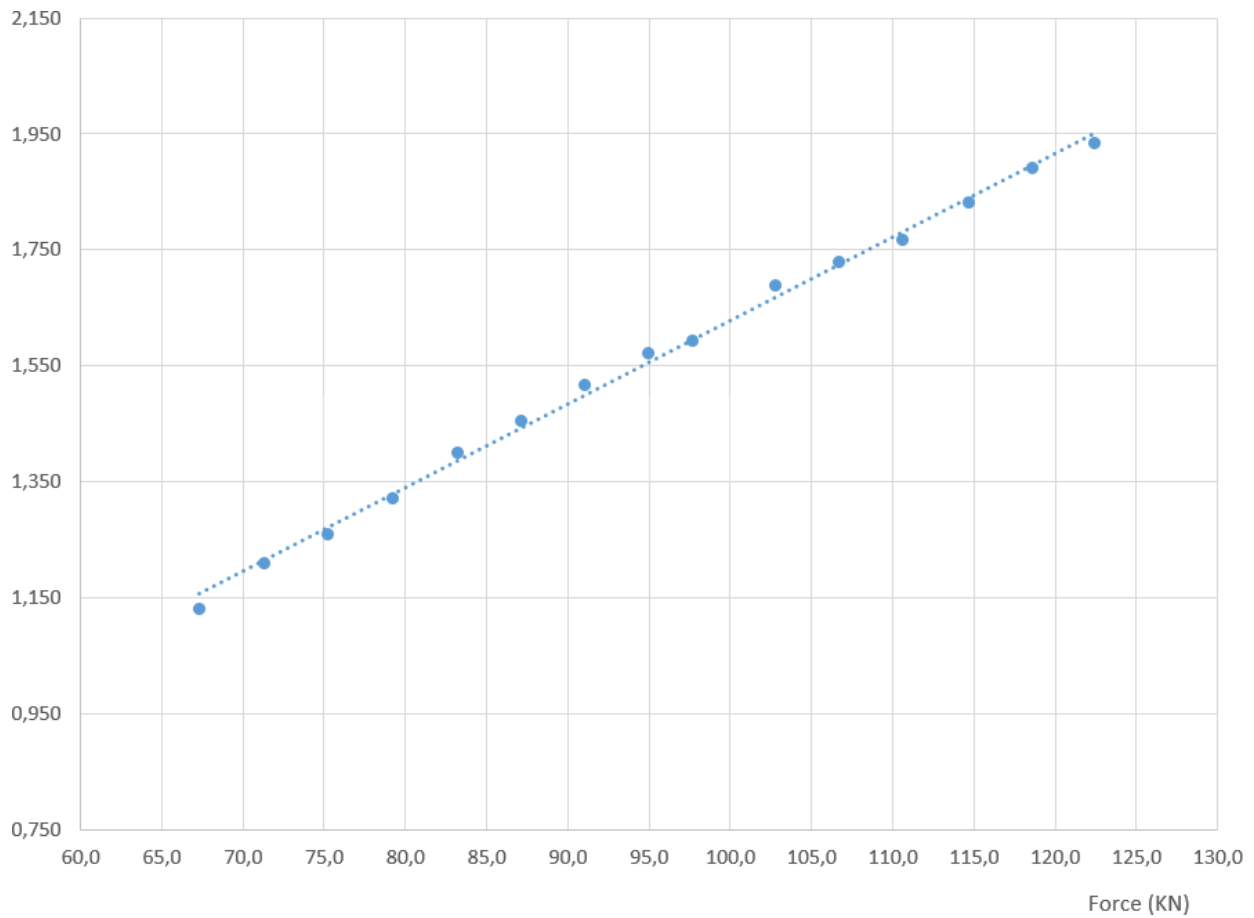


Figure III.45 : Exemple de courbe de calibration.

Exploitation des mesures :

Les données enregistrées sur site font l’objet d’une régression linéaire qui permet l’obtention d’une pente unique (p) associée aux trois essais effectués sur chaque armature testée. La formule de calibration déterminée en laboratoire est appliquée à la pente (p) de la courbe d’arbalète mesurée sur site et permet l’obtention de la valeur de tension résiduelle recherchée.

Programme des investigations :

Identification des câbles auscultables :

Précontrainte annulaire :

L'examen visuel de la précontrainte annulaire nécessite d'accéder aux câbles par l'ouverture d'une fenêtre de reconnaissance, en démolissant soigneusement le mortier d'enrobage. Dans le cas présent, le choix des câbles auscultables a été déterminé en fonction de la cote d'eau et de la configuration des moyens d'accès. La cote d'eau étant descendue à environ 1114 m, les câbles auscultés sont donc ceux situés sur l'anneau numéro 7.

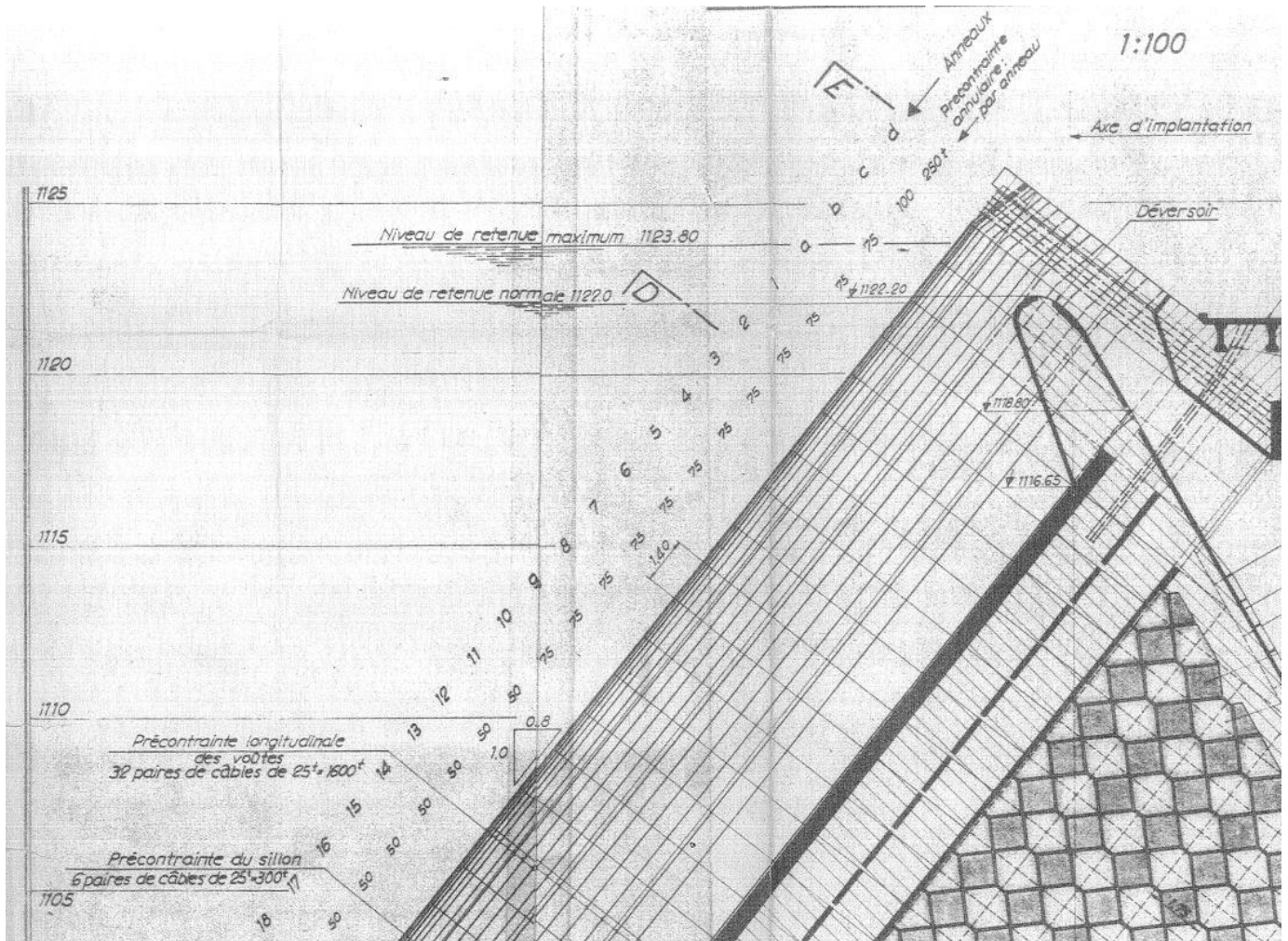


Figure III.46 : Vue de l'emplacement de la précontrainte annulaire auscultée.

Précontrainte longitudinale :

Position des câbles auscultables :

La réalisation d'essais à l'arbalète sur la précontrainte longitudinale nécessite d'accéder aux câbles par l'intermédiaire d'une plateforme flottante.

L'encombrement de la plateforme empêche d'accéder aux câbles situés en extrémité de voûte. Les câbles auscultables sont donc ceux numérotés 5 à 28.

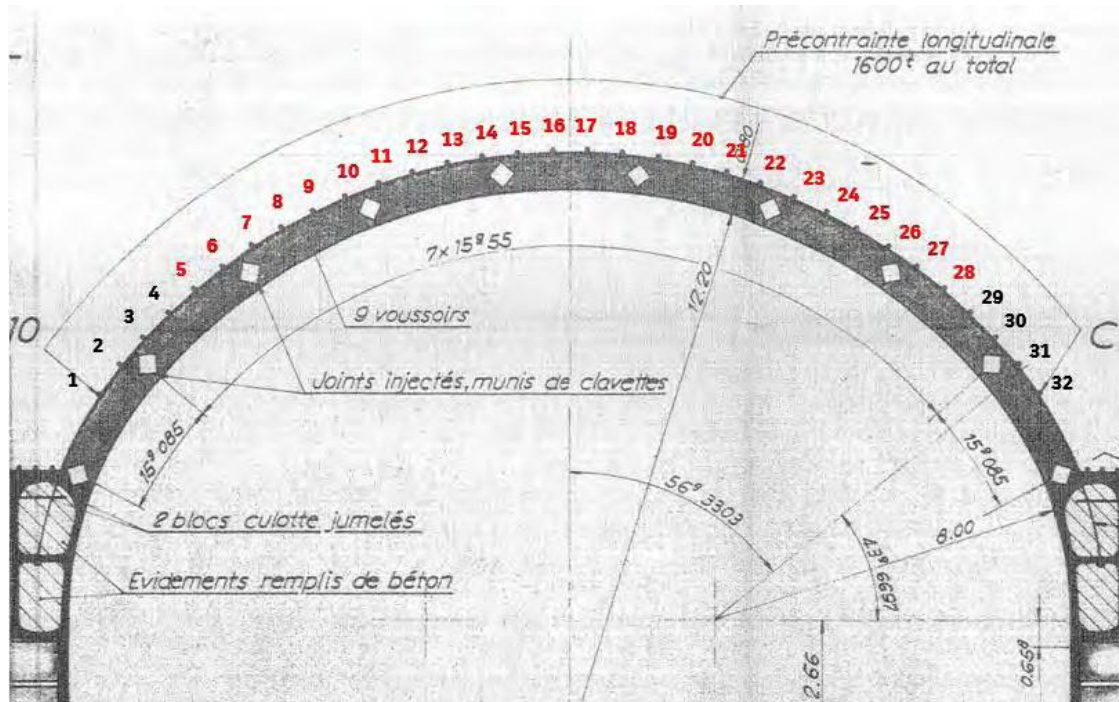


Figure III.47 : Section droite de la voute : câbles auscultables numérotés de 5 à 28.



Figure III.48 : Plateforme de travail.

Critères de choix des câbles à ausculter :

Le choix des câbles à ausculter a été déterminé en fonction de trois critères :

1. Les contraintes inhérentes au site (niveau d'eau, moyen d'accès).

2. L'état de dégradation des câbles : le rapport d'inspection intitulé « Rapport d'inspection visuelle du barrage de Meffrouch » de juillet 2017 réalisé par OFITECO propose une classification des câbles en fonction du nombre de fils endommagés. L'échantillonnage a été réalisé de manière à ausculter tous les types de câbles.

Légende		
Présence de la gaine de protection (pas d'information sur l'état des fils)		G
Absence de la gaine de protection	Pas de fils endommagés	0
	Moins de 50% de fils endommagés	-50
	Plus de 50% de fils endommagés	50
	tous les fils coupés	100

Figure III.49 : Légende extraite du rapport d'inspection d'OFIETICO.

On classe les voûtes en 3 catégories en fonction du niveau de dégradation des câbles de précontrainte.

	Voûte	Pourcentage de l'usure des câbles de la (% précontrainte longitudinale extérieure
: Catégorie 03 Plus de 50%	15.16	59.38
	16.17	53.13
	4.05	50
	10.11	50
	17.18	50
: Catégorie 02 % Entre 40 et 50	7.08	46.88
	9.1	43.75
	14.15	43.75
	3.04	40.63
	6.07	40.63
	12.13	40.63
: Catégorie 01 % Entre 10 et 40	2.03	37.5
	8.09	37.5
	11.12	28.13
	1.02	25
	13.14	25
	5.06	15.63

Figure III.50 : extrait du rapport d'inspection d'OFIETICO.

Au final, en croisant ces 3 critères, les zones d'investigations ont été positionnées sur 3 voûtes :

V10-11, V03-04 et V13-14 correspondant aux 3 classes de dégradation.

Répartition des câbles à ausculter :

Il a été décidé d'ausculter 3 voûtes et d'examiner 9 câbles par voûte de la manière suivante :

- Câbles longitudinaux : 24 câbles auscultés, à raison de 8 câbles par voûte (soit 25% des câbles de la voûte considérée), comprenant un examen visuel rapproché et des mesures de tension résiduelles par essai à l'arbalète ;
- Câbles annulaires : 3 câbles auscultés, à raison de 1 câble par voûte, comprenant un examen visuel rapproché (le nombre de câbles accessibles par voûte étant limité de par les moyens d'accès).

Tableau de synthèse des câbles auscultés :

Le tableau suivant présente l'échantillonnage final, avec le choix précis des câbles contrôlés :

Localisation de la fenêtre - Voûte		Câbles auscultés																															
		Numéro et type de câbles auscultés *																															
A	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G	I	G		
-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
Voûte 3-4	X													X	X		X	X	X			X	X		X								
Voûte 10-11	X													X	X			X	X	X	X	X	X										
Voûte 13-14	X				X	X												X	X	X	X	X	X										

* A : Câble de précontrainte annulaire * G : Câble gainé injecté au coulis de ciment * I : Câbles guipés

Tableau III.25 : Récapitulatif du positionnement des câbles auscultés.

III.4 Etat de conservation de la précontrainte :

Examen général de l'état des câbles de précontrainte longitudinale des voutes:

Type de désordres rencontrés :

L'inspection visuelle de la précontrainte longitudinale a été réalisée depuis la barque sur les câbles guipés (I) et sur les câbles gainés (G). Sur les câbles guipés, il a été relevé la présence de fils rompus. Pour chaque câble guipé il a donc été dénombré le nombre de fils restants sur les 12 fils originaux de chaque câble.

Sur les câbles gainés, les désordres rencontrés sont les suivants :

- câble présentant une courbure au lieu d'un tracé rectiligne, traduisant la rupture probable d'un ou plusieurs fils dans la gaine
- câble présentant des cassures au droit de la gaine rendant les fils apparents et sans protection.
- câble entièrement rompu : plus aucun fil n'est tendu sur le câble.

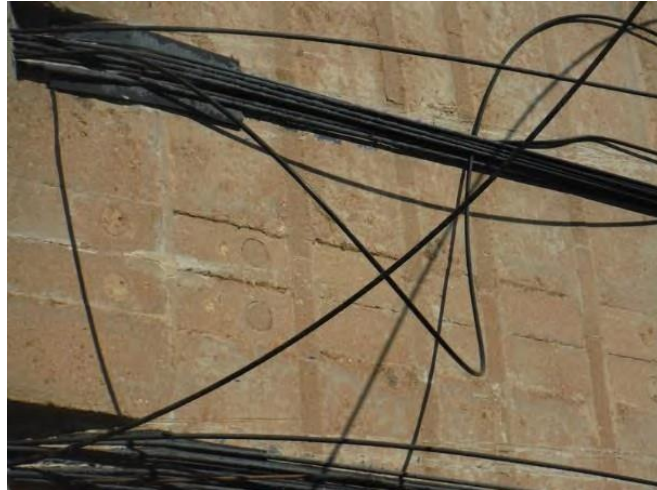


Figure III.51 : Câbles guipés avec fils rompus.



Figure III.52 : Un câble gainé présentant des cassures au droit de la gaine et un câble gainé entièrement rompu, non fonctionnel.



Figure III.53 : Câbles gainés présentant une courbure.



Figure III.54 : Câble gainé entièrement rompu (le câble a disparu).

Résultats :

Le résultat de l'inspection est détaillé dans le tableau ci-dessous.

L'ensemble des câbles (numérotés 1 à 32) et des voûtes (numérotés de 01.02 à 17.18) sont représentés dans le tableau. Pour les câbles dont les fils sont guipés individuellement (câbles notés « I »), il est indiqué le nombre de fils restants.

Pour les câbles gainés (câbles notés « G »), il est indiqué l'état du câble suivant l'échelle définie dans le tableau au-dessous. Les cellules du tableau sont remplies d'une couleur en fonction de l'état de dégradation du câble : de « rouge : câble extrêmement dégradé voir non fonctionnel » à « vert : câble sans désordre apparent ».

Câbles auscultés																																
Précontrainte longitudinale extérieure																																
Voûte	G		I		G		I		G		I		G		I		G		I		G		I		G		I		G			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
01.02	T	2	9	OK	HS	4	12	OK	OK	10	11	OK	C	11	10	OK	OK	12	10	OK	OK	11	12	C	OK	11	4	HS	OK	9	8	OK
02.03	HS	5	6	OK	OK	11	11	C	OK	9	10	OK	C	11	10	HS	T	11	10	T	OK	9	12	OK	C	11	1	HS	T	5	9	HS
03.04	HS	12	9	OK	OK	8	8	OK	OK	12	12	HS	HS	12	12	HS	T	11	11	HS	HS	12	10	HS	T	12	11	OK	OK	10	5	HS
04.05	HS	9	4	OK	OK	3	9	C	HS	12	12	OK	HS	9	10	OK	C	10	11	C	OK	10	12	C	OK	10	8	OK	OK	7	4	C
05.06	HS	2	6	OK	T	11	11	OK	OK	9	12	HS	OK	9	12	T	OK	12	11	OK	C	12	11	OK	OK	12	6	OK	OK	7	4	HS
06.07	HS	5	7	T	HS	9	12	OK	OK	7	11	OK	OK	10	9	OK	C	12	11	OK	OK	11	11	OK	OK	10	9	OK	HS	3	2	HS
07.08	HS	2	5	T	HS	3	7	OK	OK	12	9	OK	OK	10	7	OK	OK	10	10	OK	OK	10	10	OK	OK	11	9	HS	HS	10	7	HS
08.09	HS	1	7	OK	OK	3	10	OK	OK	10	12	OK	OK	12	10	OK	OK	11	9	OK	OK	12	11	OK	OK	12	8	OK	HS	1	6	HS
09.10	OK	4	6	HS	OK	12	11	OK	OK	12	11	OK	OK	11	8	OK	OK	11	11	OK	OK	7	11	OK	OK	5	10	HS	OK	4	1	HS
10.11	HS	7	8	OK	OK	11	10	OK	C	11	10	OK	OK	8	9	C	OK	8	11	OK	OK	9	9	T	C	8	11	OK	OK	2	3	HS
11.12	HS	8	10	OK	OK	0	10	OK	OK	11	9	C	C	12	12	T	T	12	12	OK	T	12	8	T	OK	8	10	OK	T	9	3	HS
12.13	T	5	6	HS	HS	6	12	OK	HS	8	10	OK	OK	12	10	OK	OK	8	7	OK	T	9	10	OK	T	11	8	T	HS	3	4	HS
13.14	HS	6	9	OK	OK	7	11	OK	T	8	12	OK	OK	12	12	OK	OK	12	12	OK	OK	11	9	OK	HS	11	4	OK	OK	4	5	HS
14.15	HS	3	4	HS	OK	12	11	OK	OK	11	10	OK	OK	8	11	OK	OK	11	7	OK	OK	12	12	OK	OK	12	1	OK	OK	5	9	HS
15.16	HS	3	2	OK	HS	10	12	OK	OK	11	10	C	HS	9	5	HS	HS	8	8	OK	OK	9	8	OK	HS	8	6	HS	HS	7	2	HS
16.17	HS	4	7	OK	OK	6	8	T	T	7	8	HS	OK	5	10	OK	OK	6	10	OK	C	8	7	C	C	6	10	OK	T	8	5	HS
17.18	HS	4	0	HS	HS	0	0	C	C	0	6	OK	OK	0	5	T	T	7	11	OK	OK	9	4	HS	OK	11	9	OK	OK	5	4	HS

Légende :

T : Câble présentant une courbure HS : Câble non fonctionel, ensemble des câbles coupé Numéro : nombre fils restants sur le câble guipé
 C : Gaine présentant des cassures avec fils apparents OK : pas de désordres visuels apparent

Tableau III.26 : Résultats de l’inspection visuelle des câbles de précontrainte longitudinaux des 17 voûtes.

Précontrainte longitudinale des sillons :

L’inspection de la précontrainte longitudinale des sillons a été réalisée sur 8 des 16 sillons (soit 50% des sillons existants). Cette précontrainte est réalisée par l’intermédiaire de 4 câbles gainés et de 2 câbles guipés par sillon.

Les désordres rencontrés sont du même type que pour la précontrainte longitudinale des voûtes.





Examen rapproché au travers de fenêtres de reconnaissance :

Principe de l’examen et échelle de caractérisation des désordres :

Les contrôles réalisés sur les câbles gainés sont les suivants :

- Vérification du niveau de remplissage dans la gaine plastique et état du coulis d’injection,
- Examen de l’état de conservation des armatures de précontrainte et évaluation qualitative de leur niveau de tension (test par essai au tournevis).
- Les échelles de caractérisation des désordres utilisées dans la suite du document sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27 : Légende échelle de caractérisation des désordres.

Remplissage (uniquement pour les câbles gainés)			
	Absence de vide - Conduit correctement injecté		
	Manque de coulis en partie supérieure du conduit - Câble enrobé		
	Manque de coulis en partie intermédiaire et partie de câble non enrobée		
	Manque très important de coulis - Câble non enrobé		
État du coulis (uniquement pour les câbles gainés)			
1	Bon (compact, dur, homogène)		
2	Moyen (friable, tendre, fissuré)		
3	Mauvais (pulvérulent, sédimentation)		
Li	Présence de liquide dans le conduit		
Hu	Présence d'humidité dans le conduit		
TB	Présence de taches brunes, traduisant un enrrouillement du conduit sur la face intérieure		
Nr	Coulis noir chargé en oxyde de fer provenant de la corrosion des armatures		
État des armatures (câbles gainés et guipés)		Tension des armatures (qualitatif)	
0	Acier sain	1	Forte (armatures tendues)
1	Enrouillement superficiel (dépôt de corrosion en surface)	2	Moyenne
2	Piqûres de corrosion (points de corrosion peu profonds)	3	Faible (armatures détendues)
3	Cratère (point de rouille avec perte de section)		
4	Corrosion généralisée, foisonnement et/ou rupture de fils		

Pour les câbles guipés, les contrôles ont porté sur l'état de conservation des fils de précontrainte après enlèvement localisé du guipage.

Résultats des examens rapprochés :

Câbles longitudinaux guipés :

Les résultats des examens effectués sur les câbles guipés sont consignés dans le tableau suivant,

Tableau III.28 : Constats visuels sur les câbles longitudinaux guipés.

Localisation de la zone d'examen			Armatures		Photo
Voûte	Câble	Nombre de fils restants	Etat	Tension	
Voûte 3-4	14	12	0	1	1
	15	12	0	1	2
	18	11	0	1	3
	19	11	0	1	4
	22	12	0	2	5
	23	10	0	1	6

Tableau III.29 : Constats visuels sur les câbles longitudinaux guipés.

Localisation de la zone d'examen			Armatures		Photo
Voûte	Câble	Nombre de fils restants	Etat	Tension	
Voûte 10-11	14	8	0	1	7
	15	9	0	2	8
	18	8	0	1	9
	19	11	0	1	10
	22	9	1	1	11
	23	9	1	1	12
Voûte 13-14	6	7	1	2	13
	18	12	1	1	14
	19	12	0	1	15
	22	11	0	2	16
	23	9	0	1	17

Câbles longitudinaux gainés :

Les résultats des examens effectués sur les câbles gainés sont consignés dans le tableau suivant,

Tableau III.30 : Constats visuels sur les câbles longitudinaux gainés.

Localisation de la fenêtre de reconnaissance			Injection			Armatures		Photos
Voûte	Câble	Nombre de fils restants	Remplissage	Etat du coulis		Etat	Tension	
Voûte 3-4	17	12 supposé		1	-	1	1	18
	25	12 supposé		1	-	0	1	19-20
Voûte 10-11	20	12 supposé		1	-	0	1	21-22
	21	11 ou moins		1	-	4	1	23 à 26
Voûte 13-14	5	12 supposé		1	-	0	1	27-28
	20	12 supposé		1	<i>Li</i>	1	2	29 à 31
	21	12 supposé		1	-	0	1	32-33

Câbles de précontrainte annulaire :

Les résultats des examens effectués sur les câbles de précontrainte annulaire sont consignés,

Tableau III.31 : Constats visuels sur les câbles de précontrainte annulaire.

Localisation de la fenêtre de reconnaissance			Constats			Armatures		Photos
Voûte	Anneau	Désignation	Nombre de fils restants	Etat du mortier		Etat	Tension	
Voûte 3-4	7	FP1	6 / 6	1	-	0	1	34 à 36
Voûte 10-11	7	FP2	6 / 6	1	-	1	1	37-38
Voûte 13-14	7	FP3	6 / 6	1	-	0	1	39-40

Synthèse des examens et commentaires :

Précontrainte des voûtes - Etat des câbles longitudinaux guipés :

L’inspection réalisée sur les câbles longitudinaux guipés amène les observations suivantes :

- Sur l’ensemble des câbles guipés des voûtes (272 câbles), on dénombre 980 fils guipés rompus ; cela correspond à 30 % des fils (sur les 3264 fils guipés présents à l’origine).
- En moyenne, il reste 8,4 fils non rompus par câble sur les 12 fils que comporte initialement chaque câble.
- Les 3 voûtes comportant le plus de fils rompus sont les 3 voûtes d’extrémité 15-16, 16-17 et 17-18 avec en moyenne respectivement 7,4, 7,2 et 4,7 fils restants sur 12 par câble.
- Les constats rapprochés après enlèvement du guipage sur plusieurs fils de 17 câbles amènent les observations suivantes :
 - Les fils examinés sont globalement en bon état de conservation avec 76% des câbles contrôlés (soit 14 câbles sur 17) présentant des fils visuellement sains (sans aucune trace de corrosion) et 24% des câbles contrôlés (soit 3 câbles sur 17) présentant des fils enrouillés de manière superficielle, sans caractère de gravité.
 - Concernant les niveaux de tension, les essais qualitatifs au tournevis ont permis de mettre en évidence des fils tendus pour l’ensemble des câbles examinés, avec néanmoins des tensions plus ou moins fortes en fonction des câbles.



Figure III.55 : Voûte 3-4 – Câble 19 Fils en bon état de conservation.



Figure III.56 : Voûte 10-11 – Câble 22 Fils enrrouillés superficiellement.

Précontrainte des voûtes - Etat des câbles longitudinaux gainés :

L'inspection réalisée sur les câbles longitudinaux gainés amène les observations suivantes :

- 25 % des câbles gainés sont rompus entièrement ; les câbles gainés d'extrémité de voûte numérotés 1 et 32 sont pour la majorité entièrement rompus.
- 10 % des câbles gainés présentent une courbure au lieu d'un tracé rectiligne, traduisant la rupture probable d'un ou plusieurs fils dans la gaine.
- 8 % des câbles gainés présentent des cassures au droit de la gaine rendant les fils apparents et sans protection.

- 57 % des câbles gainés ne présentent pas de désordre visuel apparent.
- Les constats rapprochés après l'ouverture des gaines, sur 7 câbles, amène les observations suivantes :
 - De manière générale, les câbles examinés sont correctement injectés avec 6 gaines sur 7 présentant une bonne injection, soit 86 % des câbles contrôlés. Le coulis d'injection est de bonnes qualités, résistantes, compactes et sèches. Néanmoins certains défauts ponctuels ont été observés :
 - Le câble 21 de la voûte 10-11 présente un défaut d'injection partiel laissant un fil affleurant à la gaine sans enrobage. Il est à noter qu'un choc était présent sur la gaine laissant une partie de coulis à l'air libre.
 - Le câble 20 de la voûte 13-14 présentait quant à lui de l'eau entre le coulis et la gaine lors de l'ouverture.
 - De manière générale, les fils examinés sont globalement en bon état de conservation avec 86% des câbles contrôlés (soit 6 câbles sur 7) visuellement sains (sans trace de corrosion) ou enrrouillés de manière superficielle, sans caractère de gravité. Néanmoins, un fil du câble 21 sur la voûte 10-11, est corrodé jusqu'à une perte totale de section, manifestement en raison d'un défaut d'injection (manque de coulis ponctuel).
 - Concernant les tensions, les essais qualitatifs au tournevis ont permis de mettre en évidence des fils tendus pour l'ensemble des câbles examinés, avec une tension a priori moins forte dans le câble 20 de la voûte 13-14.



Figure III.57 : Voûte 10-11 - Câble 21 – Vide partiel de coulis et fil corrodé jusqu'à une perte totale de section.



Figure III.58 : Voûte 13-14 - Câble 20 – Présence d'eau entre le coulis d'injection et la gaine.

Précontrainte des voûtes - État des câbles de précontrainte annulaire :

Les fenêtres de reconnaissance réalisées sur 3 câbles de précontrainte annulaire de voûte amènent les observations suivantes :

- De manière générale, le cachetage au mortier dans les rainures a été correctement exécuté. L'ensemble des fils examinés sont tous correctement enrobés, et la zone de cachetage est peu visible sur la voûte, laissant penser qu'une infiltration d'eau par ces reprises, potentiellement néfaste pour les fils, semble peu probable.
- De manière générale, les fils examinés sont en bon état de conservation avec 2 câbles sur 3 contrôlés visuellement sains (sans trace de corrosion) et 1 câble enrouillé de manière superficielle, sans caractère de gravité,
- Concernant les tensions, les essais qualitatifs au tournevis ont permis de mettre en évidence des fils tendus pour l'ensemble des câbles examinés.



Figure III.59 : Voûte 3-4 – FP1 – Fils en bon état de conservation.



Figure III.60 : Voûte 10-11 – FP2 – Fils légèrement enrouillés.

Précontrainte du sillon - État des câbles longitudinaux :

L'inspection de la précontrainte longitudinale de 8 sillons (sur les 16 sillons existants, soit 50%) amène les observations suivantes :

- La précontrainte longitudinale est réalisée par 4 câbles gainés et 2 câbles guipés par sillon.

- La grande majorité des câbles gainés présente une courbure à la place d'un tracé rectiligne, traduisant la rupture probable d'un ou plusieurs fils dans la gaine. De plus les gaines sont désolidarisées du sillon en partie supérieure, laissant apparaître les fils, sans coulis pour les protéger.
- De manière générale, les câbles guipés ont également une trajectoire non rectiligne qui laisse penser à une rupture de certains fils.



Figure III.61 : Câbles gainés avec courbure, et câbles guipés détendus ou non rectilignes.



Figure III.62 : Gains désolidarisées du sillon laissant les fils non protégés – absence de coulis.

III.5 Effort de précontrainte résiduel dans les câbles des voûtes :

Précision des mesures individuelles :

La précision des mesures dépend de :

- la représentativité de la courbe de calibration réalisée en laboratoire, qui doit reproduire le plus fidèlement possible les conditions d'essais rencontrées in situ, en respectant en particulier le type et la longueur libre de l'armature testée sur site ;
- la qualité des courbes effort/déplacement enregistrées in situ, jugée d'après la valeur du coefficient de régression des courbes d'arbalète ;
- l'incertitude de mesure de la machine de traction.
- Pour cette opération, toutes les courbes enregistrées sur site sont de bonne qualité, peu bruitées, et présentent de bons coefficients de régressions (avec $1-R^2$ compris entre $1,6 \cdot 10^{-4}$ et $12,5 \cdot 10^{-4}$ pour une moyenne de $3,2 \cdot 10^{-4}$). De plus, les conditions de réalisation des mesures en laboratoire et sur site sont fidèles du point de vue du respect de la géométrie de l'armature testée et de la longueur libre. L'incertitude de mesure sur les résultats individuels est comprise dans un intervalle symétrique de $\pm 0,8$ kN. Compte tenu des fourchettes de valeurs obtenues, l'incertitude est de l'ordre de 3 % des grandeurs mesurées.

Commentaires sur les mesures :

Des mesures de tensions réalisées sur la précontrainte longitudinale des voûtes, réparties sur 24 câbles de type 12Ø7, on retiendra les points suivants :

- Les valeurs individuelles de tensions sont assez dispersées ; elles se répartissent entre 19,0 kN et 34,3 kN (pour une population de 69 mesures).
- En considérant l'ensemble des résultats obtenus (69 valeurs), on obtient une valeur moyenne de tension dans les fils de 26,5 kN (avec un écart type de l'ordre de 3,2 kN) soit une contrainte moyenne dans les armatures d'environ 688 MPa.
- On ne constate pas de différence notable de tension entre les fils des câbles guipés et ceux des câbles gainés (tension moyenne des câbles guipés : 26,1 kN / tension moyenne des câbles gainés : 27,5 kN)
- Il n'a pas été détecté d'écart de tension marqué entre les différents fils d'un même câble.

III.6 Analyses et commentaires :

Sur l'état de conservation des câbles de précontrainte :

Synthèse :

L'examen des câbles de précontrainte a été réalisé sur les câbles de précontrainte longitudinale et annulaire des voûtes, ainsi que sur les câbles de précontrainte longitudinale des sillons. Des constats effectués, on retiendra les points suivants :

- État des câbles longitudinaux guipés sur les voûtes : D'une manière générale, les câbles 12Ø7 comportant des fils guipés individuellement sont en mauvais état avec, sur l'ensemble de l'ouvrage, 30 % des fils rompus (soit 980 fils guipés sur les 3264 fils présents à l'origine). En moyenne, il ne reste que 8,4 fils non rompus par câble sur les 12 fils initiaux. Néanmoins l'enlèvement du guipage sur plusieurs fils de 17 câbles a mis en avant un bon état de conservation des fils examinés sous le guipage, avec 76% des câbles contrôlés présentant des fils visuellement sains (sans trace de corrosion) et 24% des câbles contrôlés présentant des fils enrouillés de manière superficielle, sans caractère de gravité.

- État des câbles longitudinaux gainés sur les voûtes : D'une manière générale, les câbles 12Ø7 gainés sont également en mauvais état avec 25% des câbles entièrement rompus et 18% des câbles présentant des désordres (courbure du câble ou cassures au droit de la gaine). Néanmoins, les ouvertures de 7 gaines ont mis en évidence, une bonne qualité d'injection et un bon état de conservation des fils. Il est quand même à noter la présence d'un fil entièrement corrodé suite à un vide partiel de coulis lié à un défaut d'injection dans le câble 21 de la voûte 10-11 et la présence d'eau entre le coulis et la gaine du câble 20 de la voûte 13-14.

- État des câbles de précontrainte annulaire des voûtes : Les fenêtres de reconnaissance réalisées sur 3 câbles de précontrainte annulaire ont mis en évidence une bonne qualité du cachetage au mortier dans les rainures ainsi qu'un bon état de conservation des fils avec 2 câbles sur 3 contrôlés visuellement sains (sans trace de corrosion) et 1 câble enrouillé de manière superficielle, sans caractère de gravité.

- État des câbles longitudinaux des sillons : De la même manière que pour les câbles longitudinaux de voûtes, les câbles de sillon sont en mauvais état général. La grande majorité des câbles gainés présentent une courbure au lieu d'un tracé rectiligne, traduisant la rupture probable d'un ou plusieurs fils dans la gaine. De plus les gaines sont désolidarisées du sillon en partie supérieure, laissant apparaître les fils, sans coulis pour les protéger. Les câbles guipés ont également des fils rompus ainsi qu'une trajectoire non rectiligne pour certains.

- D'une manière générale, la précontrainte longitudinale des voûtes est en très mauvais état de conservation, avec la rupture avérée de :

- 30% des fils des câbles guipés, soit l'équivalent de près de 82 câbles guipés rompus sur les 272 câbles guipés que comporte le barrage (12 câbles x 17 voûtes).

- 25% des câbles gainés, soit 67 câbles gainés rompus sur les 272 câbles gainés que comporte le barrage (12 câbles x 17 voûtes).

- Pour les câbles gainés, on suspecte fortement que les 26 câbles non rectilignes, présentant

une courbure, soient également rompus, ce qui porterait finalement le nombre de câble gainés rompus à 93 câbles, soit une proportion de l'ordre de %35 des câbles gainés.

- Pour fixer les idées, on peut donc avancer qu'environ un tiers des câbles de précontrainte longitudinale des voûtes sont rompus.

Avis sur l'origine et l'évolution probable des désordres :

L'inspection et les fenêtres de reconnaissance, réalisées sur la partie émergée du barrage, ne permettent pas de statuer clairement sur l'origine des fils rompus. L'origine de ces ruptures est sans doute à rechercher dans la partie immergée des câbles. Ci-dessous sont énumérées des hypothèses concernant l'origine de ces ruptures de câbles :

- Concernant les câbles guipés : Il est possible que le guipage des câbles ne soit plus totalement étanche. Les câbles subissent une alternance entre immersion et émergence (en fonction du niveau d'eau retenue dans le barrage), au fil des années, et cette alternance peut altérer les propriétés du guipage, modifiant ainsi son caractère étanche. L'eau pouvant ainsi être en contact direct avec l'armature et initier le phénomène de corrosion jusqu'à entraîner sa rupture.

- Concernant les câbles gainés : Il a été remarqué la présence d'eau et de vide partiel de coulis dans certains câbles. Les effets concomitants d'un défaut d'injection, même partiel, avec une infiltration d'eau entre la gaine et le coulis peuvent initier le phénomène de corrosion dans les fils jusqu'à leur rupture.

Sur l'effort de précontrainte résiduel :

Les mesures de tensions à l'arbalète ont été effectuées sur 24 câbles de la précontrainte longitudinale des voûtes : 17 câbles avec des fils guipés individuellement et 7 câbles gainés avec injection au coulis de ciment.

Les mesures de tensions réalisées sur 69 fils donnent une tension moyenne d'environ 26,5 kN, avec des valeurs comprises entre 19,0 kN et 34,3 kN (écart type de 3,2 kN), correspondant à un taux de travail moyen plutôt faible dans les armatures, de l'ordre de 688 MPa.

Analyse des tensions résiduelles par rapport au nombre de fils restants sur

le câble :

Une analyse des tensions résiduelles mesurées a été réalisée en fonction du nombre de fils restants sur les câbles. Le but de l'analyse est de repérer si le niveau de tension résiduel dans les fils varie en fonction du nombre de fils restant sur le câble. On pourrait en effet imaginer que le fait d'avoir moins de fils tendus sur un câble, en raison de la présence de fils rompus, puisse engendrer une surtension sur les fils restants du même câble.

Le graphique suivant représente les tensions résiduelles mesurées (en kN) sur les différents fils testés en fonction des numéros de câbles et de voûte.

A priori, le nombre de fils rompus dans les câbles influe peu sur la tension résiduelle des fils restants. Il peut être conclu que les fils rompus ne créent pas beaucoup de surtension dans les fils voisins du même câble.

Analyse des tensions résiduelles par rapport au niveau de tension de service attendu :

La tension visée pour les câbles de précontrainte longitudinaux de voûte est de 50 tonnes par câble soit 40,9 kN par fil ($= 50 \times 9,81 / 12$).

La comparaison de valeur entre la tension de service visée et les tensions résiduelles obtenues amène les observations suivantes :

- Les valeurs de tension résiduelles mesurées sont toutes situées en deçà de la valeur de tension de service visée, T_s , avec des valeurs allant de -16% à -53% en deçà de T_s ,
- La tension moyenne, réalisée sur l'ensemble des fils testés, d'une valeur de 26,5 kN est 35 % inférieure à la valeur de tension de service visée de 40,9 kN.

III.7 Conclusion sur l'étude des précontraintes :

Pour synthétiser, l'auscultation de la précontrainte longitudinale des voûtes du barrage de Mefrouch a mis en évidence que :

- environ un tiers des câbles de précontrainte sont rompus, soit 175 câbles sur les 544 que comportent les voûtes du barrage (82 câbles guipés et 93 câbles gainés sont rompus).
- sur les câbles restants, les mesures de tensions par essai à l'arbalète réalisées in situ ont montré que l'effort moyen de précontrainte résiduel est inférieur d'environ un tiers à l'effort de service visé à la conception (soit environ 32 tonnes en moyenne dans les câbles, contre 50 tonnes attendues).
- L'état général de conservation des câbles assurant la précontrainte longitudinale des voûtes est particulièrement mauvais sur ce barrage.
- Il est donc vivement recommandé d'approfondir les études par un recalcul permettant d'évaluer le niveau de sécurité résiduel du barrage compte tenu de l'état actuel de dégradation de la précontrainte. Cette étude permettra de juger du niveau minimal de précontrainte qu'il convient de maintenir pour assurer la résistance du barrage avec un coefficient de sécurité satisfaisant, et d'évaluer ainsi les éventuelles mesures à prendre pour conforter l'ouvrage.
- En parallèle, vu le niveau d'intensité des désordres affectant la précontrainte, il serait souhaitable, par mesure de précaution :
 - de maintenir la cote dans la retenue à un niveau « modéré », qui reste à définir, afin de limiter l'effort de poussée sur les voûtes.
 - de mettre en place un système de surveillance sur les voûtes (type monitoring) qui permettra d'alerter en cas d'évolution des désordres ou de mouvement d'une partie du barrage.

- A plus long terme, de continuer à réaliser des inspections détaillées régulières (comptage du nombre de fils restants par câble) pour mieux appréhender la cinétique de dégradation.

IV. ETUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE :

Dans cette partie on va étudier la stabilité de barrages voûtes et on les analyse comme un ensemble des voûtes parfois, et parfois comme des parties indépendantes les unes aux autres.

N.1 Stabilité au glissement :

On doit déterminer les forces horizontales ΣH, et les forces verticales ΣV, autrement dit les forces résistantes et les forces motrices :

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leq \tan \varphi \tag{III.17}$$

La valeur de l'angle de frottement φ est 0,75 généralement, dans des cas exceptionnelles et peut être plus grande, mais sans dépasser 1.

ΣH : poussée horizontale de l'eau est égale :

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \tag{III.18}$$

ΣV : la somme des forces verticales est égale :

$$\frac{1}{2} m' \gamma_w H^2 + \frac{w'}{w} (0,8 \gamma_b \cdot \frac{H^2}{2}) \tag{III.19}$$

γ_w : poids volumique de l'eau 10000 N/m³.

γ_b : poids volumique du béton 24000 N/m³.

m' : fruit du parement amont.

w' et w : le poids de barrage voûte et barrage poids.

m'	1	0,75	0,50	0,25	0
w'/w	0,17	0,30	0,43	0,56	0,69

Tableau III.32 : Relation de l'inclinaison m' et le poids des barrages w' et w.

V.2 Stabilité au renversement :

Dans ce type de barrages où le fruit amont faible le renversement est très rare mais il est possible, alors il faut le vérifier par la formule classique et la contrainte doit rester dans l'intervalle admissible .

V.3 Résistance à la compression :

Par définition un barrage voûte est une forme simple concave caractérisée par une double courbure plus ou moins épaisse :

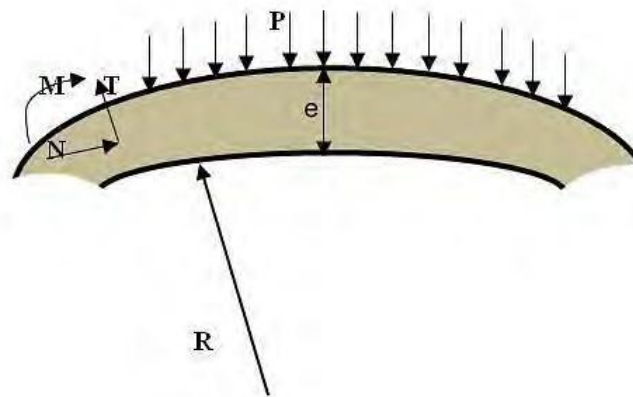


Figure III.63 : Diagramme des pressions sur une voûte.

Sur la voûte nous avons la contrainte normale de compression seulement représentée par l'équation de tube ou de tuyau:

$$\sigma = \frac{PR}{e} \quad (\text{III.21})$$

P : la pression de l'eau.

R : le rayon de la courbure.

e : épaisseur de la voûte.

N.4 Stabilité interne :

On peut étudier la stabilité interne des barrages voûtes à partir de trois façons différentes :

- considérant que les contreforts (l'ensemble des voûtes) est une voûte ou poutre verticale en utilisant la formule suivante :

$$\sigma_y = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I} \quad (\text{III.22})$$

- pour trouver la contrainte principale maximale qu'est appliqué parallèlement au parement amont de la voûte il y a cette équation :

$$\sigma = S \cdot \gamma_w \cdot H \quad (\text{III.23})$$

S : la distance entre les axes des contreforts et leur épaisseur.

γ_w : poids volumique de l'eau.

H : la hauteur du barrage.

Cette contrainte peut atteindre aux fortes valeurs dans les barrages de grandes hauteurs.

- la troisième manière concerne la contrainte de cisaillement qui nous permet choisir s'il est nécessaire d'armer les contreforts notamment où ces contraintes dépassent 10 bars on aura au besoin des armatures dans l'ouvrage.

Conclusion :

Après les différentes études géologiques et géotechniques, la partie la plus difficile commencera avec les travaux de construction (la réalisation de projet) et puis avec les activités de l'auscultation et d'entretien du barrage, parce que ces activités des surveillances peuvent garantir la résistance et la stabilité du barrage à long terme.

A partir des essais géotechniques, géologiques et géophysiques au laboratoire sur des échantillons du sol et in-situ, on a obtenu des résultats différents de notre ouvrage.

L'analyse de la stabilité des voutes et des contreforts a été affectée par la destruction des câbles précontraints et c'est ce qui va être notre sujet dans le prochain chapitre afin de trouver la bonne technique de confortement du barrage qui permettra de compenser la perte de stabilité qui a été constaté dans ce présent chapitre .

Contrairement à l'étude hydrologique qui nous a donné une différence entre les valeurs obtenues et les valeurs arrêtées (cf. monographie du barrage) lors du dimensionnement initial de l'ouvrage, ceci revient aux différentes hypothèses de calculs chaque méthode préconisée et aussi à la variabilité des données hydrologiques enregistrées depuis la période de réalisation du barrage en raison du changement climatique.

Chapitre IV

.....

Techniques de confortement du barrage

TECHNIQUES DE CONFORTEMENT DU BARRAGE

Introduction :

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage, la stabilité de l'ouvrage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique quand il existe plusieurs solutions de confortement, l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, aussi les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène, de l'urgence des travaux, les possibilités d'entretien et de réparation ainsi que les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

Comme on a vu dans le chapitre précédent, après une étude approfondie du confortement, l'état général de conservation des câbles assurant la précontrainte longitudinale des voûtes est particulièrement mauvais sur le barrage Meffrouch, d'une autre part, les sondages sur les fondations ont mis en évidence la présence d'eau souterraines ce qui nécessite des techniques convenables aux problèmes.

I. REALISATION DE NOUVEAUX RIDEAUX D'INJECTIONS ET DE DRAINAGES :

I.1 Traitement des fondations :

Le traitement des fondations a pour but d'étancher ou de consolider les milieux solides poreux et perméables tels que les roches fissurées, les sables, graviers et alluvions et les maçonneries défectueuses.

Pour les roches Karstiques : remplissage et non pas injection ; la technique des rangées utilisées pour étancher la roche fissurée ne suffit pas. On a souvent recours à injecter plusieurs gammes de coulis pour éviter les cheminements trop lointains ou le délavage par les eaux souterraines (exemple : béton, gravettes, coulis ternaires).

Le traitement des fondations est nécessaire pour :

- améliorer l'étanchéité de la fondation du barrage et cela par des injections,
- améliorer le drainage de la fondation sur la partie aval du barrage par réalisation d'un rideau de drainage.

I.2 L'étanchement :

Les problèmes d'étanchéité sont généralement causés par une ou plusieurs fissures à la fondation. Elles sont facilement réparables si nous intervenons rapidement et que nous ne laissons pas le problème dégénérer. La première motivation de la réhabilitation de l'étanchéité sera de restaurer la fonctionnalité du barrage.

Pourtant, il est fréquent que les problèmes de fuites excessives et leur impact sur l'exploitation ne soit pas la cause première de la décision de réhabilitation.

En effet, un contrôle défectueux des écoulements à travers le barrage met en cause à la fois la stabilité de l'ouvrage, par la répartition défavorable des sous-pressions et sa pérennité par

l'accélération des processus de vieillissement.

L'objectif de l'étanchement est de créer des écrans (verticaux ou horizontaux), limitant les circulations d'eau dans le terrain dans notre cas on réalise un écran étanche sous le barrage ou on met des fonds étanches car le substratum étanche naturel est trop profond.

Le voile d'étanchéité se compose d'une unique ligne avec des injections primaires (réalisées en premier) et secondaires verticales et systématiques. L'espacement entre chaque injection primaire est de 5 m. Les injections secondaires sont localisées au centre de deux injections secondaires (espacement de 5 m également).

Au droit de deux zones où la piézométrie actuelle est élevée, des injections tertiaires seront réalisées. Elles seront verticales, réalisées jusqu'à une profondeur d'environ 15 m et d'espacement de 2 m (réalisées entre les forages primaires et secondaires). De même, lors de la réalisation des travaux, en analysant les résultats (volume et pression d'injection), des injections tertiaires sur les autres secteurs pourront être préconisées. Ces forages tertiaires seront également verticaux et réalisés jusqu'à une profondeur de l'ordre de 15 à 20 m. Ils auront un espacement de 2 m (réalisés entre les forages primaires et secondaires).

Les caractéristiques des forages sont les suivantes :

- Forage destructif de diamètre 60 mm minimum ;
- Pression d'injection faible sur les 6 premiers mètres, là où la galerie n'existe pas et sur les 4 premiers mètres sous la galerie ($P < 0,2$ MPa),
- Pression d'injection au-delà et dans la galerie d'injection elle n'excèdera pas 1 MPa.

I.3 Les injections des fondations :

Les techniques d'injection de sols consistent à remplir les vides d'un terrain avec un coulis de caractéristiques rhéologiques adaptées, à base de ciment, afin d'en améliorer principalement

les caractéristiques mécaniques et la cohésion, et d'en diminuer la perméabilité. Le coulis est envoyé dans le milieu à traiter à partir de la surface ou à partir d'ouvrages auxiliaires tels que, par exemple, des galeries ou des puits, l'injection aura pour objectifs la consolidation, l'étanchement, le scellement, le remplissage ou la compensation.

Les techniques d'étanchement des parements amont de barrage les plus utilisées sont les suivantes dans le cas d'un barrage en béton :

- Rejointolement d'un parement en maçonnerie de pierre de taille : efficace mais demande un entretien régulier peu compatible avec l'exploitation de l'ouvrage
- Création d'un masque en béton armé drainé, type masque Maurice Levy : technique efficace mais très coûteuse
- Masque en béton projeté ancré sur le parement existant : efficacité non garantie, problème du traitement des joints entre plots
- Application de revêtements minces de type « enduit » : cette méthode a été appliquée dans le passé parfois avec un certain succès, barrage étanchement de voûtes multiple en béton armé, parfois sans grand résultat.
- Revêtement par géomembrane en PVC : cette technique a connu une large diffusion dans les 20 dernières années, en particulier sous l'impulsion de la société Carpi, société spécialisée dans ce type de travaux.

On distingue trois modes d'injection :

- l'injection par imprégnation des vides existants par un coulis fluide;
- l'injection par claquage du massif et remplissage par un coulis fluide. C'est l'injection sous pression qui provoque l'ouverture des fissures dans lesquelles se place le coulis;
- l'injection par serrage d'un coulis épais.

La composition du coulis à utiliser est fonction de la nature et de la porosité du terrain et du type d'injection. Les principaux coulis utilisés sont à base de ciment ou de mélange ciment et bentonite.

L'injection est réalisée à l'aide de matériels spécifiques comprenant une centrale de préparation du coulis, les centrales et pompes d'injection et les tubes d'injection (à obturateur simple, à manchettes, etc.). Les opérations d'injection sont précédées d'un forage préalable du terrain.

I.4 Principe des injections des fondations :

Une injection classique est une injection qui agit a priori sans déplacement des terrains ; sa mise en œuvre n'est en tout cas pas destinée à resserrer ceux-ci. C'est donc une technique de comblement et d'imprégnation, destinée à remplir des vides naturels, qui sont, soit des fissures

(terrains cohérents, rocher), soit les vides des terrains granulaires. Le remplissage se fait avec un coulis sans déformation intentionnelle du sol.

Le résultat de l'injection est donc une diminution de la perméabilité du massif, ce qui est le plus souvent le but recherché. Mais une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité est également obtenue. Dans cette optique, l'injection, telle que définie, peut stabiliser un ouvrage en stoppant des déformations. Cette technique de confortement est donc envisageable dans la mesure où l'ouvrage présente des désordres encore acceptables et où le simple arrêt de leur évolution est suffisant.

I.5 Les forages :

Le moyen recherché est d'introduire le produit injecté en forçant le sol. L'opération se fait à partir de forages de faibles diamètres (50 à 80 mm), soit à « trou ouvert » avec un obturateur simple et en montant ou descendant (et re-forage dans ce cas), soit avec un tube à manchettes et un obturateur double. Les pressions sont basses (jusqu'à environ 2 MPa) et il n'y a aucun rejet d'une partie du terrain vers la surface.

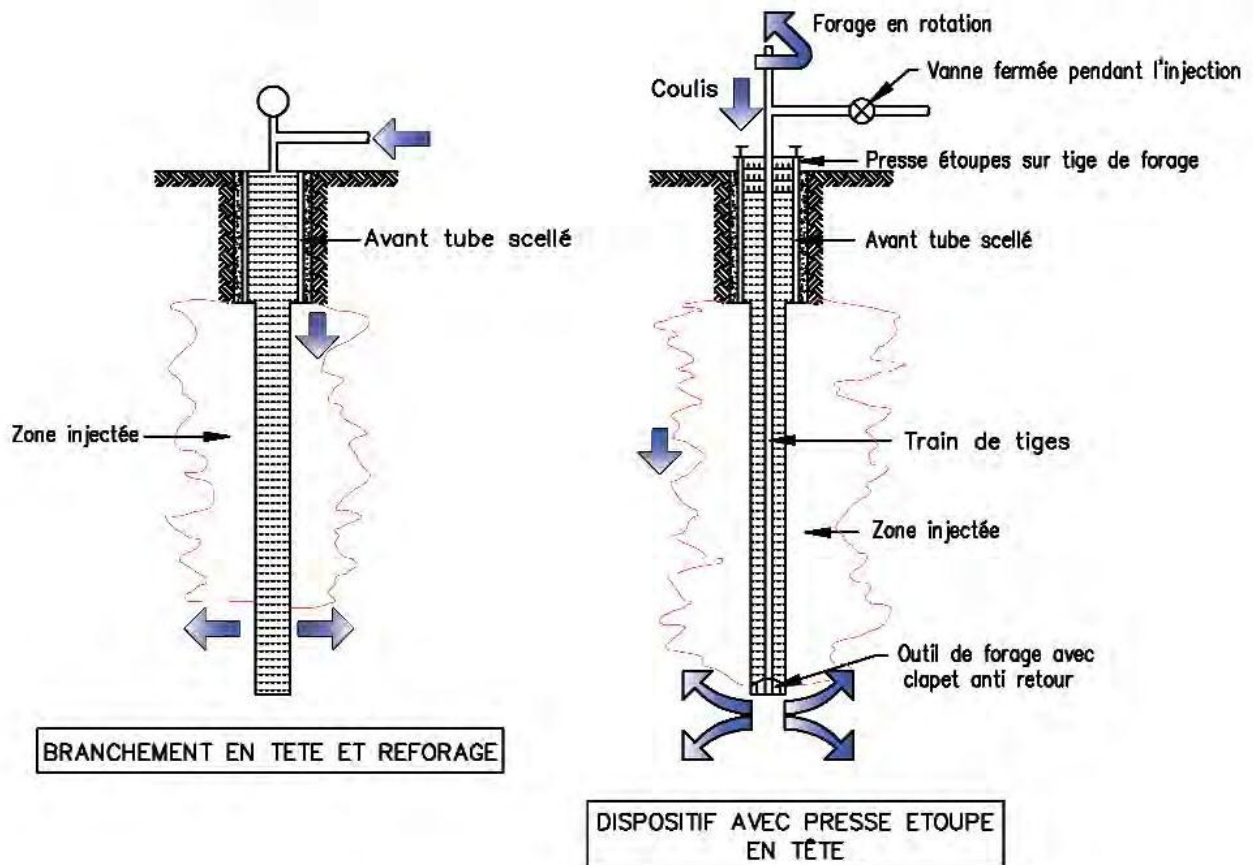


Figure IV.01 : Injections en descendant.



Figure IV.02 : Tube à manchette/obturateur double (photo Solétanche-Bachy-2014).

La distribution des forages et des points d'injection dépend du volume du traitement, global avec un maillage assez lâche ou localisé avec un maillage très serré. Les conditions géométriques de l'ouvrage et de son environnement, le rayon d'action du coulis et le type de sol sont autant de paramètres qui déterminent le maillage.

A titre indicatif, pour les terrains meubles, l'espacement peut varier de 1,00 m pour les sables fins, 1,50 m dans les sables et graviers, 3 à 5,00 m pour les graves. Dans le rocher, l'espacement varie de 1 à 3,00 m en cas de fissures fines, et de 2 à 4,00 m en cas de fissures ouvertes comme dans notre cas.

Un enregistrement systématique des paramètres de forage permet une meilleure conduite du chantier.

Le choix d'une bonne méthode de forage est un élément important pour la réussite du chantier. Plusieurs procédés, pour le choix desquels la connaissance géotechnique du massif est indispensable, sont disponibles : rotation (tarière, tricône, taillant) et percussion (en tête, fond de trou), avec tubage de travail ou non (tige tube, méthode Odex) et la possibilité ou nécessité d'un fluide de forage particulier : air, eau, boue ou polymère.

I.6 Les coulis :

Il y a deux catégories principales de coulis :

- Les suspensions granulaires : mélange eau + ciment, cendres volantes, argile, bentonite, chaux, sable. Ils sont instables ou stables, rigidifiés ou fluidifiés. Leur avantage est un coût modéré, une résistance mécanique élevée ; ils sont pérennes et non toxiques ;

- Les liquides ou solutions, au comportement rhéologique simple, mais de coût élevé, pour obtenir une résistance mécanique qui reste limitée.

Le coulis doit cheminer dans le massif et sa capacité à pénétrer dépend de ses caractéristiques intrinsèques : la taille des particules, sa stabilité, sa viscosité et la diminution du rapport C/E par filtration ; s'y ajoutent la nature des terrains absorbants et la pression d'injection.

Le matériau d'injection adéquat est déterminé par la nature du sol et principalement par sa porosité. Ainsi l'injection de mortier est recommandée dans les graviers grossiers et les vides karstiques. Les coulis à base de ciment ultra fin peuvent être utilisés pour les sables et graviers dont les perméabilités restent supérieures à $5 \cdot 10^{-5}$ m/s. Lorsque seule l'étanchéité est recherchée, les coulis de silicate de soude et de réactifs minéraux (bicarbonate de soude par exemple) peuvent être

employés pour les sols fins ayant des perméabilités comprises entre 10^{-3} et 10^{-5} m/s. La norme sur les injections donne toutes les informations à ce sujet.

I.7 Le plot d'essai :

Il peut s'avérer nécessaire de procéder à l'exécution d'un ou plusieurs plots d'essais, afin de s'assurer de l'efficacité du traitement. Ils sont réalisés dans la ou les zones les plus représentatives de l'ensemble des travaux d'injection à effectuer. Les techniques de forage, d'équipement et d'injection, les caractéristiques des coulis, permettant d'aboutir aux objectifs fixés, seront ceux retenus pour le chantier. Généralement le plot d'essai est distinct du chantier proprement dit.

I.8 Contrôle de mise en œuvre et d'efficacité des injections :

La mise en œuvre d'un chantier d'injection s'accompagne de contrôles continus :

- soit réguliers et portant sur la réalisation des forages, les presses d'injection, le coulis (conformité, débit, quantité) ;
- soit périodiques et consistant en sondages géotechniques, nécessaires pour expliquer des différences significatives détectées par les paramètres de forassions.

L'efficacité de l'injection et donc la qualité du traitement sont estimées par des essais permettant de caractériser le sol traité et ainsi de s'assurer de la conformité avec les objectifs fixés. Il est important à ce niveau de mettre en œuvre des moyens de contrôle analogues à ceux ayant permis de caractériser l'état initial.

Ces moyens sont divers et sont profondément différents selon qu'il s'agit d'amélioration mécanique ou d'étanchement :

- Les méthodes géophysiques de surface ou entre forages sont envisageables dans la mesure où l'on dispose, à partir de la mesure physique, de la possibilité d'apprécier la caractéristique mécanique ou hydraulique ;
- Les méthodes pénétrométriques sans frottement sur les tiges ou les mesures pressiométriques sont adaptées aux terrains meubles ou tendres, alors que dans les terrains indurés, l'essai pressiométrique, avec diagraphie de forassions, pourra convenir. Des essais en laboratoire sur prélèvements intacts par carottage sont également envisageables ;

L'injection classique est bien adaptée pour :

- Le comblement de cavités, mettant en péril les ouvrages les surplombant ; il s'agit de cavités franches ou plus ou moins remplies, susceptibles de mettre en péril les constructions.

Elles sont ou parfaitement identifiées, ou au contraire présentes mais diffuses. En cas de vide franc, ce coulis serait alors très rustique, peu chargé, avec des formulations qui peuvent faire appel à des matériaux locaux (limon, cendres volantes, sable...) ; les risques de cheminement incontrôlés et de résurgences existent.

■ L'injection d'enveloppes expansives est une solution un peu particulière. Il s'agit d'injection de coulis dans des enveloppes géosynthétiques expansives, mises en place au préalable dans des forages, des cavités, ou le plus souvent à la surface du sol. L'avantage est une délimitation des volumes à injecter, l'encapsulation d'objets à protéger et une réalisation possible tant en site terrestre qu'aquatique. L'inconvénient est la nécessité de prévoir une préfabrication et une mise en place adéquate,

■ Étanchement de sous-sols. Les modifications du régime hydraulique des nappes par remontée de ces dernières (par exemple en site urbain) entraînent des inondations de sous-sols qui ne peuvent plus remplir leur rôle. Si le sol est perméable, l'injection peut constituer une solution d'étanchement, le plus souvent associée à un confortement par épinglage ou tirants, afin de résister aux sous-pressions ; l'accessibilité peut constituer cependant un obstacle important. La diminution de la perméabilité peut aussi être associée à un drainage avec pompage, nécessitant une maintenance ultérieure, pas toujours aisée, du fait d'une conception et mise en œuvre postérieure à l'ouvrage. Un traitement sur forte épaisseur peut également permettre de réaliser un massif poids.

I.9 Réalisation du drainage :

L'objectif du rideau de drainage est de rabattre les sous pressions dans la fondation. Pour cela un rideau de drainage incliné sera réalisé dans la galerie, à l'aval du rideau d'injection à la même fréquence que les drains réalisés durant les travaux mais aujourd'hui transformés en piézomètres fermés (tube fermé et équipé d'un manomètre).

Les caractéristiques du rideau de drainage sont les suivantes :

- L'espacement moyen des drains sera calé lors des travaux mais sera compris entre 8 et 16 m,
- Les drains sont inclinés de 28° vers l'aval,
- Les drains ont une profondeur de 22 m environ,
- Diamètre des drains 120 mm,

Les drains sont équipés d'un tube crépiné toute hauteur (diamètre 50 mm) et de sable calibré 0/5 mm autour afin l'entraînement des matériaux fins de la fondation du barrage.

Pour réaliser les drains, la méthode de forage utilisée sera de type destructif avec des pressions d'injection faibles (inférieure à 0,2 MPa au droit de la chambre d'injection). L'attention devra également être portée sur la rigueur dans l'équipement des drains afin d'éviter tout risque d'entraînement des fines dans la fondation.

La densité du réseau de drainage sera éventuellement renforcée en fonction des observations faites pendant les travaux d'injection / drainage.

Les drains d'origine, actuellement équipés de manomètre seront maintenus afin de permettre le suivi des pressions interstitielles en fondation du barrage.

II. Condition de stabilité des voutes et des contreforts :

Les barrages à contreforts sont des barrages poids évidés pour économiser du béton. Ils sont formés de membranes imperméables soutenues par des contreforts perpendiculaires à l'axe du barrage. Bien qu'il existe plusieurs types de contreforts, les deux plus importants sont les murs plats (flat-slab) et les voûtes multiples (multiple-arch). Dans notre cas, c'est un barrage à voutes multiples, la membrane est faite d'une série de côtes elles aussi en béton armé.

Les barrages à contreforts en voûtes nécessitent moins d'armature en acier et peuvent couvrir des distances plus longues entre contreforts. La face amont est en incliné de près de 45°. Le poids de l'eau sur cette face est nécessaire pour augmenter la stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement. Les forces agissant sur un barrage à contreforts sont les mêmes que celles agissant sur un barrage poids. Cependant, l'action verticale de l'eau est beaucoup plus importante sur un barrage à contreforts, et les forces de soulèvement y sont plus faibles. Les modes de rupture sont eux aussi les mêmes, mais la conception des structures est beaucoup plus difficile. Bien que les barrages à contreforts nécessitent en général moins que la moitié du volume de béton requis par les barrages poids, ils ne sont pas nécessairement moins coûteux à cause de l'importance des travaux de coffrage et des importantes quantités d'aciers d'armatures requises. Avec la croissance rapide du coût de main d'œuvre de ces dernières décennies, les barrages à contreforts ont beaucoup perdu de leur popularité de jadis.

Séparés par des joints déformables Chacun de ces contreforts peut ainsi se déplacer par tassement indépendamment de ses voisins. Les fruits des parements sont : 0.45 à l'amont et 0.75 à l'aval. La semelle de fondation est inclinée vers l'amont pour réduire l'inclinaison de la résultante des forces sur le plan de la fondation.

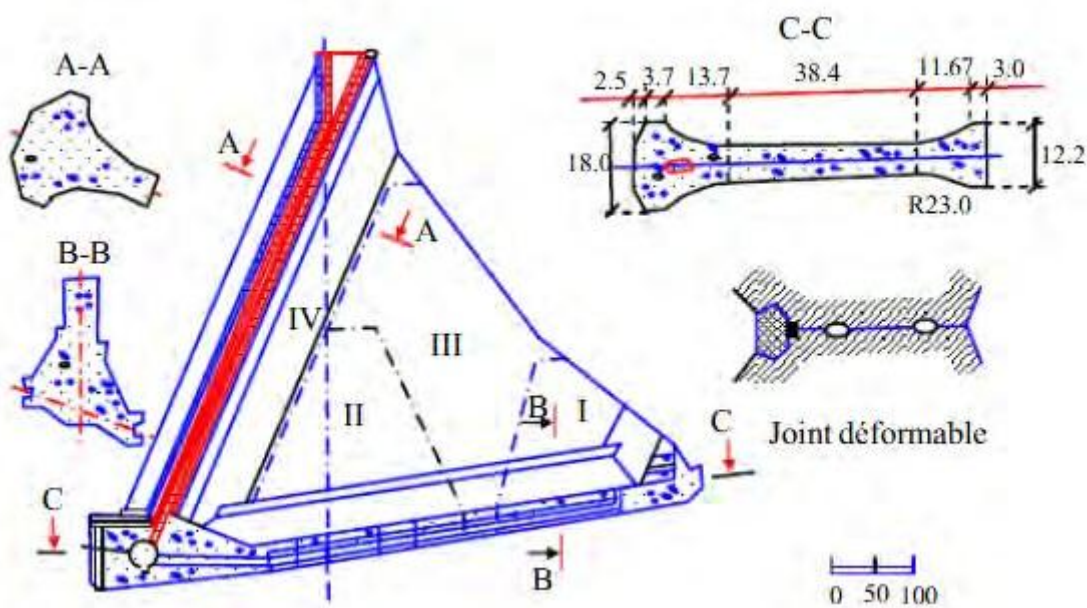
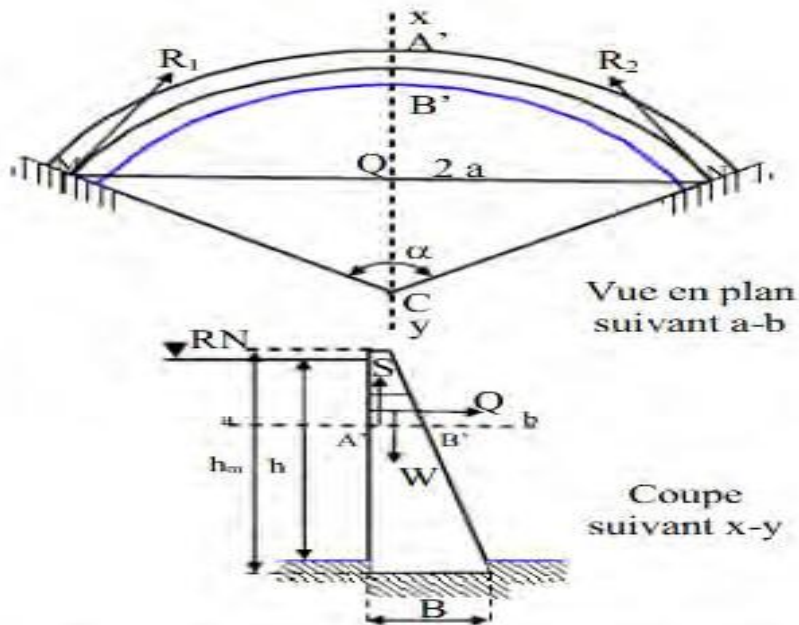


Figure IV.03 : Le contrefort du barrage.

II.1 Condition de stabilité :

Les forces extérieures que doit supporter un barrage voûte sont presque les mêmes que celles d'un barrage poids .Cependant, leur importance relative est très différente. Dans un barrage voûte, les forces de soulèvement sont moins importantes, mais les charges dues à la glace et aux contraintes thermiques sont beaucoup plus importantes. Les calculs sont effectués, en général, en découpant le barrage en anneaux horizontaux d'épaisseur unité supposés indépendants les uns des autres. A chaque anneau sont appliquées les forces principales suivantes :

- Poids propre W .
- Poussée de l'eau Q .
- Réactions R_1 et R_2 des surfaces d'appui.



a) Forces appliquées à un barrage voûte

Figure IV.04 : Forces appliquées sur la voute et le contrefort.

II.2 Equilibre statique :

Cet équilibre est réalisé si les trois conditions suivantes sont remplies :

- La résultante des 3 forces Q , R_1 et R_2 est nulle
- Les réactions R_1 et R_2 rencontrent les surfaces d'appui sous un angle inférieur à l'angle de frottement des maçonneries sur le rocher de fondation (condition de non glissement).
- Les appuis peuvent résister aux réactions R_1 et R_2 .

II.3 Calcul de stabilité du contrefort :

Le profil du principal monolithe d'un barrage en contrefort est illustré ci-dessous.

La stabilité du barrage doit être revue par rapport à la mise à jour critère de design.

- Combinaison de charges normales (NLC).
- Charge d'eau (pour concevoir le niveau d'inondation(DFL) soulèvement de poids propre (pas de drains de décharge de pression).
- Stabilité statique.
- Renversement, $F_0 > 1,5$;
- glissement (facteur de frottement de cisaillement), $F_{SF} < 2.4$

Caractéristiques du béton:

- échantillons de carottes.
- Poids unitaire, $\gamma_c = 23 \text{ kNm}^{-3}$;
- résistance au cisaillement unitaire, $c = 500 \text{ kNm}^{-2}$;
- angle de résistance au cisaillement (interne friction), $\phi_c = 35^\circ$

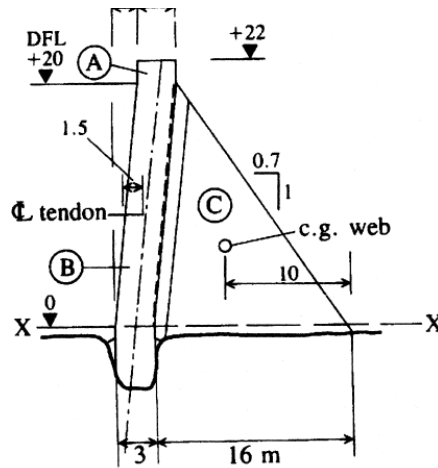


Figure IV.05 : Forces appliquées sur les différentes parties du contrefort.

On va analyser la stabilité statique de l'unité du contrefort par rapport au plan X-X sous la combinaison de charges normales et en relation avec les critères définis pour F_0 et F_{SF} .

Une inquiétude est ressentie à l'égard de la stabilité dans le cas d'une éventuelle activité sismique.

Les critères de stabilité dynamique sont spécifiés, et sera rencontré par précontrainte comme indiqué. D'où on va déterminer la précontrainte donc la charge requise dans chaque tendon incliné.

Tous les calculs relatifs à la stabilité se réfèrent au monolithe comme unité. L'effort supérieur est considéré comme agissant seulement sous la tête de buttage, et le profil est subdivisé en éléments A, B et C, pour plus de commodité.

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service pour cela il faut avoir une stabilité des contreforts qui sont considérés comme des murs à contrefort contre le glissement, le renversement et au poinçonnement.

Le bilan des forces :

Les forces verticales :

Poids de terre derrière le mur :

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \quad (\text{IV-1})$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1,85t/m³)

b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

Poids de la surcharge (s) p_s :

$$P_s = s \cdot b_1 \quad (\text{IV-2})$$

s : surcharge ($s=1\text{t/m}^2$)

Poids de la semelle:

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \quad (\text{IV-3})$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b = 2.5\text{t/m}^3$.

e_s : épaisseur de la semelle.

B : la largeur de la semelle.

Poids de la bèche :

$$p_{be} = \gamma_b \cdot b'_1 \cdot b'_2 \quad (\text{IV-4})$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b = 2.5\text{t/m}^3$.

$b'_1 \cdot b'_2$: Ce sont la largeur et la longueur de la bèche respectivement.

Poids du rideau :

$$P_r = \gamma_b \cdot h \cdot (e_s + e_i)/2 \quad (\text{IV-5})$$

Les forces horizontales :

Forces dues à la pousse des terres :

$$\sigma = S \cdot \gamma_w \cdot H \tag{IV-6}$$

Avec :

$$K = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{IV-7}$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1,85t/m³) K :

coefficient de poussée.

H : la hauteur du mur.

Force due à la poussée de la surcharge :

$$FS = K \cdot s \cdot H \tag{IV-8}$$

Caractéristiques mécaniques du sol:

- Poids volumique du sol, $\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$
- La cohésion du sol, $C = 0,35 \text{ bar}$
- Contrainte admissible de sol, $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$
- Surcharge sur le mur, $s = 1 \text{ t/m}^2$

Calcul des forces :

Les forces verticales: $P_t =$

5,55 t

$P_s = 1,5 \text{ t}$

$P_{se} = 9,38 \text{ t}$

$P_{be} = 0,31 \text{ t}$ Pr

$= 3,75 \text{ t}$ P=

20,49

Les forces horizontales :

$F_t = 5,55 \text{ t}$ F_s

$= 6,48 \text{ t}$ h =

12,03

Stabilité au renversement :

Le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales :

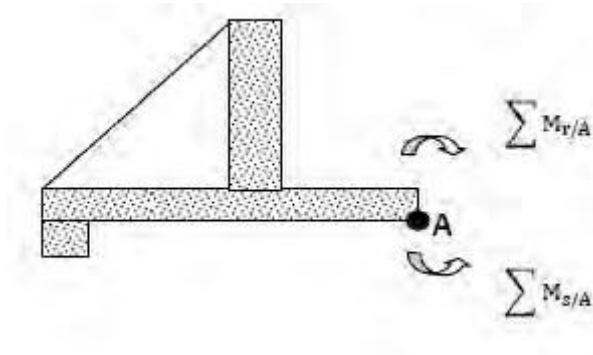


Figure IV.06 : Schéma de la stabilité au renversement.

$$\frac{\Sigma MS/A}{\Sigma Mr/A} \geq z = 3 \dots$$

$$\geq z=3 \quad (IV-9)$$

Σ MS/A : La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

Σ Mr/A : La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

Z: coefficient de sécurité (z=1,5 : 3)

Les forces stabilisatrices sont :

Les forces verticales (Pt, Pbe, Pse, Pr, surcharge S) Mt=

$$Pt \cdot Xt = 5,55 \cdot 6,75 = 37,46 \text{ t.m}$$

$$Mbe = Pbe \cdot Xbe = 0,31 \cdot 7,325 = 2,27 \text{ t.m} \quad Mse =$$

$$Pse \cdot Xse = 9,38 \cdot 3,75 = 35,18 \text{ t.m} \quad Mr = Pr \cdot Xr =$$

$$3,75 \cdot 5,75 = 21,56 \text{ t.m} \quad Ms = Ps \cdot Xs = 1,5 \cdot 6,75 =$$

$$10,125 \text{ t.m}$$

Les forces déstabilisatrices sont : Les

forces horizontales (Ft, Fs) Mps= Fs*

$$Ys = 6,48 \cdot 2 = 12,96 \text{ t.m} \quad Mt = Ft \cdot Yt =$$

$$5,55 \cdot 1,5 = 8,325 \text{ t.m}$$

$=3,248 \geq 3$ D'où la stabilité au renversement et vérifier.

Stabilité au poinçonnement :

Il faut vérifier que sous l'effet de toutes les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieures à la contrainte admissible du sol de la fondation

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \sigma_{sol})$

$$E_0 = (X - B/2) \tag{IV-10}$$

E_0 : c'est l'excentricité

$$X = 69,135 / 20,49 = 3,37 \text{ m } E_0 =$$

$$(3,37 - 3,75) = -0,38 \text{ m}$$

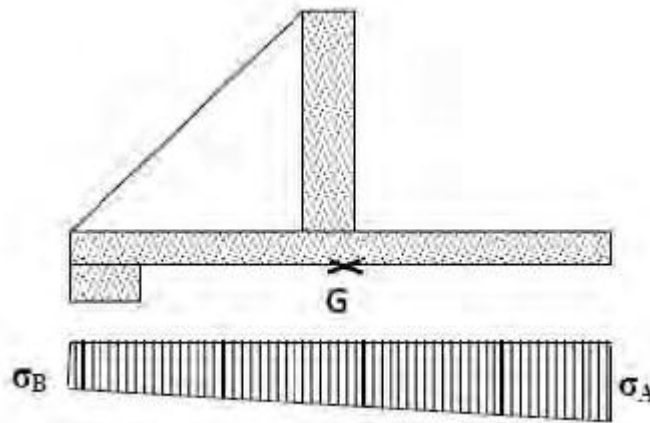


Figure IV.07 : Schéma de la stabilité au poinçonnement.

$$\sigma_A = \frac{N}{S} + 6 \frac{M/G}{b.E} \tag{IV-11}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{S} - 6 \frac{M/G}{b.E} \tag{IV-12}$$

σ_A et σ_B : les contraintes appliquées au sol.

M/G : La somme des moments autour de point G.

N : la somme des forces verticales. S :

section de la semelle.

b:longueurdelasemelle. B:la

largeurdelasemelle.

Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la semelle : Fs : force de surcharge.

Ft:forcedepoussedelaterre. H; la

hauteur de mur.

e0 : excentricité.

Donc :

$$\sigma_A = 20,49 / (7,5 * 0,5) + 6 * (20,84 / 1 * (7,5)^2) = 4,95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 0,51 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = (3 \sigma_A + \sigma_B) / 4 = 3,84 \text{ t/m}^2$$

On remarque que σ_{ref} inférieure à la contrainte admissible du sol (20 t/m^2) D'où la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes le mur ne glisse pas. $F_H / F_V < f = 0,8$

(IV-14)

Fh : la somme des forces horizontales. Fv : la

somme des forces verticales.

$$\Sigma F_v = 20,49 \text{ t}$$

$$\Sigma F_h = 12,03 \text{ t}$$

$0,58 < 0,8$ Donc la condition de non glissement est vérifiée.

III. Réalisation du confortement des câbles précontraints :

Sur l'ensemble de l'ouvrage, le système de précontrainte employé est le procédé à fils parallèles STUP (FREYSSINET) comportant des fils de 7 mm de diamètre. On doit dans notre cas revoir le système de précontrainte afin d'assurer la stabilité des voutes et du barrage :

III.1 Préfabrication et transport des précontraintes :

Les ancrages sont réalisés à l'aide de barres ou de torons, sur lesquels sont montés des accessoires (gaines pour la longueur libre, tubes d'injection pour le scellement, centreurs,...). Les systèmes de protection anticorrosion sont réalisés en usine afin de garantir une qualité et une efficacité maximale. Un conditionnement adapté permet de transporter les produits dans de bonnes conditions de sécurité et de protection.

III.2 Forage :

Le forage est réalisé avec un diamètre généralement compris entre 50 et 200 mm au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain. Toutes les inclinaisons sont envisageables et déterminées par les contraintes de l'ouvrage et du sol. Le forage doit permettre la mise en place de l'ancrage dans le sol. Il a une influence importante sur la résistance finale du scellement. La constitution des ancrages doit tenir compte du mode de forage, du diamètre, de l'inclinaison (solution de centrage de l'armature dans le trou, emplacement du système d'injection par rapport à l'armature,...).

III.3 Installation dans le forage et injection :

La mise en place de l'ancrage dans le trou de forage est réalisée avec des moyens adaptés : palonnier, dérouleur, grue, ... ou à bras d'hommes dans certains cas. Une fois l'ancrage en place, le produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé, est injecté dans le trou de forage au moyen d'un tube d'injection. Il existe plusieurs méthodes d'injection, adaptées aux terrains rencontrés.

III.4 Essais :

Des essais de traction sont indispensables. Certains sont effectués en début de chantier sur des ancrage perdus, afin de valider que les hypothèses de calcul de prédimensionnement du scellement sont suffisantes. D'autres, non destructifs sont effectués sur des tirants intégrés à l'ouvrage. Des techniciens Freyssinet spécialisés interviennent sur chantier pour effectuer ces opérations, dans le respect des normes applicables au type d'ancrage et au pays. Le respect de ces normes est primordial au bon déroulement d'un projet.

III.5 Mise en tension :

Sur les ancrages précontraints (tirants d’ancrage ou boulons en roche), la mise en tension s’effectue dans un délai de 1 à 7 jours après l’injection, suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé. Un vérin est utilisé pour exercer la tension. Lors de cette opération, chaque tirant subit une traction d’épreuve permettant de valider la bonne tenue du scellement. Du matériel spécifique et des techniciens spécialisés sont nécessaires pour effectuer cette opération sensible.

III.6 Protection définitive :

La protection définitive de la tête d’ancrage est réalisée par un remplissage des vides autour de l’armature, avec des produits adéquats (graisse, cire, coulis de ciment). Les parties métalliques sont elles aussi l’objet d’un traitement anticorrosion adapté au milieu et aux normes applicables.

III.7 Ancrage de structure :

Le tirant a pour but de générer un effort sur une structure, soit pour compenser un effort de soulèvement, soit pour comprimer la fondation sur le terrain. Il doit mobiliser un volume de terrain ayant un poids suffisant pour compenser l’effort souhaité. La longueur scellée est prévue pour transmettre les efforts au terrain, et la longueur libre est définie en fonction du volume de terrain recherché. La force de précontrainte revêt une importance capitale pour limiter ou supprimer le mouvement vertical. Dans le cas d’efforts répétés, elle supprime les risques de fatigue sur le scellement.

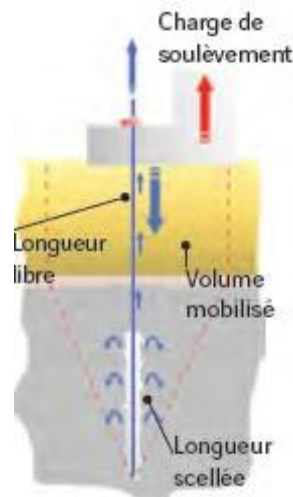


Figure IV.05 : Schéma de l’ancrage de la structure.

III.8 Les différentes parties du tirant :

Force de précontrainte :

Elle peut être inférieure à la force de service du tirant. Elle est définie en fonction des déplacements acceptables de la structure.

Tête d’ancrage :

C’est elle seule qui assure la liaison mécanique entre l’armature du tirant et la structure. Sa résistance et sa pérennité doivent faire l’objet d’une attention particulière.

Longueur libre :

Elle est comprise entre la tête du tirant et le début de la longueur scellée. Elle permet l’allongement du câble lors de sa mise en tension et la transmission des forces à la longueur scellée.

Longueur scellée :

Elle transmet l’effort au sol, à la profondeur définie par l’auteur du projet. La transmission de l’effort s’effectue par le scellement, réalisé par injection de coulis de ciment dans le terrain.

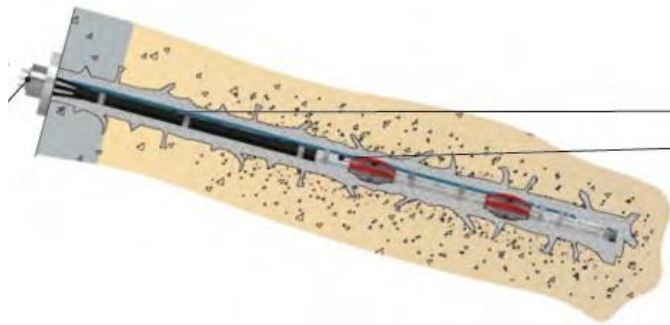


Figure IV.06 : Les différentes parties du tirant.

III.9 Roche : Les boulons d’ancrage :

Les boulons d’ancrage sont constitués de barres de diamètre 15 à 32 mm, introduites dans des forages de 30 à 60 mm. Leur longueur est généralement comprise entre 3,00 et 6,00 m. Ils peuvent être scellés sur toute leur longueur par une injection au coulis de ciment, ou être ancrés ponctuellement en fond de trou par une résine ou un ancrage mécanique.

Les ancrages à scellement continu sont dits « passifs » et sont sollicités en traction et en cisaillement par les mouvements du terrain. Les boulons à scellement ponctuel (résine ou cheville) sont souvent précontraints par un serrage à la clé ou au vérin.

III.10 Recommandations pour l'étude des précontraintes :

Vu le niveau d'intensité des désordres affectant la précontrainte, il serait souhaitable, par mesure de précaution :

De maintenir la cote dans la retenue à un niveau « modéré », afin de limiter l'effort de poussée sur les voûtes.

De mettre en place un système de surveillance sur les voûtes (type monitoring) qui permettra d'alerter en cas d'évolution des désordres ou de mouvement d'une partie du barrage.

A plus long terme, de continuer à réaliser des inspections détaillées régulières (comptage du nombre de fils restants par câble) pour mieux appréhender la cinétique de dégradation.

Vu la complicité de l'ouvrage et de la pose des câbles précontraints c'est très difficile de remettre de nouveaux câbles précontraints car on ne peut pas vider le barrage pour faire l'ancrage dans la fondation.

IV. Recommandations pour le confortement du barrage Meffrouch :

1. Faire des joints entre les voussoirs afin de retrouver le volume entre eux avec des résines.
2. Faire des injections dans les fondations avec des coulis de ciment.
3. Mettre en place de nouveaux équipements hydromécaniques et électriques.
4. Améliorer et mettre à niveau le système de surveillance et son automatisation pour la coordination entre le barrage et l'agence nationale des barrages et transfère pour les cas d'urgence.
5. Mettre en place une station météorologique.
6. Mettre en place un nouveau système d'auscultation au niveau de la retenue qui permettra de contrôler le comportement du barrage.
7. Modifications dans les équipements électromécaniques pour assurer leur bon fonctionnement.
8. Trois systèmes redoutés sont nécessaires :
 - Système satellitaire.
 - Accéléromètre pour suivre la dynamique du système (séisme).
 - La protection cathodique pour vérifier la précontrainte, les câbles et la corrosion.
9. Refaire la route d'accès au barrage.
10. Faire des joints dans la passerelle et combler les vides entre les tranches de cette dernière.
11. Traitement de la fondation par injection en forage depuis une galerie drainante ou depuis le pied amont. La technique consiste à introduire, sous pression dans le sol à partir de forages répartis selon des mailles, un « mortier » visqueux à base de ciment et à angle de frottement élevé afin d'augmenter le niveau de contrainte jusqu'à sortir le sol des critères rendant possible le phénomène de fissuration.

Il convient de s'assurer que la zone de voile d'injection reste comprimée pour toutes les combinaisons de charge. La pression d'injection doit être limitée afin d'éviter de claquer le rocher et de soulever le barrage.

Conclusion :

Après plus de 50 ans de sa première mise en eau ,le barrage Meffrouch est toujours en bon état ,et on constate que sa stabilité est toujours vérifiée au glissement , reversement et au poinçonnement sauf qu'elle a diminué par rapport à la période de sa construction .Donc notre étude s'est basée sur les techniques du confortement qui se résument à faire des joints au mortier dans les fondations et des injections au niveau des voussoirs avec des résines, aussi un revêtement des câbles précontraints afin qu'il remplisse aujourd'hui les critères modernes de sécurité.

Chapitre V

.....

Principes d'organisation et
d'ordonnancement des travaux de chantier

PRINCIPES D'ORGANISATION ET D'ORDONNANCEMENT DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'étude de confortement d'un barrage nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques qui sont destinés à mettre en place, excaver, transporter, niveler et compacter.

L'organisation de chantier fournit à cet effet à l'ingénieur les renseignements nécessaires pour faire le projet de l'ouvrage, en étudier les conditions générales d'exécution, estimer la dépense, rédiger le marché et le faire approuver de manière convaincante à l'administration supérieure, établir un calendrier pour le déroulement des travaux afin d'en dégager le délai de réalisation, il permet aussi en outre de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

ALLAINONS DU CHANTIER :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

I.1 Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

I.2 Installations destinées au stockage des matériaux:

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

I.3 Installations destinées à la réparation des engins:

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

I.4 Installations destinées pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes , câbles de précontrainte ...etc.

II. LES MOYENS DE CHANTIER :**II.1 Les moyens humains:**

Si on a dans le cadre du marché de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier de la mise en œuvre du personnel comptent pour la réalisation des études préalables, géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur, ...etc.

Pour ce qui concerne le personnel d'exécution proprement dite, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel.

II.2 Les moyens matériels:

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

Matériel de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la

constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

Matériel lié au type du barrage :

1(Le matériel de compactage :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

2(Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

III. PLANIFICATION:

III.1 Définition :

C'est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

 Installation des

postes de travail. 2-Observations

instantanées.

3-Analyse des tâches.

- 4-Le chronométrage.
- 5-Définition des objectifs et des attributions.
- 6-Simplification des méthodes.
- 7-Stabilisation des postes de travail.

III.2 Procédures de travail de planification :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

-Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.

-Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).

-Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :

1-Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.

2-Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.

-Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$\dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

 Conception du réseau.

III.3 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

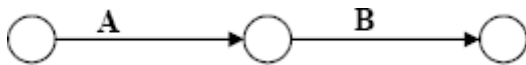
Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

III.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

a) **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

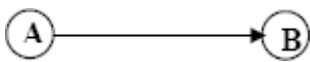


L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.

L'opération A précède l'opération B.

Réseau à nœuds :



L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

b) **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :

CHAPITRE V Principes d'organisation et d'ordonnement des travaux de chantier

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.

- Regroupement des graphes partiels.

- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

- Construction du réseau.

c(**Différentes méthodes basées sur le réseau :**

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase: analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;

CHAPITRE V Principes d'organisation et d'ordonnement des travaux de chantier

- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

III.3.2 Méthodes basées sur le graphique :

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répé-
titifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

III.4 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est
préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

III.5 Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

$$MT = DFPP - DFP$$

$$DCP_i + TR = DFP_i$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

III.5.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Rightarrow MT=0$$

III.5.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

n : Nombre d'équipes

N : Rendement

Q : Quantité de travail

III.5.3 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

a) **Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) **Plan de travail au plus tard :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

III.6 Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être

menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.

- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.

- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

III.7 Les compositions du projet :

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau V.1 : Symboles des opérations :

Travaux	Opérations	Durée
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Mettre en place de nouveaux équipements hydromécaniques et électriques.	C	3
Mettre à niveau le système de surveillance et son automatisation	D	6
Mettre en place une station météorologique.	E	6
Mettre en place un nouveau système d'auscultation	F	5
Faire des injections dans les fondations	G	14
Mettre un système satellitaire	H	3
Revêtement des câbles précontraints	I	9
Mettre une protection cathodique	J	3
Faire des joints dans la passerelle	K	6
Mettre en place des accéléromètres	L	2
Travaux dans les galeries	M	2
Réalisation des rideaux de drainage dans la galerie	N	4

III.8 Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).pour sa détermination on applique les méthodes suivantes :

III.8.1 Méthode de réseau à nœuds :

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

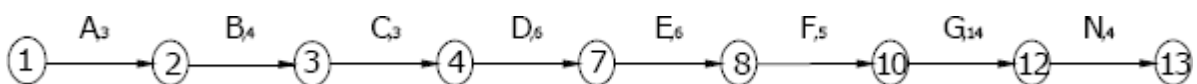
Le réseau à nœud est représenté sur la figure V.1.

III.8.2 Méthode du tableau :

Tableau V.2 : Détermination du chemin critique par la méthode du tableau :

Opérations	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1_2	3	0	3	0	3	0
2_3	4	3	7	3	7	0
3_4	3	7	10	7	10	0
3_5	3	7	10	26	29	19
4_7	6	10	16	10	16	0
5_6	9	10	19	29	38	19
6_12	3	19	22	38	41	19
7_8	6	16	22	16	22	0
7_9	6	16	22	31	37	15
8_10	5	22	27	22	27	0
9_11	2	22	24	37	39	15
10_12	14	27	41	27	41	0
11_12	2	24	26	39	41	15
12_13	4	41	45	41	45	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de 45mois. Le chemin critique est le suivant :



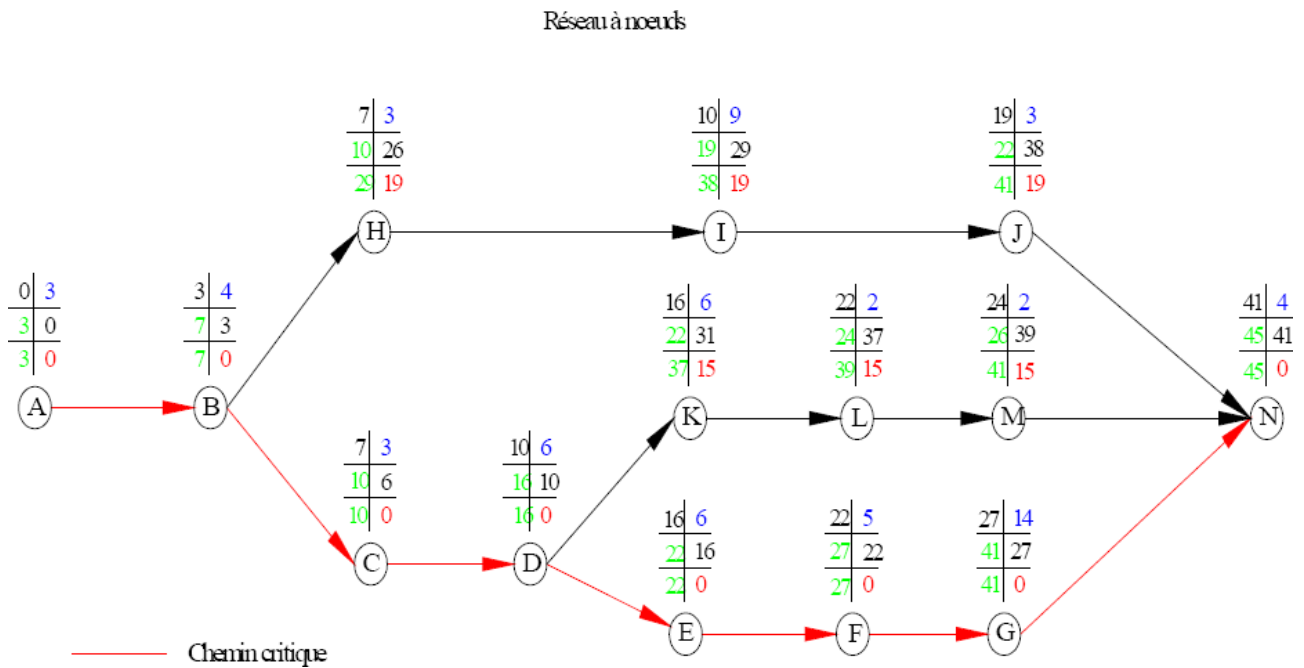


Figure V.1 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.

D'après cette méthode le temps de réalisation est de 45 mois avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

Diagramme de GANTT

Opérations	Temps(Mois)										Observation	
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45		
travaux routiers	3											
Installation du chantier	4											
Equipements hydromécaniques		3										
Systèmes de surveillance		6										
Station météorologique		6										
Nouveau système d'auscultation			5									
Injections des fondations				14								
Système satellitaire		3										
Revetement des cables précontraints		9										
Mettre une protection cathodique				3								
les joints dans la passerelle			6									
Mettre des accéléromètres				2								
Travaux dans les galeries					2							
Rideaux de drainage dans la galerie								4				

Figure V.2: Diagramme de Gantt.

Conclusion :

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du maître de l'ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 10 mois.

- La durée de construction propre au barrage de Beni-Slimane totalisera au moins 45 mois.

Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 5 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 45 mois.

- Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, il faut suivre des cadences moyennes des travaux de génie civil.

Chapitre VI

Consignes de sécurité
à la réalisation des travaux de chantier

CONSIGNES DE SECURITE A LA REALISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER

Introduction :

L'objectif de ce chapitre vise à une sensibilisation collective impliquant tous les intervenants en vue de diminuer leur fréquence et leur gravité pendant le déroulement des travaux sur un chantier de barrage moyennant le respect de certains dispositifs, consignes ou règlements.

Les accidents de travail à travers les problèmes qu'ils génèrent tant sur le plan humain que financier constituent dans leur ensemble un élément très préjudiciable au bon rendement des chantiers dont il convient d'accorder la plus grande importance.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

I. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

- **Causes humaines :**

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

- **Causes techniques :**

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

- Le manque d'éclairage.

II. Actions dangereuses dans le chantier :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

III. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IV. Les mesures de prévention contre les accidents :

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) **Les équipements de protection individuelle :**

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

- Porter les casques :
 - Dans tous les endroits,
 - Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.
- Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter
 - Les piques.
 - Les écrasements.
- Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - Les maladies de la peau.
 - Les piqûres.
- Ne jamais porter de vêtement huileux, gras, au cours de travaux de soudage ou de découpage. Ces vêtements risquent de s'enflammer.

b) **L'ordre dans le chantier et aux postes de travail :**

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- Maintenir les accès, les passages dégagés.
- Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

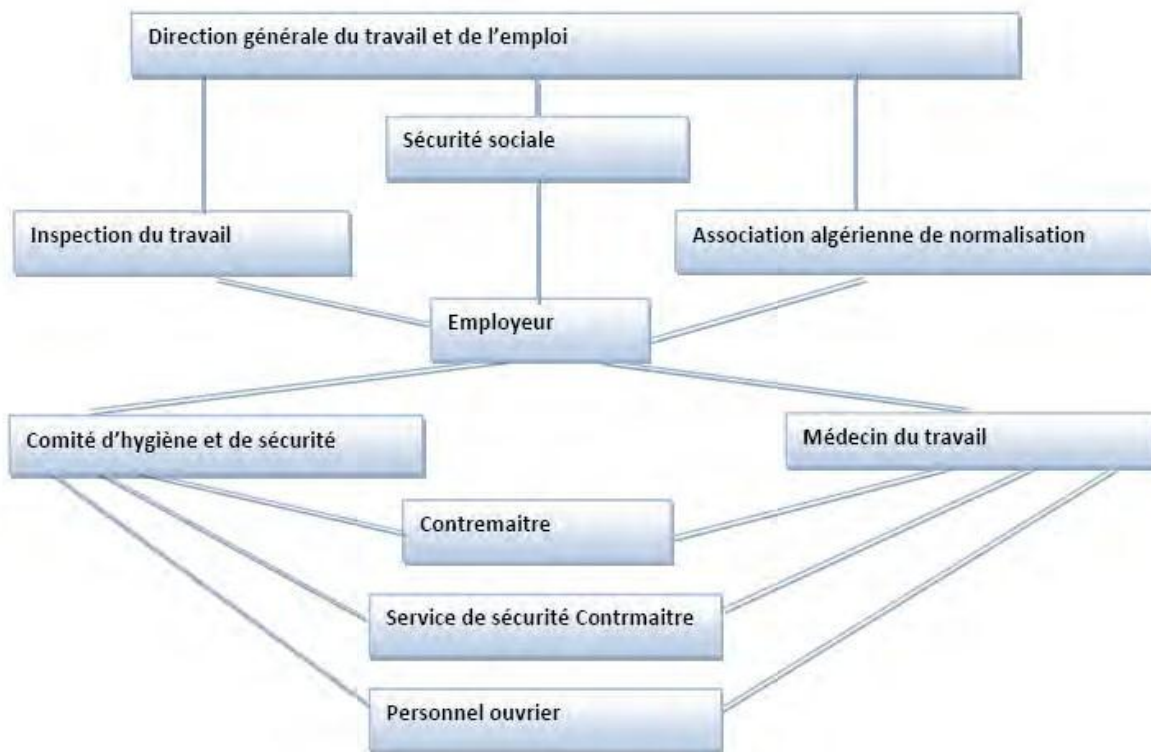


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

V. **Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation:**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage ou des travaux qui concernent les fondations du barrage , comme dans notre cas , on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VI.1: Plan de sécurité :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manoeuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

CONCLUSION GÉNÉRALE

.....

CONCLUSION GÉNÉRALE

La révision périodique des barrages en maçonnerie s'impose car ils subissent des phénomènes de vieillissement plus ou moins rapides qui altèrent leur structure et affaiblissent leur étanchéité et leur stabilité.

Le barrage Meffrouch de Tlemcen, construit il y a plus de 50 ans, crée une retenue qui permet l'alimentation en eau potable de la ville de Tlemcen. Cet ouvrage a fait récemment l'objet d'études de diagnostic en vue de son confortement. Le confortement de l'ouvrage est devenu nécessaire consécutivement à son état actuel, au fil des années, sur les réserves de stabilité présentées par l'ouvrage.

En 2017-2018, une campagne de reconnaissances géotechniques, géophysique ont été menées afin d'améliorer la connaissance du contexte géologique de l'ouvrage en fondation, et de préciser les paramètres mécaniques, hydrauliques et conceptuels du barrage et de sa fondation dans le but de réaliser des calculs de stabilité complémentaires.

Les renseignements de la campagne, détaillés et discutés dans cette étude de confortement, ont été nombreux. On citera notamment : - la complexité de la fissuration en fondation proche de l'ouvrage du côté aval ; - l'aléa géotechnique important lié à la forassions de drains en pied aval;-

Le désordre des câbles précontraints du barrage. La campagne a permis d'orienter la phase de diagnostic vers la recherche d'une solution et des techniques de confortement optimales pour l'ouvrage, compte tenu des apports des reconnaissances.

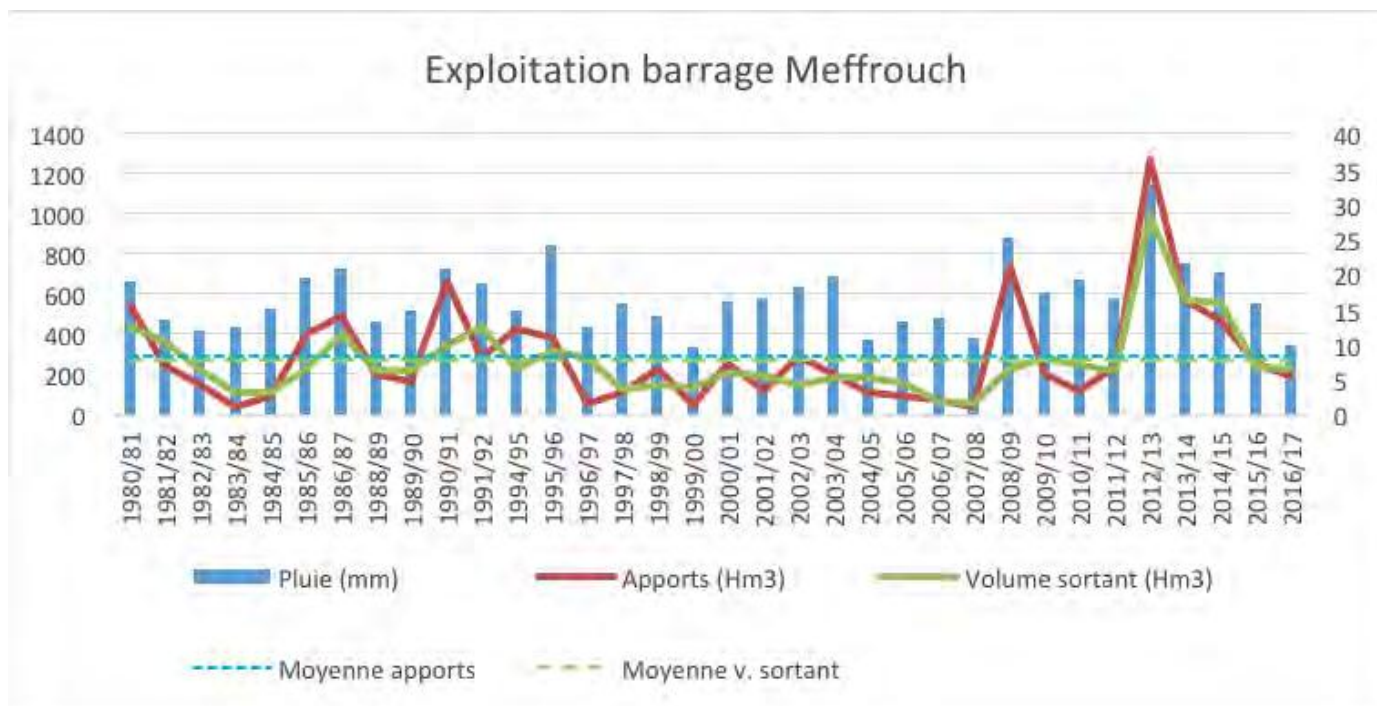
Nous sommes finalement aboutis à proposer la mise en place des injections dans les fondations en pied aval du barrage et de rétablir un revêtement et une nouvelle mise en place des câbles précontraints.

Ces solutions présentent l'avantage, par rapport à toutes les autres, d'apporter un gain de stabilité important, immédiat et maîtrisé ; par ailleurs la réalisation du confortement sera relativement aisée.

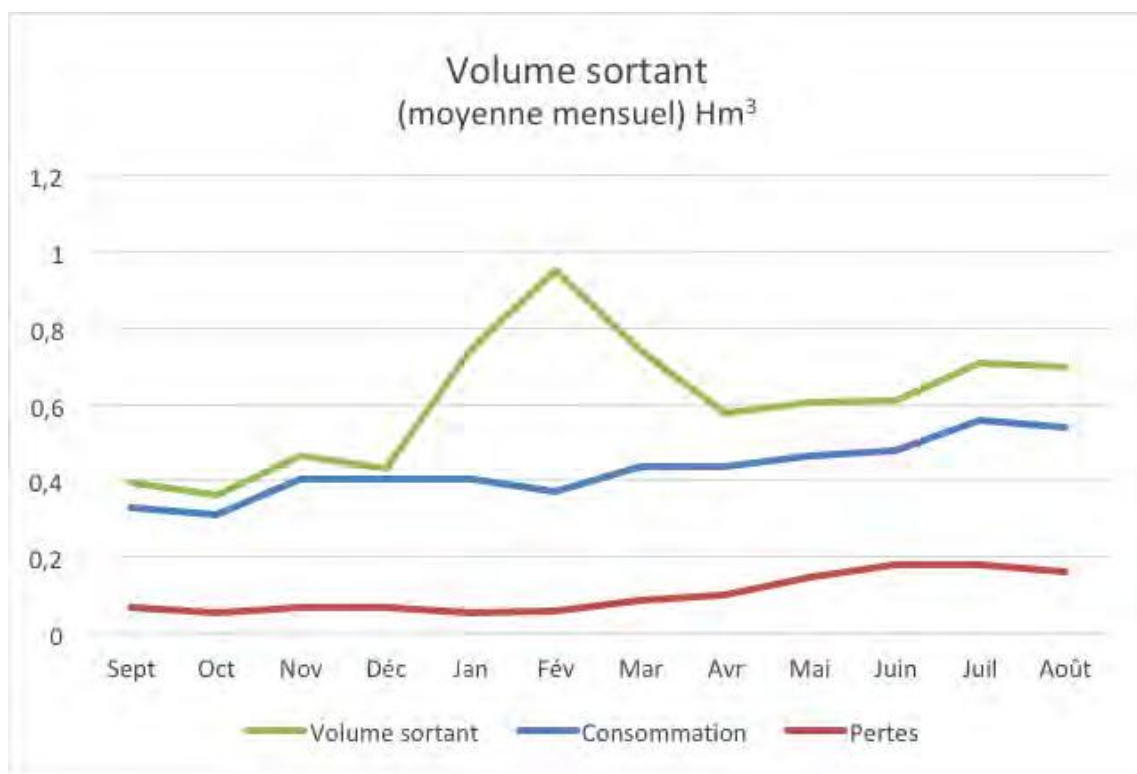
ANNEXES

.....

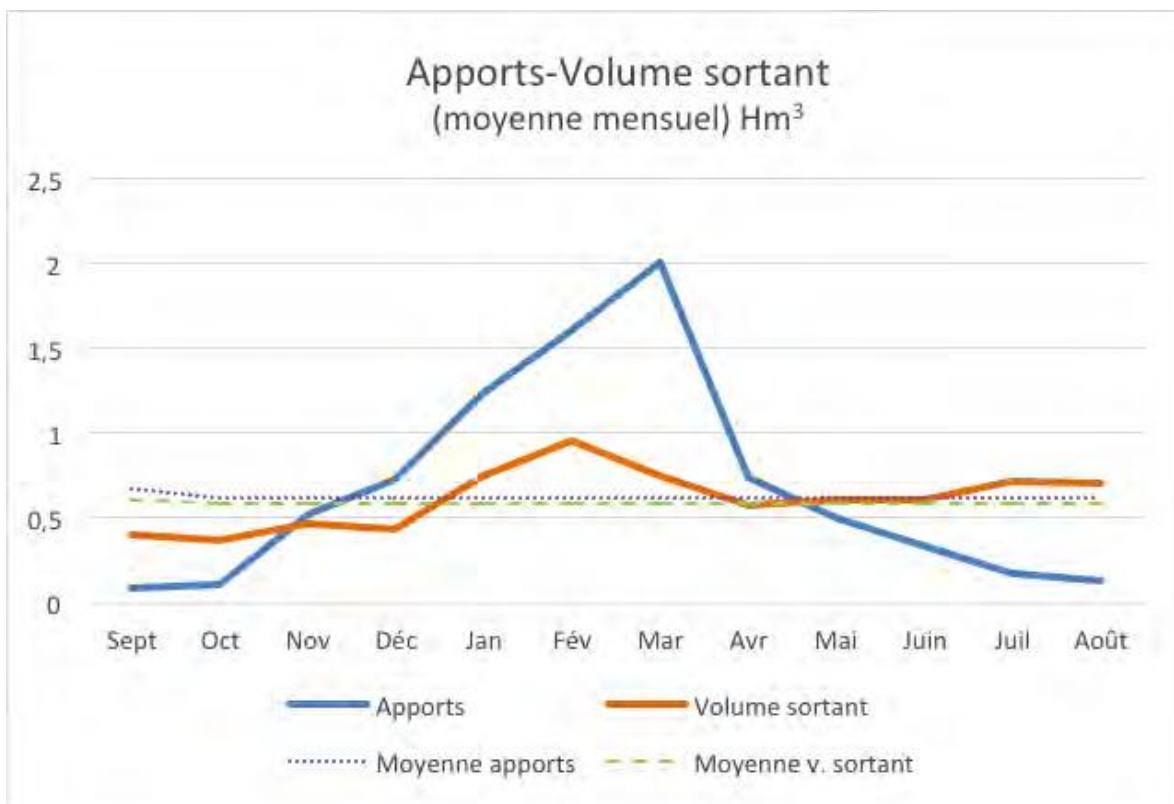
ANNEXE 1 : Exploitation barrage Meffrouch



ANNEXE 2 : Volume sortant



ANNEXE 3 : Apports-Volume sortant

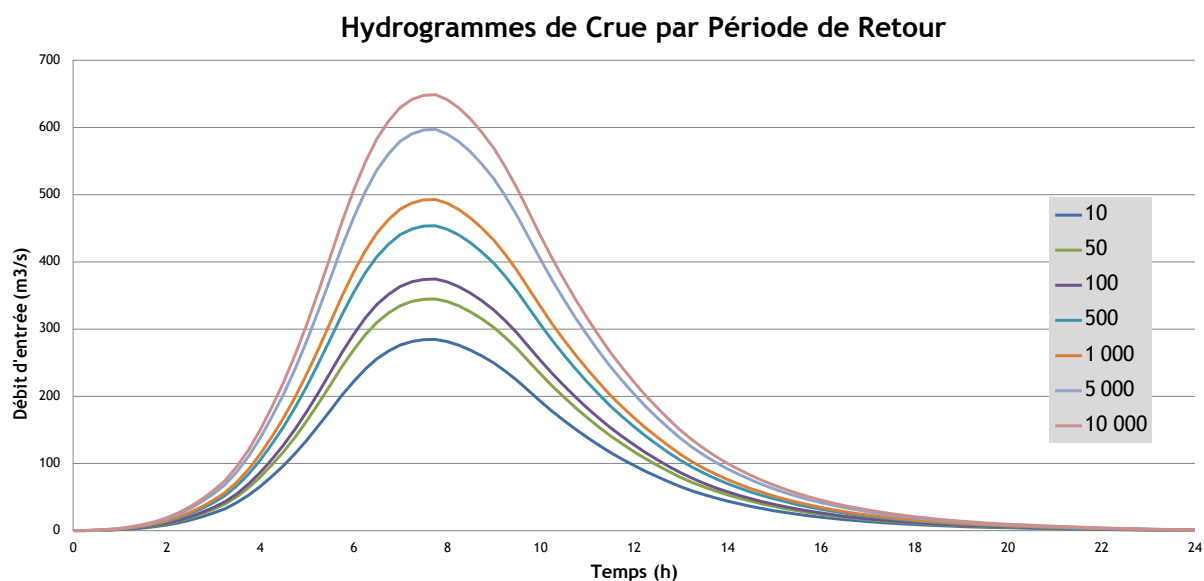


ANNEXE 4 :Etude de l'exploitation du barrage de 2003-2017

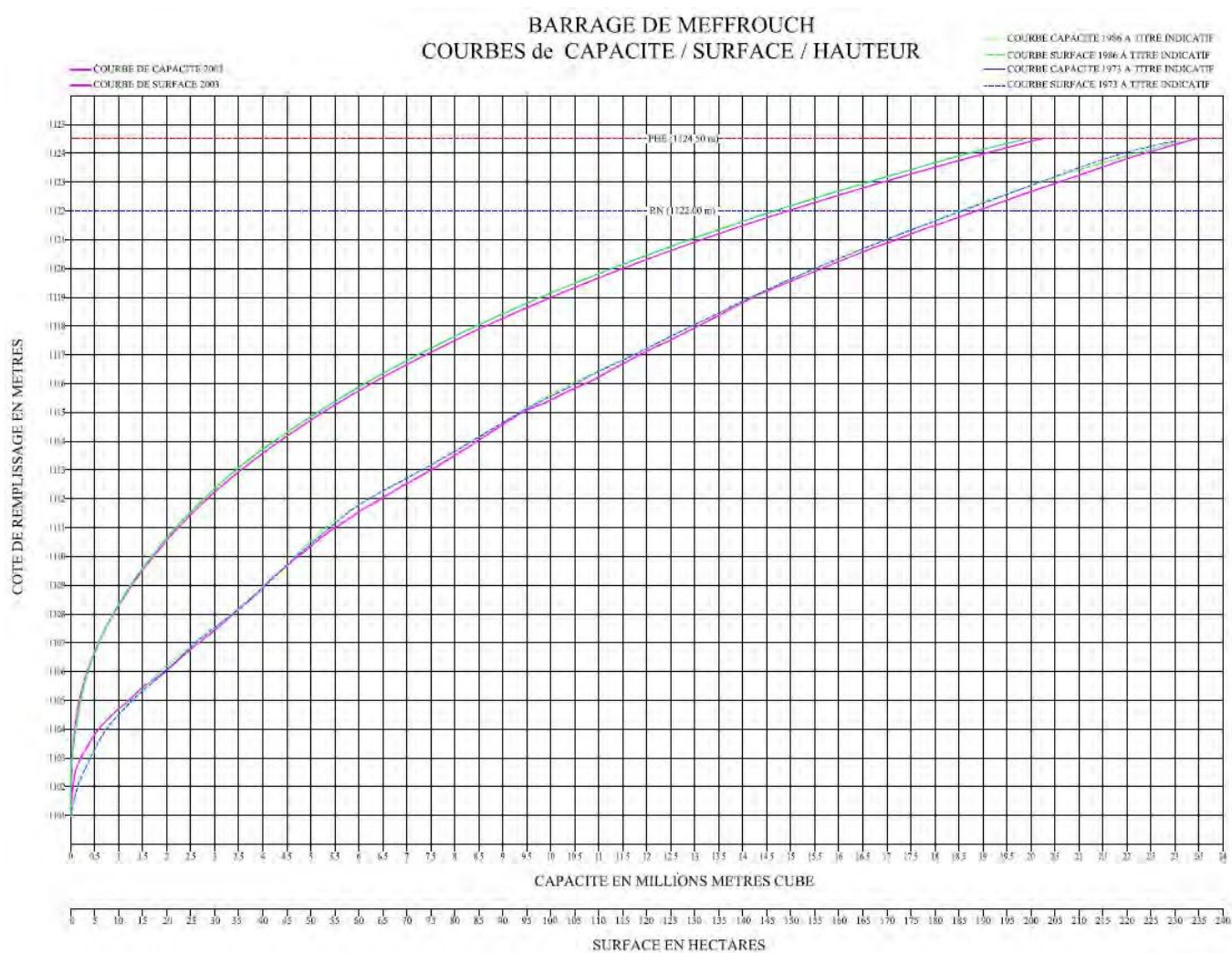
		Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
2003-2004	Apports	0.116	0.175	0.069	1.319	0.4892	0.38	1.317	0.373	1.039	0.344	0.134	0.095	5.850
	Volume sortant	0.014	0.426	0.438	0.43	0.42	0.457	0.426	0.439	0.445	0.526	0.626	0.682	5.329
	Pluie	23	39.8	83.8	147.1	63.8	22.7	104.6	62.2	119.3	20	0	2.8	689.100
	Consommation	0.360	0.372	0.389	0.38	0.386	0.407	0.372	0.36	0.364	0.379	0.435	0.496	4.700
	Pertes	0.120	0.054	0.049	0.05	0.034	0.05	0.054	0.079	0.079	0.143	0.191	0.186	1.089
2004-2005	Apports	0.134	0.063	0.058	0.146	0.242	0.587	1.583	0.253	0.027	0.078	0.074	0.029	3.274
	Volume sortant	0.625	0.59	0.443	0.404	0.435	0.354		0.432	0.49	0.539	0.521	0.531	5.364
	Pluie	2.9	27.8	62.5	64.1	24	67.7	83	33.6	1.2	1.7	6	0	374.500
	Consommation	0.508	0.505	0.414	0.48	0.412	0.336	0.372	0.36	0.372	0.399	0.372	0.372	4.902
	Pertes	0.491	0.08	0.029	0.024	0.023	0.018	0.048	0.072	0.118	0.14	0.149	0.159	1.351
2005-2006	Apports	0.037	0.039	0.074	0.075	0.1	0.924	0.669	0.251	0.153	0.119	0.078	0.111	2.630
	Volume sortant	0.433	0.416	0.379	0.384	0.348	0.279	0.361	0.363	0.393	0.388	0.383	0.309	4.436
	Pluie	15.5	21	75.9	25.8	59.5	115.7	30.4	45.1	62	11.2	0	0	462.100
	Consommation	0.360	0.372	0.360	0.372	0.347	0.278	0.332	0.327	0.355	0.341	0.325	0.275	4.044
	Pertes	0.073	0.044	0.019	0.012	0.001	0.001	0.029	0.036	0.038	0.047	0.058	0.034	0.392
2006-2007	Apports	0.169	0.030					0.073	1.158	0.355	0.103	0.08	0.064	2.032
	Volume sortant	0.286	0.281	0.117	0.065	0.068	0.057	0.044	0.057	0.183	0.199	0.28	0.309	1.946
	Pluie	35	16.5	20.9	87.5	31.2	50.2	69.5	140.8	27.3	0	0	0	478.900
	Consommation	0.276	0.28	0.117	0.065	0.068	0.057	0.044	0.055	0.135	0.141	0.21	0.243	1.691
	Pertes	0.010	0.001						0.002	0.048	0.058	0.07	0.066	0.255
2007-2008	Apports	0.055	0.112	0.110	0.064	0.144	0.083	0.055	0.064	0.067	0.033	0.036	0.066	0.889
	Volume sortant	0.302	0.157	0.079	0.102	0.108	0.144	0.017	0.152	0.126	0.116	0.131	0.115	1.549
	Pluie	16.9	94.4	76.7	20.8	33.8	20.6	22.4	24.1	57.5	9.6	2.6	0	379.400
	Consommation	0.269	0.146	0.070	0.1	0.105	0.139	0.135	0.128	0.117	0.092	0.118	0.115	1.534
	Pertes	0.033	0.011	0.009	0.002	0.003	0.005	0.017	0.024	0.009	0.024	0.013		0.150
2008-2009	Apports	0.087	0.206	0.440	6.348	7.834	3.202	1.484	0.653	0.296	0.222	0.135	0.167	21.074
	Volume sortant	0.108	0.139	0.153	0.207	0.285	2.37	1.858				0.382	0.947	6.449
	Pluie	46.5	104.7	107.5	208.1	207.1	70.6	54.5	59.3	14.7	2.1	3.9	1	880.000
	Consommation	0.108	0.138	0.150	0.186	0.24	0.516	0.528	0.538		0.627	0.69	0.662	4.383
	Pertes		0.001	0.003	0.021	0.045	0.085	0.13	0.168	0.602	0.773		0.285	2.113
2009-2010	Apports	0.230	0.139	0.084	0.303	0.208	0.743	2.979	0.429	0.226	0.205	0.165	0.129	5.840
	Volume sortant	0.731	0.68	0.667	0.655	0.636	0.542	0.63	0.554	0.609	0.705	0.831	0.776	8.016
	Pluie	78.5	1.6	46.0	75.9	49.8	90.6	141.3	52.4	42	20.2	0.5	10.1	608.900
	Consommation	0.581	0.56	0.542	0.564	0.573	0.458	0.508	0.433	0.446	0.5	0.521	0.551	6.237
	Pertes	0.150	0.12	0.125	0.09	0.063	0.084	0.12	0.121	0.163	0.205	0.31	0.225	1.776

2010-2011	Apports	0.101	0.169	0.136	0.232	0.212	0.421	0.248	0.442	0.941	0.352	0.071	0.092	3.417
	Volume sortant	0.818	0.596	0.502	0.505	0.479	0.433	0.52	0.598	0.57	0.545	0.734	0.717	7.017
	Pluie	25.3	78	90.5	59.9	34.2	75.5	27.6	123.8	115	31.8	0	8.8	670.400
	Consommation	0.658	0.486	0.441	0.428	0.432	0.39	0.444	0.483	0.458	0.384	0.497	0.517	5.618
	Pertes	0.160	0.1	0.061	0.077	0.047	0.043	0.076	0.115	0.112	0.161	0.237	0.2	1.389
2011-2012	Apports	0.133	0.386	1.255	0.828	0.406	2.045	0.48	0.683	0.329	0.19	0.092	0.108	6.935
	Volume sortant	0.533	0.46	0.417	0.375	0.349	0.372	0.493	0.496	0.648	0.707	0.758	0.781	6.389
	Pluie	8.8	147.6	133.5	45.8	24.4	82.4	33.4	69.6	24.6	1.8	4.8	0.4	577.100
	Consommation	0.428	0.383	0.367	0.337	0.315	0.341	0.424	0.401	0.478	0.484	0.53	0.547	5.035
	Pertes	0.105	0.077	0.050	0.038	0.033	0.031	0.069	0.095	0.17	0.223	0.228	0.234	1.353
2012-2013	Apports	0.117	0.113	9.641	0.840	9.282	5.304	5.158	3.87	1.434	0.44	0.168	0.098	36.465
	Volume sortant	0.651		0.435	0.067	9.099	5.882	5.229	2.66	1.566	1.041	0.626	1.14	28.396
	Pluie	12.7	50.5	377.2	23	182.2	146.6	103	159.8	83.1	0	1.4	5.4	1144.900
	Consommation	0.510	0.51	0.364	0.478	0.48	0.55	0.602	0.508	0.706	0.758	0.796	0.819	7.081
	Pertes	0.138	0.491	0.071		0.077	0.097	0.145	0.132	0.175	0.283	0.331	0.321	2.261
2013-2014	Apports	0.734	0.091	0.230	4.321	1.691	6.037	2.092	0.673	0.007	0.403	0.091	0.067	16.437
	Volume sortant	0.902	0.901	0.693	0.618	1.368	6.037	1.984	0.863	0.991	0.526	0.85	0.777	16.510
	Pluie	34.3	0	54.2	243.3	86.2	156.4	85	15.6	30.7	44.5	0	0	750.200
	Consommation	0.713	0.725	0.598	0.546	0.565	0.471	0.643	0.675	0.751	0.368	0.512	0.494	7.061
	Pertes	0.189	0.174	0.095	0.072	0.093	0.093	0.113	0.079	0.24	0.261	0.338	0.288	2.035
2014-2015	Apports	0.114	0.235	0.392	1.106	1.691	6.037	2.092	0.673	0.414	0.403	0.091	0.067	13.315
	Volume sortant	0.664	0.745	0.551	0.501	1.368	6.037	1.984	0.863	0.991	0.629	0.85	0.777	15.960
	Pluie	28.8	35.2	75.9	154.4	86.2	156.4	85	15.6	30.7	44.5			712.700
	Consommation	0.443	0.593	0.441	0.44	0.565	0.471	0.643	0.676	0.751	0.368	0.512	0.489	6.392
	Pertes	0.221	0.152	0.110	0.061	0.093	0.093	0.113	0.187	0.24	0.261	0.338	0.288	2.157
2015-2016	Apports	0.080	0.131	0.133	0.085	0.067	0.427	1.476	4.28	0.458	0.105	0.045	0.074	7.361
	Volume sortant	0.754	0.449	0.356	0.447	0.393	0.318	0.38	0.41	0.441	0.741	1.008	1.046	6.743
	Pluie	17.6	52.3	34.9	0	41.2	138.5	78.8	153.6	38.1	2.6	0.5	0	558.100
	Consommation	0.575	0.343	0.290	0.382	0.33	0.256	0.315	0.277	0.229	0.404	0.614	0.681	4.696
	Pertes	0.179	0.106	0.066	0.065	0.063	0.062	0.065	0.133	0.212	0.337	0.394	0.365	2.047
2016-2017	Apports	0.093	0.075	0.212	0.312	2.52	1.533	0.356	0.206	0.158				5.465
	Volume sortant	0.974	0.92	0.644	0.565	0.695	0.673	0.563	0.592	0.954				6.580
	Pluie	4.8	1.2	84.2	105.2	70.3	24.6	28.3	13.8	14.2				346.600
	Consommation	0.759	0.737	0.542	0.516	0.65	0.573	0.43	0.436	0.758				5.401
	Pertes	0.215	0.183	0.102	0.565	0.045	0.1	0.133	0.156	0.196				1.695
TOTAL	Apports	0.093	0.075	12.834	15.979	24.886	27.723	20.062	14.008	5.904	2.997	1.260	1.167	
	Volume sortant	0.974	0.92	5.874	5.325	16.051	23.955	14.489	8.479	8.407	6.662	7.980	8.907	
	Pluie	4.8	1.2	1323.700	1260.900	993.900	1218.500	946.800	969.300	660.400	190.000	19.700	28.500	
	Consommation	0.759	0.737	5.085	5.274	5.468	5.243	5.792	5.657	5.920	5.245	6.132	6.261	
	Pertes	0.215	0.183	0.789	1.077	0.620	0.762	1.112	1.399	2.402	2.916	2.657	2.651	

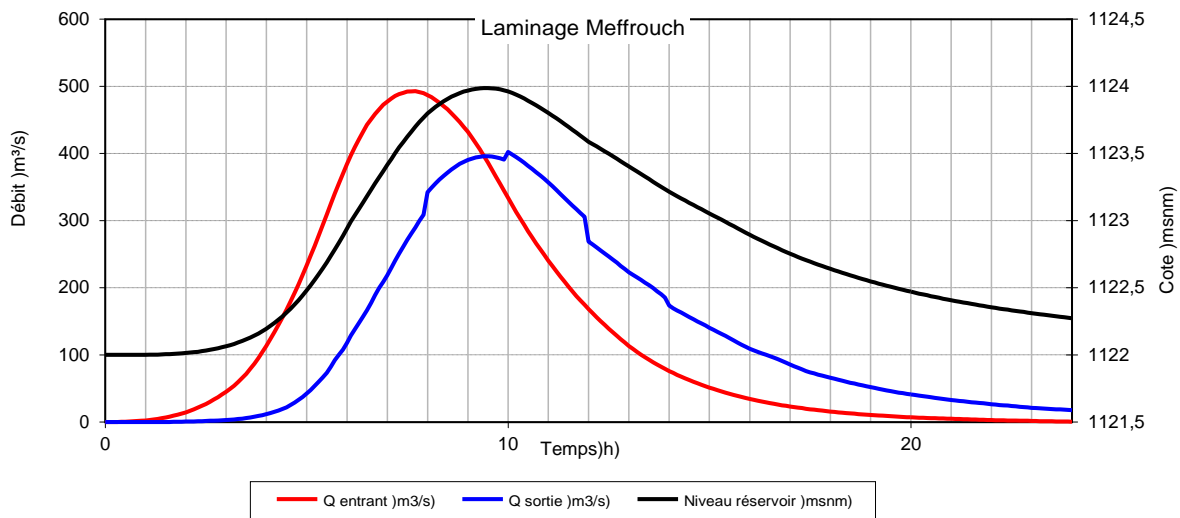
ANNEXE 5 : Hydrogramme de Crue par période de retour



ANNEXE 6 : Courbes Capacité-Surface-Hauteur (2003)



ANNEXE 7 : Etude de laminage pour le barrage Meffrouch



ANNEXE 8 : Résultats niveau maximale avec tous les organes de vidange opératifs

Niveau Initial	Niveau Maximale Atteint msnm						
	T10	T50	T5000	T1000	T5000	T10000	
1112	1 118,71	1 119,88	1 120,48	1 121,79	1 122,19	1 122,83	1 123,08
1115	1 120,93	1 121,82	1 122,14	1 122,65	1 122,86	1 123,33	1 123,54
1116	1 121,59	1 122,24	1 122,44	1 122,88	1 123,07	1 123,51	1 123,70
1117	1 122,13	1 122,54	1 122,71	1 123,10	1 123,26	1 123,67	1 123,84
1118	1 122,47	1 122,80	1 122,95	1 123,29	1 123,45	1 123,82	1 123,98
1119	1 122,75	1 123,04	1 123,16	1 123,48	1 123,62	1 123,95	1 124,09
1120	1 123,00	1 123,24	1 123,36	1 123,64	1 123,77	1 124,06	1 124,16
1120,5	1 123,09	1 123,32	1 123,44	1 123,71	1 123,82	1 124,09	1 124,20
1121	1 123,17	1 123,40	1 123,51	1 123,76	1 123,88	1 124,13	1 124,25
1121,5	1 123,28	1 123,49	1 123,59	1 123,83	1 123,93	1 124,18	1 124,27
1122	1 123,36	1 123,56	1 123,65	1 123,87	1 123,98	1 124,20	1 124,29

ANNEXE 9 : Résultats niveau maximale pendant le laminage de crues avec le déversoir de surface

Niveau Initial	Niveau Maximale Atteint msnm						
	T10	T50	T5000	T1000	T5000	T10000	
1112	1 118,71	1 119,88	1 120,48	1 121,79	1 122,19	1 122,83	1 123,08
1115	1 120,93	1 121,82	1 122,14	1 122,65	1 122,86	1 123,33	1 123,54
1116	1 121,59	1 122,24	1 122,44	1 122,88	1 123,07	1 123,51	1 123,71
1117	1 122,13	1 122,54	1 122,71	1 123,10	1 123,26	1 123,68	1 123,86
1118	1 122,47	1 122,80	1 122,95	1 123,29	1 123,45	1 123,84	1 124,01
1119	1 122,75	1 123,04	1 123,16	1 123,48	1 123,63	1 123,99	1 124,15
1120	1 123,00	1 123,24	1 123,36	1 123,65	1 123,79	1 124,12	1 124,27
1120,5	1 123,09	1 123,32	1 123,44	1 123,72	1 123,85	1 124,17	1 124,32
1121	1 123,17	1 123,40	1 123,51	1 123,78	1 123,91	1 124,22	1 124,36
1121,5	1 123,28	1 123,49	1 123,59	1 123,86	1 123,98	1 124,27	1 124,41
1122	1 123,36	1 123,57	1 123,66	1 123,92	1 124,03	1 124,32	1 124,45

ANNEXE 10 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire réalisés

FOR. N°	ETAT	PROF (m)	γh g/cm³	COM- PRES	FOR. N°	PROF (m)	γh g/cm³	COM- PRESS.	FOR. N°	PROF (m)	γh g/cm³	COM- PRESS. SIM- PLE	FOR. N	PROF (m)	γh g/cm³	COM- PRESS. SIM- PLE				
				SIMPLE Rc Kg/cm²				SIMPLE Rc Kg/cm²				SIMPLE Rc Kg/cm²				SIMPLE Rc Kg/cm²				
SC01	SATURE	4.60	2,561	386,35	SC02	2.50	2,592	485,22	SC03	1.60	2,610	320,30	SC04	2.00	2,537	360,29				
		5.00		2.90		2.00		2.30												
		8.20	2,522	336,81		5.00	-	4.05		2,652	432,70	3.95		2,605	386,75					
		9.00		5.20		-	4.50	4.20												
		10.50	2,456	476,87		8.30	2,483	287,87		2,630	332,24	4.90		2,425	81,57					
		11.00		8.90		10.00		7.20			5.40									
		13.00	2,574	223,41		10.00	2,524	305,78		2,555	245,10	10.50		2,573	155,97					
		13.30		10.80		11.45		10.85												
		16.50	2,505	248,48		14.10	2,506	180,04		2,497	196,16	12.50		2,642	701,08					
		17.30		15.00		15.00		13.00												
		18.00	2,586	166,91		16.50	2,617	452,00		19.75 20.00		fracturée								
		18.90		17.10																
		20.00	2,534	169,90																
		21.00																		
	26.50	2,518	353,52																	
	27.00																			
	SEC	2.40	2,454	-	SC02	2.50	2,574	752,40	SC03	1.60	2,375	235,35	SC04	2.00	2,529	241,52				
		2.90		2.90		2.00		2.30												
		4.60	2,518	362,08		3.60	2,438	-		2,624	263,60	3.95		2,570	276,93					
		5.00		4.00		-		4.50			4.20									
		8.20	2,574	209,69		5.00	2,493	151,60		2,611	128,72	4.90		2,449	216,65					
		9.00		5.20		5.00		5.40												
		10.50	2,481	649,75		8.30	2,418	358,50		2,499	137,47	9.00		2,360	-					
		11.00		8.90		10.00		9.40												
		13.00	2,599	311,94		10.00	2,512	370,83		2,425	294,83	10.50		2,578	216,85					
		13.50		10.80		15.00		10.85												
		16.50	2,595	360,88		14.10	2,471	326,67		2,723	-	12.50		2,375	598,62					
17.30		15.00		19.20		13.00														
18.00		2,648	380,58	16.50		2,484	225,01	2,561		337,01										
18.90	17.10																			
20.00	2,493	474,68																		
21.00																				
26.00	2,563	-																		
26.50																				
		26.50	2,647	451,20																
		27.00																		

Bibliographie

.....

Bibliographie

1. A. AMMARI .cours mécanique des fluides.
2. ARMANDO LENCASTRE. (2002) : Hydraulique générale.
3. BELOKONEV, E . (1981) : BARRAGE EN MATERIAUX LOCAUX .
4. B.REMMINI (université Saad Dahleb Blida).hydraulique appliquée.
5. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003
6. CIGB , (1994) : Barrages en béton ,filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
7. CIGB, (1986) : Calcul statique des barrages en béton. Bulletin 53.
8. Cours de Mr BENLAOUKLI.B de Management de Projets.
9. DUNGLAS, M . Cours d'ouvrage d'art, Les barrage (1er et 2eme partie).
10. Fichtner_Hamza_RWG /2007.
11. GAUTHIER, VILLARS. (1953) : Les barrage voutes, Pratique Américaines.
12. GERARD DEGOUTTE (1997): barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref France.
13. HASSANE, M (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
- 14.M.K.MIHOUBI., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
15. Michel CARLIER (1972) : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris.
- 16.M.HASSANE, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
17. Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique
Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
18. Note de calcul C.T.C CHLEF.
19. N.SLAHDLI, 2008. Etude de faisabilité du barrage de BTichi Haf
20. Ouvrage hydrotechniques méarents du projecteur (en russe) Moscou STROÏZDAT 1983.
21. PDF Ghenim et Meghnounif, 2016.
22. PHILIPPE FICHOU. Mécanique des fluides.
23. Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des barrages (ANBT).
24. Techniques des barrages en aménagement rural.
25. TOUAIBIA, B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
26. VOLKOV, V . (1986) : GUIDE DE LA THESE DE FIN D'ETUDE. ENSH Blida.