الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵉⵣⵔⴼⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYROTECHNIQUES

THEME :

Etude des variantes de la digue et des ouvrages annexes du barrage de Bouzina Wilaya de Batna

Présenté par :
MIHOUBI Yakoub

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	MCA	Président
RIAH Badis	MCB	Examinateur
TOUMI Samir	MCB	Examinateur
KHEDIMALLAH Abderrahmane	MAA	Examinateur
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Promoteur

Session Octobre 2023

DÉDICACE

À l'issue de 19 années d'études intensives, je souhaite exprimer quelques mots pour témoigner de mes sentiments au crépuscule de mon parcours académique. Je suis heureux de dédier ce travail à plusieurs personnes chères à mon cœur :

À mes parents aimants, je tiens à exprimer ma gratitude pour avoir fait de moi la personne que je suis aujourd'hui, pour l'affection et les sacrifices consentis tout au long de mon éducation.

À mon frère et mes sœurs, **Zakaria, Amina, Rania et Sirine**, pour leur soutien inconditionnel et leur présence constante. Vous avez été des piliers essentiels dans ce parcours.

À **Réda** et **Cherif**, mes amis les plus proches, pour leur soutien indéfectible tout au long de ces années, pour les précieux souvenirs que nous avons partagés et tous ceux qui sont encore à venir. Vous avez été une source constante de joie et de force.

À mes amis des classes préparatoires à Tlemcen, parmi lesquels je nomme **Sifou, Fayssal, Amine, Abdou et Zaki** qui ont contribué de manière significative à mon expérience là-bas, et à mes amis du club TechSquad avec **Reda AGADI** à leur tête, qui ont enrichi mon parcours académique de leur camaraderie et de leur passion partagée.

À mes chers collègues du **Hydraulics Engineers' Club**, dont j'ai eu l'honneur de présider, je tiens à exprimer la profondeur de ma gratitude. Nos échanges, nos projets et notre passion partagée resteront des moments gravés à jamais dans mon cœur.

À mon cher ami **Salim**, qui a été à mes côtés de Tlemcen à Blida tout au long de mon parcours universitaire, je tiens à te remercier pour tous tes conseils et ta guidance durant ces années. Ta présence a été une boussole précieuse dans ce voyage.

À **Thanina** et **Anis**, pour leur soutien infaillible et leur amitié sincère au cours de ces trois dernières années. Votre présence a été une lumière constante dans ce parcours.

À **Lydia**, qui m'a offert un soutien immense, je souhaite exprimer ma profonde re-

connaissance. Votre présence a été une source de force et d'inspiration tout au long de ce parcours.

À **Salama** et **Bahaa**, pour leur aide précieuse et leurs conseils avisés, ainsi que leur présence tout au long de ces années.

À **BICHA**, mon complice, mon frère d'armes dans cette aventure, je tiens à te remercier du fond du cœur pour ton amitié indéfectibles au fil de ces trois années. Tu as été le compagnon modèle tout au long de ce parcours.

À **Moussa** et **Issaad**, pour leur soutien ininterrompu et leur amitié sincère. je leur souhaite d'accomplir des exploits encore plus grands que les miens.

À **Naila** et **Selma**, une rencontre que je n'aurais jamais pensé voir durer si longtemps. Votre présence a ajouté des couches inattendues et précieuses à ce voyage. Nos échanges, nos moments partagés, et les défis surmontés ensemble resteront gravés dans ma mémoire.

À **Mouaad** et **Farouq**, qui ont partagé de nombreuses opinions avec moi, ainsi qu'à nos ballades nocturnes et tous les échanges que nous avons eu la chance de vivre. Votre amitié a apporté une dimension spéciale à cette période de ma vie.

À **Raouf**, tu as été une source constante d'inspiration et de soutien tout au long de ce parcours. Ta sagesse et ta présence bienveillante ont éclairé chacune de mes journées. Que notre amitié continue à grandir et à prospérer.

À **Houyem**, à qui je vouais une aversion du plus profond de mon cœur, mais qui s'est transformée en une amitié sincère et précieuse. Cette évolution inattendue a apporté une richesse supplémentaire à ce parcours.

À **Ayoub** et **Khalil**, votre soutien et vos encouragements m'ont donné la motivation nécessaire pour aller de l'avant et accomplir davantage chaque jour. Je suis reconnaissant de vous avoir à mes côtés, me poussant toujours à repousser mes limites.

Et à tous mes amis de l'ENSH, parmi lesquels je nomme **Madjid**, **Amine rouji**, **Choukri**, **Massi**, **choupo**, **lmiou**, **Sadek**, **Karim**, **Salim rouji** merci d'avoir été présents lors de nombreuses expériences.

Et comment pourrais-je oublier les Powerpuff Girls et leur joyeux tumulte qui ont illuminé ces années.

Je remercie chacun d'entre vous pour votre contribution à ce projet, et ultimement, à la personne que je suis devenu.

Et je n'oublie pas de rendre hommage à toutes les expériences vécues, qu'elles aient eu lieu à l'intérieur ou à l'extérieur des murs de l'école, ainsi qu'aux personnes qui m'ont façonné pour devenir la personne que je suis aujourd'hui

MIHOUBI Yakoub

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Leur soutien et leur précieuse collaboration ont grandement enrichi ce travail.

Je voudrais tout d'abord exprimer ma profonde gratitude envers Professeur BENLAOUKLI, mon directeur de mémoire, pour ses conseils éclairés, sa patience et son dévouement tout au long de ce processus. Ses orientations avisées ont été d'une importance cruciale dans l'aboutissement de ce travail.

Mes remerciements vont également à Monsieur ZEROUAL, dont l'expertise et les suggestions ont apporté une perspective précieuse à ce mémoire. Leurs contributions ont été inestimables.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude envers l'ensemble du corps professoral de l'École Supérieure en Sciences Appliquées de Tlemcen pour leur dévouement et leur précieuse contribution à mon parcours académique. Leur enseignement et leur encadrement ont été des piliers essentiels de ma formation.

Enfin, je tiens à remercier l'ensemble du corps professoral et du personnel de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui ont contribué à mon éducation et à ma formation tout au long de ces années.

Merci à tous pour votre précieuse contribution à la réalisation de ce mémoire.

Cordialement,

MIHOUBI Yakoub

ملخص

تركز هذه المذكرة على دراسة مفصلة لسد بوزينة بولاية باتنة. حيث أظهرت التحليلات الهيدروليكية والطوبوغرافية والتقييمات الجيوتقنية والجيولوجية قوة هيكل السد. قدمت دراسة الهيدرولوجيا بيانات حاسمة لإدارة موارد المياه. تم تقييم التأثير البيئي وتم دمج تدابير لتقليل أي تأثير على النظام البيئي. يمثل سد بوزينة بذلك نقطة محورية في التنمية الإقليمية والأمان المائي.

RESUME

Ce mémoire de fin d'études se concentre sur l'étude approfondie du barrage de Bouzina. L'analyse hydraulique, la bathymétrie, les évaluations géotechniques et géologiques ont démontré la robustesse de l'infrastructure. L'étude hydrologique a fourni des données cruciales pour la gestion des ressources en eau. L'impact environnemental a été évalué et des mesures ont été intégrées pour minimiser tout effet sur l'écosystème. Le barrage de Bouzina représente ainsi un jalon dans le développement régional et la sécurité hydraulique.

ABSTRACT

This thesis focuses on the comprehensive study of Bouzina dam. Hydraulic analysis, bathymetry, geotechnical, and geological assessments have demonstrated the robustness of the infrastructure. The hydrological study provided crucial data for water resource management. Environmental impact has been assessed, and measures integrated to minimize any effects on the ecosystem. Bouzina dam represents a milestone in regional development and hydraulic safety.

TABLE DES MATIÈRES

1 Présentation de site **16**
1.1 Localité et accés au site 17
1.2 Situation topographiques 18
1.3 Géologie 18

2 Étude hydrologique **20**
2.1 Caractéristique morphologiques du bassin versant 21
2.1.1 Délimitation du bassin versant 21
2.1.2 Paramètres géométrique du bassin 22
2.1.3 Paramètres de forme 23
2.1.4 Paramètre de relief 24
2.1.5 Paramètres hydrographiques 28
2.2 Données climatologiques 31
2.2.1 Température 31
2.2.2 L'humidité de l'air 31
2.2.3 vent 31
2.2.4 L'évaporation 31
2.2.5 Pluviométrie 32
2.3 Étude des précipitations 32
2.3.1 Test d'homogénéité 32
2.3.2 Estimation des pluies journalières maximales 34

3 Hydrologie des barrages **39**
3.1 Évaluation des apports liquides 40
3.1.1 Apports liquides 40

3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement 42
3.1.3 Apports fréquentiels 42
3.2 Étude des crues 45
3.2.1 Ajustement des valeurs observées-Station de Djemourah 45
3.2.2 Calcul des débits extrapolés par la méthode du GRADEX 45
3.2.3 Hydrogramme des crues 46
3.3 Apports solides et estimation du volume mort 49
3.3.1 formule Tixeront 50
3.3.2 Formule de Fournier 50
3.3.3 Formule de Saidi 50
3.3.4 Calcul du volume mort 51
3.4 Régularisation des débits 51
3.4.1 Courbe hauteur surface volume 51
3.4.2 Répartition mensuelle des besoins 53
3.4.3 Détermination de la période de bonne hydraulicité 53
3.4.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 54
3.4.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 55
3.5 Laminage des crues 58
3.5.1 Méthode de Muskinghum 59
3.5.2 Storage indication method 60
3.6 Etude d'optimisation 63
3.6.1 Revanche 63
3.6.2 Calcul de la hauteur du barrage 64
3.6.3 Volume et coûts du barrage 65
3.6.4 Coût totale 66
3.6.5 conclusion 67

4 Étude géologiques et géotechniques 68
4.1 Géologie regional 69
4.1.1 Morphologie 69
4.1.2 Lithologie 69
4.1.3 Tectonique 71
4.2 Aléa sismique 72
4.3 Historique des reconnaissances 73
4.3.1 Étude de faisabilité 73
4.3.2 Etude d'APD 77
4.4 GEOLOGIE DE LA RETENUE ET DU SITE DU BARRAGE 79
4.4.1 Géologie de la retenue 79
4.4.2 Géologie de site de la digue 82
4.5 Hydrogéologie 84
4.5.1 Site du barrage 85
4.5.2 Cuvette 85
4.5.3 Mesures de la perméabilité du substratum 85

4.6 Analyse et commentaire de la position et du régime du niveau des eaux souterraines . . . 89
4.7 CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES . . . 91
4.7.1 Caractéristiques de la fondation . . . 91
4.7.2 Zonage géotechnique . . . 99
4.8 MATERIAUX D'EMPRUNT . . . 102
4.8.1 Matériaux pour le granulat de béton – Carrière de calcaire . . . 102
4.8.2 Matériaux de remblayage . . . 107
4.9 CONSEQUENCES POUR LE PROJET . . . 113
4.9.1 Conditions naturelles . . . 113
4.9.2 Calage du fond de fouilles et traitement de la fondation . . . 116
4.9.3 Hypothèses pour l'étude de stabilité . . . 118
4.9.4 Programme des reconnaissances complémentaires . . . 118

5 Étude des variantes 120
5.1 choix du type du barrage . . . 121
5.1.1 Barrage voute . . . 121
5.1.2 Barrage en BCR . . . 123
5.1.3 Barrage à contreforts . . . 123
5.2 Définition du profil générale du barrage . . . 126
5.2.1 Hauteur du barrage . . . 126
5.2.2 longueur en crête . . . 126
5.3 Barrage en BCR . . . 126
5.3.1 Détermination du profile de la digue . . . 126
5.3.2 Calcul du volume de la digue . . . 126
5.4 Barrage voûte . . . 128
5.4.1 Monographe d'ingénieurie . . . 128
5.4.2 procédés de calcul . . . 128
5.4.3 Les résultats de calcul . . . 129
5.5 Barrage à contreforts . . . 129
5.5.1 L'espacement entre les contreforts . . . 129
5.5.2 Hauteur et largeur des contreforts . . . 130
5.5.3 Maîtrise de la Sculpture pour un Espacement Économique . . . 130
5.6 Évaluation du coût des variantes . . . 132
5.6.1 Estimation du coût de chaque variante . . . 132
5.6.2 Conclusion . . . 132

6 Dimensionnement et stabilité de la digue 133
6.1 Thin cylinder theory . . . 134
6.2 application numérique . . . 136
6.2.1 constant angle method . . . 136
6.2.2 Constant radius method . . . 136
6.3 Étude de stabilité . . . 137

6.3.1 Méthode des ajustements . . . 137
6.3.2 Application numérique . . . 152
6.4 Conclusion . . . 158

7 Dimensionnement de l'évacuateur de crue 159
7.1 Choix du type de l'évacuateur de crue . . . 160
7.1.1 Raison pour le choix de l'évacuateur . . . 160
7.1.2 Évacuateur de crue en puits . . . 160
7.1.3 Free overfall spillway . . . 161
7.1.4 Le choix de l'evacuateur . . . 163
7.2 Dimensionnement de l'évacuateur . . . 163
7.2.1 Déversoir . . . 163
7.2.2 Bec déviateur (saut de ski) . . . 166
7.2.3 Affouillement . . . 167

8 conclusion 169

9 Références bibiliographiques 170

A Calcul du laminage 172
A.1 B=40 m . . . 172
A.2 B=45m . . . 175
A.3 B=50m . . . 177
A.4 B=55m . . . 179
A.5 B=60m . . . 181
A.6 B=65m . . . 184
A.7 B=70m . . . 186
A.8 B=75m . . . 189
A.9 B=80m . . . 191

B LOGS DES SONDAGES 194

C TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES 224

TABLE DES FIGURES

1.1 Localisation du site 17

2.1 Limite du bassin versant 21
2.2 Réseau hydrographique 22
2.3 Répartition des surfaces par rapport aux altitudes 24
2.4 Courbe hypsométrique du BV de bouzina 25
2.5 Représentation graphique de la loi Log-normale 36
2.6 Représentation graphique de la loi de Gumbel 38

3.1 Bassin versant de djemourah 41
3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site 41
3.3 Représentation graphique de la loi de Gumbel 43
3.4 La répartition mensuelle de l'apport annuel 44
3.5 Représentation graphiques des débits max journalières 46
3.6 Hydrogramme des crues pour différentes période de retour 49
3.7 Courbe hauteur Surface Volume 53
3.8 Hydrogrammes d'entrée et sorties 63

4.1 Carte Géologique 1/200000 70
4.2 Carte tectonique du massif des aurès 71
4.3 carte tectonique du synclinale avec des failles 72
4.4 Diagrammes de contour de stratification et de fracturation 84

4.5 Essais Lugeon – sondages dans la zone du lit de l'oued de Bouzina (en haut à gauche), sur le flanc droit du barrage (en haut à droite), dans la zone du barrage entier (en bas à gauche) et au niveau du col sur le flanc droit (en bas droit) . . . 88
4.6 Hydrogrammes des cotes des niveaux des eaux souterraines (phréatique et artésien) sur le site de Bouzina de la phase précédente et la dernière phase des reconnaissances . . . 92
4.7 Hydrogrammes des cotes des niveaux des eaux souterraines (phréatique et artésien) sur le site du barrage de Bouzina de la dernière phase des reconnaissances . . . 93
4.8 **RQD des carottes des sondages** . . . 96
4.9 Zones géotechniques de fondation du barrage . . . 101
4.10 diagramme des réserves du calcaire . . . 106
4.11 Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (BG&STUCKY, 2005-2006).jpg . . . 109

5.1 Coupe du barrage voute . . . 122
5.2 Coupe du barrage en BCR . . . 123
5.3 Coupe du barrage à contreforts . . . 125
5.4 volume de béton en fonction d'espacement et angle de pente . . . 131

6.1 Les force différentielle pour un élément infiniment petit . . . 134
6.2 Modélisation d'un barrage par trois arcs et quatre console . . . 138
6.3 Dimensionnement préliminaire avec trois arcs et une console . . . 138
6.4 Emplacement de la console pour une vallée asymétrique . . . 139
6.5 compatibilité entre les déformations radiales de la console et de l'arc à leur point d'intersection. . . . 141
6.6 valeur de β pour $E_R = 1/2E_B$ et E_R . . . 142
6.7 répartition des contraintes au pied de la console sous l'efet du poids propre 149
6.8 répartition des contraintes au pied de la console sous l'efet du poids propre et poussée de l'eau . . . 150
6.9 coeffecient β_n pour le calcul de l'effort normal à la clé . . . 150
6.10 coeffecient β_m pour le calcul de l'effort normal à la clé . . . 151
6.11 coeffecient β'_n pour le calcul de l'effort normal à la clé . . . 151
6.12 coeffecient β'_m pour le calcul de l'effort normal à la clé . . . 151

7.1 Présentation d'un évacuateur de crue en puits . . . 161
7.2 Schéma détaillé du profil standard type WES, à paroi amont verticale . . . 164
7.3 Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale . . . 165
7.4 Bec déviateur . . . 166

LISTE DES TABLEAUX

2.1 Répartition des surfaces par alltitudes 25
2.2 Altitudes caractéristiques 26
2.3 Récap des données du bassin versant bouzina 30
2.4 Valeurs caractéristiques des températures moyennes mensuelles (°C) 31
2.5 Valeurs d'évaporation adoptées 32
2.6 Précipitations moyennes annuelles 32
2.7 Précipitations inter-annuel de la station de Bouzina 33
2.8 Résultats du test de la médiane 34
2.9 Caractéristique empirique de la station de Bouzina 35
2.10 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log normal 36
2.11 Caractéristiques de la loi Log-normale 37
2.12 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel 37
2.13 Caractéristiques de la loi de Gumbel 38

3.1 Apports moyennes annuelles de la station de Djemourah 40
3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen du site 40
3.3 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel 43
3.4 Caractéristiques de la loi de Gumbel 44
3.5 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ du site 44
3.6 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel 45
3.7 Résultats de calcul méthodes GRADEX 47
3.8 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue 47
3.9 Hydrogramme des crues des différentes période de retour 48
3.10 Volume mort par chaque méthode 51
3.11 Hauteur Surface Volume 52

3.12 Répartition mensuelle des besoins 53
3.13 Calcul de bonne hydraulicité 53
3.14 Régularisation sans tenir compte au pertes 54
3.15 Calcul des pertes 55
3.16 Régularisation des débits en tenant compte des pertes 56
3.17 Calcul des pertes aprés approximation 57
3.18 Régularisation après approximation 57
3.19 Débit laminé pour différents largeur 61

4.1 73
4.2 Sondages de reconnaissance réalisés 2005 75
4.3 Calcul du module E et D sur la base des mesures des vitesses Vp et Vs des ondes séismiques 97
4.4 Résultats des essais physico -mécaniques effectués sur les échantillons de conglomérats 97
4.5 Résultats des essais physico -mécaniques effectués sur les échantillons d'alévrolites - argile endurcie 98
4.6 Les résultats des essais de l'Alcali réaction 106
4.7 Etude de faisabilité - Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (ENHYD, 1997) 108
4.8 Etude d'APD - Essais de SPT - Zones d'emprunt d'argiles (ENERGOPROJECT, 2012) 111
4.9 Etude d'APD - Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (ENERGOPROJECT, 2012) 112
4.10 Caractéristiques mécaniques estimées sur la base du critère Hoek Brown . . 118

6.1 Dimensionnement du barrage avec constant angle method 136
6.2 Dimensionnement du barrage avec constant radius method 137
6.3 . Répartition parabolique de la charge d'une console découpée en sept section horizontales. 144
6.4 Répartition de l'effort tranchant réduit dans une console découpée en sept section horizontales. 144
6.5 Répartition du moment réduit dans une console découpée en sept sections horizontales. 145
6.6 Répartition du moment et de l'effort tranchant sous une charge unitaire appliquée sur le feuillet moyen au point d'intersection arc-console 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy). 145
6.7 Facteur pour Q.Q'/(y)Δy au point d'intersection 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy). 146
6.8 Facteur pour MM'/(y)Δy^3 au point d'intersection 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy). 147
6.9 données initiales du barrage. 152
6.10 Déformation radiale de l'arc à la clé 152

6.11 facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 1 (y=0) 153
6.12 facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 1 (y=0) 153
6.13 facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 2 (y=2dy) 154
6.14 facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 2 (y=2dy) 154
6.15 facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 3 (y=4dy) 155
6.16 facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 3 (y=4dy) 155
6.17 calcul par la formule du tube des contraintes dans les arcs en tenant compte de la répartition des poussées arcs-console résultant du calcul d'ajustement. 156
6.18 calcul par la formule du tube des contraintes dans les arcs admis indépendants. 157
6.19 contraintes dans les arcs à la clé et à la naissance. 157
6.20 contraintes dans la console sous l'effet du poids propre seul. 158
6.21 contraintes dans la console sous l'effet du poussée de l'eau seule et en combinant les charges poussée de l'eau et poids propre. 158

7.1 Coordonnées du profil standard de type WES pour Hd=3.16 165
7.2 Coordonnées du ligne d'eau sur déversoir 166
7.3 profondeur finale d'affouillement par différentes formule 168

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le développement économique et la croissance de la population dans de nombreuses régions du monde ont conduit à une demande accrue en eau pour divers usages, notamment l'irrigation agricole et l'approvisionnement en eau potable. Dans ce contexte, la construction de barrages joue un rôle crucial en permettant le stockage et la gestion des ressources hydriques.

Cet mémoire porte sur l'étude de la construction du barrage de Bouzina, situé dans la région de Batna en Algérie. Ce projet représente une étape importante dans le développement de la région, visant à répondre aux besoins croissants en eau pour l'irrigation et la fourniture d'eau potable.

La région de Bouzina est caractérisée par un climat semi-aride, avec des précipitations limitées et variables. La construction d'un barrage dans cette région présente des avantages significatifs, tels que la régulation du débit d'eau, la création d'une réserve d'eau pour les périodes de sécheresse, ainsi que la possibilité de développer l'agriculture et de renforcer la sécurité alimentaire.

L'objectif de cette étude est d'étudier les différentes facettes de la construction du barrage de Bouzina, en mettant l'accent sur les aspects techniques, environnementaux et socio-économiques. L'analyse approfondie de ces aspects permettra de comprendre les implications de la construction du barrage et de fournir des recommandations pour une gestion efficace et durable des ressources en eau dans la région.

Ce travail comprendra une revue de la littérature sur les barrages, en mettant l'accent sur les techniques de construction, les méthodes de gestion des ressources hydriques, ainsi que les impacts environnementaux et socio-économiques associés. Des études de cas similaires seront également examinées pour tirer des leçons et des bonnes pratiques de projets similaires dans d'autres régions.

Les méthodologies de travail comprennent la collecte et l'analyse de données primaires

et secondaires, telles que des données hydrologiques, des données géotechniques et des études d'impact environnemental. Des outils et des techniques tels que la modélisation hydrologique, l'analyse géospatiale et les méthodes statistiques seront utilisés pour évaluer les aspects techniques du barrage et pour comprendre son impact sur l'environnement et la société.

Les résultats de cette étude contribueront à la compréhension globale de la construction du barrage de Bouzina et fourniront des informations précieuses pour les décideurs, les planificateurs et les parties prenantes impliquées dans la gestion des ressources hydriques. L'objectif ultime est de garantir une utilisation efficace et durable de l'eau dans la région, tout en minimisant les impacts négatifs sur l'environnement et en maximisant les bénéfices socio-économiques pour la communauté locale.

En fin de compte, la construction du barrage de Bouzina offre des opportunités considérables pour améliorer la gestion des ressources hydriques dans la région, tout en assurant la durabilité des écosystèmes locaux et en favorisant le bien-être des communautés environnantes. Grâce à une approche holistique et équilibrée, il est possible de concilier les intérêts multiples et de garantir une utilisation optimale des ressources en eau, en minimisant les impacts négatifs sur l'environnement et en maximisant les bénéfices pour les générations présentes et futures.

En conclusion, ce travail apportera une contribution significative à la compréhension de la construction du barrage de Bouzina et de son impact sur l'environnement, la société et l'économie locale. Les recommandations et les résultats de cette recherche aideront à guider la prise de décision éclairée et la mise en œuvre de politiques et de pratiques de gestion durable de l'eau dans la région.

CHAPITRE

1

PRÉSENTATION DE SITE

1.1 Localité et accés au site

Le site du barrage de Bouzina se trouve à environ 90 kilomètres de la ville de Batna et à une quinzaine de kilomètre du village de Bouzina, et moins de 10 km de vol d'oiseau au nord de la région montagneuse Aurès.

Le site du barrage est situé à l'entrée dans la gorge de l'oued de Bouzina à travers Kef el Ahmar. On y accède à partir de la ville Batna en direction du sud-est en empruntant la RN31. Après 30 km au niveau de carrefour avec la RN87 on prend à droite vers Menaa en passant par Teniet El Abed. Après avoir traversé cette agglomération on prend à droite et en passant le col Hamadi on arrive jusqu'au village de Bouzina à 55 km. Après le village de Bouzina il existe une route asphaltée locale d'une longueur de 9km en direction sud-ouest jusqu'au village de Thagoust. A la sortie du Taghoust on poursuit sur une ancien petite route et on descend ensuite vers le site.

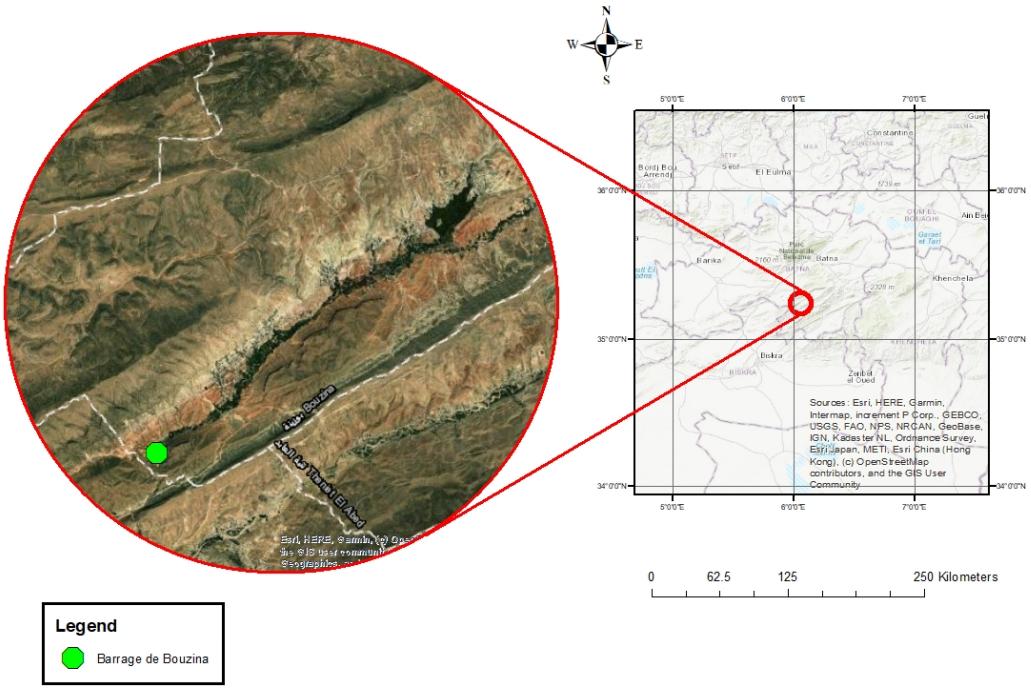


FIGURE 1.1 – Localisation du site

La localisation géographique de Bouzina en fait un endroit stratégique pour la construction d'un barrage, car il permet de capter et de stocker les précipitations pour une utilisation ultérieure, notamment pour l'irrigation agricole et l'approvisionnement en eau potable.

1.2 Situation topographiques

La région du barrage de Bouzina présente des caractéristiques topographiques variées en raison de sa situation dans les montagnes de l'est de l'Algérie. La région est dominée par des chaînes de montagnes, notamment les monts des Aurès. Ces montagnes offrent des altitudes variables, des crêtes escarpées et des vallées profondes, créant un paysage pittoresque et accidenté.

La topographie de la région est façonnée par plusieurs cours d'eau qui traversent les montagnes et les vallées. Ces cours d'eau peuvent prendre la forme de ruisseaux, de rivières ou de wadis, contribuant à la formation de vallées fluviales.

En raison de l'érosion naturelle et de l'action des cours d'eau, la région présente des ravins profonds et des canyons spectaculaires. Ces formations géologiques offrent des paysages impressionnants et peuvent jouer un rôle dans la gestion des eaux de ruissellement lors de la construction du barrage.

Les montagnes de la région de Bouzina présentent souvent des pentes raides et des versants escarpés, ce qui peut influencer les caractéristiques hydrologiques et géotechniques de la zone. Ces pentes peuvent également affecter la gestion des terres environnantes.

Ces caractéristiques topographiques influent sur la gestion des ressources en eau et la construction du barrage de Bouzina. Elles peuvent avoir des implications pour la planification de l'aménagement du barrage, la gestion des eaux de ruissellement, ainsi que la protection des terres environnantes contre les risques d'érosion et de glissements de terrain.

1.3 Géologie

La région du barrage de Bouzina, située dans les montagnes de l'est de l'Algérie, présente des caractéristiques topographiques et géologiques uniques. Le relief est montagneux, dominé par les monts des Aurès, offrant des altitudes variables, des crêtes escarpées et des vallées profondes. Les altitudes varient considérablement, avec certaines parties atteignant des altitudes élevées dépassant souvent 1 000 mètres. Les cours d'eau, tels que les ruisseaux, les rivières et les wadis, traversent les montagnes et façonnent les vallées fluviales. La région présente également des ravins profonds et des canyons spectaculaires résultant de l'érosion naturelle et de l'action des cours d'eau.

Du point de vue géologique, la région est composée de formations rocheuses anciennes telles que des schistes, des calcaires et des grès. Des failles et des plis peuvent être présents en raison de l'activité tectonique passée, influençant la stabilité et la résistance des matériaux rocheux. La karstification peut également être présente, caractérisée par la dissolution des roches calcaires par les eaux souterraines, créant des formations géologiques particulières. Les rivières transportent des sédiments provenant de l'érosion des montagnes, qui se déposent dans les vallées et les plaines, favorisant ainsi des sols fertiles pour l'agriculture.

Cependant, ces caractéristiques géologiques peuvent également présenter des défis lors de la construction du barrage de Bouzina. La gestion des risques géologiques tels que les glissements de terrain, les chutes de blocs et l'étanchéité du sol doit être prise en compte

pour assurer la sécurité et la durabilité du barrage. Une compréhension approfondie de la topographie et de la géologie de la région est donc essentielle pour une planification et une construction efficaces du barrage, garantissant ainsi une utilisation optimale des ressources en eau tout en minimisant les impacts environnementaux et géologiques potentiels.

CHAPITRE

2

ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Le chapitre d'étude hydrologique constitue une partie essentielle de cette thèse, car il se concentre sur l'analyse et la compréhension des caractéristiques hydrologiques de la région du barrage de Bouzina. Cette section vise à évaluer les flux d'eau dans la zone d'étude, en examinant les précipitations, l'écoulement des cours d'eau et la disponibilité des ressources en eau. L'étude hydrologique est cruciale pour la planification et la gestion efficaces du barrage, car elle permet de déterminer les volumes d'eau disponibles, d'estimer les débits et de comprendre les schémas de distribution saisonniers. Cette analyse hydrologique fournira des informations précieuses pour la conception et l'exploitation du barrage, notamment pour l'irrigation agricole, l'approvisionnement en eau potable et la gestion des ressources en eau dans la région de Bouzina.

2.1 Caractéristique morphologiques du bassin versant

2.1.1 Délimitation du bassin versant

Un bassin versant est une zone géographique délimitée par des crêtes topographiques, dans laquelle toutes les eaux de ruissellement convergent vers un point commun, généralement un cours d'eau principal ou un lac. Il s'agit de l'ensemble du territoire drainé par un réseau hydrographique, comprenant les rivières, les ruisseaux, les affluents et les cours d'eau qui se rejoignent pour former un système cohérent. Le bassin versant est défini par les caractéristiques topographiques, géologiques et hydrologiques de la région, qui influencent le cycle de l'eau, l'écoulement des cours d'eau et la répartition des ressources en eau. L'étude d'un bassin versant est essentielle pour comprendre le comportement hydrologique d'une région donnée, évaluer les ressources en eau disponibles et prendre des décisions éclairées en matière de gestion des ressources hydriques et de protection de l'environnement.

La Figure 2.1 représente la délimitation du bassin versant de barrage de Bouzina.

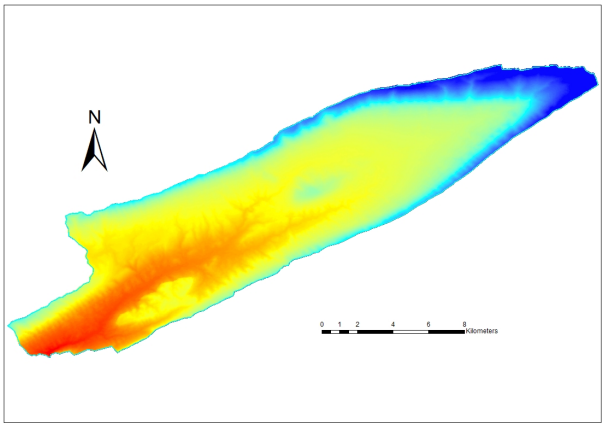


FIGURE 2.1 – Limite du bassin versant

2.1.2 Paramètres géométrique du bassin

Surface du bassin

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 160.5 \text{ Km}^2$$

Périmètre du bassin

Le périmètre est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$P = 73.77 \text{ Km}$$

Longueur du thalweg principale

La longueur du thalweg principale est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant et extraction du réseau hydrographique montré dans la figure 2.2.

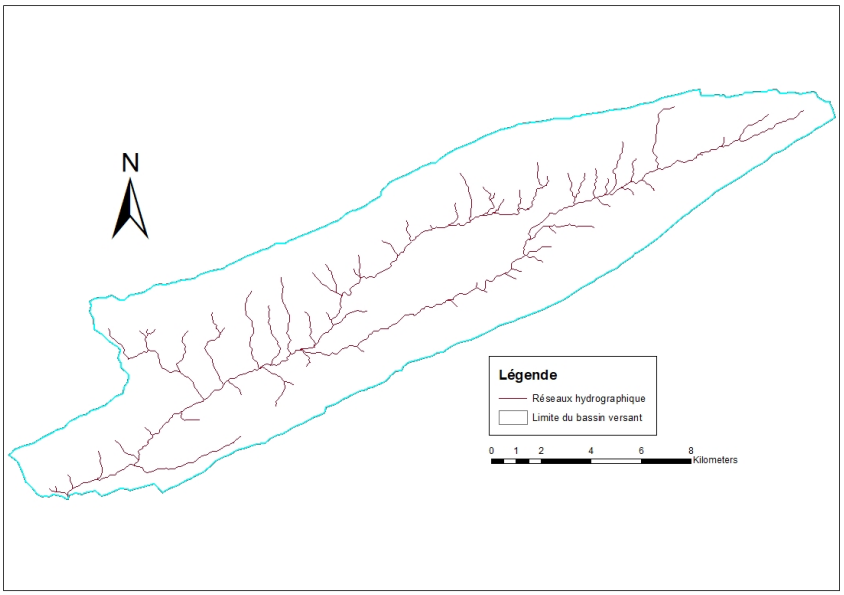


FIGURE 2.2 – Réseau hydrographique

La longueur du thalweg est :

$$L = 34.46 \text{ Km}$$

2.1.3 Paramètres de forme

Indice de compacité de gravelius "Kc" :

L'indice de compacité de Gravelius mesure la compacité d'un réseau de cours d'eau dans un bassin versant. Il évalue la concentration des cours d'eau en comparant leur longueur réelle à une longueur théorique. Cet indice est utilisé pour caractériser la structure et le fonctionnement hydrologique d'une région.

$$K_c = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \tag{2.1}$$

Avec :
K_c : indice de compacité de gravelius ;
P : Périmètre du BV (Km) ;
S : Surface du BV (Km^2) ;
si $K_c = 1$ => basin parfaitement circularisé
si $K_c = 1.128$ => bassin ramassé
si $K_c > 1.128$ => bassin allongé

$$K_c = 1.63 \tag{2.2}$$

d'où notre bassin est de forme « allongé ».

Coefficient d'allongement :

c'est obtenu de l'équation suivante :

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \tag{2.3}$$

ou :
K_p ; Coefficient d'allongement.
L_{cp} : Longueur du thalweg principal.
nous aurons donc :

$$K_p = 7.41 \tag{2.4}$$

Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une représentation simplifiée d'une forme complexe, comme un bassin versant, à l'aide d'un rectangle aux dimensions équivalentes. Il conserve la superficie et le centre de gravité du bassin versant, simplifiant ainsi son analyse sans capturer tous les détails de sa forme originale.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

La Longueur :

$$L = \frac{K_c\sqrt{S}}{1.128}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right] \tag{2.5}$$

La largeur :

$$L = \frac{K_c\sqrt{S}}{1.128}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right] \tag{2.6}$$

On trouve :
$L = 31.488Km$
$l = 5.086Km$

2.1.4 Paramètre de relief

Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est un graphique représentant la répartition altimétrique des terres dans une région. Elle indique les plages d'altitudes et la proportion de la superficie totale correspondante. Elle permet d'analyser la topographie, les variations d'altitude et les caractéristiques morphologiques d'une région. Cette courbe est utile pour comprendre les habitats, l'écoulement des eaux, l'érosion du sol et les impacts environnementaux. C'est un outil important dans la caractérisation altimétrique et l'étude des régions.

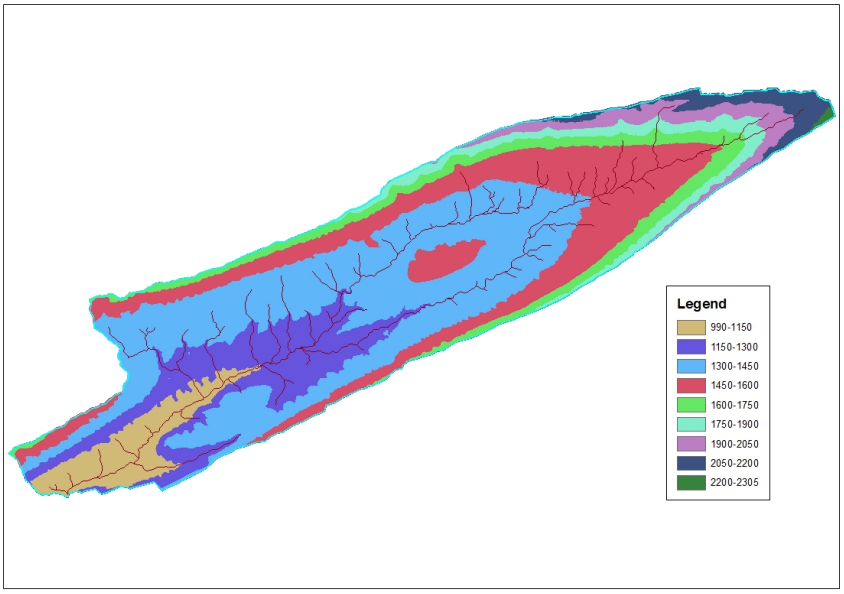


FIGURE 2.3 – Répartition des surfaces par rapport aux altitudes

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du Bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles. Sur un graphique on porte en abscisse la surface exprimée en pourcentage et en ordonnée l'altitude. Cette courbe est donnée dans la figure (2.4) à partir du Tableau (2.1).

TABLE 2.1 – Répartition des surfaces par alltitudes

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
m	Km^2	%	%
990-1150	10.37	6.48	6.48
1150-1300	21.64	13.51	19.99
1300-1450	57.75	36.06	56.05
1450-1600	36.92	23.05	79.11
1600-1750	13.13	8.20	87.31
1750-1900	8.01	5.00	92.31
1900-2050	6.82	4.26	96.57
2050-2200	5.21	3.26	99.83
2200-2304	0.27	0.17	100

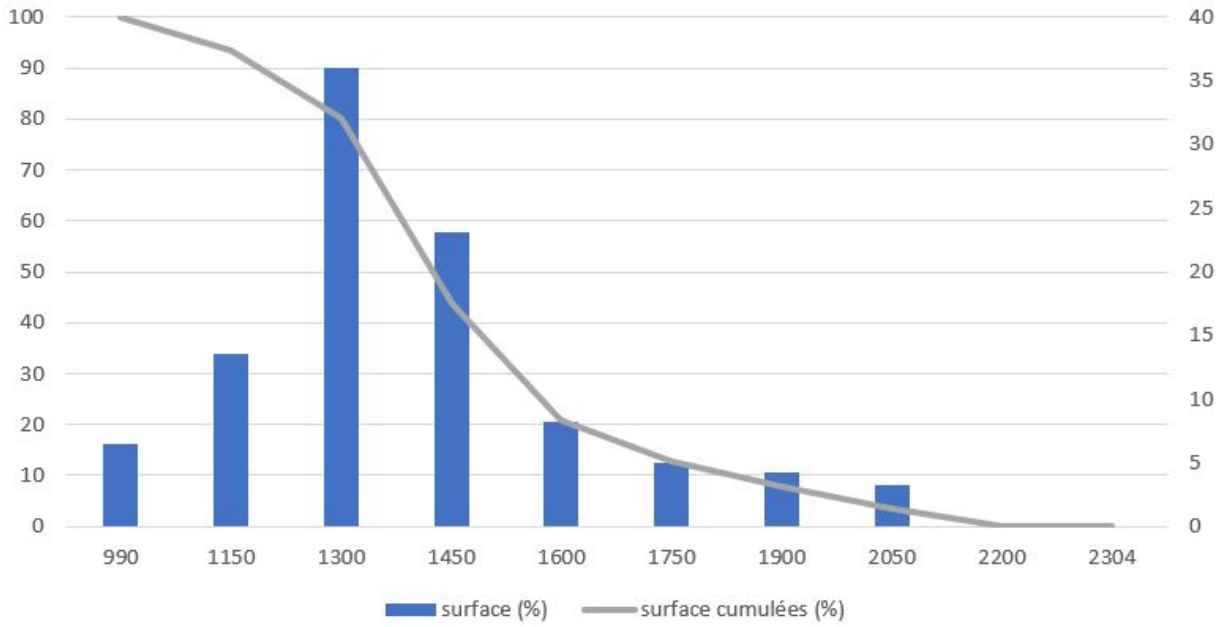


FIGURE 2.4 – Courbe hypsométrique du BV de bouzina

Altitudes caractéristiques :

Les altitudes caractéristiques peuvent être déterminer à partir de la courbe hypsométrique donc on trouve :

L'altitude moyenne est calculé à partir la formule :

$$H_{moy} = \sum_{i=1}^{n} \frac{S_i H_i}{S} \tag{2.7}$$

D'où on trouve : $H_{moy} = 1446m$

L'altitude médiane est trouvé à partir de la courbe hypsométrique ainsi que $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$ donc on trouve :

TABLE 2.2 – Altitudes caractéristiques

Altitudes (m)	Valeur
H_{moy}	1446
H_{med}	1425
$H_{5\%}$	1980
$H_{95\%}$	1125
H_{max}	2305
H_{min}	990

Indices de pente :

Des mesures essentielles pour évaluer l'inclinaison et la variation de la pente à travers le bassin versant. Ces indices fournissent des informations clés sur les caractéristiques topographiques et l'écoulement des eaux de surface dans la région étudiée.

Indice de pente globale I_g :
C'est déterminer d'après la formule :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \tag{2.8}$$

Où :
L : Longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 24.1 \text{ m/km} = 2.41\%$$

Ce qui nous donne un relief assez fort de classe R5

Indice de pente de roche I_p :
L'indice de pente de roche du bassin versant mesure l'inclinaison des surfaces rocheuses

dans la région étudiée. Il est utilisé pour évaluer l'écoulement des eaux, l'érosion des sols et les risques géologiques.

C'est calculé par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \tag{2.9}$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}.

On trouve donc :

$$I_p = 67.8m/km = 6.78\%$$

Indice de pente moyenne I_{pm} :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \tag{2.10}$$

$$I_{pm} = 4.14\%$$

La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta h(0.5l_1 + l_2 + ... + 0.5l_n)}{S} \tag{2.11}$$

Avec :

l_i : longueur totale de courbes de niveau (km).

Δh : Dénivelée (m)

S : surface du bassin versant (km^2)

On trouve donc :

$$I_m = 222.3m/km = 22.23\%$$

Dénivelée spécifique D_s :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M ; appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g\sqrt{S} \tag{2.12}$$

ce qui nous donne :

$$D_s = 304.99$$

On déduit qu'on a un relief fort de classe **R6**.

2.1.5 Paramètres hydrographiques

Pente moyenne du cours d'eau principale

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante.

$$I_c = \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{2.13}$$

Donc on trouve : $I_c = 3.13\%$

Densité de drainage D_d

La densité de drainage mesure la quantité de cours d'eau dans une région. Elle indique le nombre de canaux de drainage par unité de surface et fournit des informations sur le réseau hydrographique d'un bassin versant.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_p = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S} \tag{2.14}$$

On trouve :

$$D_d = 0.756 \text{ Km/Km}^2$$

Temps de concentration T_c

Le temps de concentration est le temps nécessaire à l'eau pour parcourir un bassin versant jusqu'à un point de sortie. Il est utilisé pour évaluer la réponse hydrologique d'un bassin versant à la pluie. Il dépend de facteurs tels que la taille du bassin, la topographie et les caractéristiques du sol.

Il y a plusieurs méthodes pour calculer le temps de concentration, on compte parmi eux :

— **Formule de Turraza**
cette formule est utilisée pour les bassins ayant une superficie supérieure à 40 km².

$$T_c = 1.662(S)^{0.5} \tag{2.15}$$

Avec :
T_c : Le temps de concentration (min).
S : surface du bassin versant (ha).

$$T_c = 210 \text{ min} = 3.5 \text{ h}$$

— **Formule SCS (Soil Conservation service)**

$$T_c = (0.87\frac{L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}})^{0.387} \tag{2.16}$$

Avec :
L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (Km).

$$T_c = 3.59h$$

— **Formule de kirplich**

$$T_c = \frac{L_{cp}^{0.77} I_c^{-0.385}}{52} \tag{2.17}$$

Avec :
L_{cp} : Longueur du cours d'eau en (m).
I_c : Pente du cours d'eau en m/m.

$$T_c = 227min = 3.79 \text{ h.}$$

— **Formule de Ventura**

$$T_c = 76.5\frac{\sqrt{S}}{I_c} \tag{2.18}$$

Avec :
S : Surface en (km²).
I_c : Pente en %.

$$T_c = 308 \text{ min} = 5.13 \text{ h}$$

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de turazza car elle nous donne la valeur la plus petite d'où :

$$t_c = 3.5\text{h}$$

Vitesse de ruisselement

Donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \tag{2.19}$$

D'où :

V_r=9.83 m/s.

Récapitulatif

TABLE 2.3 – Récap des données du bassin versant bouzina

parametres		resultats
perimetre		73.7669
surface		160.15
Lcp		34.46
Kc		1.63
Kp		7.41
rectangle equivalent	L	31.488
	l	5.086
H mediane		1420
H moy		1446
H 5%		1885
H 95%		1125
Hmax		2305
Hmin		1002
I moy		22.23%
Ipg		2.41%
Ipm		4.14%
Ds		304.99
Ic		3.13
Dd		0.76
Tc	SCS	3.597
	kirplich	230.2
	turazza	210.3
	ventura	308.2
	valeur adopté	3.5
Vr		9.83
Ip		6.78%

2.2 Données climatologiques

L'étude climatologique est cruciale pour la construction du barrage de Bouzina. Elle permet d'analyser les conditions climatiques locales, telles que les précipitations et les variations saisonnières, afin de concevoir un barrage adapté aux caractéristiques hydrologiques de la région. Cela garantit une gestion efficace des ressources en eau et minimise les risques liés aux fluctuations du régime hydrique.

2.2.1 Température

Les grandeurs climatologiques caractéristiques sont analysées sur la station climatologique de Biskra.

Le tableau 2.4 donne les valeurs caractéristiques des températures moyennes mensuelles en °C.

La température moyenne annuelle à Biskra est de 22°C.

TABLE 2.4 – Valeurs caractéristiques des températures moyennes mensuelles (°C)

mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec
T moy	12	14	17	21	26	31	34	34	29	23	17	13

2.2.2 L'humidité de l'air

A Biskra, la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 à 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

2.2.3 vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 0.6 m/s à Biskra, sans grande variation d'un mois sur l'autre. Biskra est protégé du nord par le massif des Aurès. Le site de Bouzina est lui-même bien protégé par l'ensemble des crêtes qui l'entoure. On note cependant des phénomènes classiques de vents de vallée et début et fin de journée chaude.

2.2.4 L'évaporation

L'évapotranspiration potentielle pour la zone de Bouzina est estimée sur la base de données et de calculs des stations de Biskra et de Tebessa et en prenant en considération les données d'ETP données par l'ANRH, en 2002. Les valeurs d'évapotranspiration prises en compte dans les calculs sont celles fournies dans le tableau 2.4.

TABLE 2.5 – Valeurs d'évaporation adoptées

mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	sep	oct	nov	dec	Somme
E [mm]	33	47	87	131	174	213	241	213	151	92	49	32	1463

2.2.5 Pluviométrie

L'étude des précipitations se base sur les données de la station pluviométrique de Bouzina. Cette station dispose d'une période de traitement de référence adoptée de 1978-2013 et des précipitations moyennes de l'ordre de 281 mm/an. Cette station est globalement représentative pour la majeure partie du bassin.

TABLE 2.6 – Précipitations moyennes annuelles

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
P_{moy} [mm]	35.2	27.2	30.7	26.5	21.2	24.5	29.2	31.9	26.1	15	2.6	11.3
P_{moy} [%]	12.5	9.7	10.9	9.4	7.5	8.7	10.4	11.3	9.3	5.3	0.9	4

2.3 Étude des précipitations

2.3.1 Test d'homogénéité

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données.

Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe + Pour les valeurs x_i>M et - Pour les valeurs x_i<M
- On calcule les quantités N_s et T_s, avec :
  N_s : Nombre total de séries de + ou –.
  T_s : taille de la plus grande série de + ou –.

La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}) \tag{2.20}$$

$$T_s < 3.3(\log_{10} N + 1) \tag{2.21}$$

TABLE 2.7 – Précipitations inter-annuel de la station de Bouzina

Année	P_{ann}	Année	P_{ann}
1977/1987	207.3	1996/1997	178
1978/1979	240.2	1997/1998	410
1979/1980	256.8	1998/1999	190.5
1980/1981	230.1	1999/2000	253.5
1981/1982	239.4	2000/2001	200.5
1982/1983	171.6	2001/2002	178
1983/1984	269.9	2002/2003	236.3
1984/1985	335	2003/2004	239.8
1985/1986	317.7	2004/2005	263.5
1986/1987	238.8	2005/2006	393.5
1987/1988	378.8	2006/2007	299.3
1988/1989	362	2007/2008	257.5
1989/1990	199.6	2008/2009	495.9
1990/1991	277	2009/2010	420.1
1991/1992	246	2010/2011	395
1993/1994	162.3	2011/2012	269
1994/1995	296	2012/2013	345.5
1995/1996	553.6	2013/2014	113.4

D'après le tableau 2.7 on trouve la valeur de la valeur médiane est de M=257.5 mm.

TABLE 2.8 – Résultats du test de la médiane

Année	P_{ann}	signe	Année	P_{ann}	signe
1977/1978	207.3	-	1995/1996	178	-
1978/1979	240.2	-	1996/1997	410	+
1979/1980	256.8	+	1997/1998	190.5	-
1980/1981	230.1	-	1998/1999	253.5	-
1981/1982	239.4	-	1999/2000	200.5	-
1982/1983	171.6	-	2000/2001	178	-
1983/1984	269.9	+	2001/2002	236.3	-
1984/1985	335	+	2002/2003	239.8	-
1985/1986	317.7	+	2003/2004	263.5	+
1986/1987	238.8	-	2004/2005	393.5	+
1987/1988	378.8	+	2005/2006	299.3	+
1988/1989	362	+	2006/2007	257.5	-
1989/1990	199.6	-	2007/2008	495.9	+
1990/1991	277	+	2008/2009	420.1	+
1991/1992	246	-	2009/2010	395	+
1992/1993	162.3	-	2010/2011	269	+
1993/1994	296	+	2011/2012	345.5	+
1994/1995	553.6	+	2012/2013	113.4	-

D'après le tableau 2.8 on trouve $N_s = 19$ et $T_s = 6$.
Vérification des conditions du test :

$$N_s = 19 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}) = 12.69 \tag{2.22}$$

$$T_s = 6 < 3.3(\log_{10} N + 1) = 8.44 \tag{2.23}$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles de la station de Bouzina est homogène.

2.3.2 Estimation des pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous amène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

TABLE 2.9 – Caractéristique empirique de la station de Bouzina

Caractéristique	Valeur
Nombre de données	42
Moyenne	34.9
Écart-type	15.5
Médiane	31
Coefficient de variation	0.445

Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

On opte pour les deux loi suivante :

· **Loi de Gumbel**

· **Log normal** (Loi de Galton)

Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON) :

Sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{u} \exp \frac{-u^2}{2} \tag{2.24}$$

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$T = \frac{1}{1-q}$ et $q = \frac{m-0.5}{n}$

Avec :

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille d'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma U_{p\%} \tag{2.25}$$

σ :Ecart-type

x_{moy} : Hauteur de pluie moyenne

$U_{p\%}$: Variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 2.10 suivant et le graphique par la figure 2.5.

TABLE 2.10 – Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log normal

T(ans)	Fréquence	Pj_{max}	Ecart-type	Intervale de confiance
10000	0.9999	135	22.6	90.2-179
5000	0.9998	126	20.3	85.9-165
2000	0.9995	114	17.3	80.3-148
1000	0.999	106	15.2	75.9-135
500	0.998	97.5	13.2	71.6-123
200	0.995	86.8	10.8	65.7-108
100	0.99	78.9	9.07	61.1-96.7
50	0.98	71.0	7.48	56.4-85.7
20	0.95	60.7	5.55	49.8-71.6
10	0.9	52.8	4.24	44.5-61.1
5	0.8	44.6	3.08	38.6-50.7
3	0.667	38.1	2.36	33.5-42.7
2	0.5	32.3	1.91	28.6-36.1

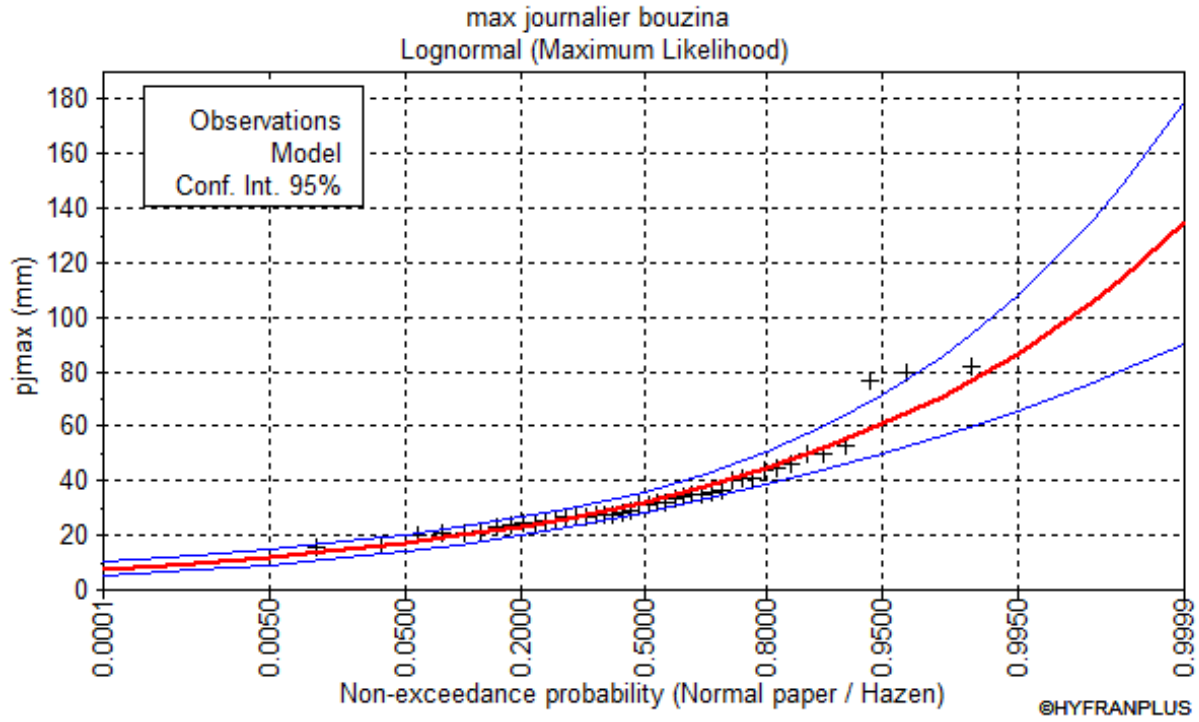


FIGURE 2.5 – Représentation graphique de la loi Log-normale

Test d'adéquation de la loi Log-Normal :
Résultat de la statistique : $X^2 = 4.86$

TABLE 2.11 – Caractéristiques de la loi Log-normale

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	34.8	34.9
Écart-type	13.8	15.5
Médiane	32.3	31
Coefficient de variation	0.398	0.445

Ajustement à la loi de Gumbel :
Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{2.26}$$

Tel que : y=a(X-X_0)
L'équation de la droite de Gumbel :

$$Pj_{max} = \frac{1}{a}y + X_0 \tag{2.27}$$

$$y = -ln(-ln(F(x))) \tag{2.28}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 2.12 suivant et le graphique par la figure 2.6.

TABLE 2.12 – Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	Fréquence	Pj_{max}	Écart-type	Intervale de confiance
10000	0.9999	121	12	97.7-145
5000	0.9998	114	11.1	92.4-136
2000	0.9995	105	9.99	85.4-125
1000	0.999	98	9.15	80.1-116
500	0.998	91	8.31	74.8-107
200	0.995	81.8	7.20	67.7-95.9
100	0.99	74.8	6.36	62.3-87.3
50	0.98	67.8	5.53	56.9-78.6
20	0.95	58.4	4.44	49.7-67.1
10	0.9	51.2	3.62	44.1-58.3
5	0.8	43.6	2.81	38.1-49.1
3	0.667	37.6	2.23	33.2-42.0
2	0.5	32.2	1.82	28.6-35.8

Test d'adéquation de la loi Log-Normal :
Résultat de la statistique : $X^2 = 4.95$

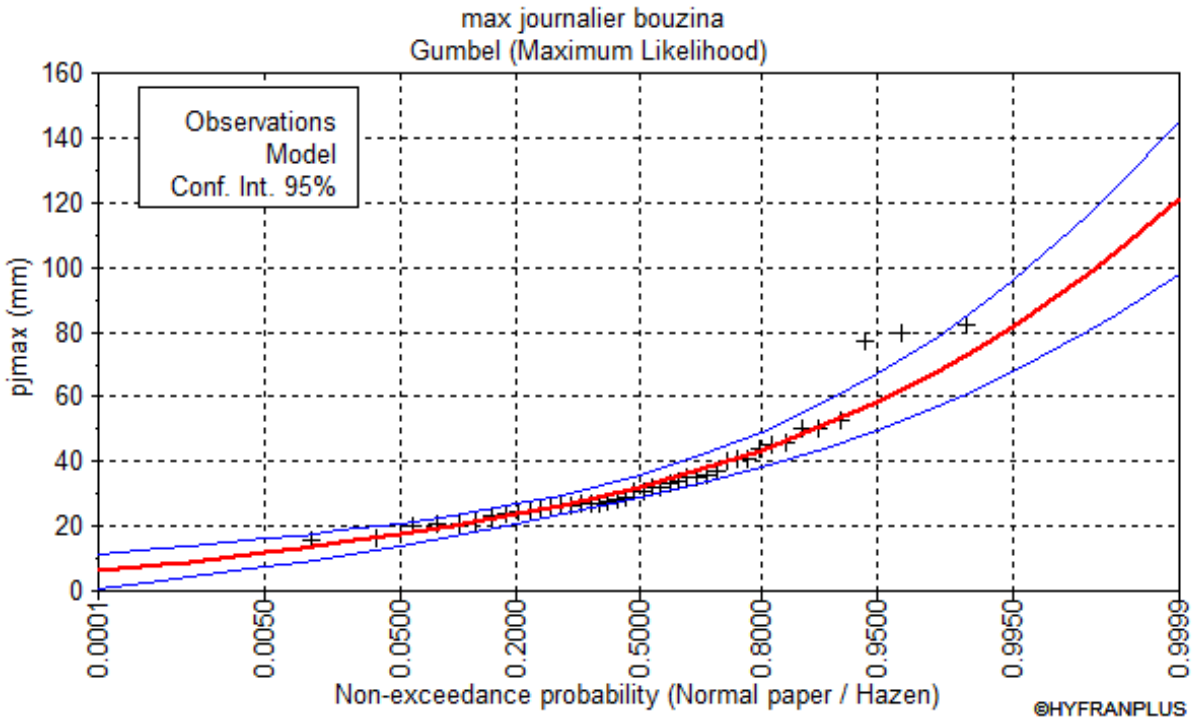


FIGURE 2.6 – Représentation graphique de la loi de Gumbel

TABLE 2.13 – Caractéristiques de la loi de Gumbel

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	34.3	34.9
Écart-type	12.9	15.5
Médiane	32.2	31
Coefficient de variation	0.376	0.445

Interprétation

En analysant les résultats des deux ajustements effectués et en les comparant graphiquement, on peut conclure que la pluie maximale journalière suit une distribution log-normale (Galton). Cette conclusion est basée sur plusieurs observations : tous les points de données se trouvent à l'intérieur de l'intervalle de confiance, ils sont plus proches de la droite de Henry, et aucune valeur négative des pluies maximales journalières n'est observée suite à cet ajustement.

CHAPITRE

3

HYDROLOGIE DES BARRAGES

3.1 Évaluation des apports liquides

3.1.1 Apports liquides

Estimation de l'apport moyen annuel A_0

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de barrage de Bouzina est calculée par analogie avec le bassin versant de Djemourah.

TABLE 3.1 – Apports moyennes annuelles de la station de Djemourah

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
A[hm^3]	1.46	0.86	0.58	0.56	1.15	1.33	2.07	1.34	0.71	0.31	0.98	0.33

L'apport moyen annuel du site (sous bassin 2) est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st}(\frac{S_{bvsite}}{S_{bvst}}) \tag{3.1}$$

Avec :

— A_{site} : apport moyenne inter-annuelle du site

— A_{st} : apport moyenne inter-annuelle du bassin voisin

— S_{bvsite} : Surface du bassin versant de site

— S_{bvst} : Surface du bassin versant voisin

La surface du bassin versant de Djemourah est : S_{bvst}= 586.65 km².

TABLE 3.2 – Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
$A_{st}[hm^3]$	1.46	0.86	0.58	0.56	1.15	1.33	2.07	1.34	0.71	0.31	0.98	0.33
$A_{site}[hm^3]$	0.4	0.24	0.16	0.15	0.31	0.36	0.56	0.37	0.19	0.09	0.27	0.09
$A_{site}[\%]$	12.52	7.40	4.99	4.76	9.84	11.35	17.69	11.47	6.05	2.69	8.38	2.86

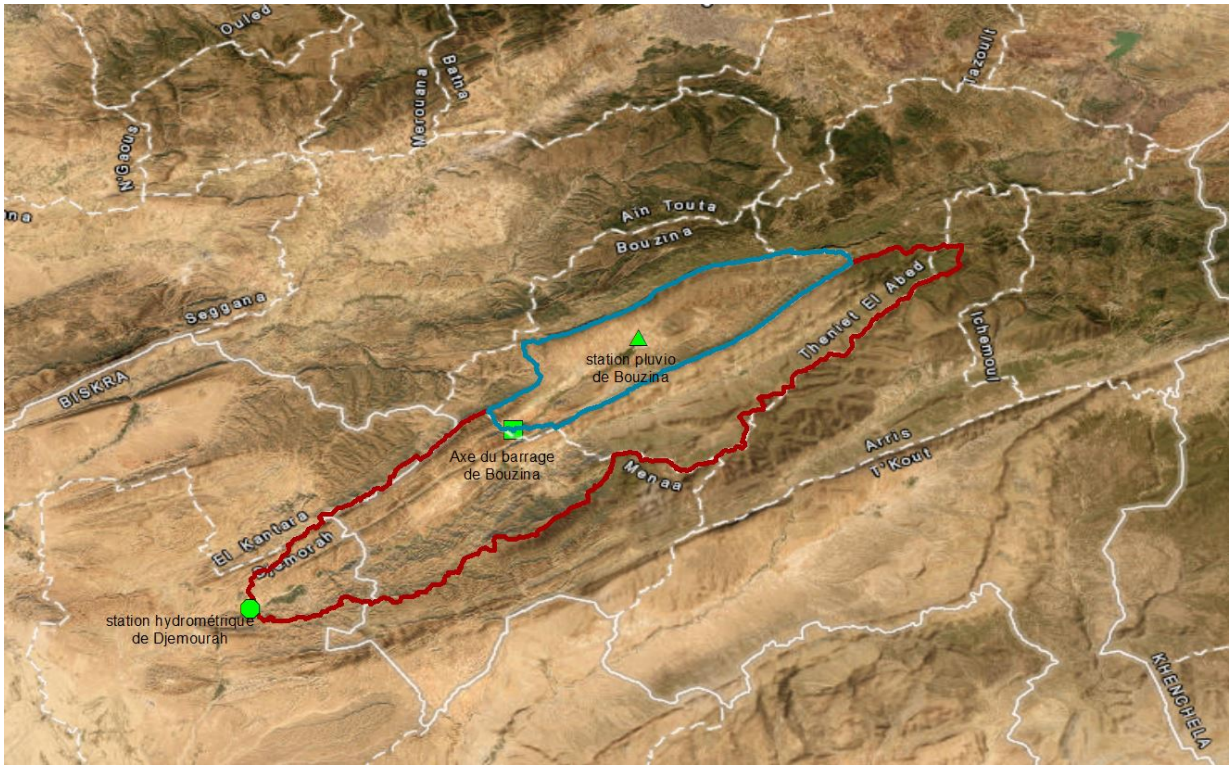


FIGURE 3.1 – Bassin versant de djemourah

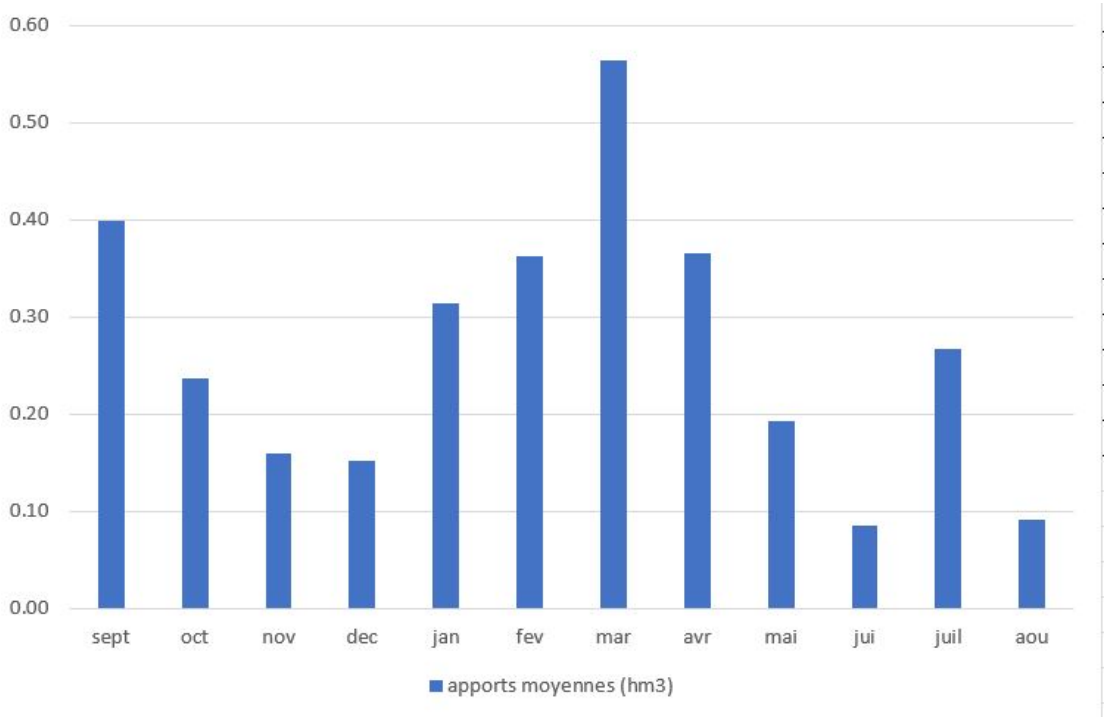


FIGURE 3.2 – Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

Module d l'écoulement

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \tag{3.2}$$

Avec :

— A_0 : Apport moyen annuel.

— T : temps d'une année en seconde.

$$M_e = 101.15 \text{ l/s.}$$

Module d'écoulement relatif

Donné par l'équation :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \tag{3.3}$$

$$M_0 = 0.63 \text{ l/s/km}^2.$$

Lame d'eau écoulée

Elle est donné par la formule suivante :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \tag{3.4}$$

$$L_e = 19.91 \text{ mm}$$

Coefficient de l'écoulement

Il est donnée par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \tag{3.5}$$

On aura donc :

$$C_e = 0.07$$

3.1.3 Apports fréquentiels

Les apports fréquentiels sont déterminés par l'ajustement de la série des apports de la station hydrométrique de Djemourah.

Ajustement à la loi de Gumbel

L'ajustement à la loi de Gumbel nous a donné les résultats suivants :

TABLE 3.3 – Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	Fréquence	A_0	Ecart-type	Intervale de confiance
10000	0.9999	15.4	2.65	10.2-20.6
2000	0.9995	13.1	2.21	8.76-17.4
1000	0.999	12.1	2.02	8.14-16.1
200	0.995	9.81	1.59	6.7-12.9
100	0.99	8.82	1.4	6.07-11.6
50	0.98	7.82	1.22	5.44-10.2
20	0.95	6.5	0.975	4.59-8.41
10	0.9	5.47	0.792	3.92-7.02
5	0.8	4.4	0.612	3.2-5.6

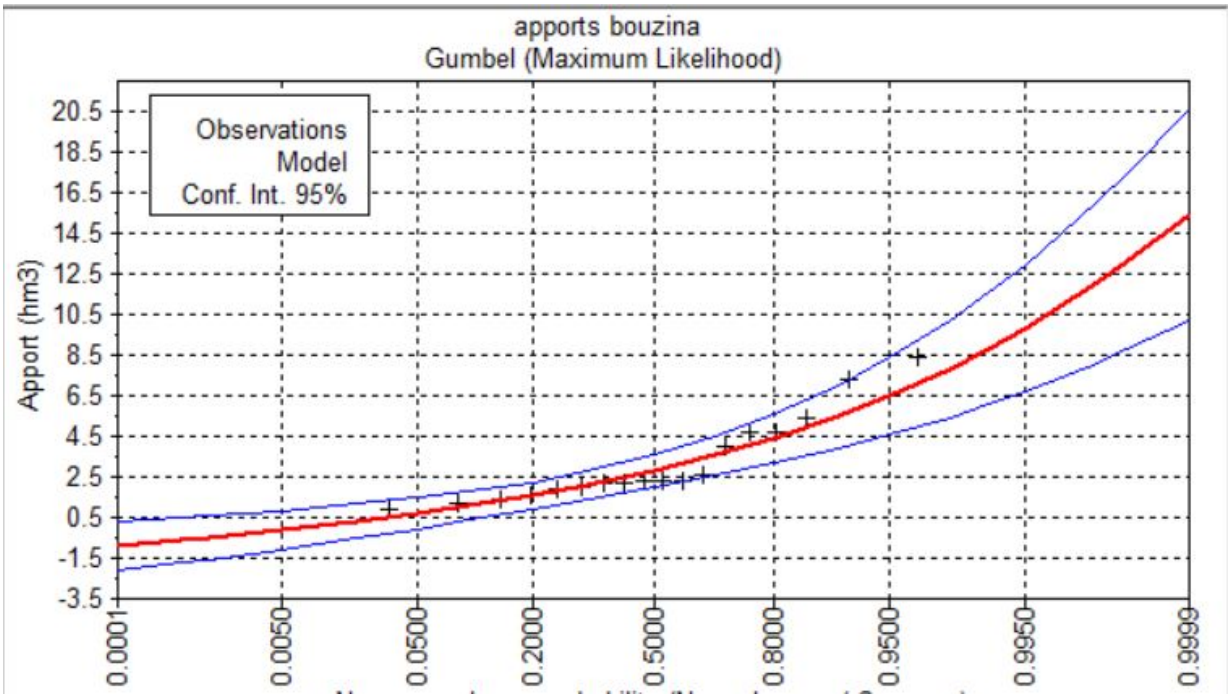


FIGURE 3.3 – Représentation graphique de la loi de Gumbel

Test d'adéquation de la loi Log-Normal :
Résultat de la statistique : $X^2 = 6.67$

TABLE 3.4 – Caractéristiques de la loi de Gumbel

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	3.09	3.19
Écart-type	1.83	2.13
Médiane	2.79	2.29
Coefficient de variation	0.592	0.668

$$A_{80\%} = 4.4Hm^3$$

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

TABLE 3.5 – Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ du site

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
$A_{80\%}[hm^3]$	0.55	0.33	0.22	0.21	0.43	0.50	0.78	0.50	0.27	0.12	0.37	0.13
$A_{site}[\%]$	12.52	7.40	4.99	4.76	9.84	11.35	17.69	11.47	6.05	2.69	8.38	2.86

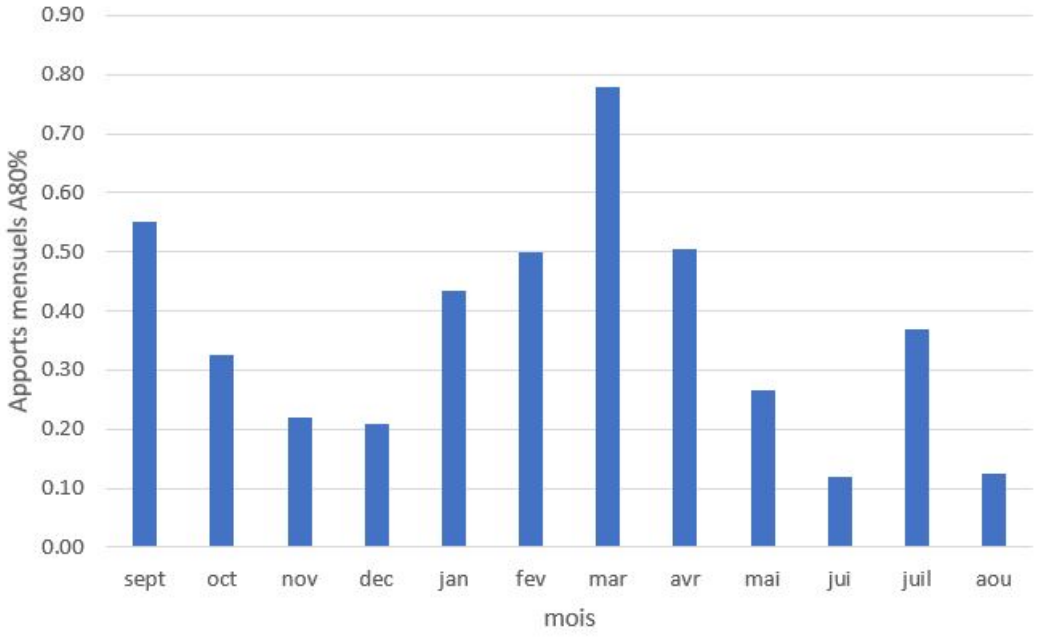


FIGURE 3.4 – La répartition mensuelle de l'apport annuel

3.2 Étude des crues

L'étude des crues pour la construction du barrage revêt une importance cruciale. Elle vise à comprendre les crues potentielles dans le bassin versant, évaluant les débits maximums, les périodes de retour et les schémas hydrologiques. Ces informations essentielles permettent de concevoir et dimensionner le barrage, ainsi que d'établir des mesures de gestion des crues pour assurer sa sécurité et sa performance.

3.2.1 Ajustement des valeurs observées-Station de Djemourah

L'existence de la station hydrométrique de Djemourah nous permet d'utiliser des mesures pour la détermination du débit max pour différentes fréquences. Pour cela utilise l'ajustement de la série des débits maximum à la loi de Gumbel.

TABLE 3.6 – Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	Fréquence	Q_{max}	Écart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	520	115	294-747
2000	0.9995	440	95.7	253-628
1000	0.999	405	87.2	235-576
200	0.995	325	67.6	193-458
100	0.99	290	59.2	174-406
50	0.98	256	50.8	156-355
20	0.95	209	39.8	131-287
10	0.9	173	31.5	111-235

3.2.2 Calcul des débits extrapolés par la méthode du GRADEX

La méthode du Gradex, développée par EDF pour la sécurité des grands barrages, est utilisée couramment en France pour l'estimation des débits de fréquences rare et exceptionnelle. La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits.

Cette méthode concerne des bassins versants de superficie moyenne inférieure à 5000 km2 dont le terrain est relativement imperméable. pour les régions de climat tempéré et homogène.

Cette méthode repose sur deux hypothèses fondamentales :

— Une hypothèse probabiliste.

— Une hypothèse déterministe

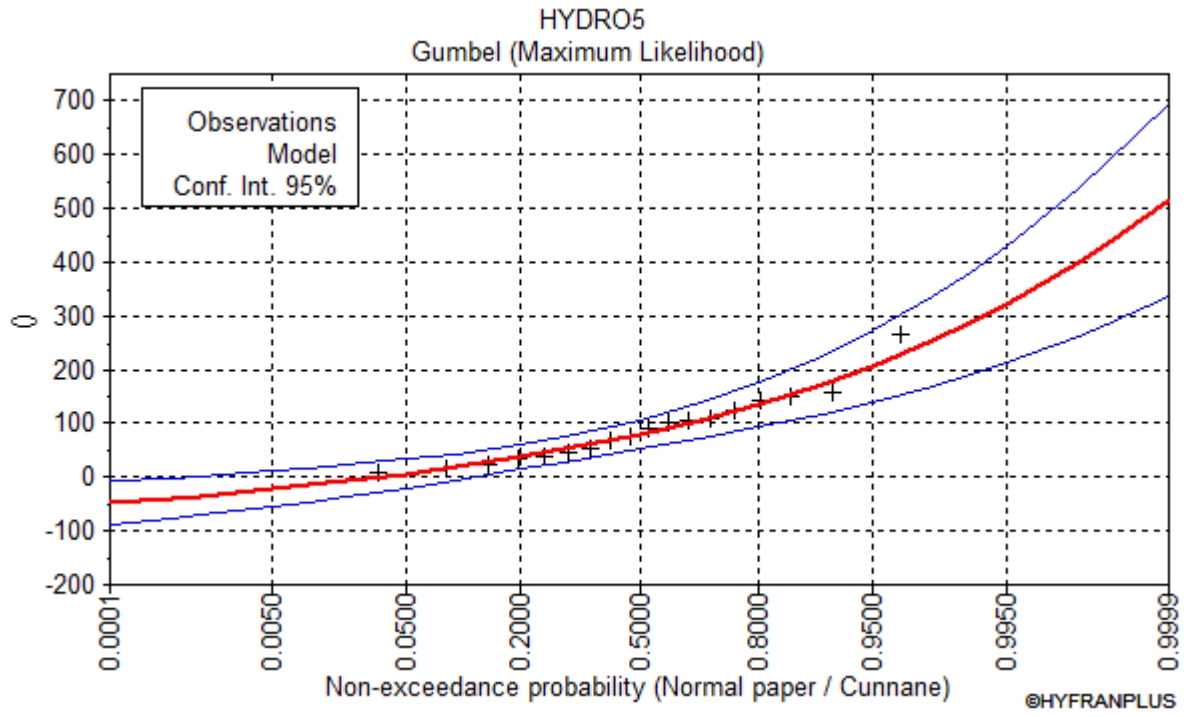


FIGURE 3.5 – Représentation graphiques des débits max journalières

Principe de la méthode :

Le principe de la méthode est de considérer que la droite de distribution des débits est parallèle à partir du seuil, correspondant au temps de retour 10 ans, à celle des pluies.

Donc on prend le débit décennale trouvé pour la station de Djemourah

$$Q_{maxj}(10ans)=173m^3/s$$

On extrapole les débits max de Bouzina à partir de la station pluviométrique de Bouzina.

Les résultats trouvé sont montré sur le tableau 3.7.

3.2.3 Hydrogramme des crues

Pour la détermination de l'hydrogramme de crue on utilise la méthode de Sokolovski. La méthode de Sokolovski se base sur deux formules, la première est en fonction du temps de monté et la deuxième est en fonction du temps de décrue.

La période de monté :

$$Q_m = Q_{max}(\frac{t}{t_m})^2 \tag{3.6}$$

La période de décrut :

$$Q_d = Q_{max}(\frac{t_d - t}{t_d})^3 \tag{3.7}$$

TABLE 3.7 – Résultats de calcul méthodes GRADEX

T	fréquence	u	P estimées	Q_{moy} extrapolés	Q_{moy} extrapolés	Q_{max} extrapolés
ans	-	-	mm/24h	mm/24h	m3/s	m3/s
10	0.9	2.250	55.20	93.42	173.0	605.5
20	0.95	2.970	63.92	102.14	189.2	662.0
40	0.975	3.676	72.48	110.70	205.0	717.5
50	0.98	3.902	75.22	113.43	210.1	735.2
100	0.99	4.600	83.68	121.90	225.7	790.1
200	0.995	5.296	92.11	130.33	241.3	844.7
250	0.996	5.519	94.82	133.04	246.4	862.3
500	0.998	6.214	103.23	141.45	261.9	916.8
1000	0.999	6.907	111.64	149.85	277.5	971.3
2000	0.9995	7.601	120.04	158.26	293.1	1025.7
5000	0.9998	8.517	131.14	169.36	313.6	1097.7
10000	0.9999	9.210	139.54	177.76	329.2	1152.2

Avec :

$$t_m = t_c \tag{3.8}$$

$$t_d = \delta t_c \tag{3.9}$$

Q_m :Débit instantané de la montée (m3/s).
Q_d : Débit instantané de la décrue (m3/s).
t_m : Temps de la montée de la crue en heures.
t_d : Temps de la décrue en (heures) ;
t_c : Temps de concentration en (heures) ;
δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.
Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s)

TABLE 3.8 – Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend δ=4 ; on aura donc :

$$t_m = t_c\text{=3.5 heures}$$
$$t_d = 14 \text{ heures.}$$

TABLE 3.9 – Hydrogramme des crues des différentes période de retour

t (heures)	périodes de retour					
	10	50	100	1000	5000	10000
	173	735.2	790.1	971.3	1097.7	1152.2
0	0	0	0	0	0	0
0.5	4	15	16	20	22	24
1	14	60	64	79	90	94
1.5	32	135	145	178	202	212
2	56	240	258	317	358	376
2.5	88	375	403	496	560	588
3	127	540	580	714	806	847
3.5	173	735	790	971	1098	1152
4	155	659	708	871	984	1033
4.5	139	589	633	778	879	923
5	123	523	562	691	781	820
5.5	109	463	498	612	691	726
6	96	407	438	538	608	639
6.5	84	357	383	471	532	559
7	73	310	333	410	463	486
7.5	63	268	288	354	400	420
8	54	230	247	303	343	360
8.5	46	195	210	258	292	306
9	39	165	177	217	246	258
9.5	32	137	147	181	205	215
10	27	113	121	149	169	177
10.5	22	92	99	121	137	144
11	17	74	79	97	110	115
11.5	14	58	62	76	86	91
12	10	45	48	59	67	70
12.5	8	33	36	44	50	52
13	6	24	26	32	36	38
13.5	4	17	18	23	26	27
14	2.7	11.5	12.3	15.2	17.2	18
14.5	1.7	7.2	7.8	9.6	10.8	11.3
15	1	4.2	4.5	5.53	6.25	6.56
15.5	0.50	2.1	2.3	2.8	3.2	3.36
16	0.21	0.9	0.97	1.2	1.35	1.42
16.5	0.06	0.27	0.29	0.35	0.4	0.42
17	0.01	0.03	0.04	0.04	0.05	0
17.5	0	0	0	0	0	0

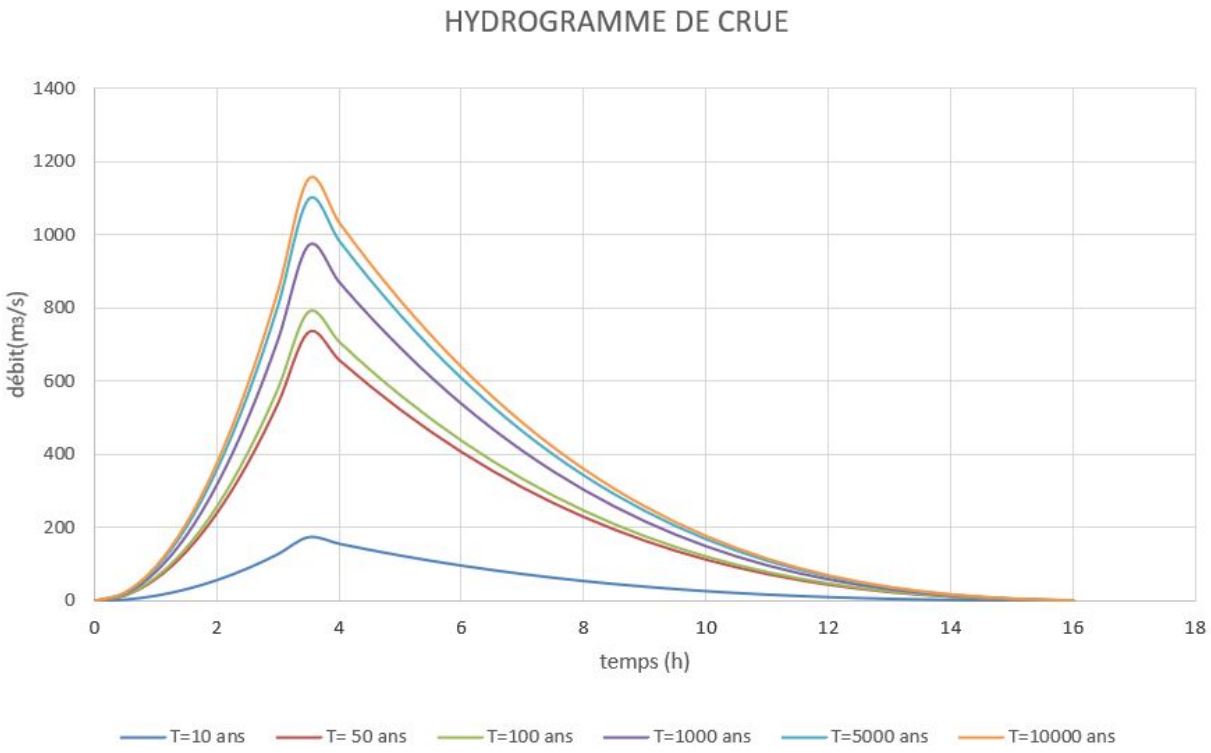


FIGURE 3.6 – Hydrogramme des crues pour différentes période de retour

3.3 Apports solides et estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

La lutte contre l'envasement des retenues passe par l'estimation les valeurs les plus probables des apports solides. Pour faire en Algérie des formules empiriques peuvent être utilisées ainsi les observations au niveau des stations hydrométriques.

Le calcul du volume mort se base sur la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s S T}{\gamma_s} \tag{3.10}$$

Avec :

- E_s : Erosion spécifique (t/km^2/ans)
- S : surface du bassiv versant (km^2)
- T : temps d'exploitation
- γ_s : poids spécifique des sédiments (1.2 tonne/m^3)

Pour déterminer l'érosion spécifique il y a plusieurs méthodes :

3.3.1 formule Tixeront

La formule de Tixeront prend en considération la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité. Elle se présente sous plusieurs forme sous en fonction de la perméabilité du bassin versant :

$$E_s = \alpha L_r^{0.15} \tag{3.11}$$

Avec :

L_r : Lame d'eau ruisselée en mm.

α : Facteur dépend de perméabilité du bassin versant.

Dans notre cas on prend α=350.

Donc on trouve :

$$E_s = 350 * 19.91^{0.15} = 458.19 \text{ t/km}^2\text{/an}$$

3.3.2 Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36}(\frac{P_m^2}{P_a})^{2.65}(\frac{h^2}{S})^{0.46} \tag{3.12}$$

Avec :

— P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

— P_a : Pluie moyenne annuelle.

— h=45%$(H_{max} - H_{min})$

— S : Surface du bassin versant.

On trouve donc :

$$E_s = 48.71 \text{ t/km}^2\text{/an}$$

3.3.3 Formule de Saidi

$$E_s = 19.M_0^{1.246}C_e^{-0.885} \tag{3.13}$$

Avec :

— M_0 : Module d'écoulement spécifique.

— C_e : Coefficient de l'écoulement.

On trouve :

$$E_s = 112.41 \text{ t/km}^2\text{/an}$$

3.3.4 Calcul du volume mort

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

TABLE 3.10 – Volume mort par chaque méthode

Formule	E_s	V_m (Mm^3)
Formule Tixeront	458.19	3.66
Formule Fournier	48.71	0.33
Formule Saidi	112.41	0.75

Les Trois formules utilisées pour la détermination de l'érosion spécifique ont données des valeurs différentes entre 0.33 Mm3 et 3.66 Mm3. Pour le cas du barrage de Bouzina on opte au résultat de la formule de Tixeront qui est la plus utilisées en Algérie.

Tenant compte du transport solide par charriage qui est estimé de (10% à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 0,54Mm3

$$V_m = 4.2Mm^3$$

3.4 Régularisation des débits

L'évaluation du volume régularisé est un aspect crucial dans l'étude hydrologique du barrage de Bouzina. Il s'agit de calculer le volume d'eau qui sera stocké de manière régulière et contrôlée par le barrage, afin de répondre aux besoins en eau, à l'irrigation ou à d'autres utilisations prévues. Différentes méthodes sont utilisées, telles que l'analyse des données hydrologiques, l'utilisation de modèles et la simulation des débits. L'objectif est d'obtenir un débit régulier en aval du barrage, minimisant ainsi les fluctuations et assurant une utilisation efficace des ressources en eau.

3.4.1 Courbe hauteur surface volume

La courbe Hauteur-volume est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta H_i \tag{3.14}$$

Avec :

— ΔV_i : Le volume entre deux courbes de niveau consécutives.

— S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2.

— S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i-1} en m^2.

— ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

TABLE 3.11 – Hauteur Surface Volume

cote NGA (m)	surface (ha)	capacité (Mm3̂)
990	0	0
993	0.231481482	0.003472222
996	0.540123457	0.015046296
999	1.929012346	0.052083333
1002	3.395061729	0.131944444
1005	5.169753087	0.260416667
1008	8.101851852	0.459490741
1011	12.26851852	0.765046296
1014	15.70554251	1.184657212
1017	20.29320988	1.724638497
1020	25.28211806	2.408268416
1023	31.8059883	3.264590012
1026	39.22405478	4.330040658
1029	47.40276572	5.629442966
1032	55.90240787	7.179020569
1035	65.14762736	8.994771098
1038	76.60328282	11.12103475
1041	87.94746643	13.58929599
1044	100.5413675	16.4166285
1047	114.3647085	19.64021964
1050	130.2933239	23.31009013
1053	146.0835871	27.45574379
1056	163.8900495	32.10534834
1059	181.4299412	37.2851482
1062	200.4504952	43.01335475
1065	220.3970543	49.32606799

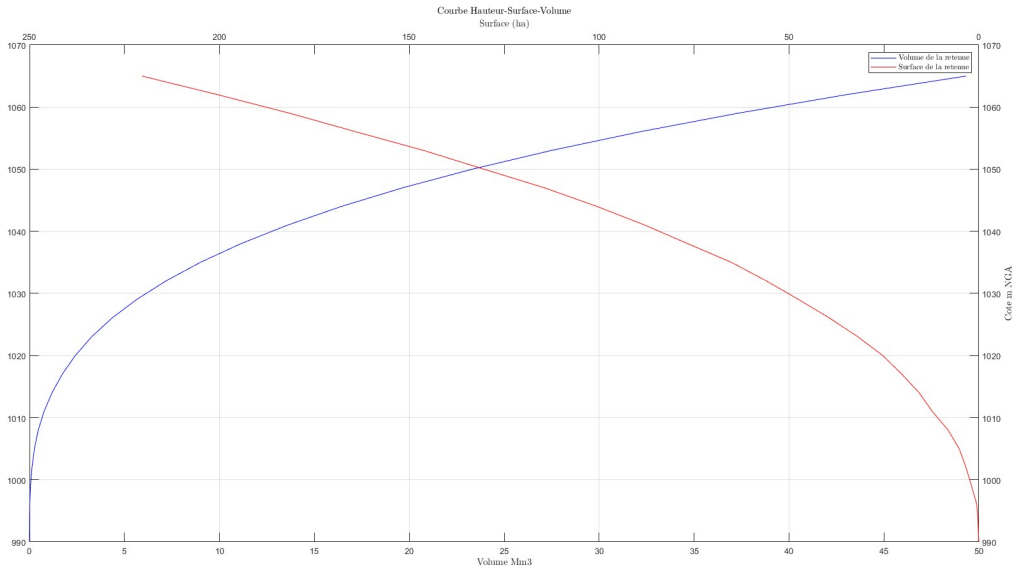


FIGURE 3.7 – Courbe hauteur Surface Volume

3.4.2 Répartition mensuelle des besoins

Le barrage de Bouzina est destiné essentiellement à l'irrigation et à l'AEP avec une répartition mensuelle définit dans le tableau ci-dessous :

TABLE 3.12 – Répartition mensuelle des besoins

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
$U_{80\%}$ (Mm3)	0.21	0.17	0	0	0	0	0.038	0.152	0.247	0.342	0.4	0.342
$U_{80\%}$ (%)	11	9	0	0	0	0	2	8	13	18	21	18

3.4.3 Détermination de la période de bonne hydraulicité

TABLE 3.13 – Calcul de bonne hydraulicité

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
$A_{80\%}$(Mm3)	0.55	0.33	0.22	0.21	0.43	0.50	0.78	0.50	0.27	0.12	0.37	0.13
U80% (Mm3)	0.34	0.28	0	0	0	0	0.06	0.25	0.40	0.56	0.65	0.56
A-U	0.21	0.05	0.22	0.21	0.43	0.50	0.72	0.26	-0.14	-0.44	-0.28	-0.43
somme	2.59								-1.30			

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu' au mois d'Avril.

3.4.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Dans cette partie on ne va pas prendre en considération les différentes pertes comme les pertes par évaporation et celle par infiltration. Le calcul se fait suivant deux consignes d'exploitation.

TABLE 3.14 – Régularisation sans tenir compte au pertes

Mois	A80% (Mm3)	U80% (Mm3)	A-U	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	0.55	0.34	0.21	4.41	4.2		3.99	4.2	0.21
					4.41	0	4.15	4.2	0.05
oct	0.33	0.28	0.05	4.45	4.45	0	3.98	4.2	0.22
nov	0.22	0	0.22	4.67	4.67	0	3.99	4.2	0.21
dec	0.21	0	0.21	4.88	4.88	0	3.77	4.2	0.43
jan	0.43	0	0.43	5.32	5.32	0	3.70	4.2	0.17
fev	0.50	0	0.50	5.82	5.50	0.32	4.53	4.53	0
mar	0.78	0.06	0.72	6.22	5.50	0.72	5.25	5.25	0
avr	0.50	0.25	0.26	5.76	5.50	0.26	5.50	5.50	0
mai	0.27	0.40	-0.14	5.36	5.36	0	5.36	5.36	0
jui	0.12	0.56	-0.44	4.92	4.92	0	4.92	4.92	0
juil	0.37	0.65	-0.28	4.64	4.64	0	4.64	4.64	0
aou	0.13	0.56	-0.43	4.20	4.20	0	4.20	4.20	0
						1.29	S		1.29

Le volume mort est de : 4.2 Mm^3. Tel que : $V_s = 2.59\ Mm^3$ et $V_d = 1.30\ Mm^3$. Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excèdent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d$$
$$V_u = V_d = 1.30\ Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_u = 4.20 + 1.30 = 5.50\ Mm^3$

3.4.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Estimation des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

— Pertes par évaporation.

— Pertes par infiltration.

Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} E_s \tag{3.15}$$

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Smoy est déterminée à partir de la courbe capacité-hauteur).

Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \tag{3.16}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

Le tableau ci-dessous représente les résultats du calcul des pertes :

TABLE 3.15 – Calcul des pertes

Mois	E [mm]	Vm	Sm	Vep Mm3	Vinf Mm3	II Mm3
sep	151	4.305	38.06	0.057	0.032	0.090
oct	92	4.43	38.9	0.036	0.033	0.069
nov	49	4.56	39.77	0.019	0.034	0.054
dec	32	4.775	41.18	0.013	0.036	0.049
jan	33	5.095	43.26	0.014	0.038	0.052
fev	47	5.405	45.23	0.021	0.041	0.062
mar	87	5.5	45.83	0.040	0.041	0.081
avr	131	5.5	45.83	0.060	0.041	0.101
mai	174	5.43	45.39	0.079	0.041	0.120
jui	213	5.14	43.55	0.093	0.039	0.131
juil	241	4.78	41.22	0.099	0.036	0.135
aou	213	4.42	38.83	0.083	0.033	0.116

Les résultats de la régularisation en tenant compte des pertes sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLE 3.16 – Régularisation des débits en tenant compte des pertes

Mois	$A_{80\%}\ Mm^3$	$U_{80\%}\ Mm^3$	II Mm^3	A-U-II	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	0.55	0.34	0.090	0.12	4.32	4.2		4.08	4.2	0.12
						4.32	0	4.22	4.2	-0.02
oct	0.33	0.28	0.069	-0.02	4.32	4.29	0	4.03	4.2	0.12
nov	0.22	0	0.054	0.17	4.46	4.46	0	4.25	4.25	0.00
dec	0.21	0	0.049	0.16	4.62	4.62	0	4.41	4.41	0.00
jan	0.43	0	0.052	0.38	5.00	5.00	0	4.79	4.79	0.00
fev	0.50	0	0.062	0.44	5.44	5.44	0.00	5.22	5.22	0
mar	0.78	0.06	0.081	0.64	6.07	6.00	0.10	5.86	5.86	0
avr	0.50	0.25	0.101	0.15	6.15	6.00	0.15	6.00	6.00	0
mai	0.27	0.40	0.120	-0.26	5.74	5.74	0	5.74	5.74	0
jui	0.12	0.56	0.131	-0.57	5.17	5.17	0	5.17	5.17	0
juil	0.37	0.65	0.135	-0.42	4.75	4.75	0	4.75	4.75	0
aou	0.13	0.56	0.116	-0.55	4.20	4.20	0	4.20	4.20	0

On trouve :

$$V_{s1} = 0.12Mm^3$$
$$V_{d1} = 0.02Mm^3$$
$$V_{s2} = 1.94Mm^3$$
$$V_{d2} = 1.8Mm^3$$

Donc : la retenue fonctionne à 2 temps.
donc : $V'_u = V_{d2} = 1.8Mm^3$.
Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V'_u + V_m = 6Mm^3$
Nous avons :

$$E = \frac{Vu' - Vu}{Vu} = \frac{(1.8 - 1.3)}{1.3} = 38.46\% > 2\%.$$

Donc on doit faire des approximations successives du volume moyen. Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés :

TABLE 3.17 – Calcul des pertes aprés approximation

Mois	E [mm]	Vm	Sm	Vep Mm3	Vinf Mm3	II Mm3
sep	151	4.26	37.76	0.057	0.032	0.089
oct	92	4.31	38.09	0.035	0.032	0.067
nov	49	4.38	38.57	0.019	0.033	0.052
dec	32	4.54	39.63	0.013	0.034	0.047
jan	33	4.81	41.41	0.014	0.036	0.050
fev	47	5.22	44.06	0.021	0.039	0.060
mar	87	5.72	47.2	0.041	0.043	0.084
avr	131	6	48.92	0.064	0.045	0.109
mai	174	5.87	48.13	0.083	0.044	0.127
jui	213	5.455	45.55	0.097	0.041	0.138
juil	241	4.96	42.39	0.102	0.037	0.139
aou	213	4.475	39.2	0.083	0.034	0.117

On refait le calcul de la régularisation saisonnière en prenant en considération les pertes trouvées après les approximations successives :

TABLE 3.18 – Régularisation après approximation

Mois	$A_{80\%}\ Mm^3$	$U_{80\%}\ Mm^3$	II Mm^3	A-U-II	1ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	0.55	0.34	0.089	0.12	4.32	4.2		4.08	4.2	0.12
						4.32	0	4.22	4.2	-0.02
oct	0.33	0.28	0.067	-0.02	4.30	4.30	0	4.03	4.2	0.11
nov	0.22	0	0.052	0.17	4.47	4.47	0	4.26	4.26	0.00
dec	0.21	0	0.047	0.16	4.63	4.63	0	4.42	4.42	0.00
jan	0.43	0	0.050	0.38	5.01	5.01	0	4.81	4.81	0.00
fev	0.50	0	0.060	0.44	5.45	5.45	0.00	5.25	5.25	0
mar	0.78	0.06	0.084	0.63	6.08	6.02	0.06	5.88	5.88	0
avr	0.50	0.25	0.109	0.15	6.17	6.02	0.15	6.02	6.02	0
mai	0.27	0.40	0.127	-0.27						

					5.75	5.75	0	5.76	5.76	0
jui	0.12	0.56	0.138	-0.58	5.17	5.17	0	5.18	5.18	0
juil	0.37	0.65	0.139	-0.42	4.75	4.75	0	4.75	4.75	0
aou	0.13	0.56	0.117	-0.55	4.20	4.20	0	4.20	4.20	0

On trouve :

$$V_{s1} = 0.12Mm^3$$
$$V_{d1} = 0.02Mm^3$$
$$V_{s2} = 1.93Mm^3$$
$$V_{d2} = 1.82Mm^3$$

Donc : la retenue fonctionne à 2 temps.
donc : $V'_u = V_{d2} = 1.82Mm^3$.
Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V'_u + V_m = 6.02Mm^3$
Nous avons :

$$E = \frac{Vu' - Vu}{Vu} = \frac{(1.82 - 1.8)}{1.8} = 1.11\% < 2\%. \tag{3.17}$$

Donc le volume NNR : $V_{NNR} = 6.02$ Mm3

3.5 Laminage des crues

Le laminage est un processus de calculs utilisé pour la détermination du débit et la charge déversant à travers un évacuateur de crue. Ce calcul servi dans le dimensionnement de l'évacuateur de crue qui est un ouvrage important dans les barrages.

Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt = qdt + Sdh \tag{3.18}$$

Avec :

- Q : Débit entrant de la crue.
- q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.
- S : la surface du plan d'eau.

Le débit cumule à l'instant **t** est :

$$Q - q = S\frac{dh}{dt} \tag{3.19}$$

Il y a plusieurs approche de calcul, on cite parmi eux :

— Méthode de Muskinghum
— Méthode step by step
— Méthode graphique
— Méthode Kotcherine
— Méthode de Hidenblat

3.5.1 Méthode de Muskinghum

la méthode de Muskingum peut être appliquée pour étudier le comportement des débits à l'intérieur du réservoir. Elle permet de simuler les variations temporelles des débits d'entrée et de sortie du barrage, en prenant en compte les délais de propagation et les pertes éventuelles.

Les techniques de laminage peuvent être classées en deux catégories principales : le laminage hydrologique simple et le laminage hydraulique plus complexe. Le laminage hydrologique implique l'équilibrage des entrées, des sorties et du volume de stockage grâce à l'utilisation de l'équation de continuité. Une deuxième relation, la relation stockage-débit, est également nécessaire entre le débit de sortie et le stockage dans le système. Les applications des techniques de laminage aux problèmes de prévision des inondations, de mesures de contrôle des inondations, de conception et d'exploitation des réservoirs, de simulation des bassins versants et de conception urbaine sont nombreuses. De nombreux modèles informatiques sont disponibles qui prennent en compte les précipitations en entrée, les convertissent en hydrogrammes de débit de sortie, puis routent les hydrogrammes à travers des réseaux de rivières ou de réservoirs complexes en utilisant des méthodes de laminage hydrologique.

La méthode de Muskingum a été développée par McCarthy (1938) et utilise l'équation de continuité ainsi qu'une relation de stockage qui dépend à la fois de l'entrée et de la sortie. Le stockage dans la section à un moment donné peut être lié à l'entrée et à la sortie par (Chow, 1959).

$$S = \frac{b[xI^{m/n} + (1-x)Q^{m/n}]}{a^{m/n}} \tag{3.20}$$

Le débit entrant I et le débit sortant Q sont liés à ay^n dans l'équation de Manning, où a et n sont des constantes. Le stockage dans la section est lié à by^m, où b et m sont des constantes qui dépendent de la section transversale du canal. Le paramètre x définit la pondération relative de l'entrée et de la sortie dans la détermination du volume de stockage dans la section.

La méthode de Muskingum suppose que le débit et le stockage sont tous deux liés à la profondeur telle que m/n = 1 et b/a = K, le temps de déplacement, ce qui donne une relation linéaire de la forme :

$$S = K[xI + (1-x)Q] \tag{3.21}$$

3.5.2 Storage indication method

Le laminage des réservoirs ou des bassins de rétention est généralement plus facile à effectuer que le laminage des rivières, car les relations entre le stockage et le débit pour les conduites, les déversoirs et les déversoirs d'orage sont des fonctions monovaluées indépendantes du débit entrant. Ainsi, une méthode simple d'indication du stockage ou une méthode de Puls modifiée utilise la forme de différences finies de l'équation de continuité combinée avec une courbe d'indication du stockage (2S/t + Q vs. Q). L'équation de continuité peut être généralisée à l'équation de différences finies suivante pour deux points dans le temps :

$$(I_n + I_{n+1}) + (\frac{2S_n}{\Delta t} - Q_n) = (\frac{2S_{n+1}}{\Delta t} + Q_{n+1}) \tag{3.22}$$

Dans cette équation, les seules inconnues sont S_{n+1} et Q_{n+1} du côté droit. I est connu pour tous les instants n, et Sn et Qn sont connus pour l'étape temporelle initiale ; par conséquent, le côté droit de l'équation (3.23) peut être calculé. Les valeurs de Sn+1 et Qn+1 sont ensuite utilisées comme entrée du côté gauche, et le calcul est répété pour le deuxième intervalle de temps, et ainsi de suite. La courbe d'indication du stockage est un graphique de $2S/\Delta t + Q$ vs. Q, comme le montre le calcul. Ainsi, une fois que le côté droit de l'équation (3.23) a été déterminé, on peut lire les valeurs de Q directement à partir de la courbe. Les valeurs de $2S/\Delta t - Q$ pour le côté gauche de l'équation (3.23) sont calculées en soustrayant 2(Q) des valeurs du côté droit. Les calculs détaillés sont présentés ci-dessous.

TABLE 3.19 – Débit laminé pour différents largeur

	Hydrogramme d'entré		Hydrogrammes de sortie									
			B =	40	45	50	55	60	65	70	75	80
T(h)	I	I1+I2	Hd =	5.01	4.64	4.32	4.06	3.83	3.63	3.45	3.30	3.16
0	0.00	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	19.82	20	1.183		1.039	1.511	1.966	2.263	2.334	2.122	2.422	2.789
1	79.29	99	9.850		11.276	12.029	13.240	14.345	15.177	15.929	16.895	17.819
1.5	178.40	258	43.068		46.479	49.741	52.878	55.912	58.532	61.230	63.767	66.097
2	317.16	496	108.389		116.075	123.820	130.644	137.182	143.112	148.994	154.254	159.102
2.5	495.56	813	219.350		234.064	248.149	260.341	271.649	282.099	291.843	300.477	308.451
3	713.61	1209	384.193		407.407	428.152	446.044	461.922	476.582	489.525	500.927	511.382
3.5	971.30	1685	599.380		629.825	655.537	677.818	696.624	713.792	728.489	741.344	752.967
4	870.90	1842	754.689		781.889	803.597	821.986	836.430	849.028	859.407	868.108	875.597
4.5	777.68	1649	788.103		803.849	815.033	823.341	828.931	833.022	835.719	837.425	838.422
5	691.35	1469	762.391		767.900	770.410	770.918	770.299	768.865	766.944	764.773	762.454
5.5	611.66	1303	708.940		707.189	704.084	700.023	696.081	691.956	688.041	684.371	680.906
6	538.35	1150	644.204		638.063	631.947	625.784	620.475	615.398	610.930	606.944	603.312
6.5	471.14	1009	577.004		568.629	561.241	554.430	548.798	543.609	539.196	535.342	531.875
7	409.77	881	511.843		502.616	494.934	488.189	482.699	477.731	473.576	469.979	466.758
7.5	353.97	764	450.799		441.503	434.009	427.625	422.447	417.805	413.949	410.624	407.647
8	303.49	657	394.669		385.705	378.602	372.672	367.851	363.550	359.979	356.909	354.159
8.5	258.05	562	343.618		335.169	328.525	323.056	318.587	314.610	311.302	308.463	305.921
9	217.38	475	297.522		289.654	283.475	278.443	274.305	270.631	267.562	264.934	262.584
9.5	181.23	399	256.130		248.855	243.122	238.496	234.666	231.275	228.424	225.991	223.819
10	149.33	331	219.147		212.450	207.139	202.888	199.344	196.218	193.568	191.318	189.312
10.5	121.41	271	186.265		180.123	175.206	171.303	168.029	165.151	162.691	160.611	158.764
11	97.21	219	157.180		151.566	147.020	143.441	140.421	137.779	135.497	133.580	131.883
11.5	76.46	174	131.597		126.484	122.289	119.014	116.235	113.817	111.706	109.943	108.392
12	58.89	135	109.234		104.595	100.732	97.744	95.195	92.992	91.044	89.431	88.018
12.5	44.25	103	89.819		85.628	82.083	79.366	77.037	75.040	73.251	71.782	70.503

13	32.26	77	73.094	69.327	66.085	63.627	61.510	59.710	58.076	56.745	55.595
13.5	22.65	55	58.813	55.444	52.495	50.283	48.371	46.759	45.277	44.082	43.056
14	15.18	38	46.742	43.749	41.082	39.105	37.390	35.959	34.626	33.562	32.657
14.5	9.56	25	36.660	34.019	31.625	29.872	28.349	27.090	25.904	24.967	24.177
15	5.53	15	28.356	26.043	23.914	22.374	21.036	19.942	18.900	18.087	17.407
15.5	2.83	8	21.628	19.621	17.748	16.411	15.250	14.312	13.412	12.717	12.142
16	1.19	4	16.283	14.558	12.930	11.785	10.794	10.003	9.239	8.658	8.182
16.5	0.35	2	12.130	10.664	9.270	8.304	7.473	6.818	6.186	5.710	5.325
17	0.04	0	8.979	7.748	6.573	5.774	5.090	4.560	4.049	3.671	3.368
17.5	0	0	6.639	5.618	4.645	3.994	3.444	3.025	2.623	2.330	2.100
18	0	0	4.918	4.082	3.287	2.767	2.332	2.007	1.698	1.478	1.307
18.5	0	0	3.652	2.972	2.331	1.920	1.582	1.334	1.102	0.939	0.815
19	0	0	2.715	2.167	1.655	1.334	1.075	0.888	0.716	0.597	0.509
19.5	0	0	2.022	1.582	1.177	0.928	0.731	0.592	0.465	0.380	0.318
20	0	0	1.506	1.156	0.837	0.646	0.497	0.394	0.303	0.242	0.199
20.5	0	0	1.123	0.845	0.596	0.450	0.339	0.263	0.197	0.154	0.124
21	0	0	0.838	0.618	0.424	0.314	0.230	0.175	0.128	0.098	0.078
21.5	0	0	0.625	0.452	0.302	0.219	0.157	0.117	0.083	0.063	0.049
22	0	0	0.467	0.331	0.215	0.152	0.107	0.078	0.054	0.040	0.030
22.5	0	0	0.349	0.242	0.153	0.106	0.073	0.052	0.035	0.025	0.019
23	0	0	0.260	0.177	0.109	0.074	0.050	0.035	0.023	0.016	0.012
23.5	0	0	0.194	0.130	0.078	0.052	0.034	0.023	0.015	0.010	0.007
24	0	0	0.145	0.095	0.056	0.036	0.023	0.015	0.010	0.007	0.005

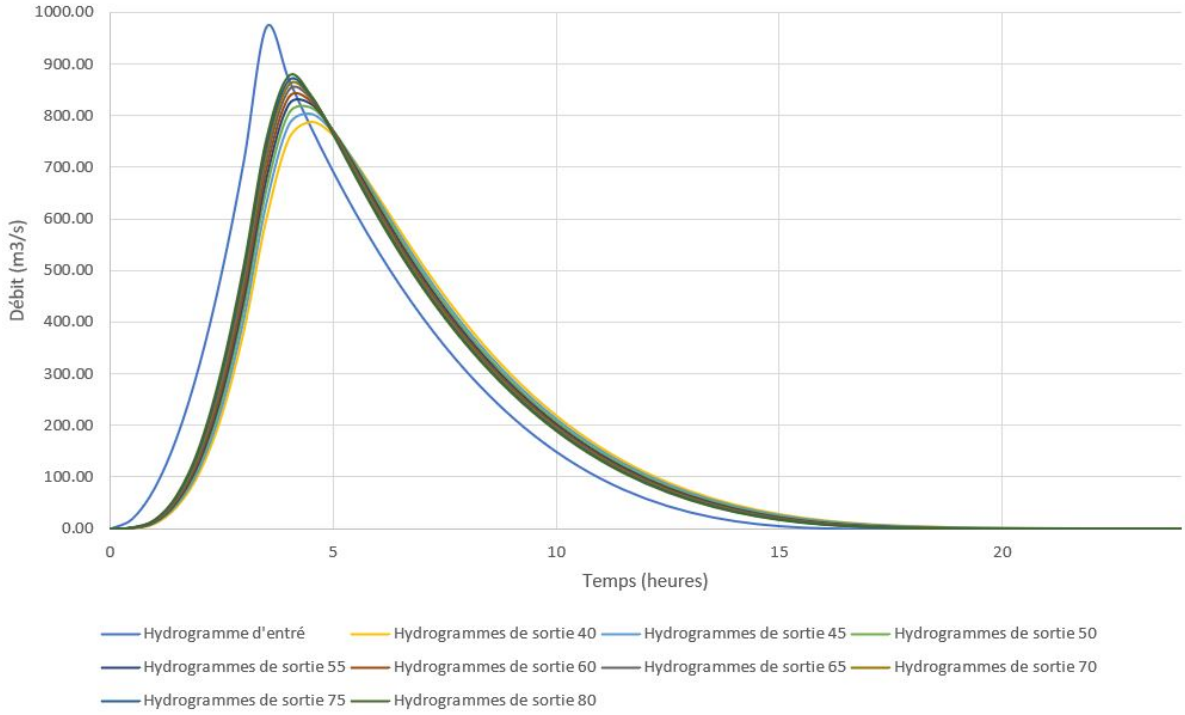


FIGURE 3.8 – Hydrogrammes d'entrée et sorties

3.6 Etude d'optimisation

L'objectif de cette étude est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue en fonction de la hauteur optimale de la digue, dans le but d'obtenir le projet le plus économique pour cette installation. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer le coût estimatif de la structure pour différentes largeurs de déversoir correspondant à différentes hauteurs de la digue, afin de sélectionner l'option la plus rentable.

3.6.1 Revanche

La revanche désigne la distance verticale entre le niveau d'eau le plus élevé et la partie supérieure d'une structure telle qu'un batardeau, une digue, un barrage ou l'intrados d'un tablier de pont. Cette mesure est cruciale pour évaluer la capacité d'une structure à retenir ou à dévier les eaux lors d'inondations ou de crues importantes. Elle est fondamentale dans la conception et l'évaluation de la sécurité des structures hydrauliques, et doit être calculée avec précision en tenant compte des caractéristiques du site, des prévisions de crue et des normes de sécurité en vigueur.

Il existe plusieurs formule pour le calcul de revanche :

Formule Mallet et Paquant

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \tag{3.23}$$

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \tag{3.24}$$

$$V = 1.5 + \frac{2}{3}h \tag{3.25}$$

avec :

V : vitesse de propagation des vagues (m/s)

F : Le fetch en km.

S : Marge de sécurité=0.5.

Formule de Davis (USBR)

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} + S \tag{3.26}$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \tag{3.27}$$

Formule simplifié

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \tag{3.28}$$

Résultats de revanche

Formule	Résultats
Mallet paquant	1.32
Davis	1.19
Simplifiée	1.44

Conclusion

on prend R=1.4m comme résultat.

3.6.2 Calcul de la hauteur du barrage

$$H_b = NNR + H_{dev} + R \tag{3.29}$$

on ignore le tassement car on a un barrage poids. les resultats pour différents largeur sont montré dans le table ci-dessous.

b	**H**	NPHE	**V forcé**	R	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(Mm3)	(m)	(m)	(m)
40	5.01	1035.01	3.29	1.4	1037.10615	46.41
45	4.64	1034.64	2.99	1.4	1036.7306	46.04
50	4.32	1034.32	2.74	1.4	1036.4058	45.72
55	4.06	1034.06	2.54	1.4	1036.1419	45.46
60	3.83	1033.83	2.36	1.4	1035.90845	45.23
65	3.63	1033.63	2.22	1.4	1035.70545	45.03
70	3.45	1033.45	2.09	1.4	1035.52275	44.85
75	3.3	1033.3	1.98	1.4	1035.3705	44.7
80	3.16	1033.16	1.88	1.4	1035.2284	44.56

3.6.3 Volume et coûts du barrage

La digue

on peut estimer le volume du beton utiliser par la formule suivante :

$$V_b = 0.14 * H_b^2(L_c + L_b) \tag{3.30}$$

on suppose le prix du beton à 8000 DA/m^3
Les calculs sont montré sur le tableau suivant :

B (m)	**Hb (m)**	Vb poids ($10^3 m^3$)	**Coût (10^6 DA)**
40	46.41	60.3088668	482.4709344
45	46.04	59.3510848	474.8086784
50	45.72	58.5289152	468.2313216
55	45.46	57.8651248	462.9209984
60	45.23	57.2810812	458.2486496
65	45.03	56.7756252	454.2050016
70	44.85	56.32263	450.58104
75	44.7	55.94652	447.57216
80	44.56	55.5966208	444.7729664

déversoir

Dans notre barrage on prend un déversoir avec un profil de type creager pour notre évacuateur de crue.

Le Creager est calculé pour une charge « h » sur la crête du déversoir.

La forme du profil suit l'allure de la courbe de fonction :

$$Y = 0,5 * \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}} \tag{3.31}$$

avec H = charge sur la crête du déversoir.
Les Résultats de calcul sont ci-dessous.

B (m)	**Hd**	Volume $10^3 m^3$	**Coût** (10^6 **DA**)
40	5.01	13	104
45	4.64	12.15	97.2
50	4.32	12	96
55	4.06	11.55	92.4
60	3.83	11.4	91.2
65	3.63	11.05	88.4
70	3.45	11.2	89.6
75	3.3	11.25	90
80	3.16	10.4	83.2

Coursier

Le coursier doit etre un canal de forme rectangulaire avec un épaisseur de fond de 1 m et des murs d'épaisseur de 0.7 m.

Le calcul du volume de coursier et cout est dans le tableau ci-dessous :

B (m)	**Hd**	V coursier $10^3 m^3$	**Coût** (10^6 **DA**)
40	5.01	2.48092878	19.84743024
45	4.64	2.71744392	21.73955136
50	4.32	2.95765296	23.66122368
55	4.06	3.20229468	25.61835744
60	3.83	3.44915274	27.59322192
65	3.63	3.69822714	29.58581712
70	3.45	3.9487791	31.5902328
75	3.3	4.2015474	33.6123792
80	3.16	4.45505448	35.64043584

3.6.4 Coût totale

Donc on trouve le cout totale approximative d'aménagement sur le tableau qui suit :

B (m)	Hd	digue	deversoir	coursier	cout totale
40	5.01	482.4709344	104	19.84743024	606.318365
45	4.64	474.8086784	97.2	21.73955136	593.74823
50	4.32	468.2313216	96	23.66122368	587.892545
55	4.06	462.9209984	92.4	25.61835744	580.939356
60	3.83	458.2486496	91.2	27.59322192	577.041872
65	3.63	454.2050016	88.4	29.58581712	572.190819
70	3.45	450.58104	89.6	31.5902328	571.771273
75	3.3	447.57216	90	33.6123792	571.184539
80	3.16	444.7729664	83.2	35.64043584	563.613402

3.6.5 conclusion

D'aprés les résultats du tableau on trouve que le choix le plus économique c'est d'un evacuateur de crue de largeur de 80 m et une charge déversante de 3.16 m.

La hauteur totale du barrage donc sera de 44.56 m.

CHAPITRE

4

ÉTUDE GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

Introduction

L'étude géologique et géotechnique est une étape essentielle dans la planification et la construction d'un barrage. Elle vise à évaluer les caractéristiques géologiques, géotechniques et géomécaniques du site afin de garantir la stabilité et la durabilité de la structure.

4.1 Géologie regional

4.1.1 Morphologie

L'aspect géomorphologiques de la vallée de Bouzina, dont la cuvette du barrage fait partie est celui des pays montagneux des Atlas algériens en général : une forme en V accentuée, étroite et profonde, aux versants raides et profondément ravinés. Ceci apparait comme le trait dominant du relief dans l'Aurès.

Cependant, il faut noter que la vallée de Bouzina, réplique fidele de sa structure tectonique en synclinal étroite et allongée, aux flancs redresses, se singularise par sa régularité. Les versants se suivent sur des dizaines de kilomètres. Les sommets constitués de roches dures (conglomérat oligocène et calcaire crétacé) dominent de plusieurs centaines de mètres parfois. Le fond de la vallée creusé dans la marne crétacé au nord - ouest ou et dans les sédiments oligocènes argileux (alvéolites) au sud-est, nettement plus altérable. Il en résulte un aspect singulier en fond de barque.

La cuvette du barrage occupe l'extrémité SO de la vallée de Bouzina, dont le site du barrage est à l'entrée immédiat à la gorge à l'amont immédiat de Kef El Ahmar, avec les pentes raides entaillé dans les conglomérats oligocènes. A travers ce gorge, à l'aval du site du barrage serpente l'oued Bouzina, faisant des virages par endroits très aiguës dues au système de discontinuité influant sur le massif avant de déboucher sur la vallée de l'Oued Abdi parallèle et mitoyenne.

4.1.2 Lithologie

Voir l'extrait de la carte géologique 1/200 000 présentée dans la carte ci-dessous présentée.

La géologie de la région d'Aurès, à laquelle appartient le synclinal de Bouzina, a été établit par R. Laffitte (1). Le massif de l'Aurès apparait comme le plus imposant bombement de relief de l'Algérie du Nord. Il appartient à l'anticlinorium de l'Atlas Saharien, à allongement d'extension régionale NE-SO.

La coupe géologique du front ouest (versant droit) présente toutes les couches du synclinal entier. La litho-stratigraphie est largement dominée par :

— une séquence argilo-carbonaté du crétacé et localement du Jurassique (cœur de l'Anticlinal Dj. El Azreg). Elle est la plus largement représentée dans le paysage de l'Aurès. Ce sont les terrains calcaires des reliefs dominants, et les marnes des fonds des vallées.

— une séquence détritique marine en bas de la coupe et de plus en plus continentale vers son sommet. D'âge Eocène inferieur à moyen, elle est typiquement représenté par les argiles et les gypses (en bancs épais de quelques centaines de mètres à Tagoust El Beida qui lui doit son nom), et se conservent dans les gouttières des synclinaux d'El Kantara, Bouzina et Arris).

— Les dépôts continentaux de l'Oligocène supérieur à Aquitarien (les « couches rouges „ des auteurs Aurasiens). Ce sont des sables meubles ou indures surmontées par des poudingues grossiers. Cette séquence repose en discordance indifféremment sur les terrains du Crétacé et de l'Eocène. Dans la vallée de synclinal de Bouzina, elle a donné les imposants sommets de Kef El Ahmar aux pieds duquel se situe notre barrage).

— Les dépôts continentaux (poudingues rouges très semblables à ceux de l'Oligocène, sédiments marins du Miocène. Ils sont représentés localement, en bandes allongées sur la structure NE-SO dominante.

— Les formations des pentes, peu développées en raison de la raideur des versants, et les alluvions dont l'unique représentant régionalement remarquable est celui de l'Oued Abdi.

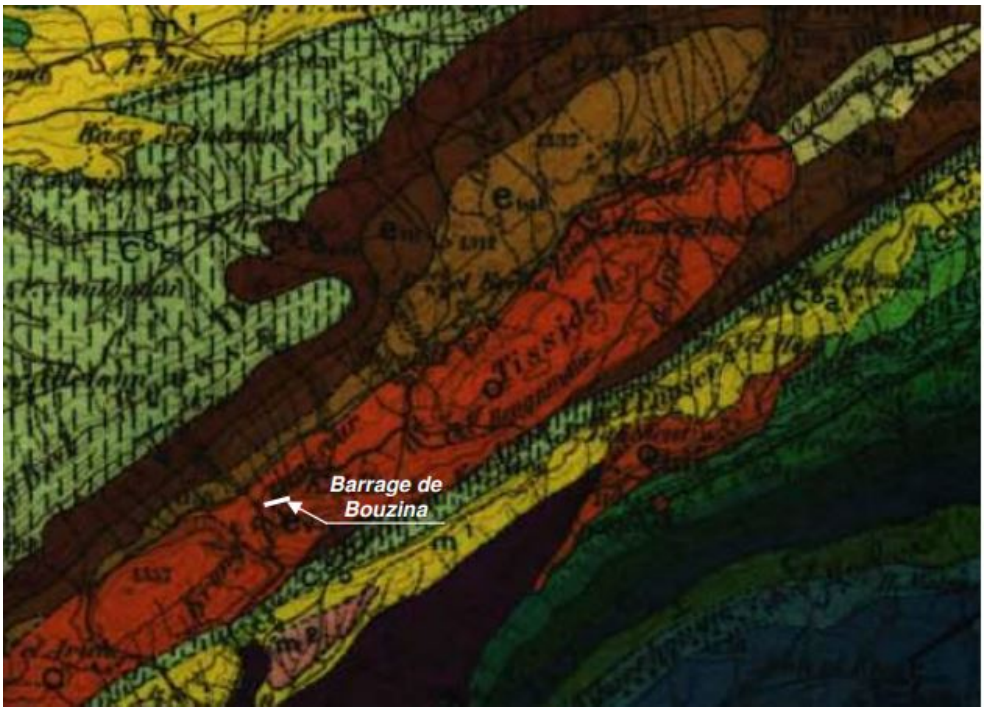


FIGURE 4.1 – Carte Géologique 1/200000

Dans le cadre de l'étude hydrogéologique des vallées des oueds Bouzina et Abdi (2), Sonatrach a fait une mission sur le terrain et une reconnaissance géophysique électrique dans la région et il a apporté quelques modifications sur la carte réalisée par R. Laffitte.

4.1.3 Tectonique

La structure tectonique de l'Aurès était formée au cours des phases emscherienne, atlasique, oligo-miocène, pliocène et quaternaire. La plus importante est la phase atlasique (pyrénéenne) qui s'est produite au Lutétien (Eocène moyen). Elle est marquée par un raccourcissement suivant un axe de direction NE-SO. Elle a produit des plis coffrés orientés NE-SO et NO-SE, de faibles amplitudes de déplacements.

La tectonique disjonctive, sans doute très active à I' échelle de la mégastructure et responsable de l'individualisation de l'Aurès, semble peu déterminante à l'échelle locale.

La tectonique offre une succession alternée, régulière, de plis synclinaux et anticlinaux, allongés 40° NE. Leurs flancs très redressés (induisant des versants raides) sont parfois injectés par les diapirs du Trias salifère (Menaa et Maafa).

Le schéma de structure du massif d'Aurès a été présenté sur la figure suivante.

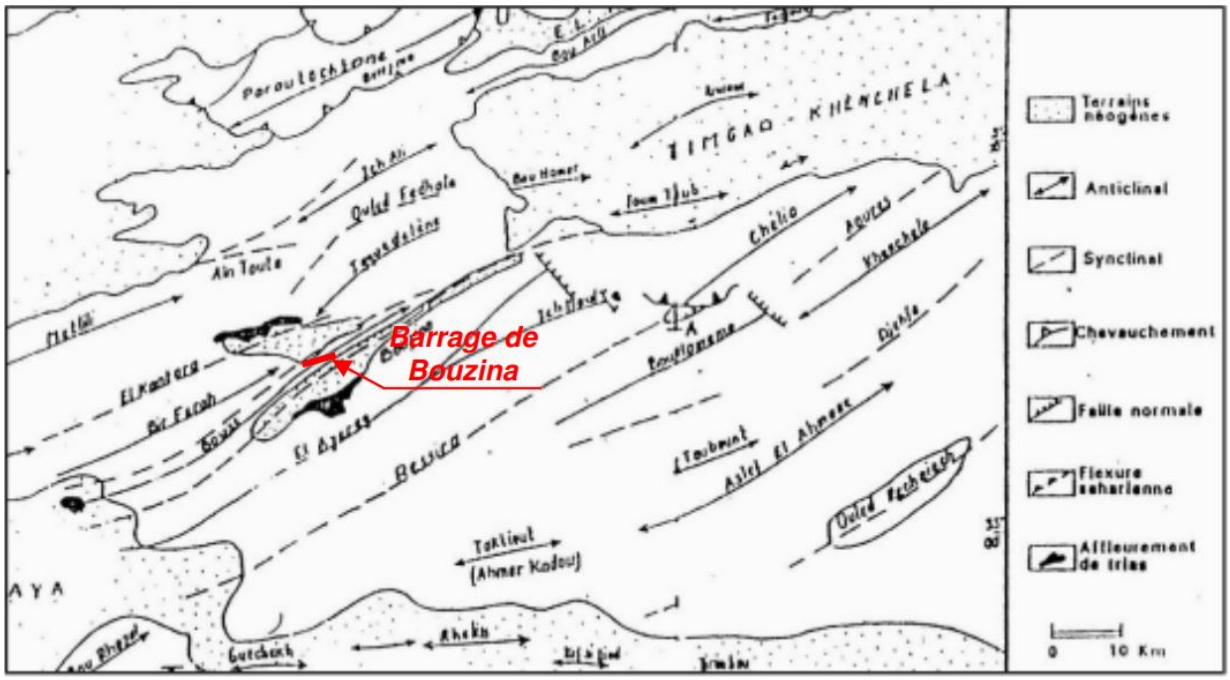


FIGURE 4.2 – Carte tectonique du massif des aurès

Le synclinal de Bouzina très allongé, comme la plupart des structures Aurès la direction NE-SO. Il continu jusqu'au bassin Miocène El Outaya au SO, d'où sort aux environs Ain Sellet jusqu'au bassin de Timgad, et disparait au SE. A cause du contact tectonique vers le SE, il passe en grand anticlinal Djebel El Azerega, tandis que vers NO il se poursuit à l'anticlinal Igguedelene et Trias de Maafa.

Les failles et les fissures sont parallèles avec l'axe des plis, mais la plupart est oblique avec la direction E-O, NO – SE et ONO – ESE.

Pour les besoins de la réalisation de la carte des ressources en eau souterraine du Nord d'Algérie réalisée par Energoprojekt-Hidroinženjering SA en 2009 a été fait une interpréta-

tion photo géologique des images satellite à l'échelle 1/200 000. La télédétection des images satellites dans la zone de synclinale Bouzina (image ci-après) a complété l'image tectonique du synclinal de Bouzina avec les failles régionales de direction N-S

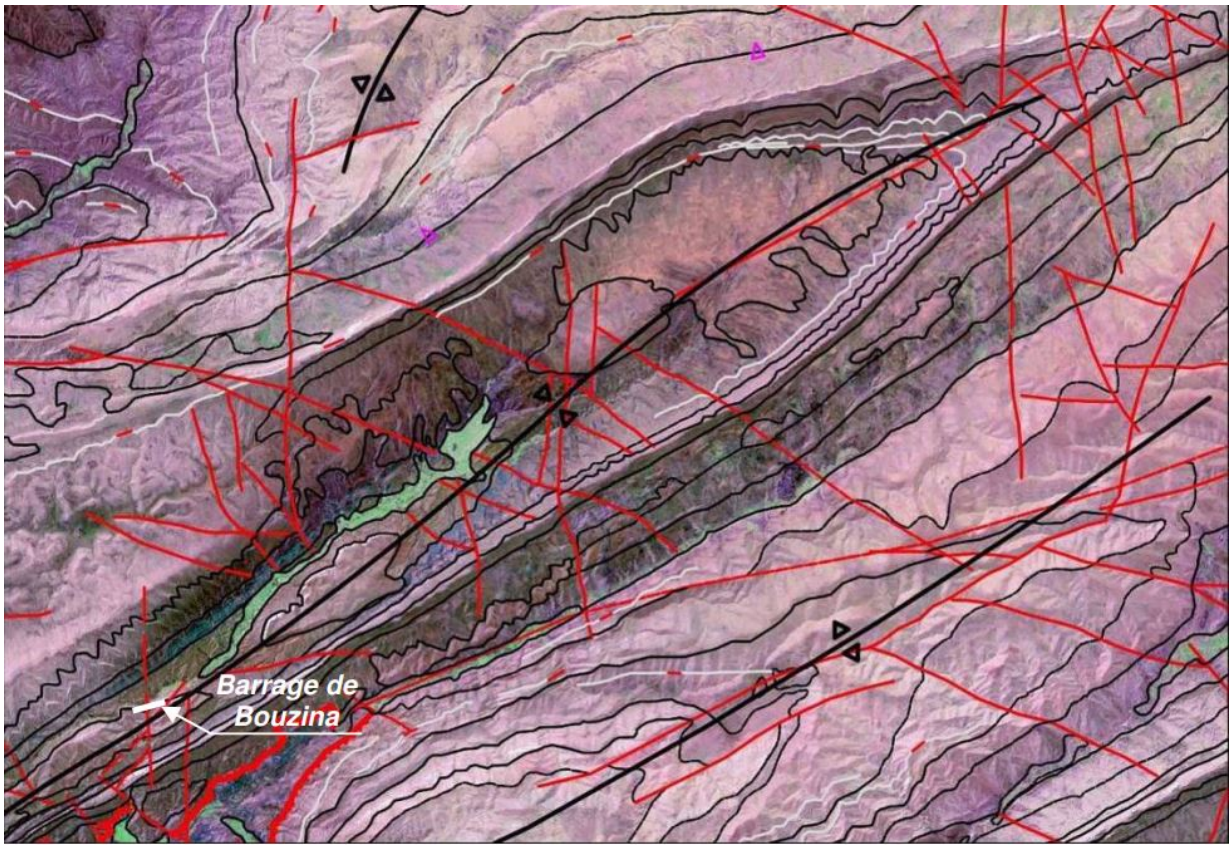


FIGURE 4.3 – carte tectonique du synclinale avec des failles

4.2 Aléa sismique

Pour les besoins de l'étude séismique pour le site du barrage de Bouzina a été fait un catalogue des tremblements de terre dans un rayon de R = 250 km depuis le site du barrage pour une période du 13/01/1901 au 05/04/2012 incluant tous les tremblements de terre avec la magnitude M > 4.0. Sur la base des données tirées depuis les catalogues nationaux et internationaux. Toutes les valeurs des magnitudes ont été converties en magnitudes du moment séismique (Mw). De cette manière a été obtenu un catalogue de 350 événements. Sur la base de ces données a été déterminée la relation Gutenberg – Richter pour la région considérée, le diagramme de libération cumulative de l'énergie de tension et la limite supérieure des magnitudes attendues sur la base de la méthodologie Kijko – Sellevoll (1989). Les valeurs obtenues régionale sont :

— a=7.58 (pour la période d'observation de T=111 ans).

— b=1.18 avec le coefficient de corrélation r=0.98.

— $Mw_{max} = 7.23$

Lors de l'analyse de l'alea sismique ont été utilisées les relations d'atténuation suivante qui sont en conformité avec les valeurs enregistrées d'accélération provoquées par le tremblement de terre à Boumerdes 2003 :

— Esteva & Villaverde (1973)

— Ramazi & Schenk (1994)

— Si & Midorikawa (2000)

— Wang & Tao (2000)

Les calculs ont été réalisés pour chaque relation notamment sur la base de distribution des valeurs extrêmes de type III par paramètre d'accélération sur la base des 23 intervalles de 5 ans.

Les résultats obtenus ont été présentés dans le tableau.

R	T_r(année)	a(gal)	
0.5	144.27	109.50	SBE - Séisme de Base d'Exploitation
0.1	949.12	214.86	SMD – Séisme Maximal de Dimensionnent
0.01	9949.92	348.78	SMP - Séisme Maximal Possible

TABLE 4.1

Le tableau 4.1 présente les valeurs données de probabilité de réalisation (risque – R pour une durée de vie d'exploitation te=100 ans), période de retour correspondante Tr (année) et accélérations sismiques a (gal) conformément aux recommandations de CIGB.

Il faut souligner que le SMP - Séisme Maximal Possible est défini en principe de l'approche déterministe sur la base des dimensions des structures sismogènes à proximité de l'ouvrage. Comme donnée de base a été prise en considération la valeur de tremblement de terre de 10000 ans indiqué au Tableau 4.1, vu que lat probabilité de réalisation est de 1% pour une durée de vie de te=100 ans.

4.3 Historique des reconnaissances

4.3.1 Étude de faisabilité

Le site du barrage et la cuvette faisaient objet de deux campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques réalisées préalablement :

— Campagne de reconnaissance réalisée par ENHYD, en 1997, pour le besoin de l'étude de faisabilité du barrage de Bouzina (3), et

— Campagne de reconnaissance réalisées par HYDRO-TECHNIQUE (U.T.S.), 2005-2006, pour les besoins d'expertise et études complémentaires de faisabilité du barrage de Bouzina dans la wilaya de Batna, réalisé par le groupe BG&STUCKY(4)

Première campagne de reconnaissance 1997

La première campagne de reconnaissance réalisée dans le cadre de l'étude de faisabilité (ENHYD, 1997) a compris 5 sondages carottés reparties le long de la vallée à l'entrée dans la gorge. Les sondages sont d'une profondeur relativement faible : K1 = 25m ; K2 = 37m ; K3 = 35m ; K4 = 34m et K5 = 22m. Les positions des sondages sont connues et précisées sur le plan sur l'annexe. Dans les sondages ont été réalisés les essais d'eau (Lugeons).

Au niveau du sondage K1, le plus à l'aval, ont été faits les essais pressiométriques de toute la longueur. Les modules obtenus sont très élevés tandis que les charges permises ont été très faibles (voir le tableau à l'annexe) La pression limite n'a pas probablement été atteinte.

7 échantillons de la roche ont été prélevés dans les sondages et ils ont été soumis aux essais de compression uniaxial (tableau dans l'annexe). Les valeurs obtenus pour la densité et la résistance à la compression sont moyennes au élevées avec une grande dispersion, mais concernant la nature de la roche dans les fondations du barrage les valeurs sont correspondantes. (Σ=20,7-89,3 MPa, γ=24-26 kN/m^3).

Sur trois échantillons ont été effectués les essais à odomètres. Les résultats font apparaitre que ces essais ont été effectués sur les niveaux argilo-sableux rougeâtres. Les résultats montrent qu'il s'agit du sol très consolide difficile à comprimer et gonfler. (Voir tableau dans l'Annexe)

Aussi, 5 puits de faible profondeur ont été réalisés (1.5-2m) dans les zones d'emprunt potentielles d'argile et d'alluvion au niveau de la zone de la cuvette et à proximité du site du barrage. Les puits P1, P2 P3 sont situés dans la zone des argiles rougeâtres alors que les puits P4 et P5 sont dans le lit d'oued alluvial à l'aval de l'axe. La position précise de ces puits n'est pas connue. Les échantillons ont été prélevés et soumis aux essais physico-mécaniques. (Tableau dans l'annexe).

Ces essais et analyses font apparaitre qu'il s'agit du sable limoneux de catégorie CL avec la résistance à la compression faible à moyenne et qui est faiblement susceptible au gonflement. Ce sol est de faible porosité.

Plusieurs échantillons ont été prélevés dans la zone potentielle de la carrière pour estimer la possibilité de les exploiter comme matériaux enrochement et agrégat de béton (tableau dans l'annexe). Les valeurs de résistance à la traction sont élevées. Les valeurs des essais LA et MDE sont aussi bonnes, sauf l'échantillon E1. Cependant ces analyses ne sont pas beaucoup utiles vu le fait que ni la nature ni l'origine de ces échantillons ne sont pas connus.

Deuxième campagne des reconnaissances 2005-2006

Levé géologique

Le levé géologique détaillé du site du barrage a été réalisé sur la base topographique à l'échelle 1/2000 (La topographie a été faite par CETB Alger, 2004). Malheureusement, cette carte géologique ne présente pas les nombreuses fractures traversant le site du barrage.

Le levé géologique de la retenue a été réalisé à l'échelle 1/2000 (plan topographique) par ENHYD et puis a été digitalisé par BG&STUCKY. Ce plan contient certaines imprécisions

concernant la planimétrie et il est de qualité moyenne. Cependant il donne suffisamment de données géologiques pour le niveau d'étude de faisabilité complété dans la phase suivante.

Sondages carottés

Durant 2005 l'Entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) a réalisé 6 sondages carottés avec les essais d'eaux Lugeon dans la roche. De même, deux forages ont été réalisés pour l'étude de la carrière (voir le chapitre 4.7). Les données sont présentées dans le tableau suivant :

N°	profondeur	pente et direction	localité
F-01	70m	verticale	fond de la vallée
F-02	61m	oblique 30° vers la rive (N18°)	Rive gauche, au milieu du versant
F-03	60m	verticale	Rive droite, au milieu du versant
F-04	101m	oblique 20° vers l'intérieur de massif (N200°)	partie supérieure de la rive droite
F-05	40m	verticale	rive droite premier col
F-06	40m	verticale	rive droite deuxième col

TABLE 4.2 – Sondages de reconnaissance réalisés 2005

Les sondages sont équipés des piézomètres et le niveau piézométrique a été mesuré lors de réalisation des travaux de reconnaissance.

Essai au dilatomètre

Au niveau de deux sondages ont été réalisés les essais au dilatomètre :

— Dans le sondage F01 au fond de la vallée aux profondeurs 5, 10, 15, 25 et 37m.

— Dans le sondage F03 à la moitié du versant sur la rive droite aux profondeurs 5, 10, 15, 25 et 40 m.

Les résultats sont présentés sur la coupe géotechnique.

Les essais et le calcul du module de déformation ont été faits par l'entreprise HYDROTECHNIQUE UTS, conformément à la méthodologie habituelle de réalisation des essais. Les essais ont été exécutés en 5 cycles de chargement / déchargement avec les paliers de 10, 20, 60, 80 et 60 bars. Les résultats de mesures au dilatomètre font apparaitre une grande différence entre les conglomérats et les argiles endurcies. Les conglomérats ont des modules R et E élevés (au moyenne 9'600 et 12'000 MPa), tandis que les intervalles dans la lithologie mixte (conglomérat et argiles endurcies) ont des valeurs faibles (environ 40% de valeur de conglomérat). Dans les argiles endurcies (deux essais) les modules R et E sont environ 20% du module de conglomérat. Dans les argiles endurcies (deux essais) les modules R et E sont de 20% du module de conglomérat.

Essai de SPT

Trois essais de SPT ont été effectués dans le sondage F06 situé loin de l'axe du barrage et à une hauteur sur la rive droite au niveau du deuxième col. Le premier essai a été effectué dans les argiles rougeâtres et le résultat fait apparaitre une valeur assez élevée de 49 coups pour 30 cm. Deux autres essais (un dans les conglomérats, et l'autre dans les argiles endurcies) ont enregistré un refus (55 coups) dès le début.

Essais de perméabilité

Les essais d'eau (méthode Lugeon) ont été réalisés systématiquement dans tous les sondages sur le site du barrage en tranche de 3 et 5m.

Au total 80 essais ont été réalisés dont 57 dans les forages F01, F02, F03 i F04 (au niveau du site du barrage) et 23 dans les forages F05 et F06 au niveau des cols.

Pour le site du barrage, 64.9% des valeurs enregistrées sont inférieures ou égales à 1 unité Lugeon (UL) tandis que 94% est inferieure à 5 UL. Dans les sondages F01, F02 et F03 la perméabilité est inferieure ou égale à 2UL. Cependant, dans le sondage F04 situé sur la rive droite 65m au-dessus des talwegs, les premiers 15 m la perméabilité est supérieure ($>$ 20 UL), et puis à partir 15-60m la valeur de perméabilité diminue au 1-5 Lugeon. Au-dessous de 60m, c'est valable aussi pour le sondage F04 où ont été enregistrées les valeurs faibles ($<$ 1 UL).

Au niveau du premier col ont été enregistrées les valeurs élevées de perméabilité, souvent supérieure à 20UL. Cela implique qu'il s'agit de massif très décomprimé à cause du col qui est étroit et très raide, et à cause de la présence de la roche très fragmentée. Vu la topographie du deuxième col qui est moins distinctive et où dominent les facies argileux, la perméabilité est souvent inférieur à 10UL et plus faible qu'au niveau du premier col.

Essais et analyses de laboratoire

Les analyses de laboratoire physiques, mécaniques et chimiques ont été effectués sur 48 échantillons prélevés dans les sondages du site du barrage et au niveau de deux cols pour définir les caractéristiques des fondations dont 38 échantillons conglomérat et 10 échantillons d'argile rougeâtre endurcie entièrement ou partiellement. Les résultats sont présentés dans l'Annexe.

Les essais de laboratoire réalisés sont :

– Teneur en eau 28
– Poids spécifiques.....29
– Densité apparente 30
– Granulométrie.....6
– Limites d'Atterberg.....6
– Analyse sédimentométrique.....6
– Compression simple à l'état naturelle 43
– Compression simple à l'état saturé 26
– Essai Brésilien à l'état naturelle 19

– Analyse chimique du sol (teneur en chlorure et sulfate, sel soluble) 6

4.3.2 Etude d'APD

Pour la phase d'APD, une campagne complémentaire de reconnaissances géologiques/-géotechnique et de levés topographiques est prévue. Le programme des reconnaissances complémentaires a été conformé aux conditions topographiques complexes et optimisés en vue d'assurer les informations complémentaires nécessaires et préciser les conditions de réalisation du barrage et leur ouvrages annexes.

Dans le but d'analyser les conditions morphologiques, structurales, géologiques et géotechniques du site ont été réalisés les travaux de reconnaissances complémentaires.

Levé géologique

Les levés géologiques détaillés du site du barrage ont été exécutés à l'échelle 1/2000. Le levé géologique a complété la carte préalablement réalisée avec identification des niveaux lithostratigraphiques et détermination de leurs paramètres de pendage et identification des discontinuités tectoniques qui traversent le massif du site de barrage.

Le levé géologique de la cuvette a été réalisé au moyen d'une procédure de levé topographique de chaque point de levé (GPS) à l'échelle 1/5000. La carte géologique préalable est complétée par les positions précises de toutes les intercalations de grès et des conglomérats qui ont des pendages longues à l'intérieure de la série des argiles rougeâtres endurcies alévrolites d'éocène et par précision de la position de la couche de gypse continue parallèle en bordure de la retenue aux cotes supérieures du terrain. Ce plan est enrichi par une analyse photogéologique de l'image satellite de haute résolution provenant du nouveau levé. (mai 2012)

Sondages carottés et essais in situ

Durant l'année 2012 l'Entreprise GEOMAG a réalisé 6 sondages carottés avec les essais d'eau Lugeon dans la roche en tranches de 5 m au-dessous de la cote 1045. Aussi, un sondage a été réalisé pour les besoins d'étude de la carrière et deux sondages de faible profondeur pour l'analyse des zones d'emprunt (voir le chapitre 4.7). Les données des sondages de reconnaissance, des essais d'eau réalisés et des piézomètres installés sur le site ont été interprétées au niveau des logs de sondages et présentées dans l'Annexe . Les caractéristiques des sondages et des essais réalisés sont indiquées au tableau ci-après :

sondage	localité	orientation	longueur	essai lugeon	essai lefranc	piézomètre
Bp3	Partie supérieure de la rive droite	Verticale	100	15	-	100.5
Bp4	rive droite premier col	Verticale	100	14	-	100.5
Bp5	rive droite premier col	Verticale	70	10	-	70.4
Bp6	Fond de la vallée, à l'amont – batardeau	Verticale	50.25	9	2	50.3
Bp7	Fond de la vallée, à l'aval – bassin de dissipation	inclinée 40° Azimute 225°	45.2	7	-	45.2
Bp8	Fond de la vallée , axe amont	Verticale	80.6	14	-	80.7
F01	Fond de la vallée , axe aval	Verticale	90.2	-	-	90.4
		total	536.25	69	2	538

Les essais pressiométriques prévus ne sont pas réalisés parce qu'il a été constaté une petite épaisseur de la couverture et la zone d'altération de la roche de faible profondeur qui sera excavée lors de la fondation du barrage et des ouvrages annexes. Les essais au dilatomètre ne sont pas réalisés à cause d'impossibilité d'assurer l'équipement nécessaire.

Deux sondages : Bp1 et Bp2 ont été prévus au niveau des appuis gauche et droit, mais n'ont pas été réalisés à cause du relief raide et l'accès des engins très difficile et très cher.

Cependant, vu la structure géologique régulière et simple avec une pente régulière modérée vers aval sur toute la zone du site de barrage, (il n'y a pas de différence entre les rives et la zone centrale) il a été estimé que ces 6 sondages sont suffisants pour compléter l'image et les résultats des travaux de reconnaissances réalisés préalablement.

Investigations géophysiques

Méthode sismique réfraction

Au niveau du site du barrage, 12 profils séismiques de réfraction ont été réalisés avec la mesure de propagation des ondes p et s. Les profils sismiques ont été réalisés avec un dispositif de 24 géophones distancés de 5m et 5 points d'impact pour les ondes p et 3 points d'impact pour les ondes s.

Méthode électrique

Au niveau des versants et dans la vallée de l'oued, en plus des sondages, ont été réalisés 14 sondages électriques avec longueur 100m<AB<400m, permettant de définir les limites précises des formations lithologiques du site du barrage où celles dernières passent l'une à l'autre progressivement sans limites claires et évidentes. Ces mesures de la résistivité électrique du sol par profondeur ont été complétées par 2 profils géophysiques par la méthode de trainé électrique tout au long du fond de la vallée en diagonale par rapport à l'axe du barrage avec 75 points de mesure avec le pas de mesure de 5m et trois dispositifs AB=50m, AB=100m et AB=300m, ce qui a permis d'identifier les fractures tectoniques et leur position et propagation en profondeur.

Essais et analyses de laboratoire

Les essais et les analyses de laboratoire physiques, chimiques et mécaniques ont été effectués sur 33 échantillons prélevés dans la carotte du sondage Bp8 sur le site du barrage pour définir les caractéristiques des fondations dont 14 échantillons conglomérats et 18 échantillons composés complètement ou partiellement des argiles rougeâtres endurcies (alévrolites) et un échantillon du matériau colluvial. Les résultats sont présentés dans les tableaux à l'annexe .

Les échantillons ont été soumis aux essais suivants :

– Teneur en eau 22
– Poids spécifiques.....22
– Densité apparente 22

– Granulométrie.....3
– Limites d'Atterberg.....3
– Analyse sédimentométrique.....3
– Analyse minéralogique.....3
– Analyse pétrographique 3
– Compression simple à l'état naturelle 18
– Compression simple à l'état saturé 5
– Pint Load Test 23
– Essai Triaxial sur la roche 7
– Essai Brésilien à l'état naturelle 7
– Essai Brésilien à l'état saturé 4
– Analyse chimique du sol (teneur en chlorure et sulfate, sel soluble) 4

4.4 GEOLOGIE DE LA RETENUE ET DU SITE DU BARRAGE

4.4.1 Géologie de la retenue

Géomorphologie

La morphologie de la vallée à l'endroit de la future retenue du barrage de Bouzina est très asymétrique. La rive gauche a des versants très redressés formés dans les conglomérats compétents. La rive droite avec les versants modérés, entaillée dans les argilites rougeâtres endurcies (alévrolites) avec de couches de grès et avec série des marnes avec le gypse à la bordure, est susceptible à l'érosion.

Structure litho-stratigraphique

La vallée de l'Oued Bouzina occupe la moitié occidentale du synclinal du même nom. La coupe géologique du flanc occidental (versant droit) nous donne toute la succession des couches de l'ensemble du synclinal. De Dj. Bouss à l'Ouest vers Kef El Ahmar, à proximité du barrage, la zone étendue du site de barrage est constituée de formations litho-stratigraphiques du Crétacé Supérieur, Eocène, Oligocène et Quaternaire.

Crétacé Supérieur - Paléocène

Cette formation est présente le long de la partie en bordure de Dj. Bouss allongé NE-SW. Ce sont des calcaires zoogènes gris à patine brune, karstiques. Ce sont les mêmes que l'on rencontre près des sources de Tassarift à Menaa, au flanc oriental symétrique du synclinal. L'épaisseur de ces calcaires est de quelque 400m (à Tassarift). Vers le sommet, les séries de l'Eocène passent en une série puissante marneuse, avec fossiles, et à intercalations d'ordre métrique de calcaires. R. Lafitte leur attribue un âge Maestrichtien-Danien. Ces

calcaires reposent sur un puissant niveau marneux d'âge campanien et visible à Tassarift et à Khenguet Si Med Tahar, en bordure du synclinal.

Eocène

Plus bas en altitude de Dj. Bouss commence la série des dépôts de l'Eocène. Cette formation comporte deux termes différents. Il s'agit d'abord des roches carbonatées, calcaires (biomicrites et biosparudites) et marnes, avec intercalations des niveaux continus de gypse de l'Eocène inférieur et moyen (Yprésien et Lutétien inférieur). La dernière couche gypseuse affleure sur le terrain, entre les cotes de 1.060 et 1.090 m.

Après cette dernière couche de gypse de 1 m d'épaisseur, commence la série de dépôts alévrolites-argileux et sableux, d'âge de l'Eocène Moyen (Laffitte l'attribue au Lutétien, mais avec incertitude), en couches de 5-20 m, un peu indurées, à remarquables intercalations métriques de grès beige indurés et de conglomérats sableux en grains fins. Du gypse blanc laiteux néoformé, en spherures (nodules) ou en filaments entrecroisés, rompt la monotonie du rouge dominant de cette série. La puissance de cette série dépasse 300 à 400m.

Il y a lieu de souligner que cette série de l'Eocène Moyen constitue l'essentiel des terrains de la cuvette du barrage de Bouzina.

Eocène-Oligocène

Plus vers le centre du synclinal, la vallée est constituée par des dépôts nummulitiques d'âge de l'Oligocène – Eocène Supérieur, qui plongent en discordance angulaire douce. Cette formation comporte deux termes : un terme inférieur constitué d'alternance des couches d'alévrolites-argileuses indurées avec des conglomérats qui, aux niveaux supérieurs, au proche contact avec le terme supérieur, deviennent de plus en plus grossiers. Vers le sommet du terme inférieur, les conglomérats sont de plus en plus présents en bancs, de telle sorte qu'ils passent progressivement en terme supérieur, notamment les poudingues nummulitiques gros massifs (conglomérats). Les éléments conglomératiques ont des dimensions très variables (de 1cm à 50cm), à éléments arrondis ou franchement anguleux, et sont enrobés dans une matrice sableuse, carbonatée par endroit. Les blocs et galets proviennent des calcaires Maestrichtien des reliefs environnants. La puissance de cette série dépasse 300m. A signaler que ces conglomérats nummulitiques se confondent facilement avec les conglomérats miocènes de Menâa.

La série de l'Oligocène sert de terrain d'assiette du barrage et, en partie, de la bordure gauche de la retenue.

Quaternaire

II est représenté par des alluvions récentes et des terrasses, le long du lit de l'oued, et par des dépôts de pentes (colluvions) développés essentiellement en rive droite de l'oued de Bouzina, et partiellement en rive gauche, vers la fin de la retenue.

La puissance des terrasses récentes et alluvions actuelles est de l'ordre de quelques mètres en général. Leur extension est limitée à la zone d'inondation large de 50-100m en

majeure partie de la retenue, sauf à la fin de cette dernière, où elles sont développées jusqu'à 200m de large dans la zone de la localité de Taghoust. Du point de vue lithologique, on différencie les graviers alluvionnaires du lit de l'oued, des graviers grossiers dans la matrice argileuse et des dépôts argilo-limoneux des terrasses fluviales inférieures.

L'épaisseur des dépôts colluviaux est plus faible, rarement supérieure à 2 m. Ils sont principalement limités aux ruisseaux qui s'écoulent en droite ligne des versants de Dj. Bouss et ont des cônes de déjection régulièrement „en éventail", d'épaisseur probablement supérieure à 3m, aux extrémités des lits taris des ruisseaux qui affluent dans l'oued de Bouzina. La composition des dépôts colluviaux est hétérogène et il s'agit principalement des formations argileuses avec débris à bords aigus et faiblement arrondis, ce qui témoigne de leur transport court. Par endroit sont formés également des couvertures colluviales à la surface du terrain, entre les ravins mentionnés. Les dépôts colluviaux sont conséquence des érosions dues aux torrents qui s'écoulent de temps en temps des versants abrupts de Dj.Bouss en bordure de la vallée.

tectonique

Du point de vue tectonique, le terrain reflète toutes les caractéristiques du complexe du synclinal étroit et allongé de Bouzina. La cuvette du barrage se situe entièrement sur le flanc occidental du synclinal. La structure est simple. Les couches pendent uniformément, l'azimut étant de 140-150° (vers le SE) et l'angle de pendage variant sensiblement de la périphérie vers l'axe du synclinal : redressées à la verticale à Dj. Bouss, les couches deviennent subhorizontales au niveau de Kef El Ahmar, en aval de l'axe du barrage. Dans la zone de la cuvette (future retenue), le pendage est d'environ 40-50° en rive droite et de 30-40° en rive gauche. Le plissement alpin affecte tous les terrains, de telle sorte que les couches nummulitiques sont également plissées NE-SW.

Sur le terrain est prononcé un réseau de fractures, souvent ouvertes à la surface. Les fractures sont prononcées par l'érosion et sont très fréquentes dans les massifs conglomératiques, tandis qu'elles sont faiblement remarquables dans la zone de la cuvette.

Deux systèmes de fractures sont remarqués à l'échelle régionale : un premier système de faille NW-SE, de pentes abruptes, et un second système de failles NE-SW de pentes plus douces, parallèles aux axes des plis et très difficilement décelables sur les photos aériennes et l'image satellite, parce qu'elles se confondent facilement avec la direction des couches.

Le premier système qui est plus prononcé sur le terrain, est de direction amont-aval, par rapport à l'axe du barrage, et il présente de grandes amplitudes de faille, puisque celle-ci déborde largement le cadre de l'Aurès. Ces failles sont dextres. Une faille de ce jeu de failles passe par l'axe du barrage.

Le second système est moins prononcé et il est responsable des escarpements ruptures de Kef El Ahmar de son côté NW.

Tout porte à croire que l'oued suit ces deux systèmes presque perpendiculaires et fait des méandres aigus, en creusant la gorge dans les dépôts nummulitiques du cœur du synclinal.

La télédétection des images satellites sur les bords périphériques de la vallée de Bouzina, dans les sédiments compétents du Crétacé, permet de délimiter deux systèmes de faille

régionaux, orientées N-S et E-O, qui se perdent sur le tronçon du terrain d'alévrolite-argileux de la vallée, ou bien sont masqués et ne peuvent pas être suivis. Néanmoins, il est nécessaire de supposer leur existence dans la cuvette.

4.4.2 Géologie de site de la digue

Géomorphologie

Le site du barrage proprement dit est un long défilé dans une gorge très étroite à pentes raides parfois sub-verticales creusées dans les conglomérats de l'Oligocène.

A la base, la largeur de la gorge se réduit à une vingtaine de mètres tandis qu'à environ 70 m de hauteur, elle ne dépasse guère 200 m. Toute la gorge est légèrement dissymétrique.

A l'aval, l'oued forme une courbe très prononcée, due au système de discontinuités qui affectent le massif, en tournant à droit et en se glissant jusqu'à l'arrière du flanc droit, où s'élèvent deux cols très longs et très plats ; le premier à la cote 1069.8 et l'autre à la cote 1080. Le premier col est très étroit. A l'axe du site retenu, le lit de l'oued se trouve au niveau 985 NGA. Par ces cols, la hauteur du barrage est limitée à 85 mètres.

Lithlogie

La composition géologique du site de barrage ne diffère de la composition géologique de la cuvette que par le fait que le droit du site se situe dans la partie la plus compétente des formations de l'Oligocène – Eocène Supérieur, complètement dans le terme conglomératique supérieur de la formation nummulitique. Le droit du barrage est composé de roches suivantes :

— **Série inférieure rougeâtre** des alévrolites-argiles indurées, avec quelque filon ou couche de gypse. Ces sédiments affleurent dans le thalweg en amont du site en rive droite et ensuite vers le col et la retenue. Grâce au pendage aval, ils plongent en dessous du site de barrage et sont identifiés par quatre sondages exécutés le long du lit de l'oued (K1, Bp6, Bp8, F01bis) et par deux sondages au col du flanc droit du barrage (F05 et Bp5), aux profondeurs qui augmentent vers l'aval. Cette série commence souvent par une couche épaisse de grès dur (voir les logs de sondage dans l'Annexe 1) et plus en profondeur les couches d'alévrolites alternent avec des argiles indurées et des grès en grains fins et grossiers passant vers les microconglomérats. L'épaisseur des couches varie de quelques mm à 20-30cm, exception faite de quelques bancs gréseux et conglomératiques métriques. L'épaisseur de cette série n'a pas été identifiée par les sondages.

— **Série moyenne** de transition d'alternance des couches compactes dures et bancs de conglomérats, avec des éléments arrondis et parfois anguleux et des argiles indurées d'alévrolite et sableuses rougeâtres. Ces sédiments affleurent au niveau du détour raid amont de l'oued, ensuite le long du lit jusqu'à l'entrée dans la gorge (environ 1/3 de la longueur du barrage à l'aval), où ils plongent sous la série supérieure. Vers le sommet, cette alternance devient à prédominance conglomératique et passe de

façon progressive en série de sédiments de recouvrement. Les bancs de conglomérats et d'argiles sont d'épaisseur décimétrique à métrique, et les sondages ont révélé que l'épaisseur de la série va de 70 à 90m.

— **La série supérieure** de conglomérats massifs en bancs métriques à décamétriques. Les conglomérats sont hétérogènes avec des éléments de nature calcaire et quartzitiques de 1 à 100 mm, avec parfois des éléments supérieurs à 200 mm de diamètre. Le ciment est carbonaté avec une forte effervescence à l'acide. De petits interlits d'argile sableuse indurée discontinus et de faible épaisseur (de l'ordre du décimètre rarement plus) sont parfois relevés dans les conglomérats massifs. Les conglomérats massifs en aval du barrage constituent le terrain sur toute la surface. L'épaisseur de cette série identifiée par sondages au droit du site est de 60-80m (lit et col en flanc droit), mais les versants du terrain en flanc gauche et à l'aval représentent un relief plus haut, de telle sorte qu'il est possible d'estimer avec certitude qu'il s'agit d'une épaisseur supérieure à 150 m.

Ces faciès sont parfois recouverts de colluvions grossières et de dépôts sablo-argileux de faible épaisseur (1 à 2m), notamment près du site, aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Ailleurs, ils sont affleurants à sub-affleurants sous une très faible pellicule colluviale souvent discontinue.

Dans le lit de l'oued, il est formé un dépôt alluvial de graviers grossiers, avec sables, d'épaisseur faible. Les sondages ont montré que son épaisseur va jusqu'à 5 m et qu'il disparaît en aval de l'axe du barrage quand l'oued entre dans la gorge, où il coule sur la roche.

Structures géologiques

Lors des levés du terrain, des mesures des éléments structurales du complexe tectonique ont été effectuées au droit du barrage, en comprenant également la zone en aval du cœur du synclinal. L'analyse statistique des éléments de mesure de la stratification et de la fracturation a été effectuée. Le traitement des données obtenues de l'analyse statistique des éléments structuraux du complexe tectonique et de sa position par rapport à l'axe du barrage, est représenté sur les diagrammes de contour sur la figure suivante. Le diagramme de contour de la stratification est complété par des tracés des maxima statistiques obtenus par l'analyse des fractures et, respectivement, le diagramme de contour de fracturation est complété par des maxima statistiques obtenus par l'analyse de la stratification.

Les éléments mesurés du plongement des couches montrent clairement un synclinal dont l'axe est quasi horizontal et qui plonge doucement vers SW (3°). Prédominent les pendages du flanc NW du synclinal, avec des éléments statistiques 154/32, tandis que le flanc SE du synclinale est un peu plus raid, de 335/40.

Le plongement moyen des couches de la série inférieure des alévrolites et argiles indurées avec les couches de grès 148/45, dont les affleurements sont mesurés dans la retenue, montre une discordance angulaire douce par rapport à la série moyenne et supérieure des conglomérats du droit de site.

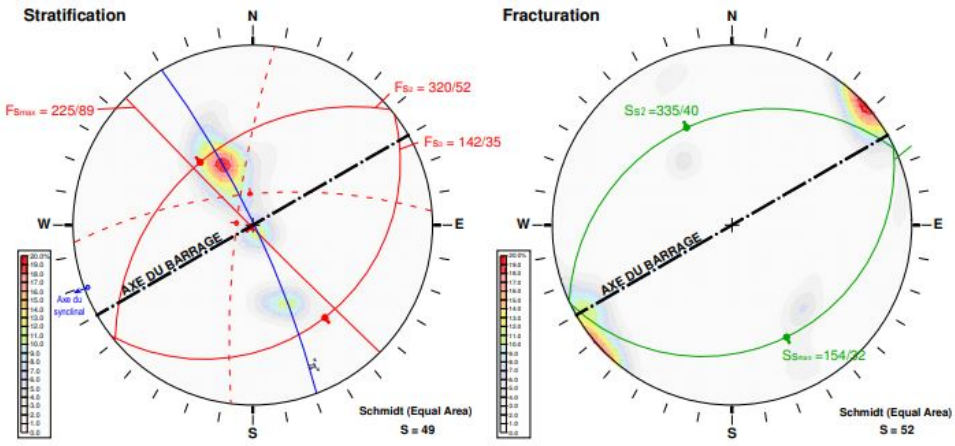


FIGURE 4.4 – Diagrammes de contour de stratification et de fracturation

Le traitement des données des éléments mesurés de l'orientation des fractures a délimité le jeu le plus dominant sur le terrain avec 225/89 qui coupe l'axe dans le lit et en flanc gauche du barrage. La corrélation entre les deux rives (assises conglomératiques) montre un écart visible de l'appui droit vers le NW. Le rejet horizontal a l'amplitude d'une dizaine de mètres. Cette faille crée un autre effet : une fracturation parallèle à cette faille, visiblement prononcée dans le conglomérat massif compétent. Les fractures apparaissent à tous les 1-2 m dans le lit, et à tous les 10 m en flanc gauche. En plus de ce jeu de failles et fractures, deux autres en sont délimités, moins prononcés (submax), perpendiculaires au jeu précédent avec des éléments de 320/52 et 142/35 et presque parallèles au pendage de stratification. Ce jeu de faille correspond aux fractures axiales de tension et est remarquable à l'aval immédiat de l'axe, le long de la direction du détour de l'oued et du ravin qui monte en flanc gauche.

En plus des fractures mentionnées, d'autres fractures orientées N-S et E-O se font apparaître de manière modeste et il est certain qu'elles participent aussi dans la formation du relief, mais sont de petite nombre de mesures.

4.5 Hydrogéologie

Du point de vue hydrogéologique, le site du barrage et la cuvette comprennent une partie plus petite du bassin versant unique et de la structure hydrogéologique unique dans le cadre du synclinal de Bouzina.

Cette structure hydrogéologique, qui d'après sa forme et son importance dépasse les cadres locaux, mérite d'être traiter dans une étude à part. Dans ce sens, dans les phases précédentes, pendant les travaux de reconnaissance, une attention particulière a été consacrée au bassin versant, pris comme une unité géomorphologique, et même plus au système d'aquifère dans les calcaires du maestrichtien et du landénien. A la fin, pour le barrage et la cuvette en question, les eaux souterraines à partir de la source de Tabha ont une grande importance, et durant la plus grande partie de la saison hydrologique, elles représentent

les eaux uniques dans le lit de l'oued de Bouzina.

4.5.1 Site du barrage

En principe, si l'on élimine les dépôts alluviaux dont la présence est très limitée, la masse rocheuse la plus perméable sont les conglomérats massifs dans le noyau du synclinal. Dans le cadre de ce massif rocheux et le complexe de roches plus bas, un aquifère phréatique est formé avec des fluctuations importantes du niveau des eaux souterraines, sans importance dans le sens économique.

Plus au fond de la zone du lit de l'oued de Bouzina, dans une bande relativement étroite, l'eau artésienne est présente au-delà de 30 à 35 m de profondeur, et elle est liée aux dislocations de faille.

4.5.2 Cuvette

La cuvette entière se trouve dans la partie Nord – Ouest du synclinal et principalement comprend des sédiments de l'Eocène moyen (Lutétien), un dépôt de l'âge quaternaire, des terrasses et des colluvions.

Profondément au-dessous, à la base de la cuvette, un grand système d'aquifère (primaire) est présent dans les calcaires du maestrichtien et du landénien. Généralement, ce système n'est pas important pour la cuvette prévue, mais probablement il influence sur le phénomène des eaux de percolation à travers les sédiments éocènes peu perméables le long des dislocations de faille.

Dans les conditions naturelles, cela résulte par des sources de faible capacité ou d'une autre manière l'écoulement des eaux souterraines peut-être initié par le forage, comme c'est le cas au niveau du site du barrage.

Au niveau du dépôt quaternaire, dans les périodes humides de l'année, il peut se former un aquifère qui, en principe, à cause de son étendue limitée n'a pas une importance économique plus signifiante. Seulement dans les conditions saisonnières favorables, cet aquifère est utilisé pour les besoins locaux en eau destinée à l'irrigation (au moyen des puits creusés).

Dans les sédiments éocènes et oligocènes, au niveau de la cuvette et du bassin versant direct, aussi il n'y a pas de conditions pour la formation des aquifères plus importants. Le phénomène susmentionné des eaux de percolation de la profondeur y est présent et on suppose qu'elles se caractérisent par une teneur en sulfates augmentée. La série entière est caractérisée par la présence du gypse d'origine secondaire, apparaissant sous différentes formes.

Du point de vue hydrogéologique, la cuvette et le bassin versant direct ne sont pas problématiques concernant l'étanchéité.

4.5.3 Mesures de la perméabilité du substratum

Généralement, au niveau du site du barrage et des flancs du barrage prévu, au-dessous de la cote de retenue normale prévue à 1045 m d'altitude, la plus grande partie du massif

rocheux n'a pas les valeurs augmentées de perméabilité (critère hydrogéologique) selon les travaux de reconnaissance et essais réalisés.

Cela concerne particulièrement l'alternation des conglomérats et des alévrolites de l'âge oligocène. La situation est même plus favorable dans la série la plus basse d'alévrolites de l'âge éocène.

Pourtant, y sont présents des phénomènes hydrogéologiques qui généralement ne s'attendent pas en prenant en compte seulement la perméabilité déterminée du massif rocheux. Cela signifie qu'une attention particulière doit être consacrée à la tectonique et les dislocations de faille. Sur la base des résultats des sondages (carottes et essais) ces dislocations ne doivent pas être clairement définies.

En principe, les dislocations sont serrées à l'intérieur du massif rocheux et à la surface du terrain, dans le massif rocheux solide, elles sont clairement visibles et prononcées encore plus par des processus érosifs.

Pour cette raison, comme c'est déjà mentionné, quant à l'étanchement du massif rocheux au niveau du site du barrage, le critère de perméabilité testé n'est pas suffisant, mais il faut prendre en considération les dislocations nettement visibles à la surface du terrain, ainsi que les autres phénomènes, comme par exemple ceux enregistrés par les sondages (écoulement artésiens avec soulèvement des matériaux sableux de la profondeur, etc.).

Site du barrage avec flancs

Le volume insuffisant des travaux de reconnaissance sur le flanc gauche du site du barrage ne permet pas de définir d'une manière quantitative la perméabilité du massif rocheux de ce flanc.

Cependant, sur la base de la composition géologique présente et selon les résultats des levés détaillés du terrain, il s'ensuit qu'une partie plus petite du flanc gauche du barrage, au-dessous de la cote 1045 m, se trouve dans la série oligocène des conglomérats massifs qui peut être plus perméable.

Une partie du flanc droit avec le col, où la série des conglomérats massifs plonge plus en profondeur (jusqu'à la cote de 1000 m), peut être plus perméable.

Egalement, sur la base des reconnaissances effectuées dans la phase précédente (BG&STUCKY), la série du massif rocheux, au-dessous des conglomérats massifs, est représentée par une alternation des conglomérats et des alévrolites. Par endroits, les valeurs augmentées de perméabilité ont été enregistrées allant jusqu'au 30 Lu (sondage F05 sur le col) dans la zone de la dislocation de faille. Pourtant, ces valeurs augmentées de perméabilité ne sont pas importantes pour le barrage, à savoir pour la retenue avec la cote de retenue normale de 1045 m, vu que les reconnaissances ont été effectuées aux profondeurs au-dessus de cette cote.

Indépendamment des paramètres de perméabilité déterminés localement, le massif rocheux sur le flanc droit du barrage avec le col sera traité par le voile d'injection proposé, tenant en compte aussi des dislocations entre les couches et perpendiculaires à la stratification.

Sur la base du traitement statistique des résultats de l'Essai Lugeon, nous donnons à la

Figure 4.2 une représentation graphique des changements de perméabilité en fonction de la profondeur. Généralement, du point de vue statistique, la zone du lit de l'oued de Bouzina, même la zone du barrage entier ne se caractérisent pas par les valeurs problématiques de perméabilité.

Statistiquement, du point de vue de la perméabilité, le plus défavorable est le col sur le flanc droit du futur barrage.

Ayant en vue le fait que les plus grandes valeurs de perméabilité ont été enregistrées dans les sondages réalisés au niveau du col sur le flanc droit du barrage et dans le sondage F04, nous soulignons que ces valeurs ont été enregistrées aux profondeurs au-dessus de la cote de retenue normale de 1045 m, comme nous l'avons déjà mentionné.

En effet, la plus grande valeur de perméabilité enregistrée jusqu'à présent est de 28 Lu dans le sondage F04 en profondeur de 12.5 m.

Dans les tableaux ci-après, nous présentons les valeurs numériques des sondages F04 et F05 sur toute la profondeur, où les cellules ombrées ne sont pas pertinentes pour la cote de retenue adoptée.

profondeur (m)	F04 (Lu)
3	46.56
7.5	23.21
12.5	28.11
17.5	0.53
22.5	4.67
27.5	1.42
32.5	2.92
37.5	2.16
42.5	1.7
47.5	4.41
52.5	1.77
57.5	1.2
62.5	0.78
67.5	0.66
72.5	0.83
77.5	0.73
82.5	0.73
87.5	0.68
92.5	0.65

profondeur (m)	F05 (Lu)
4.5	24.94
7.5	25.24
10.5	22.74
13.5	28.87
16.5	24.94
19.5	22.53
22.5	11.97
25.5	14.97
28.5	21.3
31.5	22.76
34.5	22.52
37.5	24.99

	Profondeurs au-dessus de la cote de retenue normale - 1035m
	Profondeurs au-dessous de la cote de retenue normale – 1035m

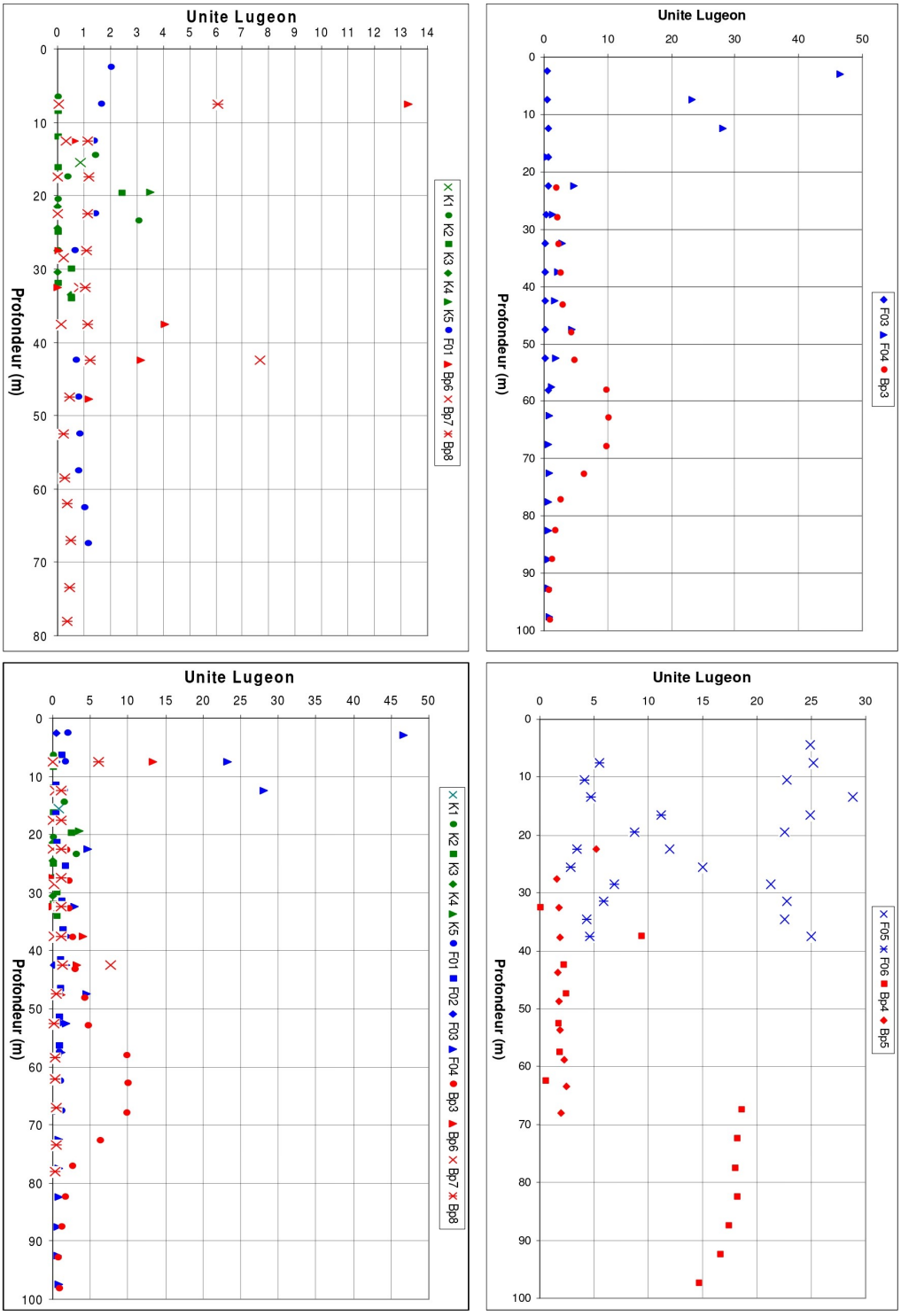


FIGURE 4.5 – Essais Lugeon – sondages dans la zone du lit de l'oued de Bouzina (en haut à gauche), sur le flanc droit du barrage (en haut à droite), dans la zone du barrage entier (en bas à gauche) et au niveau du col sur le flanc droit (en bas droit)

Cuvette

L'étanchéité de la cuvette est estimée principalement sur na base des connaissances de la composition géologique de la cuvette, des levés géologiques et prospections hydrogéologiques.

Les travaux de reconnaissance détaillés (sondages de reconnaissance) n'ont pas été réalisés à cet effet et l'estimation est qu'ils n'étaient pas nécessaires. En ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, nous constatons que les conditions pour la formation de la retenue sont favorables.

4.6 Analyse et commentaire de la position et du régime du niveau des eaux souterraines

Pour le commentaire et l'analyse nous avons utilisé toutes les données existantes sur le suivi du niveau des eaux souterraines, de l'Etude (BG&STUCKY) de 2006 et de la phase des reconnaissances de 2012. Aussi, nous avons pris en considération les observations d'ENHYD de 1997.

L'analyse détaillée du régime du niveau des eaux souterraines est présentée dans le cadre de l'Etude géologique/géotechnique (Mission 3).

Généralement, dans la zone du barrage prévu, à savoir la zone plus étendue des reconnaissances, surtout sur le flanc droit (col), concernant le niveau des eaux souterraines, la situation est la suivante :

— Dans le cadre des sédiments de l'âge éocène – oligocène existe un aquifère avec le niveau phréatique. La plupart des forages piézométriques de reconnaissance enregistrent ce niveau. La position et l'inclinaison de la surface du niveau phréatique des eaux souterraines dépendent principalement de la composition lithologique, à savoir des caractéristiques de perméabilité du terrain.

— Concernant la zone plus étendue du flanc droit du barrage, dans le sondage F06, le niveau des eaux souterraines se trouvent au-dessus de la cote 1060 m d'altitude, tandis que dans le sondage F05, dans le cadre de la même série éocène d'alévrolite, il a été enregistré de la cote 1030 jusqu'à près de 1060 m d'altitude. La différence des cotes du niveau des eaux souterraines entre ces deux piézomètres correspond à la série des sédiments d'alévrolite peu perméable. Cette haute position et le gradient du niveau ont une importance pratique au niveau du col sur le flanc droit, pour l'élévation prévue de la cote de retenue à la cote 1045 m d'altitude et lors du choix de la longueur du voile d'injection. La position du niveau phréatique dans la série oligocène des conglomérats dépend du lit de l'oued de Bouzina et peut être au-dessus, au niveau ou au-dessous du niveau du lit de l'oued, en fonction de la situation hydrométéorologique et hydrologique.

— Dans les périodes de récession, le niveau de l'aquifère phréatique, dans la zone du site du barrage, peut être considérablement au-dessous du niveau de l'oued de Bouzina

(même plus de 25 m). Ces valeurs minimales extrêmes du niveau des eaux souterraines ont été enregistrées dans les sondages F02, F03 et F04.

— Les résultats des observations disponibles du niveau des eaux souterraines de la phase précédente et la dernière phase des reconnaissances sont présentés ensemble et séparément. dans les hydrogrammes ci-après.

— Il faut prendre en considération le fait qu'il s'agit d'une distance temporelle d'environ 6.5 ans entre les mesures précédentes et celles dernières et des saisons hydrologiques et sondages différents (excepté F03).

— La nature de la relation (dans le sens hydraulique) oued-aquifère phréatique n'est pas précisément définie. Le niveau des eaux souterraines peut être considérablement au-dessous du lit de l'oued, mais visuellement on n'aperçoit pas la réduction du débit de l'oued le long du talweg dans la zone du site du barrage. Il est logique que le niveau des eaux souterraines, dans ces cas, ne se lie pas avec le niveau de Bouzina.

— Au niveau du flanc gauche du barrage, à cause du volume insuffisant des travaux de reconnaissance, la position du niveau phréatique n'est pas suffisamment connue, sauf dans la zone plus proche de l'oued (sondage F02). Il est possible que la surface du niveau des eaux souterraines phréatiques, sur le flanc gauche incline dans les périodes de récession vers le Sud-Est, vers la colline.

— La carte, à savoir les isolignes du niveau des eaux souterraines de l'aquifère phréatique au droit du site du barrage de Bouzina, en date du 10/05/2012, est donnée au-dessous de l'hydrogramme.

— Dans les conglomérats massifs, on constate les gradients plus doux du niveau des eaux souterraines par rapport aux gradients dans l'ancienne série des sédiments avec les alévrolites.

— Egalement, on y constate que la direction générale de l'écoulement de l'eau de l'aquifère phréatique est vers le Sud-Est, vers le centre de la structure synclinale, sur le flanc gauche du site du barrage (voir Annexe)

— Le long du lit de l'oued, au niveau du site du barrage, dans toutes les phases des reconnaissances, effectuées jusqu'à présent (ENHYD, BG&STUCKY et ENERGOPROJEKT), il a été enregistré un niveau des eaux souterraines sous pression. Cinq sondages, K3, F01, F01bis, BP-6 et BP-8 avaient ou ont le niveau artésien avec l'écoulement spontané.

— Dans la phase précédente des reconnaissances, on a essayé d'expliquer ce « phénomène » par les infiltrations possibles de l'eau de l'oued à travers les couches plus perméables dans les parties amont du talweg de l'oued, mais sans explication convaincante.

— Sur la base de l'analyse de cette partie du terrain, et des autres parties de la cuvette et du bassin versant, nous pouvons considérer que le phénomène de pénétration artésienne des eaux souterraines à travers l'alternation des conglomérats et alévrolites de l'âge oligocène n'est pas isolé et présent seulement au niveau du site, mais aussi à d'autres parties du terrain.

— Au niveau du site du barrage, le niveau artésien des eaux souterraines est enregistré par les sondages de reconnaissance, par quoi les résistances hydrauliques ont été réduites dans le massif rocheux, ce qui a permis à l'eau de sortir de l'aquifère profond à la surface du terrain.

— Il est certain que ces phénomènes sont liés aux dislocations de faille de direction générale Nord-Sud ou Nord-Ouest – Sud-Est.

— Généralement, la cote du niveau artésien au niveau du site du barrage peut être adoptée à partir de 991 m d'altitude amont jusqu'à 988 m d'altitude aval (sondage Bp6 vers sondage F01). Le gradient du niveau de l'écoulement vers le Sud serait d'environ 27 %.

— La cote de la pression piézométrique positive dépend probablement de la position du niveau libre aux limites extérieures du système d'aquifère primaire profond (maestrichtien et landénien), et de la valeur de résistance lors des infiltrations dans les couches de recouvrement, à savoir de la vitesse de propagation de la pression.

4.7 CONSIDÉRATIONS GÉOTECHNIQUES

4.7.1 Caractéristiques de la fondation

En plus des résultats des études préalables, les travaux de reconnaissance réalisés pour l'étude d'APD ont permis de définir d'une manière plus fiable et plus précise les conditions géologiques et géotechniques en profondeur ainsi que de définir les coupes géologiques déterminant la structure du massif.

Le site du barrage est situé dans une vallée étroite dont le fond est d'une largeur d'environ 20m où les affleurements des roches sont présents au bord du lit d'oued et dans la zone des versants raides constitués des conglomérats.

Les caractéristiques géologiques /géotechniques du terrain définies au moyen des sondages réalisés le long de l'axe du barrage et au niveau du col ont été interprétés dans les logs de sondages (voir Annexe). Au niveau du site du barrage ont été reconnus les suivants types lithologiques :

— Récents (quaternaires)

— Conglomérats et alévrolites (argile) d'Oligocène

Les sondages réalisés dans le lit d'oued font apparaître qu'il s'agit d'alluvion fluviale gravilo-sableuse d'une épaisseur de 5m. Par endroits, à proximité de lit d'oued sont présents les dépôts quartenaires qui forment les terrasses alluviales limono-sableuse d'une épaisseur faible (environ 2 m) coupés souvent par la présence des couches épaisses des conglomérats faiblement altérées .Au niveaux des versants a été constaté le sol quaternaire, les colluvions qui forment une couverture de débris d'une épaisseur faible (jusqu'au 1.5m) qui sont d'une surface précise. Les colluvions sont présents uniquement par endroits au niveau des parties inférieurs des versants et en principe dans la série d'alternance conglomérat /alévrolites.



FIGURE 4.6 – Hydrogrammes des cotes des niveaux des eaux souterraines (phréatique et artésien) sur le site de Bouzina de la phase précédente et la dernière phase des reconnaissances

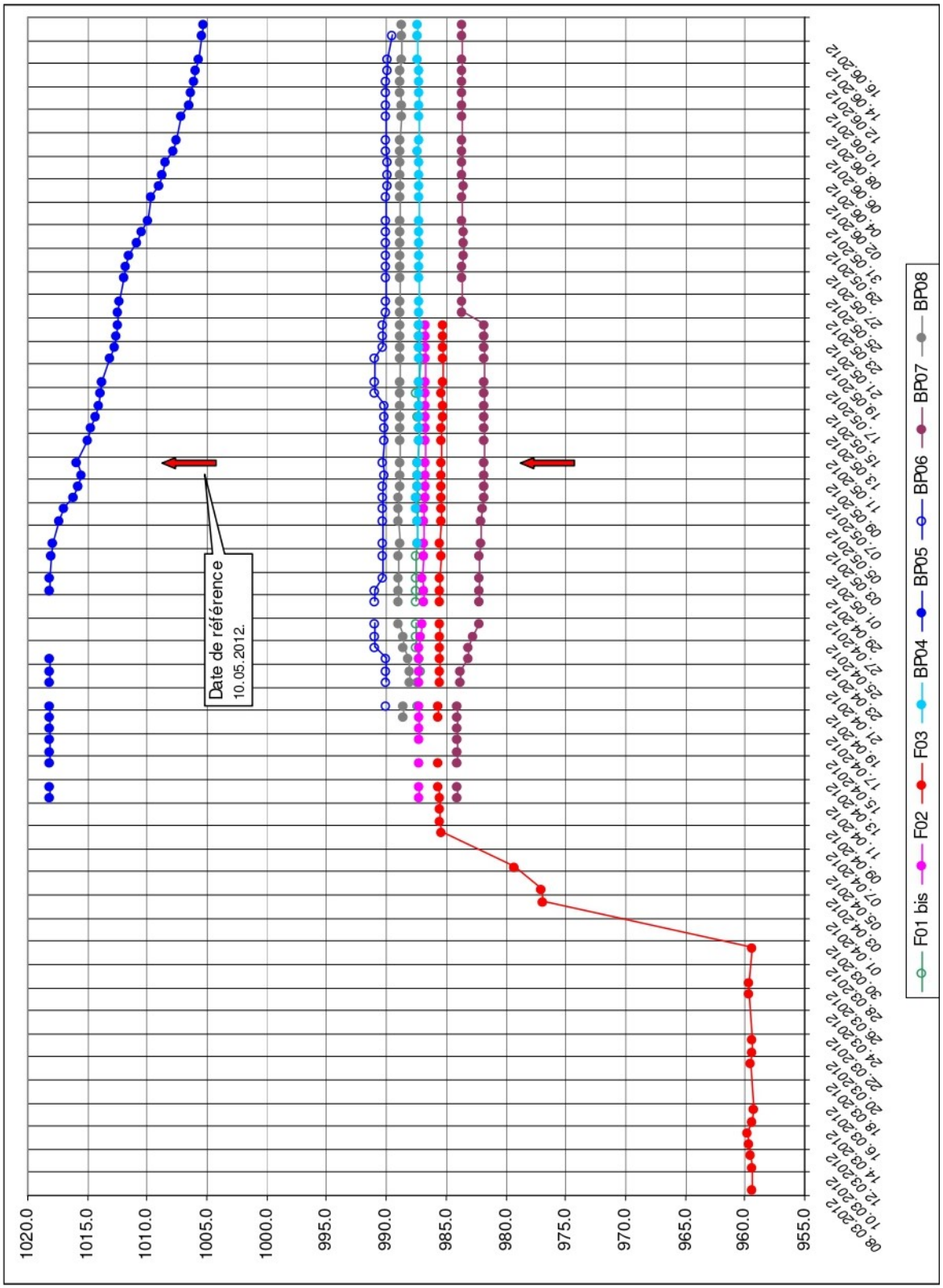
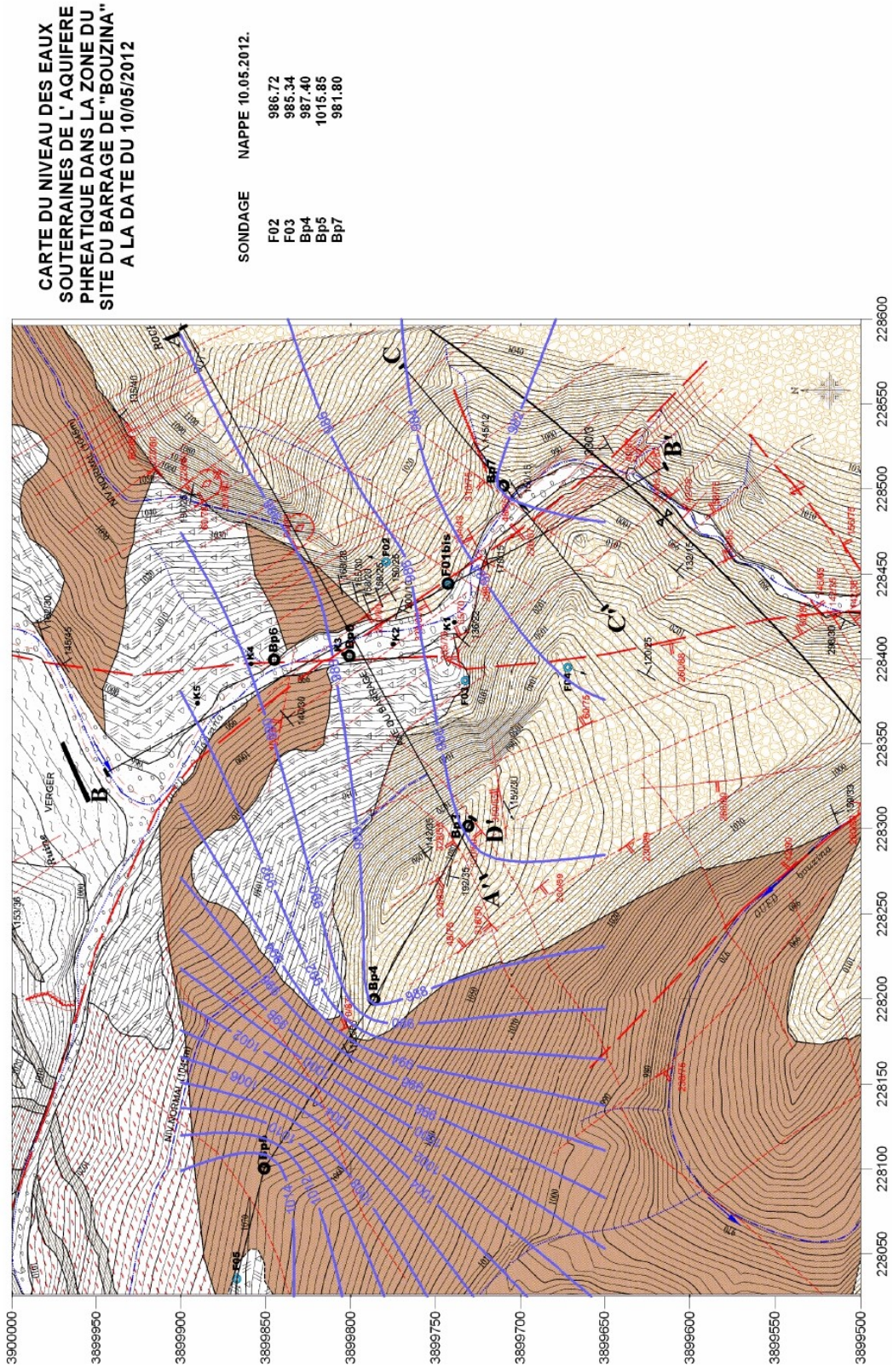


FIGURE 4.7 – Hydrogrammes des cotes des niveaux des eaux souterraines (phréatique et artésien) sur le site du barrage de Bouzina de la dernière phase des reconnaissances


CARTE DU NIVEAU DES EAUX
SOUTERRAINES DE L' AQUIFERE
PHREATIQUE DANS LA ZONE DU
SITE DU BARRAGE DE "BOUZINA"
A LA DATE DU 10/05/2012
SONDAGE NAPPE 10.05.2012.
F02 986.72
F03 985.34
Bp4 987.40
Bp5 1015.85
Bp7 981.80
A
A'
B
B'
C
C'
D
D'
VERGER
AXE NORMAL
3900000
3899950
3899900
3899850
3899800
3899750
3899700
3899650
3899600
3899550
3899500
228050
228100
228150
228200
228250
228300
228350
228400
228450
228500
228550
228600

Les conglomérats d'oligocène sont au niveau du substratum tandis que les alévrolites (argiles) sont au niveau de la série de couverture du massif rocheux à l'axe du barrage. Ces formations se suivent régulièrement sur les deux rives. Le pendage des couches est de 32º (27-36º) vers le Sud-Est (la même direction que l'écoulement de l'oued) et il est relativement régulière. La direction des couches est orthogonale par rapport à la direction de l'oued de Bouzina.

Une faille de direction NO-SE traverse l'axe du barrage. Il s'agit d'une faille horizontale serrée avec un déplacement d'environ 10 m de l'appui droit vers le NO. Cette faille s'accompagne également d'un autre effet : une fissuration parallèle à cette faille, exprimée très nettement dans le conglomérat massif compétent. La fréquence de ces fissurations est 2-5m et elles sont présentes près de lit de l'oued et sur le flanc gauche du barrage. En plus des fissurations mentionnées, un système de fracturation de direction NE-SO perpendiculaire à cette faille est présent et d'une amplitude rare. On suppose qu'une faille de direction N-S traverse obliquement l'axe du barrage en passant sur le flanc droit à l'aval vers le flanc gauche à la direction des sondages Bp8 et Bp6. On suppose que cette fracture est responsable pour le phénomène de la pression artésienne.

En principe, comme toutes les autres roches, les conglomérats et les alévrolites sont altérées dans les zones superficielles d'une profondeur de 5-20 m. Au-dessous de cette zone se trouve la masse rocheuse de base compacte et peu fracturée et altérée.

Les conglomérats sont altérés à une faible profondeur de 2-5 m sauf la crêté sur la rive droite ayant une altération un peu plus profonde (au 8 m) et la zone de faille dans le lit d'oued qui atteint 16m. Dans la série d'alévrolites, la profondeur d'altération est 7-10m (en moyenne) tandis que dans la zone de faille elle atteint 22m (plateau amont au-dessus du sondage Bp6).

Cette caractéristique a été reconnue par les essais géophysiques de réfraction dont les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

	Conglomérats massifs		Alternance conglomérats/alevrolites	
	Vs(m/s)	Vp(m/s)	Vs(m/s)	Vp(m/s
zone 1 - Terrains de couverture				
minimum	384	480	143	290
maximum	461	850	800	1490
moyenne	425	708	365	691
Zone 2 - Substratum rocheux très décomprimée et altérée				
minimum	800	1150	800	1150
maximum	1400	2490	1425	2580
moyenne	1100	1874	1060	1866
Zone 3 - Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré				
minimum	1780	3390	1780	3390
maximum	3066	5310	3066	5310
moyenne	2269	4528	1989	3998

La qualité de la roche obtenue lors de la réalisation des sondages montre un milieu

favorable pour fondation. Le pourcentage de récupération de la carottes est très élevé – supérieure au 90% (voir les logs –Annexe)

Le pourcentage de RQD est très élevé aussi. Si on considère au total, le diagramme ci-après fait apparaître que RQD varie fortement allant de 5% au 80% dans les premiers 10 m, et puis il devient uniforme et donne les valeurs d'environ 70-80% en moyenne. Cette variation est due à la nature de la roche : alternance des couches minces d'épaisseur inferieure au 10cm ce qui est caractéristique de la série d'alternance conglomérat/alvéolite. Par ailleurs, la diminution de RQD est en fonction des fractures responsables de défragmentation de la roche. En tous les cas, ce paramètre montre qu'il s'agit d'une roche de qualité moyenne à bonne selon SIMR.

Si on considère séparément, les conglomérats montrent les valeurs moyennes de 80% (60%-100%) déjà après 5m de profondeur. Les valeurs particulières diminuées sont liées aux fracturations. La série d'alternance conglomérat/alévrolites a des valeurs moyennes légèrement inferieures et des déviations supérieures. Dans cette lithologie variable, après 10 premiers mètres la valeur RQD est d'environ 70%.

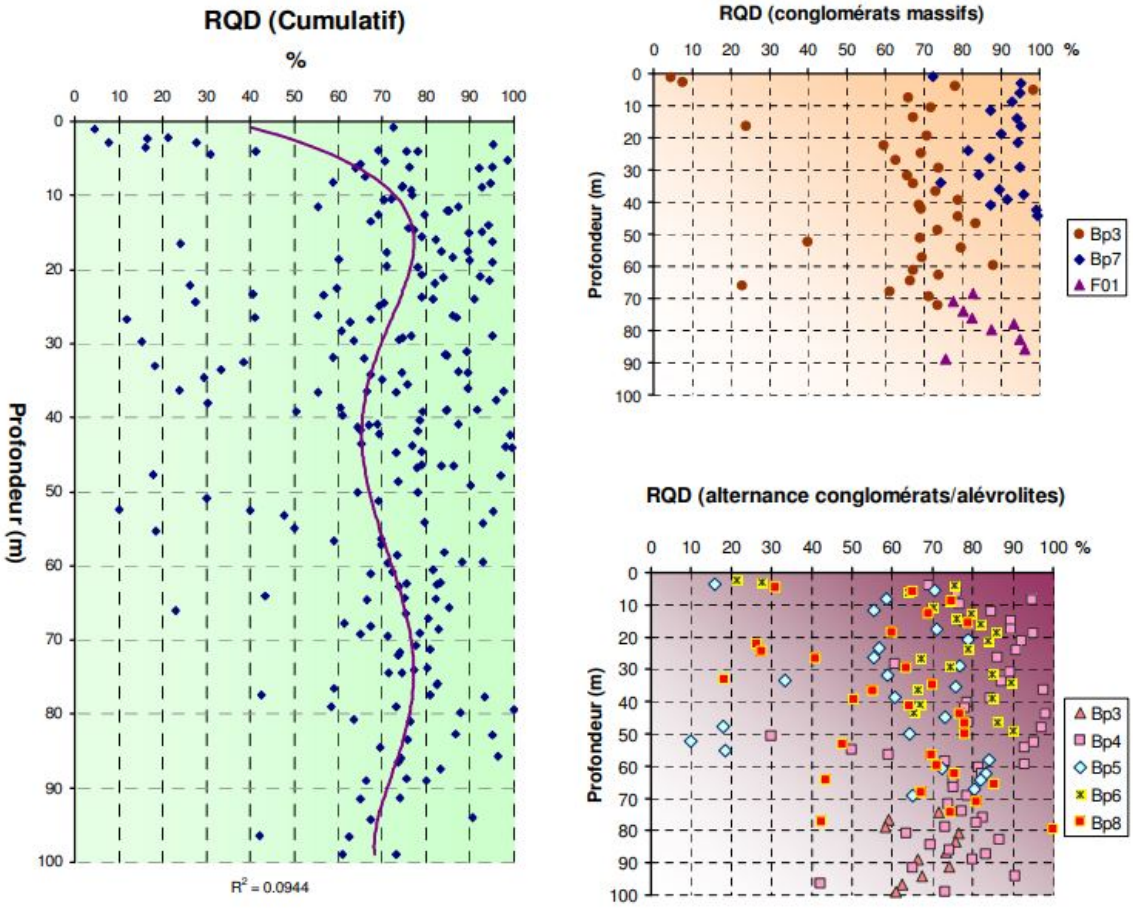


FIGURE 4.8 – **RQD des carottes des sondages**

Déformation du massif rocheux

La déformation du massif rocheux a été examinée par les essais au dilatomètre dans le sondage F01 au fond de la vallée et dans le F03 sur la rive droite dans la phase de l'Etude de faisabilité (les résultats sont données dans le tableau en Annexe)

Les résultats des essais au dilatomètre font apparaitre une grande différence entre les conglomérats massifs et les alévrolites endurcies – argiles. Les conglomérats ont les modules de déformation R (en moyenne 9 600 MPa) et les modules d'élasticité (en moyenne 12 000 MPa) très élevés ; les intervalles dans l'alternance conglomérat/alévrolites ont les valeurs inférieures environ 40% de la valeur de conglomérat.

Les essais géophysique de sismique de réfraction font apparaître les résultats similaires obtenus au moyen du calcul an appliquant les formules empiriques pour les vitesses mesurées des ondes p et s dans le massif rocheux. Les valeurs obtenues du module d'élasticité et du module de déformation sont données dans le tableau ci -après :

	Conglomérats massifs		Alternance conglomérats/alevrolites	
	E (MPa)	D (MPa)	E (MPa)	D (MPa)
minimum	9271	4967	1233	1557
maximum	22046	14217	15773	6754
moyenne	14733	8855	8867	3365

TABLE 4.3 – Calcul du module E et D sur la base des mesures des vitesses Vp et Vs des ondes séismiques

Les caractéristiques physico-mécaniques des termes lithologiques des fondations ont été examinées dans le laboratoire sur les échantillons choisies parmi les carottes de sondages (résultats détaillés sont donnés dans les tableaux –Annexe). Les résultats des essais au laboratoire sont synthétisés dans les tableaux ci –après.

Les échantillons de conglomérat, s'ils sont sains, donnent une résistance très élevée et en conséquence une valeur de densité très élavée avec un faible pourcentage de teneur en eau. Il existe l'influence de saturation, mais pas trop important. Les essais effectués sur les

Conglomérats	Teneur en eau	Densité			Compression simple (Rc)		Traction (Rt)		Cisaillement	
	W	γ_h	γ_d	γ_s	naturel	saturé	Naturel	Saturé	c	phi
	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(°)
Moyenne	1.93	2.65	1.65	2.68	50.39	40.31	4.8	3.33	5.4	63.73
Minimum	0.52	2.16	1.29	2.53	5.04	3.3	2.28	2.71	-	-
Maximum	3.68	2.95	2.62	2.79	120.03	89.73	8.86	3.78	-	-

TABLE 4.4 – Résultats des essais physico -mécaniques effectués sur les échantillons de conglomérats

Alévrolites argile endurés	Teneur en eau	Densité			Compression simple (Rc)		Traction (Rt)		Cisaillement	
	W	γ_h	γ_d	γ_s	naturel	saturé	Naturel	Saturé	c	phi
	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(°)
Moyenne	5.71	2.41	1.87	2.66	27.68	16.9	2.79	1.752	3.9	60.28
Minimum	0.75	2.27	1.2	2.56	7.79	6.82	0.82	1.752	-	-
Maximum	10.31	2.71	2.56	2.76	58.65	26.34	6.82	1.752	-	-

TABLE 4.5 – Résultats des essais physico -mécaniques effectués sur les échantillons d'alévrolites - argile endurcie

échantillons d'alévrolites-argile endurcies par rapport aux conglomérats font apparaitre :

- Teneur en eau supérieure (en moyenne 5.71% par rapport au 1.93% pour les conglomérats)
- Densité inférieure γ_h (en moyenne 2.41 t/m3 par rapport au 2.65 t/m3 pour les conglomérats)
- Resistance à la compression uniaxiale Rc dans l'état naturel est en moyenne 27.7 MPa par rapport au 50.4 MPa pour les conglomérats
- Résistance à la compression uniaxiale (valeur Rc) en état saturé est de 16.9 MPa (40.3 MPa pour les conglomérats)
- Résistance à la traction (valeur Rt) en état naturel est en moyenne 2.79 MPa (4.8 MPa pour les conglomérats).

Donc, les échantillons d'alvéolite – argile endurcie ont fait apparaître que la teneur en eau est élevée tandis que la densité, la résistance à la compression uni axiale et la résistance à la traction sont faibles. Les valeurs Rc et Rt atteignent à peu près 40%-50% de la valeur de conglomérats.

Les essais de résistance au cisaillement et les essais de déformation des conglomérats et des alévrolites dans la fondation du barrage ont été effectués sur 7 échantillons de la roche prélevés dans la carotte du sondage Bp8. Les résultats détaillés sont donnés dans le tableau en Annexe).

Les analyses d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg) ont été effectuées sur 8 échantillons d'alévrolites-argiles endurcies dans les cas où l'argile n'a pas été trop endurcie. Les valeurs obtenues sont récapitulés dans les tableaux donnés dans l'Annexe. En effet, ces matériaux ont la composante sableuse très forte. Selon la classification USCS ces matériaux sont compris dans les catégories SC (sable argileux plastique), CM (argile sableux maigre), ML (limon sableux) et plus rare CH (argile très plastique). Tous ces matériaux sont compacts dans son état naturel et sont de résistance forte (Ic $>$ 1).

Les analyses pétrographiques (3) de la lithologie ont confirmé que ces matériaux sont en principe aérolithiques. L'analyse minéralogique par diffractométrie des rayons X effectuée sur 2 échantillons dans le sondage Bp8 a reconnu les minéraux suivants : Quartz, Calcite, Dolomite, Hématite, et parmi les minéraux d'argile : Kaolinite, Illite et Montmorillonite.

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons des conglomérats et des dépôts argilo-alévrolites ont fait apparaître un pourcentage faible de chlorures 0% et de sulfates

(0.3%-1.6%), donc en principe un pourcentage inferieure au 5%. Cependant, l'apparition des files minces de gypses constatés par endroits dans les sondages au niveau des couches d'argiles rougeâtres endurcies ne doit pas être négligée lors du choix de coulis de ciment. Concernant la dissolubilité, le fait favorable c'est que ce gypse se trouve à une grande profondeur : F01 au-dessous de 34-38m, F02 au-dessous de 49-50m au fond de la vallée et sur le col de la rive droite au-dessous de 32-40m Concernant la dissolubilité de la couche supérieure des conglomérats faisant la partie principale de fondation du barrage, on peut confirmer que ce risque est éliminé. Le pourcentage des sels dissolubles est très faible parce qu'il n'a que des traces de sulfates. Les termes inferieures des alévrolites-argiles sont en principe protégés contre l'action d'eau au-dessous du barrage vu le rôle de protection de conglomérat qui les surélèvent et vu le limon qui couvre les affleurements immédiatement à l'aval du site et les protège contre les tourbillons dissolvant.

On peut conclure que les conglomérats sont massifs, durs, avec une résistance mécanique forte sur laquelle la présence d'eau peut influer très peu ou nullement. Concernant les niveaux alévrolites-argile, en principe endurcies, un fort pourcentage de sable a été confirmé tandis que le pourcentage de gypse reste très faible.

4.7.2 Zonage géotechnique

Comme a été mentionné plus haut, le barrage sera situé à l'entrée dans la gorge étroite formée par l'oued de Bouzina à travers les dépôts oligocènes. L'axe du barrage est parallèle avec le plongement des termes lithologiques qui à partir du parement amont du barrage plongent vers aval. De cette manière, le barrage comprendra presque de toute sa superficie la partie supérieure de la série lithologique des conglomérats massifs durs. Le barrage sera fondé uniquement dans une petite partie (1/5) dans la série moyenne des alternances des couches de conglomérat et des couches alévrolites et agriles sableux endurcies. Le batardeau amont sera appui complètement sur l'alternance des conglomérats et des argiles alévrolites-sableux endurcies.

La galerie de la vidange de fond a savoir la galerie de dérivation provisoire sera excavée dans le versant rocheux de conglomérat plongeant perpendiculairement par rapport à l'écoulement de l'oued de Bouzina et imposant la déviation à gauche. Les excavations comprendront, comme c'est le cas avec le barrage, deux séries lithologiques : partie amont sera excavée dans l'alternance conglomérat/argile alévrolites sableux endurcies tandis que la partie aval sera excavée dans la série des congloméras massifs.

Tenant compte d'une telle position du barrage et des résultats des essais géologiques, géophysiques et géotechniques, le modèle géotechnique de fondation du barrage est constitué de trois zones géotechniques :

— **Zone 1 - Terrains de couverture.** Cette zone est constituée de la partie supérieure de l'assise composée, dans ce cas, des matériaux de débris et matériaux altérés (colluvion, alluvion et alternance des conglomérats et alévrolites). De l'aspect géotechnique, il s'agit des matériaux avec le facteur RQD zéro, qui sont en principe de faible résistance et de faible qualité comme fondation du barrage. Sur la rive gauche,

la zone supérieure géotechnique est plus épaisse et elle est liée avec le dépôt colluvial exprimé atteignant une profondeur de 5 m. Sur la rive droite cet épaisseur est inferieure et ne dépasse pas 3m. Au fond de la vallée, la zone est d'une épaisseur de 5 m et elle est liée au sol alluvial qui, parfois, ne se présente pas avec les couches de conglomérats résistants affleurant.

— **Zone 2 - Substratum rocheux très décomprimé et altéré.** Cette zone intermédiaire est reconnue avant tout sur la base des essais séismiques géophysiques comme zone de changement du massif rocheux. Cette zone est formée dans la série d'alternance conglomérat/alévrolites et dans la série des conglomérats massifs. Son épaisseur n'est pas importante et ces caractéristiques de résistance et déformation du point de vue de fondation du barrage sont défavorables. Cette zone géotechnique est d'une profondeur variable, l'alternance profonde du massif rocheux est résultat d'une fracturation forte atteignant la profondeur 16m et 22m. Son pourcentage de récupération est d'environ 60 au 100% et son facteur RQD est très variable allant en principe de 20 au 60% ; il s'agit du massif de qualité faible à moyenne (SIMR).

— **Zone 3 - Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré.** Cette zone géotechnique est constituée des formations alévrolites et conglomérats. Les profondeurs minimales d'apparition de la zone inferieure sont à 20-30m sur les rives et 15-35m au niveau du lit d'oued. Cette zone a le pourcentage de récupération d'environ 80%-100% et le facteur RQD qui est en moyenne 70-80% ; il s'agit du massif de qualité moyenne à très bonne (SIMR).

Les caractéristiques des zones géotechniques basées sur les reconnaissances et l'impression géologique générale sont estimées et présentées dans le tableau ci-après :

Zones Géotechniques	Zone 1	Zone 2		Zone 3	
	Terrains de couverture	Substratum rocheux très décomprimé et altéré		Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré	
Type de terrains / lithologie	Colluvions et alluvions, matrice argilo-limoneuse ou sableuse, peu plastique	Conglomérats massifs	Alternance Conglomérats / Alévrolites	Conglomérats massifs	Alternance Conglomérats / Alévrolites
Epaisseur	0 à 5 m en RG 0 à 3 m en RD	3 à 16 m moyenne 5 m	4 à 22 m moyenne 10 m	> 100 m	70 à 90 m
RQD	0%	0 à 90%	0 à 75%	70 à 100% moyenne 80%	50 à 90% moyenne 70%
Altération	-	Modérée à faible (III à II selon SIMR)		Rocher sain ou faiblement altéré (II et I selon SIMR)	
Fracturation (espacement caractéristique des discontinuités)	-	Discontinuités rapprochées à moyennement espacées (60 à 600 mm) Remplies et ouvertes par endroits		Discontinuités moyennement espacées à espacées (200 à 2000 mm) Serrées en principe	
Densité Humide (t/m3)	1.9 – 2.1	2.53	2.45	2.69	2.55
Poids spécifiques (t/m3)	2.5	2.65	2.56	2.75	2.66
Vitesses Vp (m/s)	700	1 900	1 800	4 500	4 000
Vitesses Vs (m/s)	400	1 100	1 000	2 250	2 000
Résistance a la pression (MPa) - naturel	-	30	22	55	30
- saturé	-	20	17	40	25
Resistance a la traction (MPa) - naturel	-	3.3	2.7	8.8	4
- saturé	-	2.7	1	3.8	1.7
Déformation Module E (MPa)	-	2 400	1 400	14 200	8 800
Module D (MPa)	-	1 000	500	8 000	3 500
Résistance au cisaillement de la roche c (MPa)	0.05	0.5	0.1	4.0	1.7
φ (°)	19	30	26	37	32

FIGURE 4.9 – Zones géotechniques de fondation du barrage

4.8 MATERIAUX D'EMPRUNT

4.8.1 Matériaux pour le granulat de béton – Carrière de calcaire

Reconnaissances réalisées lors de l'étude de faisabilité

Sondages carottés

A l'endroit défini comme zone potentielle d'emprunt du granulat de béton, au pied de Djebel Bous à environ 1,5 km au nord de l'axe du barrage, deux sondages carottés F07 et F08, d'une profondeur de 20 m chacun, inclinés de 30° vers le massif, ont été réalisés pour évaluer la qualité et la quantité des matériaux disponibles.

Ces deux forages prouvent la présence du calcaire compacté et des intercalations avec les calcaires légèrement marneux dans les intervalles différents des sondages (F07 de 13.8 à 20 m, F08 de 10.4 à 15.6 m), mais les échantillons n'ont pas été soumis aux analyses minéralogiques et pétrographiques.

Essais et analyses de laboratoire

Les essais physiques, mécaniques, chimiques et technologiques au laboratoire ont été effectués sur 13 échantillons prélevés des sondages, desquels 2 échantillons composites (de 5 à 10 m) ont été soumis aux essais LA et MDE. Les résultats figurent en Annexe .

- Porosité..... 9
- Teneur d'eau 5
- Densité ($\gamma_h/\gamma_d/\gamma_s$) 9
- Compression simple à l'état naturel (Rc) 9
- Essai d'abrasion Los Angles 4
- Micro Deval sec et humide..... 5

Reconnaissances réalisées à l'APD

Au niveau de la carrière potentielle, à quelque 1.5 km au nord du site du barrage, déterminée dans la phase précédente, les reconnaissances ont été poursuites dans le cadre de l'APD. Pour une détermination complète des caractéristiques de la localité potentielle de la carrière, destinée à la production du granulat de béton, dans la phase de l'APD les connaissances précédentes ont été complétées par les travaux de reconnaissance complémentaires sur le terrain et levés géologiques. Egalement, les échantillons représentatifs et les blocs des affleurements ont été collectés et puis analysés au laboratoire.

Pour vérifier et compléter les données sur les réserves disponibles des calcaires, sa qualité et ses caractéristiques techniques, les travaux de reconnaissance suivants ont été réalisés :

Levé géologique

Le levé géologique a été réalisé par une procédure instrumentale de suivi du contact – de la limite avec les séries de substratum et de recouvrement des sédiments avec les levés topographiques de chaque point du levé (GPS). Par cela il est précisément déterminé la position et le pendage des couches de calcaire avec l'identification des niveaux litho-stratigraphiques (paquets), de leurs paramètres de plongement et l'identification des discontinuités tectoniques qui coupent le massif.

Sondages carottés

Dans la phase précédente de l'étude, les deux sondages réalisés ont été peu profonds et légèrement inclinés et ils n'ont pas déterminés l'épaisseur des calcaires qui pouvaient être exploités. Pour cette raison, un nouveau sondage a été réalisé, incliné de 45° perpendiculairement au plongement des couches de calcaires.

Le sondage carotté C1 a été réalisé jusqu'à la profondeur de 40.5 m lorsqu'il a pénétré dans les marnes de substratum qui sont la base de la série des calcaires (voir le log du sondage en Annexe).

Investigations géophysiques

En plus des reconnaissances précédentes réalisées sur le terrain dans la zone de la carrière potentielle ont été réalisés aussi :

— 2 profils de sismique réfraction, d'une longueur de 125 m chacun avec le dispositif de 24 géophones à une distance de 5 m et avec 5 points d'impact pour la mesure des vitesses des ondes p, et

— 8 sondages électriques avec la longueur AB<100 m et 1 sondage électrique avec la longueur 100 m<AB<400 m près du sondage C1.

Ces méthodes permettent une interpolation et extrapolation plus fiables des données relatives à la composition du terrain. Egalement, il a été déterminé l'épaisseur du recouvrement des couches de calcaires au pied du versant et le long de trois crêtes à l'intérieur de la zone délimitée de la carrière.

Essais et analyses de laboratoire

A partir de la carotte du sondage ont été prélevés 7 échantillons pour les essais physico–mécaniques et 3 échantillons composites (tranches plus longues) pour les essais LA et MDE. Les échantillons ont été complétés avec le choix de 2 groupes de blocs à partir de la surface du terrain pour les essais complets de la pierre technique. Les échantillons prélevés ont été soumis aux essais/analyses suivants dont les résultats figurent dans le tableau 13 en Annexe 2 :

– Teneur d'eau 5

– Densité humide.....5

– Densité sèche.....5
– Poids spécifiques.....5
– Compression simple à l'état naturel (RCN).....8
– Compression simple à l'état saturé (RCS).....8
– Essai d'abrasion Los Angles 5
– Micro Deval sec et humide.....5
– Analyse minéralogique.....1
– Analyse pétrographique 3
– Alcali Réaction.....5
– Analyse chimique du sol (teneur en chlorure et sulfate, sel soluble) 3

Caractéristiques de la carrière

Les caractéristiques morphologiques de la localité de la carrière assurent une extrapolation facile des calcaires. Les pentes de roche ouvertes et le plongement des couches de calcaires en direction du sommet au pied du versant, plus raide que la pente du terrain, approuve cette caractéristique. Les travaux d'excavation et d'identification en surface de la masse de calcaire au niveau du pied du versant, nécessaires pour le régalage du plateau pour la mise en dépôt de la pierre, permettrons un accès facile au front large d'exploitation de la carrière.

Par les levés géologiques et prospections géophysiques, il a été déterminé le pendage continuel des couches de calcaires parallèlement au versant, et sur la carte géologique cette zone est limitée à une longueur de 500 m environ.

Les sondages électriques SE-24, SE-25, SE-27 et SE-28 ont enregistré les résistances de 4800 – 6000 Ωm ce qui correspond aux calcaires, tandis qu'au niveau des sondages plus bas les valeurs étaient considérablement inférieures ((544 - 1500 Ωm), ce qui correspond aux marnes et aux calcaires marneux. Généralement, sur la base des sondages électriques, il est confirmé que les calcaires s'étendent au sud-ouest et nord-est du sondage C1.

Les sondages de reconnaissance réalisés, ainsi que les analyses minéralogiques et pétrographiques et les levés géologiques ont définis la structure géologique de la masse de calcaires. Il s'agit d'une carrière de calcaire gris et gris-ocre, de l'âge de l'Eocène inférieur (Yprésien et Lutétien inférieur), qui est micritique (ciment microgranulaire), localement fossilifère et marneux, et dans les parties plus profondes sparudites (à gros grain), des épaisseurs uniques des couches de 10 à 30 cm. Selon la couleur et l'aspect visuel, trois couches - paquets de calcaires se diffèrent.

La première couche superficielle des calcaires gris, a une épaisseur irrégulière, vu qu'elle est érodée superficiellement, et au sondage C1 elle a une épaisseur de 12 m environ. La deuxième couche (centrale) des calcaires gris – ocres est d'une épaisseur de 10 m environ et la troisième couche (intérieure) des calcaires ocres est d'environ de 12 m d'épaisseur. La deuxième et la troisième couche sont moins érodées et forment des crêtes dans le sol. Elles sont coupées par des ravins profonds et abrupts des ruisseaux qui descendent tout droit sur la pente.

Le substratum (base de l'exploitation) des couches – paquets de calcaires est représenté par des marnes riches en fossiles, avec des intercalations minces de calcaire, de l'âge Paléocène – Maestrichtien. Le recouvrement des calcaires est composé de marnes gris-jaune en couches minces, du même âge.

Les éléments de structure déterminés par les levés géologiques sont la stratification du plongement uniforme avec l'azimut 140°-150° sous l'angle de 40°-45° en moyenne. Les fractures remarquées à la surface et dans les vallées des ravins sont presque verticales et elles coupent la stratification sous un angle droit. La masse rocheuse est ainsi compartimentée par endroits en blocs réguliers rhomboédriques des dimensions 30x30x30cm, ce qui partiellement limite son utilisation pour les remblais plus massifs.

Les essais réalisés sur les échantillons de la roche calcaire, collectés au niveau de la carrière (tableaux 10 et 13 en Annexe) confirment que les matériaux ont de bonnes caractéristiques de résistance et qu'ils supportent bien les détériorations. Les caractéristiques générales de la pierre, sur la base des essais effectués, sont les suivantes :

– Porosité ..... .0.75%- 9.66% (Moyenne =3.31%)
– Teneur en eau W ..... 0.42-2.91% (Moyenne =1.59%)
– Densité γ_h ..... Moyenne =2.68 t/m^3
– Poids spécifique γ_s..... Moyenne =2.70 t/m^3
– RC simple Naturel .....14.93-119.46 MPa (Moyenne =55 MPa)
– RC simple Saturé.....28.2-77.67 MPa (Moyenne =52.8 MPa)
– LA (condition <25%)..... 24.2 – 31.48% (Moyenne =26.7%)
– MDE sec (condition<10%) .....4.0 – 12.2% (Moyenne =7.2%)
– MDE humide (condition<20%)..... 24.0 – 39.4% (Moyenne =29.4%)

La résistance à la compression uniaxiale est un peu plus faible dans la partie terminale de la Couche 1 ce qui a été aussi constaté dans les calcaires légèrement marneux des sondages F07 et F08. Les valeurs 14.9 -17.8 Mpa font une exception dans la masse entière. En éliminant tous ces extrêmes, la valeur moyenne de la masse est 64.7 Mpa.

Les échantillons du calcaire de F08, de la Couche 2, et partiellement de la Couche 1 du sondage C1 remplissent en principe les demandes habituelles pour les granulats de béton (indice LA<25%, indice MDE sec<10%, MDE humide<20%). Pour les échantillons de F07 et de la Couche 3 de C1, l'indice LA légèrement dépasse la valeur recommandée. De même, pour les échantillons de la Couche 1 et de la Couche 3, l'indice MDE humide dépasse un peu la valeur recommandée.

L'analyse chimique montre des concentrations insignifiantes des Chlorures (0%) et Sulfates de 0.1 à 0.3%.

Les résultats des essais de l'Alcali réaction (Code CHF 56, élaboré par C.E.T.I.M.-Boumerdès), donnés dans le tableau suivant, montrent que les échantillons de calcaires sont non réactifs (NR) vis-à-vis de l'alcali silice alcali silicates (<4%) selon les normes XP 18-594 et FD P18-542 :

Code échantillons		Localité	Quartez	Silice total (SiO2)	SiO2-Quartz
couche 1	Ech 2	15.65-15.85	8.5	10.62	2.62
couche 2	Ech 4	21.4-21.75	7	10.53	3.53
couche 3	Ech 7	38.44-38.68	7	8.3	1.32
couche 2	Ech 4	surface	4	4.01	0.01
couche 2	Ech 5	surface	4.5	4.84	0.34

TABLE 4.6 – Les résultats des essais de l'Alcali réaction

Les essais réalisés sur les caractéristiques physiques, mécaniques, chimiques et technologiques classent la roche comme faiblement altérée et avec une résistance mécanique augmentée.

Les différences entre les paquets de calcaires, lorsqu'on parle de la résistance à la compression uniaxiale, ne sont pas importantes. Les valeurs de LA et MDE, obtenues au niveau des calcaires sont satisfaisantes. Pourtant, la présence des oscillations dans les caractéristiques exige la prudence lors de l'exploitation de la carrière.

Estimation des réserves de la pierre

Le calcul des réserves du calcaire, dans les limites de la surface de 100.000 m2 environ, a été élaboré par l'application du logiciel ArcGIS en découpant un bloc suivant les contours déterminés des limites géologiques et en calant la cote du plateau à 1120 m, parce qu'il n'est pas nécessaire d'entailler plus en profondeur.

Les quantités des pierres nécessaires pour le granulat de béton (350.000m^3) peuvent être assurées avec certitude à partir de la carrière potentielle examinée dont le volume disponible est estimé à 1 300 000 m^3.

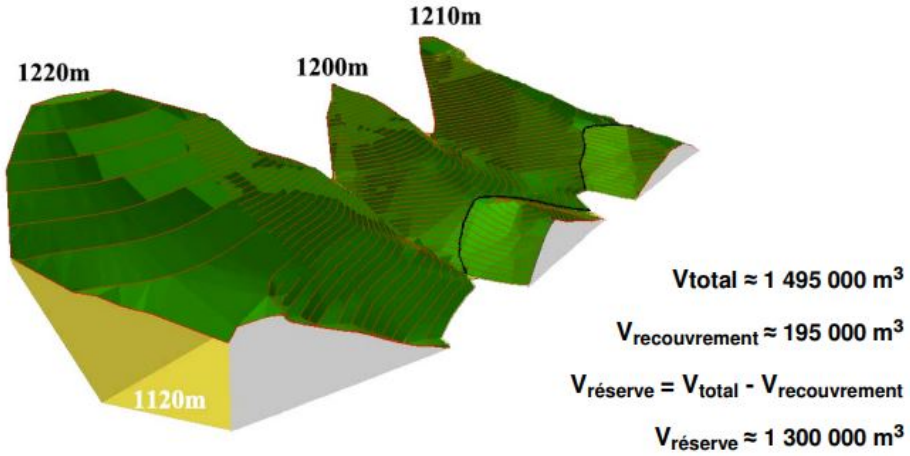


FIGURE 4.10 – diagramme des réserves du calcaire

Par l'exploitation, toutes les réserves ne pourront pas être extraites, vu que le front de la carrière est prévu avec les bermes. En tout cas, cette localité garantit une double quantité par rapport à celle nécessaire, même en prenant en compte le rejet des horizons inadéquats dont la qualité doit être contrôlée périodiquement au laboratoire.

De l'autre côté, l'Entreprise pourra s'organiser de manière à accepter les distances de transport plus importantes dans les autres zones d'emprunt potentielles et ce jusqu'à 10 km de l'ouvrage, si elle renonce à l'exploitation de la zone proposée de la carrière.

4.8.2 Matériaux de remblayage

Reconnaissances réalisées lors de l'Etude de faisabilité

Les zones potentielles d'emprunt des argiles pour la construction du barrage de Bouzina ont fait l'objet des reconnaissances pour les besoins de l'élaboration de l'Etude de faisabilité en deux reprises : la première fois en 1997 de la part de l'Enterprise Nationale des Etudes Hydrauliques (ENHYD), et la deuxième fois de 2005 – 2006 de la part de BG&STUCKY, lorsqu'ont été faits les reconnaissances et les essais complémentaires.

La qualité des argiles a été examinée au niveau de deux zones potentielles d'emprunt des argiles. La première se trouve à l'extrémité de la cuvette, sur la rive gauche, et la seconde à la proximité du village de Bouzina, à quelque 10 km à l'amont du site du barrage.

Puits de reconnaissance

Dans le cadre de la campagne des reconnaissances réalisée par ENHYD (1997), l'excavation de 5 puits de reconnaissance a été réalisée au niveau des zones d'emprunt des argiles. Durant la campagne des reconnaissances, réalisée par BG&STUCKY (2005-2006) 11 puits de reconnaissances ont été réalisés au niveau des zones d'emprunt des argiles.

Essais et analyses de laboratoire

Durant ces deux campagnes de reconnaissances les échantillons ont été prélevés à partir des zones d'emprunt et les essais de laboratoire ont été effectués. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des essais de laboratoire effectués :

Sur la base des essais de laboratoire effectués, il a été conclu qu'au niveau de la zone potentielle d'emprunt des argiles étaient présents des matériaux argileux – limoneux, avec 43-93 % de la fraction fine (d$< 80\mu$). Les matériaux appartiennent généralement, selon la classification USCS, au groupe CL (argiles de faible plasticité), plus rarement CH (argiles de haute plasticité). Dans l'état naturel, les matériaux sont durs et très consistants.

La teneur en matière organique est faible. La teneur en gypse (sulfates) est un peu augmentée, dans les limites 0.20-9.69 % (en moyenne 3.89 %).

Les matériaux ont des valeurs moyennes de la compacité selon Proctor. Egalement, les valeurs de la résistance au cisaillement et de la déformabilité sont moyennes. La quantité estimée des matériaux au niveau de la zone d'emprunt est 200 000 m3 environ. L'épaisseur de la couche des argiles est 3.5 m environ.

Essai/analyse	**Résultats**
Classification USCS	CL et CL-ML -Argiles limoneuses et limono-sableuses de faible plasticité (3 échantillons) SC - Sable limoneux et argileux (1 échantillon)
Granulométrie	Gravier (d >2mm) : 0-13% Sable (2mm >d>80 mu) : 3-72% Limon (80 mu >d>2 mu) : 22-97% Argile (d<2 mu) : 0-26%
Limite de liquidité WL (%)	20.0 - 45.5
Limite de plasticité WP (%)	21.9 - 26.0
Indice de plasticité IP (%)	7.5 - 23.6
Indice de consistance IC	1.27 - 3.23
Densité humide gamma h (KN/m3)	21.3 - 21.8
Teneur en eau W (%)	9.2 - 15.5
Densité sèche gamma d (KN/m3)	18.4 - 20.0
Proctor modifié	gamma d max = 19.0-20.1 KN/m3
	W opt = 8.78-12.95%
Cisaillement triaxial UU	Cu = 175 - 375 Kn/m2 phi u = 14.0- 28.3°
Cisaillement triaxial CU+UU	C cu = 15 - 75 Kn/m2 phi u = 15.3-26.3° C' = 5 - 35 Kn/m2 phi ' = 22.3-37°
Oedomètre	pc = 160 - 180 kN/m2 Cc = 0.08 - 0.13 % Cg = 0.025 - 0.037 %
Perméabilité k (m/s)	395x10-8 (pression 67.5 kN/m2)

TABLE 4.7 – Etude de faisabilité - Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (ENHYD, 1997)

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / d'analyses
Classification USCS	CL - Argiles limoneuses et limono-sableuses de faible plasticité	9
	CH - Argiles limoneuses très plastiques	4
Granulométrie	Gravier (d>2 mm): 1-21 % Sable (2 mm >d> 80 µ) : 5-38 % Limon (80 µ >d> 2µ) : 26-55 % Argile (d<2 µ) : 16-54 %	13
Limite de liquidité WL (%)	26.8 - 58	13
Limite de plasticité WP (%)	16.8 - 29.4	13
Indice de plasticité IP (%)	10 - 30	13
Indice de consistance IC	1.24 - 1.50	7
Teneur en eau W (%)	12.5 - 22.6	7
Teneur en matière organique (%)	0.31	2
Teneur en sulfates (%)	0.20 - 9.69	13
Proctor standard	$\gamma_{d,max}$ = 15.4 - 15.9 kN/m^3 W_{opt} = 10.72 - 16.69 %	4
Cisaillement triaxial UU	c_u = 54 - 155 kN/m^2 φ_u = 5.9 - 11.3°	4
Cisaillement triaxial CD	c' = 73 - 119 kN/m^2 φ' = 20.7 - 24.7°	4
Oedomètre	p_c = 108 - 110 kN/m^2 Cc = 9.98 - 12.31 % Cg = 2.28 - 2.32 %	2
Perméabilité k (m/s)	2.8x10^{-8} - 2.1x10^{-9} (Pression 800 kN/m^2)	2

FIGURE 4.11 – Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (BG&STUCKY, 2005-2006).jpg

Reconnaissances réalisées à l'APD

Pour les besoins de l'élaboration de l'APD, les reconnaissances complémentaires des matériaux argileux ont été réalisées au niveau des zones potentielles d'emprunt. Le programme prévoyait les reconnaissances sur trois localités : localité qui a été reconnue avant, à l'entrée dans le village de Bouzina (A1), à une distance de 10 km environ du site, localité à l'extrémité de la cuvette à l'aval du nouveau pont (A2), à une distance de 2 km environ du site et la troisième localité (A3) du côté droit de la route, à la proximité de la localité A1.

Vu que l'on doutait que la teneur en sulfates ait été élevée et la teneur des autres matières nécessaires dans les argiles, les essais ont été réalisés en phases - il a été prévu que prioritairement, dans la première phase, sur un nombre réduit des échantillons représentatifs soient examinées les caractéristiques chimiques et géophysiques principales des matériaux des zones d'emprunt, pour pouvoir tirer des conclusions sur leur utilisabilité pour l'exécution du noyau argileux du barrage.

S'il s'était avéré que les matériaux pouvaient être utilisés pour l'exécution du noyau argileux, dans la deuxième phase aurait été réalisé le reste des essais géotechniques complets. Vu que les essais réalisés dans la première phase ont montré que les argiles n'ont pas les caractéristiques requises pour l'exécution du noyau argileux, la deuxième phase des reconnaissances sur le terrain et des essais au laboratoire n'a pas été réalisée.

Sondages carottés

Au niveau de la zone potentielle d'emprunt des argiles A3, ont été réalisés deux (2) sondages avec carottage continu, d'une profondeur de 15 m (sondage A3-1) et 12.2 m (sondage A3-2) respectivement. Dans ces sondages ont été réalisés les essais de pénétration standard (SPT) et prélevés les échantillons du sol, dont (7) intacts et (5) remaniés.

Le carottage des sondages a montré que jusqu'à la profondeur de 7 m environ il y a des argiles graveleux-sableux, brunâtres, avec des fragments de calcaires et inclusions de gypse. Les argiles sont dures, de moyenne à haute plasticité. Au-delà de 7 m, les argiles marneuses sont prédominantes, ainsi que les marnes de consistance dure, avec la teneur augmentée en gypse.

Les échantillons des argiles des sondages n'ont pas été analysés au laboratoire.

Essai de SPT

Cinq essais de pénétration standard (SPT) ont été réalisés dans les sondages. Les résultats des essais sont donnés dans le tableau ci-après.

Sondage	Profondeur (m)	N1, N2, N3	N30 = N2+N3	Commentaire
A3-1	3.20 à 3.65	7, 10, 10	20	Très consistante
	6.30 à 6.75	17, 21, 36	57	Consistante dure
	9.30 à 9.55	31, Refus (50)/12 cm	>50	Consistante dure
	12.00 à 12.10	Refus (50)/10 cm	>50	Consistante dure
A3-2	6.20 à 6.65	12, 22, 34	>56	Consistante dure

TABLE 4.8 – Etude d'APD - Essais de SPT - Zones d'emprunt d'argiles (ENERGOPROJECT, 2012)

Investigations géophysiques

Au niveau de la zone potentielle d'emprunt des argiles A1, ont été réalisés deux profils de sismique réfraction de 125 m de longueur et 12 sondages électriques (avec la longueur de la ligne AB<100 m). Sur la base de ces prospections, une zone superficielle de 10.0-12.0 m d'épaisseur a été déterminée. Elle représente les matériaux argileux déposés qui sont plus proches à la surface, jusqu'à 5.0 m, plus faiblement consolidés avec les vitesses des ondes sismiques de 333 m/s à 630 m/s, et plus en profondeur avec les vitesses des ondes sismiques de 651 m/s à 831 m/s et les résistances électriques très petites.

Au niveau de la zone potentielle d'emprunt des argiles A3, ont été réalisés deux profils de sismique réfraction (PSR-19 et PSR-20), de 180 m de longueur chacun et 10 sondages électriques (avec la longueur de la ligne AB<100 m). Sur la base de ces prospections, une zone superficielle a été déterminée avec les profondeurs variables 4.4 à 8.6 m, en moyenne 6.0m, avec les vitesses de propagation des ondes sismiques de 342m/s à 897m/s et les petites résistances électriques, ce qui correspond aux argiles et/ou à la roche argileuse complètement dégradée.

Dans les deux zones, au-dessous de la zone superficielle, un milieu a été enregistré avec les vitesses des ondes sismiques supérieures à 1200 – 1500 m/s, ce qui déjà représente la masse rocheuse altérée.

Puits de reconnaissance

Cinq puits de reconnaissance ont été excavés (4 dans la zone d'emprunt A1 et 1 dans la zone d'emprunt A3). Les échantillons du sol ont été prélevés pour les essais de laboratoire (7 petits échantillons intacts et 8 grands échantillons remaniés).

Essais et analyses de laboratoire

Pour la phase I, la plupart des essais de laboratoire prévus a été réalisée. Les essais ont été arrêtés après l'obtention des résultats des analyses chimiques des matériaux.

Les résultats des essais montrent qu'il s'agit des argiles non organiques de faible à haute plasticité (CL à CH). La teneur en fraction fine (d $< 80\mu$) est dans les limites 64-97 %. A l'état naturel, le matériau est très consistant. Concernant la densité, selon Proctor il a des caractéristiques moyennes de la résistance au cisaillement et de la déformabilité.

Essai / analyse	Résultats	Nombre d'essais / d'analyses
Classification USCS	CL - Argiles limoneuses et limono-sableuses de faible plasticité	12
	CH - Argiles limoneuses très plastiques	1
Granulométrie	Gravier (d>2 mm) : 0.3-16.3 %	13
	Sable (2 mm >d>80 µ) : 2.9-20.1 %	
	Limon et argile (d<80 µ) : 63.6-96.8 %	
Limite de liquidité WL (%)	28.5 - 52.7	13
Limite de plasticité WP (%)	12.1 - 26.6	13
Indice de plasticité IP (%)	15.6 - 26.00	13
Indice de consistance IC	1.22 - 1.61	5
Poids spécifique Gs	2.67 - 2.76	13
Densité humide γh (kN/m3)	17.1 - 19.4	7
Teneur en eau W (%)	11.5 - 18.1	7
Densité sèche γd (kN/m3)	14.9 - 17.0	7
Teneur en matière organique (%)	0.26 - 1.04	7
Teneur en carbonate (%)	42.46 - 49.31	5
Teneur en sel solubles (%)	63.40 - 74.40	7
Teneur en chlorures (%)	0.10 - 0.21	7
Teneur en sulfates (%)	1.33 - 6.11	7
Proctor standard	d,max = 14.9 - 17.2 kN/m3 Wopt = 10.72 - 16.69 %	8
Cisaillement direct UU (*)	cu = 83 - 133 kN/m2 ϕu = 14.3 - 35.1°	3
Cisaillement direct CD (*)	c' = 4 - 23 kN/m2 ϕ' = 24.1 - 30.1°	3
Oedomètre (*)	pc = 90 - 250 kN/m2 Cc = 1.0 - 2.8 % Cg = 0.4 - 1.3 %	4
Perméabilité k (m/s)	1.5x10-9 - 4x10-10	2

TABLE 4.9 – Etude d'APD - Essais de laboratoire - Zones d'emprunt d'argiles (ENERGO-PROJECT, 2012)

Les analyses chimiques ont montré une importante teneur en sels dispersifs (63.4-74.4 %) et carbonates (42.5-49.3 %). Vu qu'il s'agit des substances solubles dans l'eau, il existe un danger que lors de l'exploitation de l'ouvrage et après une longue exposition des matériaux du noyau à l'eau dans la cuvette se forment des canaux dans le noyau argileux avec la tendance d'expansion par l'érosion due à l'eau. En plus de la diminution de l'étanchéité du barrage, ce phénomène, à la fin pourrait menacer la stabilité du barrage. Pour cette raison, il a été conclu que les matériaux argileux à partir des zones d'emprunt A1 et A3 ne sont pas convenables pour l'exécution du noyau argileux du barrage en remblai.

Pourtant, ces matériaux pourraient être utilisés pour la réalisation du batardeau aval, vu qu'il s'agit d'un ouvrage provisoire, et que lors de son fonctionnement le processus de dégradation des matériaux dans le corps du batardeau ne peut se développer d'une manière plus importante.

La deuxième source potentielle des matériaux pour la construction du batardeau aval sont les matériaux détritiques argileux de la terrasse fluviale immédiatement à l'amont du site du barrage.

Ces matériaux n'ont pas été soumis aux essais lors de la campagne des travaux de reconnaissance pour l'étude d'APD. La quantité estimée des matériaux dans la zone d'emprunt fait au minimum 10 000 m3, ce qui est la quantité plusieurs fois plus grande de celle nécessaire pour la construction du batardeau. Pour la détermination des caractéristiques de ces matériaux, on a prévu la réalisation des travaux de reconnaissance complémentaires (excavation des puits de reconnaissance et essais de laboratoire des échantillons du sol).

4.9 CONSEQUENCES POUR LE PROJET

4.9.1 Conditions naturelles

Barrage poids

Les conditions de fondation des ouvrages au site de barrage sont définies suffisamment en détail en phase d'étude d'APD. Les conditions géologiques et géotechniques au droit du site sont les suivantes :

• L'assise rocheuse (substratum) est formée, au fond de la vallée, d'alternance de conglomérats massifs et d'argiles sableuses rougeâtres souvent indurées, et de conglomérats durs, massifs, compacts en rives.

• L'assise rocheuse (substratum) est couverte d'alluvions grossières d'épaisseur faible (moins de 5 m), au fond de la vallée, et de colluvions d'épaisseur faible en rives, surtout dans les parties amont.

• Les couches plongent vers le Sud-Est (vers l'aval) avec un pendage de 30° - 35° à l'entrée dans la gorge, et cette pente s'adoucit vite jusqu'à devenir horizontale vers la partie aval, en s'approchant vers le cœur du synclinal.

• Les essais de perméabilité effectués jusqu'aux profondeurs assez grandes témoignent qu'il s'agit d'un massif de perméabilité faible à très faible, sauf dans la partie supérieure

des conglomérats massifs.

• Dans les sondages qui traversent les alternances conglomérats / alévrolites-argiles indurées, aucun joint argileux (non induré) n'a été rencontré.

• La série de substratum du Lutétien Supérieur d'alévrolites-argiles indurées à intercalations de grès fins et grossiers avec passages aux microconglomérats, est constatée dans 4 sondages dans le lit de l'oued (K1 à 20m, Bp6 à 43m, Bp8 à 64.6m, F01bis à 85.4m).

• La série moyenne de l'Oligocène d'alternance de conglomérats/alévrolites-argiles indurées, est constatée dans les sondages Bp3 (73.8-100.5m), Bp6 (4.4-43m), Bp8 (4.4-64.6m), F01bis (13–85.4m), F02 (22.75–50.25m), F03 (21.65 – 60m), ainsi que dans tous les anciens sondages dans le lit de l'oued K1-K5 (ENHYD). La présence de filons minces (films) de gypse est identifiée dans F01 (en dessous de 34-38m) et dans F02 (en dessous de 34 – 38m).

• Dans les conglomérats nummulitiques massifs à travers lesquels ont passé les sondages Bp3 (0-73.8m), Bp7 (0-45.2m), F01bis (1.5-13m), F02 (0-22.75m), F03 (0-21.65m) et surtout F04 (0-101m), aucune présence du gypse n'a été notée.

• Vu l'épaisseur totale peu importante et la perméabilité faible à travers les couches du terrain de fondation qui est incliné vers l'aval, ces couches fines de gypse ne représentent pas, a priori, un problème relatif à la dissolution.

• Deux zones géotechniques importantes pour les excavations et la fondation du barrage, sont délimitées, notamment :

— **Zone 2** - Substratum rocheux très décomprimé et altéré

— **Zone 3** - Massif rocheux plus compact, peu fracturé et altéré

	RQD	**Vs(m/s)**	**Vp (m/s)**	**(g/cm³)**	**E(MPa)**	**D(MPa)**	**Rc(MPa)**	**Rt(MPa)**	**c(MPa)**	$\phi(°)$
Zone 2	0.5	1.06	1.866	2.5	1.708	492	28	3	0.2	30
Zone 3	0.77	1.989	3.998	2.63	11.381	5.718	45	6	1.5	36

• La stabilité du barrage sera contrôlée par les plans de stratification entre les conglomérats et les intercalations des argiles indurées. Les joints plastiques limono-sableux ne sont pas identifiés par les sondages de reconnaissance.

• Les modules de déformation et d'élasticité, ainsi que les valeurs de résistance des roches (résistance à la compression uniaxiale, au cisaillement et à la traction), sont moyens à élevés. Ces valeurs sont plus élevées dans les conglomérats que dans les alévrolites – argiles indurées.

Influence du niveau des eaux souterraines en phase de construction et d'exploitation de l'ouvrage

La position et le régime du niveau phréatique dans les conditions naturelles au site du barrage et dans les flancs du barrage de Bouzina (tout comme les caractéristiques de perméabilité de la masse rocheuse) revêt une importance pour estimer une percolation possible d'eau de la retenue et pour définir la protection du profil contre les infiltrations.

Comme c'est déjà mentionné, le niveau phréatique dans le flanc droit, dans la zone des cols, s'élève jusqu'à la cote 1060 m, ce qui est une circonstance favorable pour le dimensionnement de la longueur du voile d'injection.

En flanc gauche, le niveau phréatique n'est pas suffisamment défini, mais, à la différence du col étroit en flanc droit, un complexe rocheux puissant s'élève entre la ligne du niveau de la retenue prévue et l'eau d'aval.

Lorsqu'il est question de la présence du niveau artésien dans la zone de l'oued, du point de vue pratique d'ingénieur, des manifestations éventuelles de la sous-pression dans la partie centrale du barrage, ne devraient pas gêner ou limiter les travaux d'excavation pour le barrage.

Eventuellement, seulement pour les excavations dans la masse rocheuse en dessous des cotes de 960 à 955 m, on afflux pourrait se manifester à travers le fond de l'excavation, le long des dislocations de faille avec une pression artésienne enregistrée, mais avec un apport „acceptable". Notamment, l'afflux-le déversement des eaux artésiennes des sondages Bp6, Bp8 et F01 bis (à travers l'auréol entre le mur du sondage et le tube mis en place) allait de 0.1 à 0.5 L/s en période de monitoring.

Lors de la sortie du tube de mesure du sondage, le déversement au niveau du terrain pouvait, dans le meilleur cas, doubler (mesuré sur Bp6). Donc, la quantité d'eau déversée depuis le sondage ouvert de diamètre Ø 101 mm pouvait être de 0.2 – 1 L/s.

L'effet de la pression artésienne (sous-pression) se manifestera sûrement lors de l'exécution des forages d'injection en dessous de la partie centrale du barrage, jusqu'à la cote 920 m. Il est estimé que la sous-pression aux têtes de forages dans la galerie d'injection pourrait être de l'ordre de 1 bar (10 m de la colonne d'eau), et il est indispensable d'en tenir compte lors des travaux d'injection.

En tout cas, après la mise en eau de la retenue jusqu'à la cote 1045 m, toutes les pressions – niveaux des eaux souterrains, sont fonction de cette cote d'eau d'amont. Le niveau des eaux souterraines dans les flancs et en dessous du barrage, en phase d'exploitation, dépendent de la perméabilité existante de la masse rocheuse et des effets des travaux contre les infiltrations (voile d'injection et de drainage).

Dans ce sens, avant le début de la mise en eau de la retenue, il est indispensable d'obturer les forages piézométriques existants le long du lit de l'oued de Bouzina où un déversement spontané a été observé (F01, F01 bis, Bp6 i Bp8), avant ou maintenant.

Notamment, si à partir des forages de diamètre Ø 101 mm, il s'écoule de 0.1 à 0.5 L/s sous une pression de 0.3 bars, il est clair que, par exemple, pour une surpression dix fois plus grande (30 m de la colonne d'eau) dans la retenue, ces mêmes forages piézométriques pourraient recevoir 1-5 L/s ou, soit environ 12 L/s au total.

Dans les conditions de la retenue pleine (ΔH = 60 m), cette perte de l'eau serait autour de 25 L/s, ce qui n'est en aucun cas négligeable. C'est pour cette raison qu'il est indispensable d'obturer les forages mentionnés avant la phase de mise en eau de la retenue.

Retenue

La cuvette occupe en totalité le terrain constitué de termes nummulitiques inférieurs de l'Eocène Moyen. Ce sont les sédiments limoneux-argileux à intercalations de grès et les conglomérats. La structure est simple, caractérisée par un pendage uniforme des couches vers l'oued (SE) avec l'angle de pendage moyen de (environ 40° do 50°) s'adoucissant vers

le cœur du synclinal.

Les mouvements rapides du sol liés aux versants droits de la cuvette sont presque nuls, à cause des intercalations gréseuses puissantes qui „arment“ le terrain, de telle sorte que les instabilités de pentes de la retenue sont limitées aux effondrements possibles des blocs de conglomérats de l'escarpement Kef El Ahmar qui domine la cuvette du côté gauche.

Lorsqu'il est question de l'érosion de surface du terrain, les dépôts colluvionnaires et les lits secs des ravins observés, témoignent de l'intensité forte de l'érosion. Il y a neuf ravins torrentiels de ce genre en rive gauche et un, grand, en rive droite, vers la fin de la retenue, à proximité du pont nouvellement construit sur la route qui mène vers Menaa.

Les dépôts colluvionnaires sont conséquence de l'érosion intensive des torrents qui s'écoulent de temps en temps des versants abrupts de Dj.Bouss en bordure de la vallée. L'érosion serait sans aucun doute plus intensive, mais les intercalations métriques de grès beiges indurés et de conglomérats sableux fins, représentent des barrages (barrières) qui empêchent le développement et l'extension de la ligne d'érosion de ce terrain. Les endroits où les torrents ont creusé les couches gréseuses, ont souvent le caractère de chutes d'eau où le pied est entaillé et la stabilité compromise par la dénudation.

Dans ce sens, il est indispensable d'assurer la structure de terrain compromise, par la réalisation des barrières de soutènement – antiérosives, aux endroits où les couches gréseuses sont entaillées dans les ravins. Cela aurait un effet sur la stabilité de pente et aurait pour conséquence l'adoucissement de l'érosion en bordure de la retenue. Cette mesure est indispensable également du point de vue de la réduction de l'envasement de la retenue.

4.9.2 Calage du fond de fouilles et traitement de la fondation

En tout ce qui concerne les entaillages et les conditions de réalisation des fondations du barrage, le site a les propriétés géotechniques convenables pour la fondation d'un barrage poids en béton.

Notamment, nonobstant le fait que l'axe est traversé par des failles sans accidents tectoniques majeurs, la qualité du massif rocheux est très acceptable pour la conception de ce type de barrage.

L'alternance des alévrolites et conglomérats avec des valeurs géomécaniques favorables, confirme la composition de ces fondations, pour lesquelles on s'attend à des valeurs de résistance au cisaillement avec cohésion variant entre c=1.7 et 4 MPa, d'angle de frottement interne ϕ entre 32° t 37º et de module de déformabilité entre D=3.5 et 8.8 GPa.

Afin de parvenir au substratum qui est acceptable pour les fondations du barrage (Zone 3), il y aura lieu d'exécuter les excavations suivantes :

• Au niveau du lit de l'oued et au niveau du pied de la rive gauche, dans la série de conglomérats et d'alévrolites altérés, les profondeurs jusqu'auxquelles les excavations seront réalisées seront de l'ordre de 15m environ.

• En rive droite, il y a lieu de retenir ces profondeurs dans la zone d'alévrolites et conglomérats altérés. En rives gauche et droite, dans les conglomérats massifs, la profondeur des excavations est estimée à 5 -8 m.

• Les éboulis de pente doivent être enlevés complètement.

En tout ce qui concerne la stabilité des excavations, compte tenu des rives abruptes de la gorge de Bouzina et des éléments géologiques les constituant, le seul souci c'est l'effondrement des blocs. Notamment, les escarpements élevés de conglomérats peuvent s'effondrer même maintenant à cause de l'orientation de la stratification, des fractures et de l'érosion. L'effondrement peut se produire au cours des travaux et en phase d'exploitation du barrage, si les élévations conglomératiques ne sont pas renforcées par des ancrages convenables.

D'autre part, l'orientation de la stratification et de l'axe du barrage est favorable pour les talus à exécuter, exception faite du talus amont pour l'axe du barrage où le es couches plongent de 30° vers l'excavation, ce qui est estimé comme défavorable. Pour cette raison, tous les talus amont, parallèles à l'axe du barrage, doivent être assurés par des ancrages, du treillis et du béton projeté.

En outre, une des caractéristiques des dépôts d'alévrolites-argiles dans la zone géotechnique moyenne est la météorisation rapide et la désagrégation due à l'absorption de l'humidité sous effet des agents atmosphériques. Pour cette raison, il y a lieu d'entreprendre des mesures de protection contre la désagrégation de la roche de fondation. Cela signifie que l'excavation en dessous de la partie en béton du barrage jusqu'à la cote prévue, devra être achevée juste avant la mise en place du béton, et que sur les surfaces des talus permanents qui ne seront pas recouvertes par du béton du barrage, devra être mis le béton projeté sur la roche, avec la protection du drainage de l'arrière des talus. Ces mesures de prudence réduiraient, à long terme, la possibilité de dégradation de la qualité de la roche et le lessivage éventuel au contact béton-roche.

La perméabilité de la masse rocheuse au droit du site, au col en flanc droit et sur une partie du flanc gauche n'est pas limitant, mais requiert des interventions sous forme d'étanchement, pour des raisons suivantes :

— Premièrement, le barrage et la retenue devraient être maximalement étanches, compte tenu de la situation hydrologique, c'est-à-dire du bilan d'eau au droit du site, particulièrement en période d'étiages.

— Deuxièmement, à cause de l'existence des drains potentiels pour les eaux de percolation de la retenue et cela en aval, dans les deux flancs. Il s'agit du cours principal de l'oued de Bouzina en dessous du col en flanc droit et d'un revins remarquable en flanc gauche en flanc gauche, près du sondage Bp7. Le compte est tenu du fait que la surface d'eau de la future retenue s'appuie largement sur le complexe rocheux aux flancs immédiats du barrage.

— Troisièmement, en raison des dislocations de faille présentes dans les deux flancs et le long du lit de l'oued. Leur rôle pour les besoins du présent projet n'a pas été défini auparavant et n'est toujours pas défini, ce qui requiert donc une vigilance. Surtout à cause de la dissolution possible du matériau de remplissage ou bien de la suffusion de ce dernier, ce qui, sans aucun doute, peut accélérer la déstabilisation du mur de versant rocheux en rive gauche et des cols en flanc droit, qui sont naturellement sensibles à l'érosion due à l'eau et à la gravitation.

Il est proposé de réaliser le voile d'injection dans le flanc gauche, sur une longueur

minimale de 120 m, de telle sorte qu'il bloque les infiltrations possibles à travers la série conglomératique sur laquelle la retenue s'appuie partiellement sur ce flanc. Pour des raisons mentionnées ci-avant, le voile, sur la partie centrale, doit être ancré à la série de substratum de dépôts d'alévrolites-argiles du Lutétien Supérieur, comme c'est montré sur la coupe géotechnique.

La profondeur recommandée de l'ancrage du voile d'injection en dessous du flanc droit, est en fonction des limites d'oscillation du niveau des eaux souterraines au col qui est étroit et de la proximité de l'oued en aval qui constitue un drain dans les conditions actuelles. La longueur de ce voile en flanc droit doit être de 450m au minimum.

4.9.3 Hypothèses pour l'étude de stabilité

L'application de la méthode Hoek Brown aux conglomérats et alévrolites des fondations du barrage, permet de calculer les caractéristiques de la résistance et de la déformabilité. Le Tableau ci-dessous fournit le résumé du calcul effectué.

Matériau	**RMR**	**GSI**	**c (MPa)**	**ϕ (º)**	**D (MPa)**
Alévrolites (masse rocheuse)	49	45	1.7	2.32	2.2
Conglomérats (masse rocheuse)	59	55	4	37	7.05

TABLE 4.10 – Caractéristiques mécaniques estimées sur la base du critère Hoek Brown

Comme il est recommandé de réaliser la fondation du barrage dans la Zone 3 et compte tenu du fait que dans le fond de fouille les deux masses rocheuses sont présentes, le rapport de Conglomérats/Alévrolites étant estimé à 65/35 %, les valeurs suivantes de résistance au cisaillement et de déformabilité sont proposées pour les calculs statistiques :

— Cohésion c = 1.0 Mpa
— Angle de frottement interne $\phi = 35^{\circ}$
— Module de déformabilité D = 4 500 Mpa

4.9.4 Programme des reconnaissances complémentaires

En phase qui précède la construction de l'ouvrage, il y a lieu d'effectuer une analyse complémentaire de la perméabilité de la partie extrême du flanc gauche, en réalisant un forage complémentaire à la fin de la galerie d'injection prévue. Ce forage doit avoir une inclinaison de 30° vers le flanc gauche et une profondeur prévue de 120m environ. La réalisation d'un deuxième forage est prévue au niveau de la rive droite, en aval de l'axe du barrage, à la cote 1020. Dans les deux forages, il y a lieu d'effectuer les essais systématiques de perméabilité du sommet jusqu'au fond des forages, en tranches de 5m.

Au terme des reconnaissances dans les deux forages, y seront installés des piézomètres qui seront inclus dans le système de monitoring du barrage.

Afin de définir les caractéristiques des matériaux argileux-de débris de terrasses, en tant que matériaux pour la construction du batardeau aval, il est prévu d'excaver 5 puits de

reconnaissance de 3 m de profondeur, avec la prise des échantillons du sol et la mise en place des essais de laboratoire :

- Granulométrie - sédimentométrie,
- Limites d'Atterberg,
- Teneur en eau,
- Poids spécifiques,
- Proctor normal,
- Cisaillement direct,
- Oedomètre,
- % de matière organique,
- % de matière soluble.

CHAPITRE

5

ÉTUDE DES VARIANTES

Introduction

L'objectif de cette étude est d'analyser et de comparer les différentes variantes de la digue en termes de performances hydrauliques, de stabilité structurelle, de coûts de construction et d'impacts environnementaux. Cela implique l'examen des caractéristiques du site, de la topographie, des propriétés du sol et de la géologie pour déterminer les options les plus adaptées.

5.1 choix du type du barrage

Le choix du type de barrage dépend de plusieurs facteurs et considérations, notamment :

Topographie et géologie

Les caractéristiques du site, telles que la topographie, la géologie et la stabilité du sol, jouent un rôle crucial dans le choix du type de barrage. Certains types de barrages sont mieux adaptés à des conditions géologiques spécifiques, tandis que d'autres peuvent être plus appropriés pour des pentes plus raides ou des sols particuliers.

Coûts et disponibilité des matériaux

Les coûts de construction, y compris les matériaux et les techniques de construction, peuvent influencer le choix du type de barrage. La disponibilité des matériaux de construction locaux peut également jouer un rôle dans la décision, car certains types de barrages nécessitent des matériaux spécifiques qui pourraient être coûteux ou difficiles à obtenir sur place.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue en béton suivants trois alternatives de variantes :

— barrage voûte en béton ordinaire.

— Barrage en BCR.

— Barrage à contreforts.

5.1.1 Barrage voute

Le barrage voûte est une structure en forme d'arc, généralement en béton, qui est construite pour retenir l'eau et former un réservoir. Les principales caractéristiques des barrages voûte sont les suivantes :

— Efficacité structurelle : Les barrages voûte sont réputés pour leur efficacité structurelle, car ils peuvent supporter de grandes pressions hydrostatiques avec moins de matériaux.

— Utilisation optimale des matériaux disponibles : Les barrages voûte nécessitent moins de matériaux de construction par rapport à d'autres types de barrages, ce qui les rend adaptés aux régions où les matériaux de construction sont limités.

— Capacité du réservoir : Les barrages voûte offrent des capacités de réservoir plus grandes grâce à leur capacité à franchir des vallées étroites et à créer des réservoirs plus profonds.

Conditions pour concevoir un barrage voute

· **Condition topographique :** la vallée doit être « étroite » ; des barrages voûtes ont été construits sur des sites dont le rapport largeur en crête sur hauteur (l/h) est voisin de 10, mais généralement les voûtes sont intéressantes lorsque l/h est inférieur à 5 ou 6.

· **Rigidité de la fondation :** pour que le fonctionnement « en voûte » soit possible, il faut que la rigidité de la fondation soit suffisante, sinon les arcs ne trouvent pas leurs appuis et la structure tend à fonctionner en console ; comme ordre de grandeur, une voûte ne doit pas être envisagée sans études détaillées lorsque le module de déformation du rocher (mesuré par essais au vérin ou petite sismique) est inférieur à 4 ou 5 GPa.

· **Résistance mécanique de la fondation :** on a vu que la voûte transmet des contraintes élevées à la fondation qui doit rester dans le domaine élastique pour ces niveaux de sollicitation.

· Tenue des dièdres de fondation, sous l'effet des sous pressions et compte tenu de la compression apportée par la voûte qui peut empêcher leur dissipation.

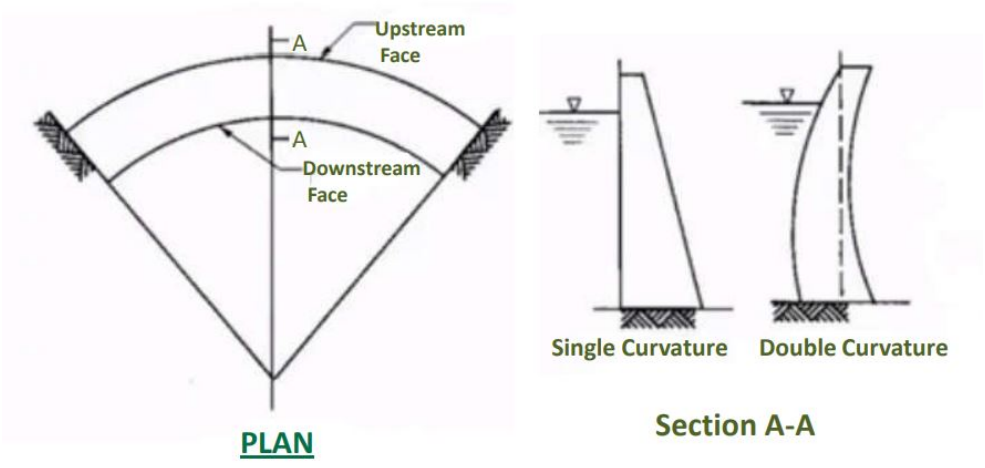


FIGURE 5.1 – Coupe du barrage voute

5.1.2 Barrage en BCR

Les barrages en BCR (béton compacté au rouleau) sont des ouvrages hydrauliques construits en utilisant du béton compacté au rouleau. Cette technique de construction consiste à déposer et compacter successivement des couches de béton, généralement de granulométrie spécifique, à l'aide de rouleaux vibrants.

Les barrages en BCR sont réputés pour leur résistance élevée, leur durabilité et leur étanchéité. Le processus de compactage du béton permet d'obtenir une structure dense et homogène, offrant une excellente résistance à la pression de l'eau et aux forces sismiques.

Ces barrages sont généralement construits sur des sites où le matériau rocheux est abondant, car ils nécessitent une grande quantité de granulats. Le béton est préparé en mélangeant le ciment, les granulats et l'eau selon des proportions spécifiques, puis il est transporté sur le site de construction où il est déposé et compacté couche par couche.

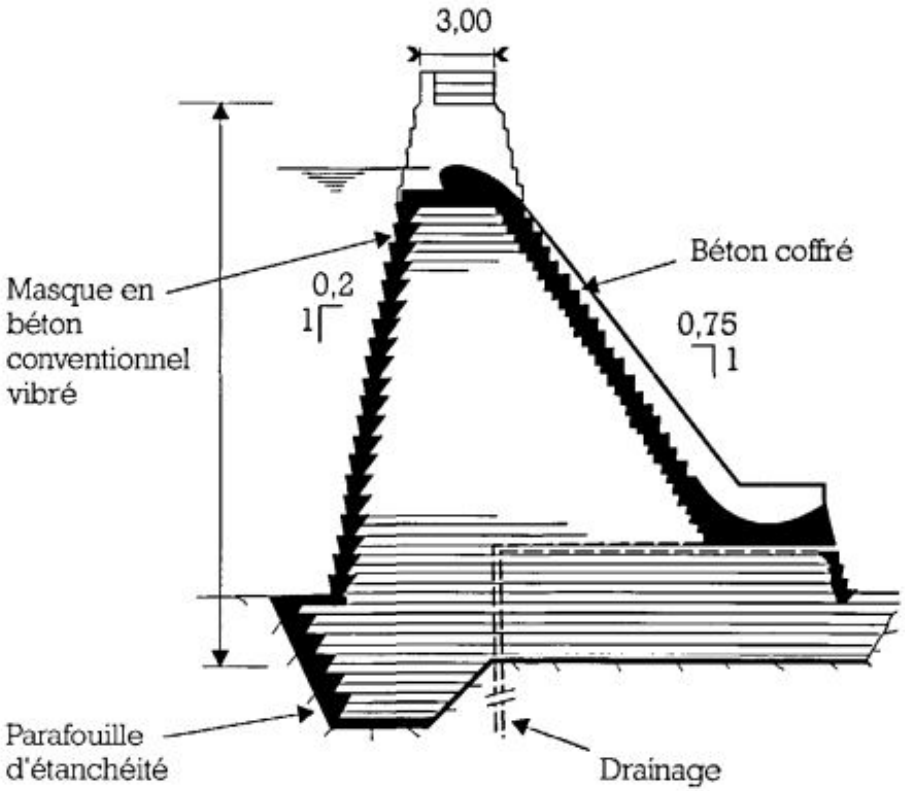


FIGURE 5.2 – Coupe du barrage en BCR

5.1.3 Barrage à contreforts

Un barrage-poids en béton ordinaire, comme nous le savons, est un corps solide en béton de masse, de forme quelque peu triangulaire en coupe, s'étendant sur toute la largeur de

la vallée de la rivière. Un tel mur massif nécessite une énorme quantité de béton, dont une partie reste partiellement non sollicitée, conduisant ainsi à un gaspillage de béton. La pression de soulèvement agit également sur toute la largeur du corps du barrage, depuis sa base, ce qui augmente encore sa taille, sans apporter de bénéfice supplémentaire en tant que barrage. Des efforts ont été faits de temps à autre pour innover des méthodes visant à économiser l'utilisation du béton, en réduisant le béton dans les parties du barrage où il reste non sollicité. Des tentatives ont donc été faites pour fournir des barrages-poids creux. Les barrages à contreforts sont une amélioration innovante par rapport aux barrages-poids en béton creux. Les barrages à contreforts se composent d'éléments structurels principaux : un tablier en pente côté amont qui soutient l'eau.

Type des barrages à contreforts

Il existe cinq types de barrages à contreforts, parmi lesquels les types de dalle de tablier et de multiples arcs sont les plus couramment utilisés. Voici ces cinq types :

— Barrage à contreforts à dalle de tablier.
— Barrage à contreforts à arcs multiples.
— Barrage à contreforts à tête massive.
— Barrage à contreforts à dômes multiples.
— Barrage à contreforts colonnaires.

Barrage à contreforts à dalle de tablier

Dans ce type de barrage, une dalle de tablier est installée et soutenue par les corbeaux des contreforts. Ce type de barrage est généralement construit à des hauteurs plus modestes, généralement de 20 à 50 mètres.

La dalle inclinée par rapport à l'horizontale d'environ 40 à 55 degrés est nécessaire pour stabiliser le barrage, supporter la charge à vide de l'eau du réservoir stocké et éviter tout glissement dû au poids propre du barrage.

Dans ce cas, chaque unité de dalle de tablier sur deux contreforts adjacents agit comme une unité unique et indépendante. Ainsi, si une unité est endommagée ou affectée, il n'y a pas besoin de s'inquiéter des autres unités.

Les considérations de conception pour un barrage à contreforts à dalle de tablier sont les mêmes que celles pour un barrage-poids. Encore une fois, dans ce cas, il existe trois types, à savoir :

— **Barrages à contreforts avec dalle de tablier fixe** : Dans le cas d'un barrage de type dalle de tablier fixe, la dalle de tablier et les contreforts sont coulés en une seule pièce.
— **Barrages à contreforts avec dalle de tablier libre** : C'est également appelé barrage à contreforts avec dalle de tablier simple. Il est construit lorsque le sol de fondation est très faible. Dans ce cas, un renforcement est fourni sur la face aval de la dalle de tablier.

— **Barrages à contreforts en porte-à-faux** : Dans ce cas, la dalle de tablier est en porte-à-faux aux deux extrémités et la face amont est renforcée.

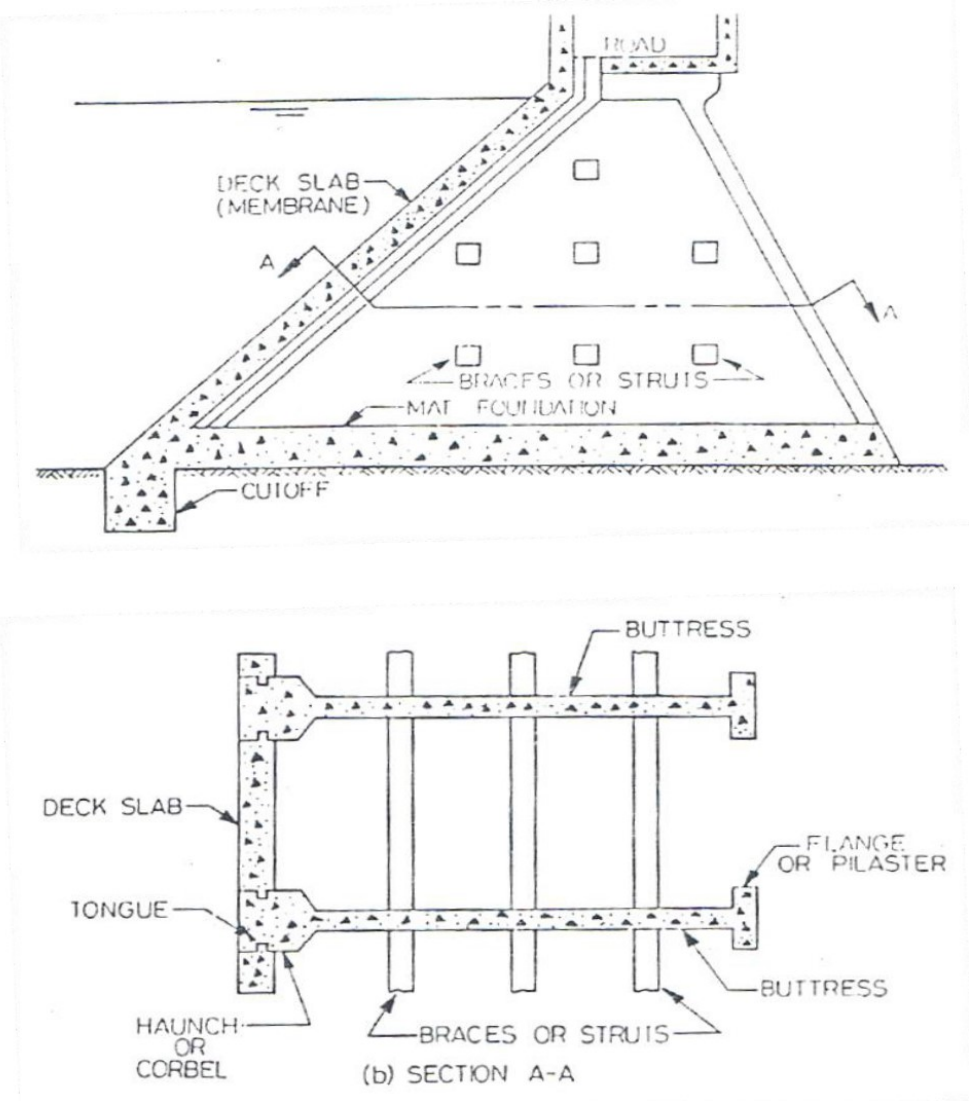


FIGURE 5.3 – Coupe du barrage à contreforts

5.2 Définition du profil générale du barrage

5.2.1 Hauteur du barrage

Tassement

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \tag{5.1}$$

donc le tassement sera égale à 0.3 m.

la hauteur totale du barrage

donc la hauteur du barrage sera :

$$H_b = NNR - C_f + H_{dev} + R + T \tag{5.2}$$

avec :

- NNR : la cote du niveau normale de la retenue = 1030 m
- C_f : la cote du fond= 990 m
- H_{dev} : la charge déversante = 3.16 m
- R : la revanche = 1.4 m
- T : le tassement = 0.3 m

donc H_b= 44.9 m donc on le prend à 45 mètres

5.2.2 longueur en crête

la longueur en crête est définie par la largeur de la gorge à la crête du barrage qu'on a trouvé à 165 mètres

5.3 Barrage en BCR

5.3.1 Détermination du profile de la digue

On trace le profil de la digue en utilisant la topographie du terrain, puis on réalise des coupes longitudinal tout au long de la crête utilisant un pas de 15 mètres.

5.3.2 Calcul du volume de la digue

On détermine la surface et le volume de chaque tranche en calculant la surface des deux coupes de chaque tranches et on calcul la moyenne entre eux. le procédé des calculs est montré dans le tableau qui suit.

N	Hi	Si	$S_{moy}(m^2)$	V (m^3)
0	0	0	135.575	2033.625
1	17	271.15	427.75	6416.25
2	29	584.35	791.35	11870.25
3	41	998.35	1037.75	15566.25
4	43	1077.15	1117.95	16769.25
5	45	1158.75	1117.95	16769.25
6	43	1077.15	981.275	14719.13
7	38	885.4	781.9	11728.5
8	32	678.4	573.575	8603.625
9	25	468.75	338.675	5080.125
10	14	208.6	104.3	1564.5
11	0	0	Vtotale	111120.8

5.4 Barrage voûte

5.4.1 Monographe d'ingénieurie

En 1966, le Monographe d'Ingénierie (EM) N°36 a été publié, fournissant des directives initiales pour la conception d'un barrage en arc à double courbure. Il propose des formules et des graphiques pour déterminer rapidement les dimensions et le volume de béton nécessaires pour un barrage de ce type de 8 mètres de hauteur. Ces estimations de volume sont basées sur des données statistiques portant sur les propriétés géométriques de douze conceptions de barrages en arc, comme demandé par les Bureaux de District. L'objectif principal de ce monographe était d'aider les planificateurs sur le terrain à estimer la quantité de béton requise, ainsi qu'à évaluer les coûts à un stade préliminaire pour un tel barrage.

5.4.2 procédés de calcul

Les formules de calcul de différents paramètres ont était établi.

à la crête

- USP= 0
- DSP= T_c

à 0.45 H

- Max USP= 0.95 T_b
- Min DSP= 0

au niveau de base

- USP= 0.67 T_b
- DSP= 0.33 T_c

Largeur du barrage

Largeur en crete

$$T_c = 0.01(H_b + 1.2L_1) \tag{5.3}$$

Largeur au base

$$T_b = \sqrt[3]{0.0012 * H_b * L_1 * L_2 * (\frac{H}{400})^{\frac{H}{400}}} \tag{5.4}$$

Volume de la voûte

$$V = 0.000002H^2L_2\frac{(H+0.8L_1)^2}{L_1-L_2} + 0.0004HL_1(H+1.1L_1) \quad (5.5)$$

avec :
L_1 : La longueur au crête = 165 m
L_2 : La longueur à 0.15H= 56 m

5.4.3 Les résultats de calcul

Le rapport L/H

le rapport entre la longueur en crête et la hauteur doivent être inférieur à 6

$$\frac{B}{H} = \frac{165}{45}=3.67\text{«}<6$$

et prenant en compte que les rives de vallée sont en massif rocheux donc la variante voûte est admise.

Les résultats

Tc		2.43	2.5
Tb		7.37	7.5
Crete :	USP	0	0
	DSP	2.43	2.5
0.45H	max USP	7.00484	7
	min DSP	0	0
Base	USP	4.940256	5
	DSP	2.43326	2.5
Volume du voute		25468	

5.5 Barrage à contreforts

5.5.1 L'espacement entre les contreforts

L'espacement le plus économique des contreforts est celui dans lequel l'épaisseur minimale de béton est pleinement utilisée. Cet espacement est largement déterminé par les valeurs de la pente amont du barrage (Ø). Pour des raisons d'efficacité, il est également nécessaire d'ajuster l'espacement des contreforts pour les barrages de hauteurs différentes. Les espacements suggérés pour différentes hauteurs de barrage sont indiqués dans le tableau :

La hauteur de de notre barrage est de 45 metres donc on doit prendre l'espacement entre les contreforts à 12 m.

Dam Height in m	Espacement économique des contreforts suggéré - en mètres pour une valeur normale de Ø entre 40° et 50°
Less Than 15 m	4.5 m
15 - 30 m	4.5 to 7.5 m
30 – 45 m	7.5 to 12 m
above 45 m	12 to 15 m

5.5.2 Hauteur et largeur des contreforts

Facteur de massivité=$\frac{espacement\,des\,contreforts}{largeur\,des\,contreforts}$

Le facteur de massivité est compris entre 2.5 et 3. on le prend à 3 pour notre barrage.

On trouve la largeur des contreforts à 4 m.

Rapport de flèche=$\frac{Hauteur\,des\,contreforts}{largeur\,des\,contreforts}$

Le rapport de flèche est comprise entre 12 et 15.

Qui nous donne une hauteur des contreforts égale à 60 m.

5.5.3 Maîtrise de la Sculpture pour un Espacement Économique

Les forces ayant un effet majeur sur les barrages à contreforts sont principalement concentrées dans la pression hydrostatique de l'eau et le poids de béton du barrage. Ces forces peuvent être divisées en deux parties : la première cherche à stabiliser le barrage contre le glissement, et la seconde cherche à faire glisser le barrage vers l'aval.

La force de glissement correspond à la composante horizontale de la force hydrostatique, tandis que les forces de résistance sont la composante verticale de la force hydrostatique et le poids en béton du barrage.

— Force horizontale

$$P_H = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tag{5.6}$$

— Force vertical

$$P_v = \frac{1}{2}\gamma H^2 cot\phi \tag{5.7}$$

— poids du béton

$$W_b = \gamma_b V_b \tag{5.8}$$

Pour un espacement constant des contreforts, une variation de quelques degrés dans la pente amont peut entraîner un changement notable dans la quantité de béton nécessaire par mètre de longueur de barrage (Vc). En réalité, cette quantité de béton requise est liée à la pente du tablier amont (Ø), à la hauteur du barrage (H) et au coefficient de glissement.

$$F_s = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{P_H}{P_v + W_b} = \frac{\frac{1}{2}\gamma H^2}{\frac{1}{2}\gamma H^2 cot\phi + \gamma_b V_b} \tag{5.9}$$

On considere γ_e= 10 KN/m^3 et γ_b= 24 KN/m^3. on trouve

$$F_s = \frac{5H^2}{5cot\phi + 24V_c}$$

$$V_c = 0.2083H^2(\frac{1}{F_s} - cot\phi) \tag{5.10}$$

Cette équation montre clairement que, pour une hauteur de barrage fixe (H) et une valeur donnée de Fs, la quantité de béton dépend uniquement de Ø. Ainsi, pour différentes valeurs de Ø, à des valeurs fixes de H et Fs, on peut calculer les quantités de béton. Des lignes verticales, comme celles montrées dans la figure, sont donc tracées pour chaque valeur de la quantité de béton correspondant à chaque valeur de Ø.

Les quantités de béton sont également calculées pour différents angles de pente amont (Ø) et différents espacements de contreforts, pour une hauteur de barrage décidée (H) et tracées pour obtenir une courbe pour chaque angle. Une courbe maîtresse est ensuite dessinée à travers les intersections des courbes et des lignes verticales correspondant à chaque angle. La courbe maîtresse donne la valeur économique absolue de l'espacement des contreforts pour différentes pentes amont (Ø) pour la hauteur de barrage décidée.

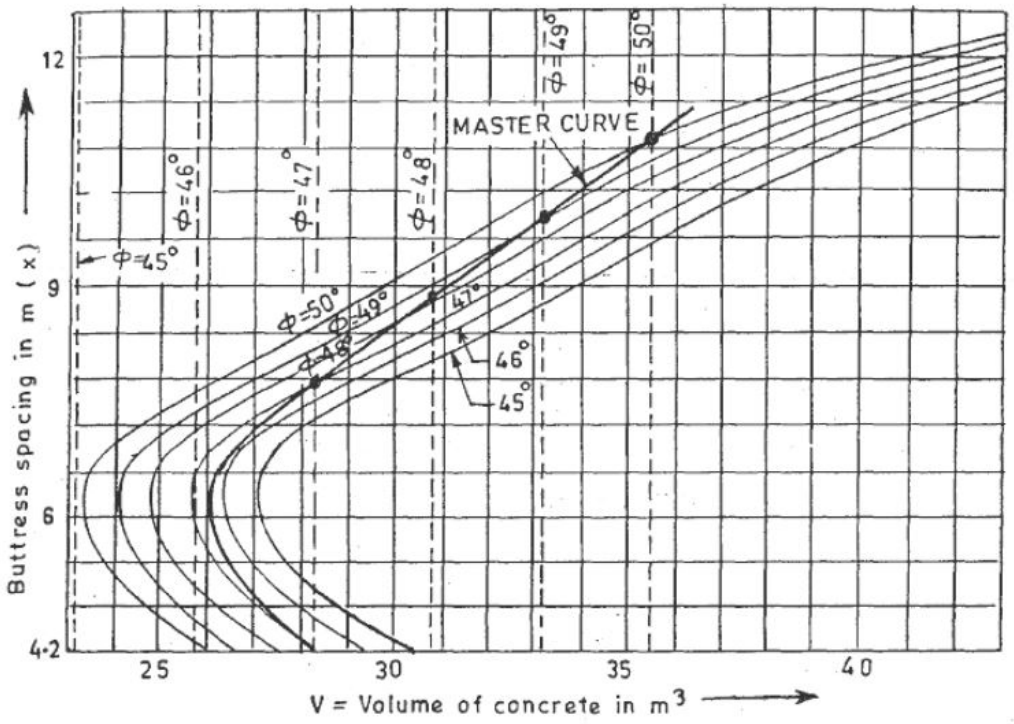


FIGURE 5.4 – volume de béton en fonction d'espacement et angle de pente

On suppose l'angle est de 50° on trouve d'après le graphe que V_b= 41 m^3
Ce que nous donne une valeur de F_s=1.1 qui est inadmissible.
Donc la variante du barrage à contreforts ne peuvent pas être retenue.

5.6 Évaluation du coût des variantes

5.6.1 Estimation du coût de chaque variante

La variante	Prix unitaire DA/m^3	volume m^3	prix (10^6 DA)
BCR	10000	111120.8	1111
Voûte	15000	25468.77	382

5.6.2 Conclusion

Après cette étude nous avons déduit que deux variantes sont faisable, d'une part, et d'autres part la différence du coût entre les deux variantes est grande donc on doit étudier la variante du barrage voûte en détail.

CHAPITRE

6

DIMENSIONNEMENT ET STABILITÉ DE LA DIGUE

6.1 Thin cylinder theory

Le poids du béton et de l'eau dans le barrage est directement supporté par la fondation ; la charge horizontale de l'eau est entièrement supportée par l'action en arc. Dans la théorie du cylindre mince, on suppose que les contraintes dans l'arc sont presque les mêmes que dans un cylindre mince de même rayon extérieur.

Cette méthode sert à supposer que le barrage est divisé à des anneaux indépendants.

— Si R est la réaction d'appui, sa composante dans la direction amont qui résiste à la force de pression P est égale à R sin $\theta/2$.

— La pression hydrostatique agissant dans la direction radiale.

$$P = \gamma_e * h \tag{6.1}$$

— La surface projetée est égale à $2r_e sin\theta/2$

— Force hydrostatique totale = pression hydrostatique x aire projetée.

$$P = \gamma_e h * 2r_e sin\frac{\theta}{2} \tag{6.2}$$

— La somme des forces parallèles à l'axe du courant = 0.

$$P = 2 * R * sin\frac{\theta}{2} \tag{6.3}$$

$$2 * R * sin\tfrac{\theta}{2} = \gamma_e * h * r_e sin\tfrac{\theta}{2}$$

$$R = \gamma_e * h * r_e \tag{6.4}$$

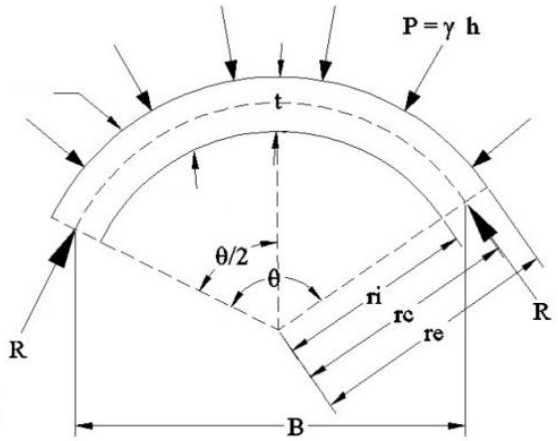


FIGURE 6.1 – Les force différentielle pour un élément infiniment petit

Si l'épaisseur (t) de la couronne de l'arc est faible par rapport à (re), on peut supposer qu'une contrainte de compression uniforme se développe dans la couronne de l'arc.

La contrainte unitaire transversale

$$\sigma = \frac{R}{t * 1} = \frac{\gamma_e h r_e}{t} \tag{6.5}$$

Pour une contrainte donnée, l'épaisseur

$$t = \frac{\gamma_e h r_e}{\sigma_{all}} \tag{6.6}$$

Cette équation indique que l'épaisseur t de la couronne de l'arc augmente linéairement avec la profondeur sous la surface de l'eau et pour une pression donnée, l'épaisseur requise est proportionnelle à son rayon. La relation d'épaisseur en termes d'intrados (ri) et du rayon moyen (rc) peut être déduite comme suit :

$$r_e = r_c + 0.5t$$

$$t = \frac{\gamma_e * h * r_c}{\sigma_{all} - 0.5\gamma_e * h} \tag{6.7}$$

$$r_e = r_i + t$$

$$t = \frac{\gamma_e * h * r_i}{\sigma_{all} - \gamma_e * h} \tag{6.8}$$

Pour le meilleur angle central, le volume de béton (V) de n'importe quel arc donné est proportionnel au produit de l'épaisseur de l'arc et de la longueur de l'arc de la ligne médiane. Le volume d'une hauteur unitaire de l'arc :

$$V = t * r * \theta$$

$$V = \frac{\gamma_e * h}{\sigma_{all}} \theta * r^2$$

$$r = \frac{B}{2sin(\frac{\theta}{2})}$$

$$V = \frac{\gamma_e * h}{\sigma_{all}} \theta (\frac{B}{2sin(\frac{\theta}{2})})^2$$

On prend : $k = 0.25 * \gamma_e * h * B^2/\sigma_{all}$

$$V = \frac{k * \theta}{sin^2(\theta/2)}$$

En différenciant V par rapport à θ et en égalant à zéro,

$$\frac{dV}{d\theta} = 0$$

Ce qui nous donne : $tan(\frac{\theta}{2}) = \theta$
Donc $\theta = 133.34°$
On aura donc que :

$$r = 0.544 * B \tag{6.9}$$

6.2 application numérique

6.2.1 constant angle method

Le meilleur angle centrale est de 133.43 degré donc on prend notre angle à cette valeur.
On prend $\sigma_{all} = 5MPa$

depth	width	r_i	γ*h/1000	γ*h*ri	σ_{all} -γ*h	t	d	ri+t	Rmoy
0.00	165.00	89.76	0.00	0.00	5.00	0.00	5.00	94.76	92.26
5.00	155.00	84.32	0.05	4.14	4.95	0.84	5.84	90.16	87.24
10.00	145.00	78.88	0.10	7.74	4.90	1.58	6.58	85.46	82.17
15.00	135.00	73.44	0.15	10.81	4.85	2.23	7.23	80.67	77.05
20.00	120.00	65.28	0.20	12.81	4.80	2.67	7.67	72.95	69.11
25.00	105.00	57.12	0.25	14.01	4.75	2.95	7.95	65.07	61.09
30.00	90.00	48.96	0.29	14.41	4.71	3.06	8.06	57.02	52.99
35.00	75.00	40.80	0.34	14.01	4.66	3.01	8.01	48.81	44.80
40.00	60.00	32.64	0.39	12.81	4.61	2.78	7.78	40.42	36.53
45.00	30.00	16.32	0.44	7.20	4.56	1.58	6.58	22.90	19.61

TABLE 6.1 – Dimensionnement du barrage avec constant angle method

On ajoute au valeur de la largeur (t) 5 mètres et on calcul le rayon moyen.

6.2.2 Constant radius method

On prend l'angle centrale au niveau de la crête à 150 degré et on assume la largeur en crête à 2.5 m qu'on a trouvé au pré-dimensionnement.
On aura donc r=85.41 m.
t=0.167h.

depth	width	t	ri	B/2/Re	angle(sin-1(B/2/re)	θ
0	165	2.5	82.91	0.97	75.00	150.00
5	155	3.34	82.91	0.91	65.15	130.29
10	145	4.18	82.91	0.85	58.09	116.17
15	135	5.01	82.90	0.79	52.21	104.43
20	120	5.85	82.06	0.70	44.63	89.25
25	105	6.69	81.22	0.61	37.93	75.86
30	90	7.53	80.38	0.53	31.79	63.59
35	75	8.37	79.54	0.44	26.04	52.09
40	60	9.2	78.71	0.35	20.56	41.13
45	30	10.04	77.87	0.18	10.11	20.23

TABLE 6.2 – Dimensionnement du barrage avec constant radius method

6.3 Étude de stabilité

Cette partie revêt une importance cruciale dans la conception et la construction de ces ouvrages hydrauliques emblématiques. Elle vise à évaluer la capacité de la structure à résister aux forces hydrostatiques exercées par l'eau retenue en amont. Cette étude met en œuvre des analyses approfondies de la géométrie du barrage, des caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que des contraintes liées à l'environnement. L'objectif ultime est d'assurer la sécurité et la performance de cette structure essentielle pour la gestion des ressources hydriques.

Il existe plusieurs méthode pour analyser la stabilité des barrages voûte :

— Méthodes des éléments finis

— Méthode des ajustements (trial load method, USBR)

— Formule de tube membrane

Il existe d'autres méthodes d'analyse aussi.

6.3.1 Méthode des ajustements

Généralités

La méthode des ajustements permet un dimensionnement préliminaire plus précis du barrage-voûte du fait que sa portance est analyse en deux directions Avant le développement du calcul par éléments finis, cette méthode était systématiquement utilisée pour le calcul détaillé Cette méthode, appelée également Trial Load Method, a été développée dans les années 1910 aux États Unis. Elle exigeait, jusqu'à l'apparition des premiers ordinateurs, des ressources humaines considérables pour effectuer les calculs.

systèmes des poutres

Le principe fondamental qui permet la mise en oeuvre de la méthode est de remplacer la structure de coque tridimensionnelle que constitue la voûte par un Système orthogonal de poutres, composé d'arcs horizontaux et de consoles verticales. Les arcs et les consoles sont considérés partiellement encastrés en fondation (selon la déformabilité du rocher de fondation, caractérisé par Er) La figure ci-dessous illustre cette modélisation.

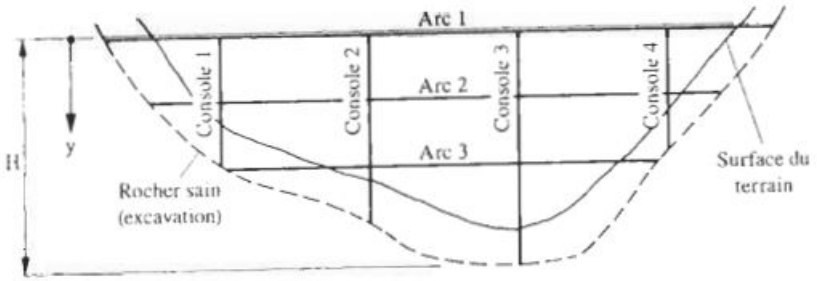


FIGURE 6.2 – Modélisation d'un barrage par trois arcs et quatre console

La méthode des ajustements présuppose une répartition de la poussée hydraulique sur tes arcs horizontaux et sur les consoles verticales 1l en résulte des déformations élastiques des arcs et des consoles dans les trois dimensions (6 degrés de liberté) Ces déformations doivent être concordantes à chacun des points d'intersection des arcs et des consoles si la déformation des consoles ne coïncide pas avec celle des arcs, alors la répartition de la poussée hydrostatique entre arcs et consoles doit être adaptée. ce qui a donné le nom de Trial-Load à la méthode.

Pour un dimennsionnement préliminaire, dans bien des cas, un modèle symétrique composé de trois arcs et d'une console permet d'obtenir les résultats satisfaisants par un simple ajustement des seules déformations radiales.

Afin d'illustrer cette méthode et permettre une application rapide, quelque choix et hypothèses ont été effectués dans le développement qui suivent.

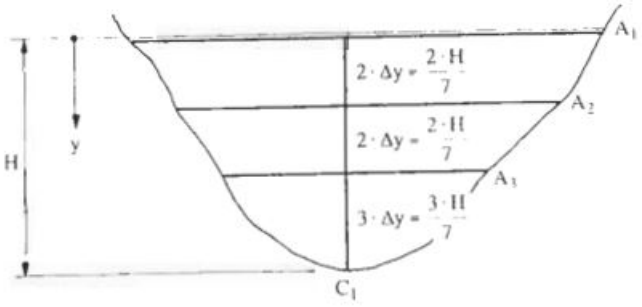


FIGURE 6.3 – Dimensionnement préliminaire avec trois arcs et une console

Forme des arcs et disposition du modèle

Les arcs sont admis circulaires et d'épaisseur constante. Cette hypothèse simplificatrice permet de calculer plus aisément dans le développement qui suit les contraintes et déformations de l'arc, mais n'est pas nécessaire a la méthode des ajustements.

Dans la plupart des cas, les arcs sont d'épaisseurs variables et leur forme est parabolique, elliptique voire composée de segments de spirale, Le choix de trois arcs de calcul et leur disposition dans la hauteur du barrage selon la figure résulte d'un compromis raisonnable.

arc	profondeur
1	0
2	2 delta y=2H/7
3	4 delta y=4H/7

Le premier arc se trouve au niveau du couronnement, le seconde à une profondeur de 2H/7 et le troisième à 4H/7.

Position de la console

La console est placée au lieu où la vallée atteint sa plus grande hauteur si la vallée est presque symétrique. Lorsque la vallée présente une asymétrie marquée, la position de la console sera choisie par compromis entre la position de la hauteur maximale et l'axe de symétrie de l'arc de couronnement.

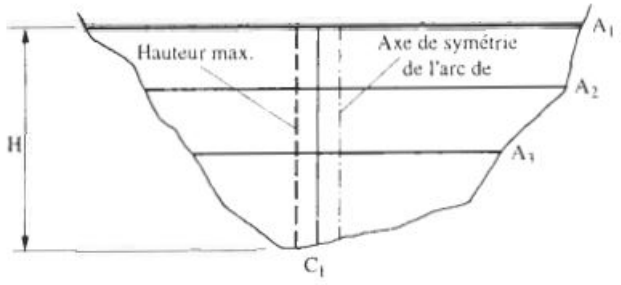


FIGURE 6.4 – Emplacement de la console pour une vallée asymétrique

Répartition de la poussée de l'eau entre arcs et consoles

La poussée de l'eau agissant sur le barrage voute est répartie entre les trois arcs et la console. On décompose la poussée de l'eau en deux parties, l'une qui charge les arcs, l'autre qui charge la console :

$$P_E = P_A + P_C = \gamma_e y \tag{6.10}$$

L'expérience a montré que la répartition de la poussée de l'eau sur la console P_C (y) peut être assimilée avec une bonne approximation a une fonction parabolique de y. Il

faut cependant indiquer que cette répartition peut aussi présenter d'autres formnes dues à l'influence de la forme de la vallée. des caractéristiques du barrage (voûte mince ou épaisse) et également de la déformabilité du rocher.

Aux trois points d'intersection entre les arcs et la console, cette fonction de charge de la console prend les valeurs suivantes : $\overline{P_1}\ \overline{P_2}\ \overline{P_3}$

Le reste de la poussée de l'eau est pris par les arcs qui sont admis chargés uniformément par les valeurs suivantes $P_{A1}\ P_{A2}\ P_{A3}$

$$P_E(1) = P_{A1} + \overline{P_1} = 0$$
$$P_E(2) = P_{A2} + \overline{P_2}$$
$$P_E(3) = P_{A3} + \overline{P_3}$$

Les valeurs $\overline{P_1}\ \overline{P_2}\ \overline{P_3}$ Se trouvent sur une courbe parabolique selon I'hypothese mentionnée ci-dessus.

Comme l'arc supérieur A1 reprend certainement une partie de la poussée de l'eau positive la charge de la console est négative au point d'intersection entre cet arc et la console $A_1 - C_1$, c'est-à-dire au point auquel la console s'appuie sur l'arc.

Compatibilité des déformations

Le partage de la poussée de l'eau entre les arcs et la console se calcul en appliquant la condition de la compatibilités des déformations radiales à chaque point de croisement entre les deux éléments.

Les conditions suivantes doivent être satisfaite :

$$\delta_A = \delta_C$$
$$\delta_{A1} = \delta_{C1}$$
$$\delta_{A2} = \delta_{C2}$$
$$\delta_{A3} = \delta_{C3}$$

Pour le prédimensionnement d'un barrage-voûte, on se contente d'un ajustement des déformations radiales aux points d'insertion des arcs et de la console Hormis une augmentation des nombres d'ares et de consoles, une nouvelle amélioration consiste en un ajustement aux points d' insertion des ares et des murs de toutes les dé formations (il y en a six en tout), Dans la pratique. on se contente des plus importantes qui sont au nombre de trois : soit radiales, tangentielles dans le sens horizontal et angulaires à axe vertical Dans la section centrale d'un barrage symétrique, les deux dernières sont nulles (par symétrie) Pour un système simplifié avec trois ares et seulement une console centrale, il suffit alors de contrôler uniquement la compatibilité des déformations radiales.

On calcule la déformation radiale de la console et des arcs en trois points d'intersection en appliquant la théorie des travaux virtuels. Les déformations radiales sont ensuite ajustées en obtenant trois équations pour les trois inconnues :

$$\overline{P_1}\ \overline{P_2}\ \overline{P_3}$$

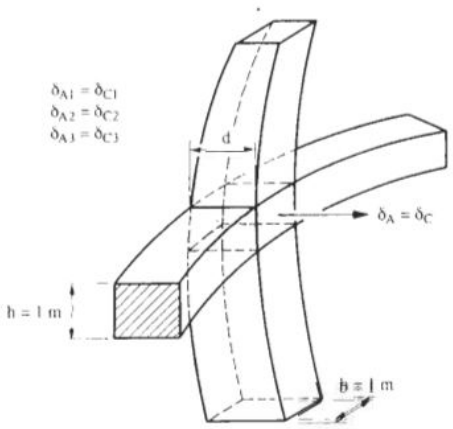


FIGURE 6.5 – compatibilité entre les déformations radiales de la console et de l'arc à leur point d'intersection.

Déformation de l'arc au centre

Pour un arc chargé par une force radiale uniforme, la déformation radiale au centre (à la clé) se calcul par la relation

$$\delta_A = \beta_i \frac{P_A R_{moy}^2}{d * E_B} \tag{6.11}$$

et

$$\beta_i = f(2\alpha, \frac{R_{moy}}{d_A}, \frac{E_B}{E_R})$$

avec

- R_{moy} : rayon moyen moyen de l'arc (à l'axe)
- d : épaisseur de l'arc
- E_B : module d'élasticité du béton
- E_R : module de déformation du rocher de fondation
- 2α : ouverture de l'arc

comme approximation satisfaisante, on admet pour le prédimensionnement que la valeur du module de déformation du rocher de fondation vaut la moitié du module d'élasticité du béton :

$$E_R = \frac{1}{2} E_B$$

La valeur de β_i est donnée ci-dessous pour un encastrement partiel.

Déformation de la console δ_C

La déformation de la console en un point y quelconque sous l'effet des forces horizontales transmises par les arcs peu être déterminée par à l'aide du principe des travaux virtuels :

$$\delta_C = \sum \frac{MM'}{FJ} \Delta y + \sum \frac{QQ'}{GF'} \Delta y + \delta * \tag{6.12}$$

E_R	α / $R_{moy/d}$	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°
$E_R = ½ E_B$	3	1.631	2.056	2.432	2.728	2.936	3.067	3.137	3.08
	5	1.781	2.175	2.454	2.623	2.712	2.747	2.749	2.75
	7	1.953	2.267	2.446	2.533	2.564	2.563	2.545	2.55
	10	2.106	2.303	2.390	2.416	2.413	2.396	2.373	2.35
	20	2.182	2.217	2.215	2.200	2.182	2.164	2.146	2.13
	40	2.094	2.084	2.070	2.055	2.043	2.032	2.023	2.01

FIGURE 6.6 – valeur de β pour $E_R = 1/2E_B$ et E_R

avec :

$$E = E_B$$

$$J = \frac{bd^3}{12}$$

pour b=1 ==> $J = \frac{d^3}{12}$ (flexion)

$$F' = \frac{5}{6}bd = \frac{5}{6}d$$

$\frac{E_B}{G_B} = 2(1 + v_B)$; pour $v_B = 1/6$==>$\frac{E_B}{G_B} = 2.333$

— δ : déformation radiale de la console (en un point quelconque).

— M',Q' : moment, et effort tranchant causé par la charge unitaire P'=1 en un point considéré.

— M,Q : moment et effort tranchant causé par les charges réelles.

— F' : section réduite de la section triangulaire admise pour le calcul.

$\delta*$ est la déformation qui résulte de la déformabilité du rocher de fondation. Elle est la conséquence d'une déformation transversale amont-aval et d'une déformation angulaire de la fondation au pied de la console sous l'effet d'un moment fléchissant et un effort tranchant :

$$\delta* = \delta_R + \alpha_R(H - y) \tag{6.13}$$

avec :

— δ_R : déformation transversale du rochet au pied de la console ;

— α_R(H-y) : déformation au point y par rotation de la fondation ;

— H : hauteur du barrage ;

— y : point de calcul de la déformation recherché.

δ_R et α_R sont calculé à l'aide des relations établis par vogt dérivées de la théorie d'élasticité tridimensionnelle :

$$\delta_R = \frac{C_2 M_R}{E_R d_b} + \frac{C_3 E_R}{Q_R} \tag{6.14}$$

$$\alpha_R = \frac{C_1 M_R}{E_R d_b^2} + \frac{C_2 Q_R}{E_R d_b} \tag{6.15}$$

avec :

— M_R M_Q : moment, effort tranchant au pied de la console.

— d_b : épaisseur du barrage au pied de la console.

— C_1 C_2 C_3 : coefficient sans dimension qui dépendent du module de poisson du rocher μ et de la forme de la fondation.

Pour un calcul préliminaire on peut adopter, comme il il l'a été déjà mentionné, n=1/2 et admettre, en 1er approximation, les coefficients de vogt suivants :

$$C_1{=}5.2\,;\ C_2{=}0.8 \text{ et } C_3{=}2.0$$

La déformation de la console au point y est alors obtenue en appliquant le principe des travaux virtuels par l'équation suivante :

$$\delta_C(y)E_B = \sum \frac{MM'}{J}\Delta y + \sum \frac{QQ'}{F'}\frac{E_B}{G_B}\Delta y + \delta_R E_B + \alpha_R(H-y)E_B$$

$$\delta_C(y)E_B = 12\sum \frac{MM'}{d^3}\Delta y + 2.8\sum \frac{QQ'}{d}\Delta y + (H-y)[\frac{10.4M_R}{d_b^2} + \frac{1.6Q_R}{d_b}] + [\frac{1.6M_R}{d_b} + 4.0Q_R]$$

Les moments et efforts tranchant sollicitant la console peuvent être exprimé en fonction de la répartition parabolique de la charge=f(y).

La répartition de la charge P=f(y) peut être estimée par la formule suivante :

$$p(y) = p_1 + \frac{-3p_1 + 4p_2 - p_3}{4}\frac{y}{\Delta y} + \frac{p_1 - 2p_2 + p_3}{8}\frac{y^2}{\Delta y^2} \tag{6.16}$$

cette relation permet d'obtenir facilement la charge de la console en sept section horizontales réparties sur la hauteur du barrage en utilisant les valeurs du tableau ci-dessous

$$p(y) = a_p p_1 + b_p p_2 + c_p p_3$$

y	ap	bp	cp
0 delta y	1	0	0
1	0.375	0.75	-0.125
2	0	1	0
3	-0.125	0.75	0.375
4	0	0	1
5	0.375	-1.25	1.875
6	1	-3	3
7	1.875	-5.25	4.375

TABLE 6.3 – . Répartition parabolique de la charge d'une console découpée en sept section horizontales.

avec p(y), l'effort tranchant Q(y) devient :

$$Q(y) = P(y) * y$$

$$Q(y) = p_1 y + \frac{-3p_1 + 4p_2 - p_3}{8}\frac{y^2}{\Delta y} + \frac{p_1 - 2p_2 + p_3}{24}\frac{y^3}{\Delta y^2} \tag{6.17}$$

cette équation décrit la répartition de l'effort tranchant le long de la hauteur de la console. Le tableau dessus donne les valeurs de l'effort tranchant réduit Q(y)/Δy pour une console découpée en 7 sections horizontales :

$$\frac{Q(y)}{\Delta y} = a_Q P_1 + b_Q P_2 + c_Q P_3$$

y	aq	bq	cq
0.00 delta y	0.00	0.00	0.00
1.00	0.67	0.42	-0.08
2.00	0.83	1.33	-0.17
3.00	0.75	2.25	0.00
4.00	0.67	2.67	0.67
5.00	0.83	2.08	2.08
6.00	1.50	0.00	4.50
7.00	2.92	-4.08	8.17

TABLE 6.4 – Répartition de l'effort tranchant réduit dans une console découpée en sept section horizontales.

Le moment M(y) se calcul également en fonction de l'effort tranchant Q(y) et de la charge P(y) :

$$M(y) = \int Q(y)dy$$

$$M(y) = \frac{P_1 y^2}{2} + \frac{-3P_1 + 4P_2 - P_3}{24}\frac{y^3}{\Delta y} + \frac{p_1 - 2p_2 + p_3}{96}\frac{y^4}{\Delta y^2} \tag{6.18}$$

Le tableau dessus donne les valeurs du moment réduit M(y)/Δy^2 pour une console découpée en 7 sections horizontales :

$$\frac{M(y)}{\Delta y^2} = a_M P_1 + b_M P_2 + c_M P_3$$

y	am	bm	cm
0 delta y	0	0	0
1	0.39	0.15	-0.03
2	1.17	1	-0.17
3	1.97	2.81	-0.28
4	2.67	5.33	0
5	3.39	7.81	1.30
6	4.5	9	4.5
7	6.64	7.15	10.72

TABLE 6.5 – Répartition du moment réduit dans une console découpée en sept sections horizontales.

La déformation recherchée en chaque point de croisement s'obtient en déterminant la sollicitation de la console sous une charge unitaire pour chaque point. Le tableau ci-dessous donne la sollicitation de la console, soit le moment et l'effort tranchant à chaque point d'intersection sous une charge unitaire p=1.

niveau de la charge						
	au point y=0		au point y=2Δy		au point y=4Δy	
y	M'/Δy	Q'	M'/Δy	Q'	M'/Δy	Q'
0 delta y	0	1	0	0	0	0
1	1	1	0	0	0	0
2	2	1	0	1	0	0
3	3	1	1	1	0	0
4	4	1	2	1	0	1
5	5	1	3	1	1	1
6	6	1	4	1	2	1
7	7	1	5	1	3	1

TABLE 6.6 – Répartition du moment et de l'effort tranchant sous une charge unitaire appliquée sur le feuillet moyen au point d'intersection arc-console 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy).

Par la multiplication des valeurs des tableaux dessus avec celles du dernier tableau on obtient les expressions MM' et QQ'. Le résultat de cette multiplication peut etre déduit à

partir du tableau ci-dessous :

$$\frac{QQ'(y)}{\Delta y} = a_{QQ'}P_1 + b_{QQ'}P_2 + c_{QQ'}P_3$$

niveau de la charge									
	au point y=0			au point y=2Δy			au point y=4Δy		
y	$a_{QQ'}$	$b_{QQ'}$	$c_{QQ'}$	$a_{QQ'}$	$b_{QQ'}$	$c_{QQ'}$	$a_{QQ'}$	$b_{QQ'}$	$c_{QQ'}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.6667	0.4167	-0.0833	0	0	0	0	0	0
2	0.8333	1.3333	-0.1667	0.8333	1.3333	-0.1667	0	0	0
3	0.75	2.25	0	0.75	2.25	0	0	0	0
4	0.6667	2.6667	0.6667	0.6667	2.6667	0.6667	0.6667	2.6667	0.6667
5	0.8333	2.0833	2.0833	0.8333	2.0833	2.0833	0.8333	2.0833	2.0833
6	1.5	0	4.5	1.5	0	4.5	1.5	0	4.5
7	2.9167	-4.0833	8.1667	2.9167	-4.0833	8.1667	2.9167	-4.0833	8.1667

TABLE 6.7 – Facteur pour Q.Q'/(y)Δy au point d'intersection 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy).

Avant l'intégration, chaque facteur du tableau doit être multiplier par $\Delta y^2/F(y)$, qui varie sur la hauteur de la cosnole. la somme de la forme

$$\sum_{y=0}^{7\Delta y} \frac{QQ'}{F}\Delta y \tag{6.19}$$

est ensuite introduite dans l'équation des travaux virtuels.

De la meme manière, le résultats de la multiplication MM'(y)/Δy^3 peut aussi etre déduit à partir des tableaux suivants :

$$\frac{MM'(y)}{\Delta y^3} = a_{MM'}P_1 + b_{MM'}P_2 + c_{MM'}P_3$$

niveau de la charge									
	au point y=0			au point y=$2\Delta y$			au point y=$4\Delta y$		
y	$a_{MM'}$	$b_{MM'}$	$c_{MM'}$	$a_{MM'}$	$b_{MM'}$	$c_{MM'}$	$a_{MM'}$	$b_{MM'}$	$c_{MM'}$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.385	0.146	-0.031	0	0	0	0	0	0
2	2.333	2	-0.333	0	0	0	0	0	0
3	5.906	8.438	-0.844	1.969	2.813	-0.281	0	0	0
4	10.667	21.333	0	5.333	10.667	0	0	0	0
5	16.927	39.063	6.510	10.156	23.438	3.906	3.385	7.813	1.302
6	27	54	27	18	36	18	9	18	9
7	46.448	50.021	75.031	33.177	35.729	53.594	19.906	21.438	32.156

TABLE 6.8 – Facteur pour MM'/(y)Δy^3 au point d'intersection 1 (y=0), 2 (y=2.Δy) et 3 (y=4.Δy).

avant la sommation, chaque facteurs des deux derniers tableaux doit etre multiplié avec $\Delta y^4/J(y)$, qui varie sur la hauteur de la console, la somme de la forme

$$\sum_{y=0}^{7\Delta y} \frac{MM'}{J}\Delta y \tag{6.20}$$

est ensuite introduite dans l'équation des travaux virtuels.

Finalement, les déformations radiales de la console à chaque point d'intersection avec les trois arcs peuvent etre exprimées en fonction de la charge p.

$$\delta_{C1} = f_1(P_1; P_2; P_3)$$

$$\delta_{C2} = f_2(P_1; P_2; P_3)$$

$$\delta_{C3} = f_3(P_1; P_2; P_3)$$

ou

$$E_B\delta_{C1} = a_{11}P_1 + a_{12}P_2 + a_{13}P_3$$

$$E_B\delta_{C1} = a_{21}P_1 + a_{22}P_2 + a_{23}P_3$$

$$E_B\delta_{C1} = a_{31}P_1 + a_{32}P_2 + a_{33}P_3$$

Détermination de la répartition de la poussée de l'eau entre les arcs et la console

La poussée de l'eau est partagée dans une part supportée par les arcs et une part supportée par la console.

Cette répartition est donnée par les équations suivantes :

$$P_1 + P_{A1} = P_E(1) = 0$$

$$P_2 + P_{A2} = P_E(2) = \gamma_e 2\Delta y \frac{R_2 + d_2/2}{R_2}$$

$$P_3 + P_{A3} = P_E(3) = \gamma_e 2\Delta y \frac{R_3 + d_3/2}{R_3}$$

La compatibilité des déformations radiales aux trois points d'intersection résulte en trois équations avec trois inconnues P_1, P_2, P_3 :

— Point d'intersection 1 (y=0) :

$$E_B\delta_{A1} = \beta_1 \frac{P_{A1}R_1^2}{d_1} = E_B\delta_{C1} = E_B\delta_{C1} = a_{11}P_1 + a_{12}P_2 + a_{13}P_3$$

$$P_{A1} = -P_1$$

$$a_{11}\frac{\beta_1 R_1^2}{d_1}P_1 + a_{12}P_2 + a_{13}P_3 = 0$$

— point d'intersection 2 (y=2Δy) :

$$E_B\delta_{A2} = \beta_2 \frac{P_{A2}R_2^2}{d_2} = E_B\delta_{C2} = E_B\delta_{C2} = a_{21}P_1 + a_{22}P_2 + a_{23}P_3$$

$$P_{A2} = P_{E2} - P_2$$

$$a_{21}P_1 + a_{22}\frac{\beta_2 R_2^2}{d_2}P_2 + a_{23}P_3 = \frac{\beta_2 R_2^2}{d_2}P_E(2)$$

— pour point d'intersection 3 (y=4Δy) :

$$E_B\delta_{A3} = \beta_3 \frac{P_{A3}R_3^2}{d_3} = E_B\delta_{C3} = E_B\delta_{C3} = a_{31}P_1 + a_{32}P_2 + a_{33}P_3$$

$$P_{A2} = P_E(3) - P_3$$

$$a_{31}P_1 + a_{32}P_2 + a_{33}\frac{\beta_3 R_3^2}{d_3}P_3 = \frac{\beta_3 R_3^2}{d_3}P_E(3)$$

La solution de système de trois équations fournit les trois valeurs inconnues P_1,P_2,P_3.

Détermination des efforts tranchants et des moments dans la console

une fois la part de la poussée de l'eau supportée par la console déterminée, la répartition de l'effort tranchant et du moments est calculé par les équations suivantes (répartition parabolique de la charge) :

$$Q(y) = P_1 y + \frac{-3P_1 + 4P_2 - P_3}{8}\frac{y^2}{\Delta y} + \frac{P_1 - 2P_2 + P_3}{24}\frac{y^3}{\Delta y^2} \tag{6.21}$$

$$M(y) = \frac{P_1 y^2}{2} + \frac{-3P_1 + 4P_2 - P_3}{24}\frac{y^3}{\Delta y} + \frac{P_1 - 2P_2 + P_3}{96}\frac{y^4}{\Delta y^2} \tag{6.22}$$

Efforts et contrainte au pied de la console

contrainte à lac vide

En l'absence d'eau dans le lac, la charge propre de la voûte du barrage est supportée par les consoles uniquement, car la construction du barrage se fait par étapes verticales indépendantes. Ces sections ne sont reliées entre elles qu'à la fin des travaux, grâce à l'injection de coulis de ciment dans les joints, une opération connue sous le nom de "clavage" de la voûte, conférant ainsi à la structure un caractère hyperstatique. Tout au long de la phase de construction, la charge propre augmente progressivement, tout en continuant d'agir sur les mêmes sections horizontales. Il est donc judicieux d'évaluer l'effet de la charge propre de la même manière que pour un barrage de type poids.

Les contraintes verticales au pied de la console (par mètre de largueur, section admise rectangulaire) sous l'effet du poids propre avec les notations données à la figure ci-dessous se calculent par :

$$\sigma_{v.am} = \frac{P}{d} + \frac{6M_P}{d^2} \tag{6.23}$$

$$\sigma_{v.av} = \frac{P}{d} - \frac{6M_P}{d^2} \tag{6.24}$$

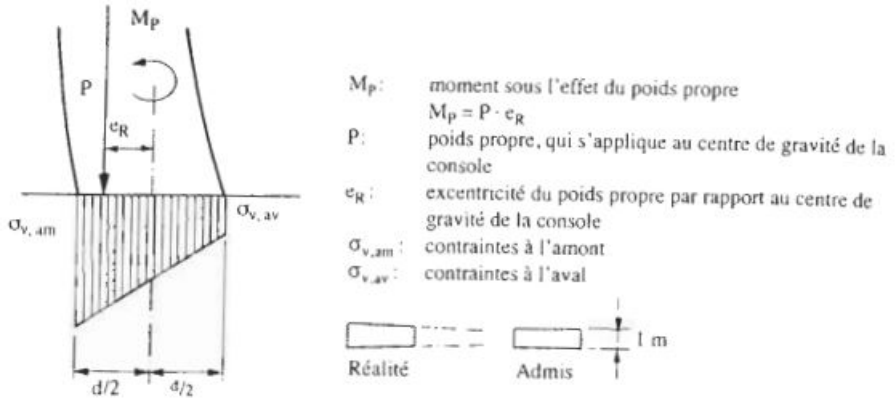


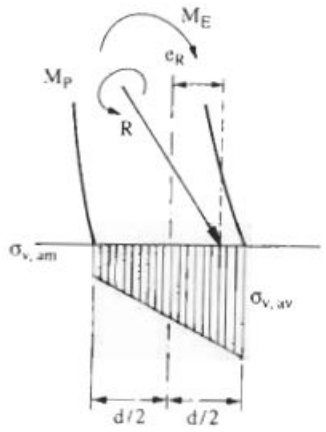
FIGURE 6.7 – répartition des contraintes au pied de la console sous l'efet du poids propre

contrainte à lac pleine

Les contraintes à lac plein au pied de la console deviennent, selon la figure ci-dessous :

$$e_R = \frac{M_P - M_E}{M_P} \tag{6.25}$$

$$\sigma_{v.am.av} = \frac{P}{d} \pm \frac{6M_P}{d^2} \tag{6.26}$$



M_E : moment sous l'effet de la poussée de l'eau : $M_E = M(7\Delta y = H)$

e_R : excentricité du poids propre par rapport au centre de gravité de la console

FIGURE 6.8 – répartition des contraintes au pied de la console sous l'efet du poids propre et poussée de l'eau

Efforts et contraintes dans les arcs

Sous l'hypothèse que la part de le poussée de l'eau supportée par un arc est constante le long de celui-ci. lesmoments et les efforts normaux peuvent etre calculés à la clé et à la naissance de l'arc par les formules suivantes :

clé de l'arc

L'effort normal est égal à :

$$N_C(y) = \beta_n R_{moy} P_A \tag{6.27}$$

α	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
R_{moy}/d							
3	0.2675	0.3803	0.4957	0.6024	0.6935	0.7672	0.8245
6	0.4912	0.6336	0.7438	0.8212	0.8759	0.9125	0.9374
10	0.7006	0.8109	0.8794	0.9213	0.9473	0.9637	0.9744
20	0.8961	0.9410	0.9647	0.9777	0.9854	0.9901	0.9930
40	0.9709	0.9841	0.9906	0.9942	0.9962	0.9974	0.9982

FIGURE 6.9 – coeffecient β_n pour le calcul de l'effort normal à la clé

Le moment est égal à :

$$M_C(y) = \beta_m R_{moy} d P_A \tag{6.28}$$

α	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
R_{moy}/d							
3	0.1885	0.2025	0.2030	0.1925	0.1751	0.1544	0.1333
6	0.2047	0.1907	0.1670	0.1414	0.1179	0.0977	0.0809
10	0.1760	0.1457	0.1175	0.0944	0.0762	0.0620	0.0509
20	0.1084	0.0816	0.0626	0.0490	0.0390	0.0316	0.0259
40	0.0567	0.0415	0.0314	0.0245	0.0195	0.0158	0.0130

FIGURE 6.10 – coeffecient β_m pour le calcul de l'effort normal à la clé

Naissance de l'arc

L'effort est égal à :

$$N_N(y) = \beta'_n R_{moy} P_A \tag{6.29}$$

α	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
R_{moy}/d							
3	0.3656	0.4922	0.6131	0.7189	0.8030	0.8665	0.9122
6	0.5594	0.6999	0.8037	0.8736	0.9202	0.9498	0.9687
10	0.7407	0.8451	0.9076	0.9444	0.9661	0.9792	0.9872
20	0.9100	0.9517	0.9730	0.9842	0.9906	0.9943	0.9965
40	0.9748	0.9870	0.9928	0.9959	0.9976	0.9985	0.9991

FIGURE 6.11 – coeffecient β'_n pour le calcul de l'effort normal à la clé

Le moment est égal à :

$$M_C(y) = \beta'_m R_{moy} d P_A \tag{6.30}$$

α	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
R_{moy}/d							
3	-0.1059	-0.1337	-0.1510	-0.1569	-0.1534	-0.1434	-0.1300
6	-0.2043	-0.2069	-0.1926	-0.1728	-0.1481	-0.1262	-0.1069
10	-0.2251	-0.1963	-0.1647	-0.1361	-0.1121	-0.0928	-0.0771
20	-0.1700	-0.1318	-0.1026	-0.0816	-0.0653	-0.0528	-0.0441
40	-0.0992	-0.0735	-0.0566	-0.0435	-0.0348	-0.0285	-0.0230

FIGURE 6.12 – coeffecient β'_m pour le calcul de l'effort normal à la clé

Les contraintes horizontales à la clé et à la naissance des arcs se calculent finalement par :

$$\sigma_{h,am,av} = \frac{N}{d} \pm \frac{6M}{d^2} \tag{6.31}$$

avec :

— $\sigma_{h,am}$: contraintes horizontales à l'amont.

— $\sigma_{h,av}$: contrainte horizontales à l'aval.

— N : effort normal à la clé, respectivement à la naissance.

— M : moment à la clé, respectivement à la naissance.

6.3.2 Application numérique

Modélisation par un système arcs-consoles

Voici les données de calcul :

Position	Épaisseur	Rayon moyen	Demi angle d'ouverture	Corde de l'arc	Longueur de l'arc
y(m)	d(m)	Rmoy (m)	alpha (°)	Lca (m)	Lc (m)
0	2.5	84.16	75.001	165	197.998
6.428	3.577	83.621	62.851	152	217.656
12.85	4.653	83.083	55.042	140	228.914
19.27	5.729	82.545	45.578	122	240.907
25.7	6.807	82.007	37.083	103	249.979
32.13	7.884	81.468	29.841	85	256.356
38.56	8.962	80.929	22.004	64	261.776
45	10.041	80.390	10.115	30	266.932

TABLE 6.9 – données initiales du barrage.

Déformation radiale de l'arc à la clé δ_A

Avec les valeurs β_i du figure 6.6, on calcul la déformation radiales des trois arcs à la clé.

num d'arc	position	alpha	Rmoy	d	R^2/d	β	$E_b * \Sigma_a$
1	0	75	84.16	2.5	2833.16224	2.01	5694.656102
2	2 dy	55	83.08	4.65	1484.362667	2.17	3221.066987
3	4dy	37	82	6.8	988.8235294	2.3	2274.294118

TABLE 6.10 – Déformation radiale de l'arc à la clé

Déformation de la console au niveau de l'arc 1 (y1=0) δ_{C1}

Dans un premier temps, les valeurs J(y) et Δy^4/J(y) sont calculées pour chaque position de y. puis multipliées par les facteurs du tableau 6.7

y	j(y)	$\Delta y^4/j$	a	b	c
0	1.302083333	1311.187174	0	0	0
6.428	3.814505614	447.574375	172.5026237	65.27126303	-13.98669922
12.85	8.396779742	203.3249673	474.4249237	406.6499346	-67.7749891
19.27	15.67089996	108.9455596	643.4597116	919.2281595	-91.92281595
25.7	26.27993439	64.96496304	692.9596057	1385.919211	0
32.13	40.84031956	41.80366327	707.6140917	1632.955596	272.1592661
38.56	59.9775602	28.46522868	768.5611743	1537.122349	768.5611743
45	84.35939094	20.23811395	940.0182302	1012.327325	1518.490987

TABLE 6.11 – facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 1 (y=0)

y	d(y)	$\Delta y^2/d$	a	b	c
0	2.5	16.5276736	0	0	0
6.428	3.577	11.55079567	7.700530446	4.812831529	-0.962566306
12.85	4.653	8.879470466	7.399558722	11.83929395	-1.479911744
19.27	5.729	7.212071242	5.409053431	16.22716029	0
25.7	6.807	6.070389555	4.04692637	16.18770548	4.04692637
32.13	7.884	5.240768109	4.367306757	10.91826689	10.91826689
38.56	8.962	4.6106454	6.915968101	0	20.7479043
45	10.041	4.115097937	12.00236898	-16.80331658	33.60663315

TABLE 6.12 – facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 1 (y=0)

On calcul ensuite les facteurs de tableau 6.3
Le tableau 6.4 en y=$7\Delta y$ donne :

$$Q_R = Q(7\Delta y) = 18.7485p_1 - 26.247p_2 + 52.496p_3$$

Le tableau 6.5 en y=$7\Delta y$ donne :

$$M_R = M(7\Delta y) = 274.169p_1 + 295.259p_2 + 442.892p_3$$

La déformation de la console au point y=0 est obtenue par le principe des travaux virtuels.
L'équation devient :

$$\delta_{C1}E_B = 48797.575p_1 + 78708.813p_2 + 22368.861p_3$$

le même calcul sera est effectue pour les niveaux d'intersection avec les autres arcs.

Déformation de la console au niveau de l'arc 2 (y2=$2\Delta y$) δ_{C2}

on fait le même calcul que la section précédentes et on trouve

y	j(y)	dy^4/j	a	b	c
0	1.302083333	1311.187174	0	0	0
6.428	3.814505614	447.574375	0	0	0
12.85	8.396779742	203.3249673	0	0	0
19.27	15.67089996	108.9455596	214.4865705	306.4093865	-30.64093865
25.7	26.27993439	64.96496304	346.4798029	692.9596057	0
32.13	40.84031956	41.80366327	424.568455	979.7733578	163.2955596
38.56	59.9775602	28.46522868	512.3741162	1024.748232	512.3741162
45	84.35939094	20.23811395	671.441593	723.0909463	1084.636419

TABLE 6.13 – facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 2 (y=2dy)

y	d(y)	dy^2/d	a	b	c
0	2.5	16.5276736	0	0	0
6.428	3.5771721	11.55079567	0	0	0
12.85	4.65333875	8.879470466	7.399558722	11.83929395	-1.479911744
19.27	5.72917025	7.212071242	5.409053431	16.22716029	0
25.7	6.8066775	6.070389555	4.04692637	16.18770548	4.04692637
32.13	7.88418475	5.240768109	4.367306757	10.91826689	10.91826689
38.56	8.961692	4.6106454	6.915968101	0	20.7479043
45	10.040875	4.115097937	12.00236898	-16.80331658	33.60663315

TABLE 6.14 – facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 2 (y=2dy)

Le tableau 6.4 en y=7Δy donne :

$$Q_R = Q(7\Delta y) = 18.7485p_1 - 26.247p_2 + 52.496p_3$$

Le tableau 6.5 en y=7Δy donne :

$$M_R = M(7\Delta y) = 274.169p_1 + 295.259p_2 + 442.892p_3$$

La déformation de la console au point y=2Δy est obtenue par le principe des travaux virtuels.

L'équation devient :

$$\delta_{C1}E_B = 23625.196p_1 + 41640.847p_2 + 17104.342p_3$$

Déformation de la console au niveau de l'arc 3 (y2=4Δy) δ_{C3}

y	j(y)	$\Delta y^4/j$	a	b	c
0	1.302083333	1311.187174	0	0	0
6.428	3.814505614	447.574375	0	0	0
12.85	8.396779742	203.3249673	0	0	0
19.27	15.67089996	108.9455596	0	0	0
25.7	26.27993439	64.96496304	0	0	0
32.13	40.84031956	41.80366327	141.5228183	326.5911193	54.43185321
38.56	59.9775602	28.46522868	256.1870581	512.3741162	256.1870581
45	84.35939094	20.23811395	402.8649558	433.8545678	650.7818517

TABLE 6.15 – facteur pour QQ'(y)/dy au point d'intersection 3 (y=4dy)

y	d(y)	dy^2/d	a	b	c
0	2.5	16.5276736	0	0	0
6.428	3.5771721	11.55079567	0	0	0
12.85	4.65333875	8.879470466	0	0	0
19.27	5.72917025	7.212071242	0	0	0
25.7	6.8066775	6.070389555	4.04692637	16.18770548	4.04692637
32.13	7.88418475	5.240768109	4.367306757	10.91826689	10.91826689
38.56	8.961692	4.6106454	6.915968101	0	20.7479043
45	10.040875	4.115097937	12.00236898	-16.80331658	33.60663315

TABLE 6.16 – facteur pour MM'(y)/dy au point d'intersection 3 (y=4dy)

Le tableau 6.4 en y=7Δy donne :

$$Q_R = Q(7\Delta y) = 18.7485p_1 - 26.247p_2 + 52.496p_3$$

Le tableau 6.5 en y=7Δy donne :

$$M_R = M(7\Delta y) = 274.169p_1 + 295.259p_2 + 442.892p_3$$

La déformation de la console au point y=2Δy est obtenue par le principe des travaux virtuels.

L'équation devient :

$$\delta_{C1}E_B = 8775.483p_1 + 13847.739p_2 + 10492.441p_3$$

Détermination de la poussée de l'eau

La poussée de l'eau au niveau de chacun des trois arcs est trouvée comme suit :

$$p_1 + p_{A1} = p_E(1) = 0$$
$$p_2 + p_{A2} = p_E(2) = 0.01321[N/mm^2]$$

$$p_3 + p_{A3} = p_E(3) = 0.02677[N/mm^2]$$

Résolution du système des équations

Le systeme lineaire de trois equations à 3 inconnues p_1, p_2 et p_3 peut etre posé par les équations du page 130. La poussée sur les murs peut etre calulée au niveau des trois arcs de calculs :

$$54492.231p_1 + 78708p_2 + 22368.861p_3 = 0$$
$$23625.196p_1 + 44861.914p_2 + 17104.342p_3 = 42.5498$$
$$8775.483p_1 + 13847.739p_2 + 12766.735p_3 = 60.875$$

ce qui donne comme résultats :

$$P_1 = -0.00178176[N/mm^2]$$
$$P_2 = -0.000678917[N/mm^2]$$
$$P_3 = 0.00672938[N/mm^2]$$

Calcul des contraintes dans les arcs par la formule du tube

Les efforts et les contraintes moyennes dans les arcs peuvent se calculer rapidement par la formule du tube.

y	d(y)	P(E)	P	P_A	N_A	$\sigma_{\phi A}$
0	2.5	0	-0.00178	0.00178	0.14995	0.05998
6.428	3.577	0.00657	-0.00202	0.00858	0.71781	0.20066
12.85	4.653	0.01321	-0.00068	0.01389	1.15393	0.24798
19.27	5.729	0.01994	0.00224	0.01770	1.46119	0.25504
25.7	6.807	0.02677	0.00673	0.02004	1.64318	0.24141
32.13	7.884	0.03368	0.01280	0.02089	1.70159	0.21582
38.56	8.962	0.04069	0.02044	0.02025	1.63896	0.18289
45	10.041	0.04781	0.02966	0.01815	1.45873	0.14528

TABLE 6.17 – calcul par la formule du tube des contraintes dans les arcs en tenant compte de la répartition des poussées arcs-console résultant du calcul d'ajustement.

y	P	d(y)	Rmoy (m)	Rext	Pm	N	sigma
0	0	2.5	84.16	85.41	0	0	0
6.428	0.06428	3.5772	83.6214	85.41	0.06565	549.01548	1.53478
12.85	0.1285	4.6533	83.0833	85.41	0.13210	1097.5185	2.35856
19.27	0.1927	5.7292	82.5454	85.41	0.19939	1645.8507	2.87276
25.7	0.257	6.8067	82.0067	85.41	0.26767	2195.037	3.22483
32.13	0.3213	7.8842	81.4679	85.41	0.33685	2744.2233	3.48067
38.56	0.3856	8.9617	80.9292	85.41	0.40695	3293.4096	3.67499
45	0.45	10.0409	80.3896	85.41	0.47810	3843.45	3.82780

TABLE 6.18 – calcul par la formule du tube des contraintes dans les arcs admis indépendants.

Calcul des contraintes dans les arcs en tenant compte de l'encastrement

à l'aide des figures 6.9 à 6.12, il est possible de calculer les efforts normaux et les moments dans les arcs, à la clé et à la naissance, sous le cas de la charge de la poussée de l'eau.

y	d(y)	N_{cl}	M_{cl}	$\sigma_{cl,am}$	$\sigma_{cl,av}$	N_{naiss}	M_{naiss}	$\sigma_{naiss,am}$	$\sigma_{naiss,av}$
0	2.5	0.37421	0.00487	0.15436	0.14500	0.37454	-0.00862	0.14154	0.158095
6.428	3.5772	2.54975	0.06650	0.74397	0.68160	2.55873	-0.11324	0.66220	0.768390
12.85	4.6533	5.26221	0.22015	1.19185	1.06984	5.33900	-0.44836	1.02311	1.271585
19.27	5.7292	7.95285	0.63037	1.50336	1.27290	8.06252	-0.90411	1.24201	1.572543
25.7	6.8067	9.50692	1.47637	1.58790	1.20551	9.76417	-2.19554	1.15017	1.718829
32.13	7.8842	9.39901	2.36116	1.42004	0.96423	9.93698	-3.01986	0.96888	1.551859
38.56	8.9617	9.54713	2.70257	1.26723	0.86342	9.56476	-3.14321	0.83247	1.302119
45	10.0409	8.49521	3.13444	1.03260	0.65952	8.19349	-2.99237	0.63793	0.994097

TABLE 6.19 – contraintes dans les arcs à la clé et à la naissance.

Calcul des contraintes dans la console

Les contraintes dans la console dues au seul le poids propre sont récapitulées dans le tableau 6.20. Par ailleurs, les contraintes dans la console dues à la poussée de l'eau seule, d'une part, et combinée avec le poids propre, d'autres part, figurent dans le tableau 6.21.

y	d(y)	Npp	eR	Mp	$\sigma_{pp,am}$	$\sigma_{pp,av}$
0	2.5	0	0	0	0	0
6.428	3.5772	468.769	0.195	91.4099	0.17391	0.08818
12.85	4.6533	1103.045	0.1957	215.8659	0.29686	0.17723
19.27	5.7292	1902.913	0.2597	494.1866	0.42248	0.24181
25.7	6.8067	2870.179	0.2618	751.4130	0.51898	0.32436
32.13	7.8842	4003.726	0.2627	1051.7789	0.60934	0.40629
38.56	8.9617	5303.554	0.2637	1398.5472	0.69629	0.48732
45	10.0409	6772.073	0.2646	1791.8904	0.78109	0.56781

TABLE 6.20 – contraintes dans la console sous l'effet du poids propre seul.

y	d(y)	QE	ME	er	$\sigma_{E,am}$	$\sigma_{E,av}$	$\sigma_{E+pp,am}$	$\sigma_{E+pp,av}$
0	2.5	0	0	0	0	0	0	0
6.428	3.5772	-13.05851	-41.15481	0.28279	-0.00538	-0.00192	0.16852	0.08626
12.85	4.6533	-22.57247	-160.28539	0.34101	-0.00698	-0.00272	0.28987	0.17451
19.27	5.7292	-18.40904	-302.04043	0.41843	-0.00462	-0.00181	0.41786	0.24000
25.7	6.8067	9.56466	-345.93457	0.38233	0.00188	0.00093	0.52086	0.32529
32.13	7.8842	71.48149	-106.34837	0.28926	0.01106	0.00707	0.62040	0.41337
38.56	8.9617	177.47432	667.47163	0.13785	0.02163	0.01798	0.71792	0.50530
45	10.0409	337.67600	2291.41295	-0.07376	0.03215	0.03511	0.81324	0.60292

TABLE 6.21 – contraintes dans la console sous l'effet du poussée de l'eau seule et en combinant les charges poussée de l'eau et poids propre.

6.4 Conclusion

L'ensemble de l'analyse de stabilité menée confirme de manière concluante la solidité et la stabilité remarquables du barrage voûte de Bouzina. Les résultats obtenus mettent en évidence des valeurs de contraintes qui demeurent bien en deçà des seuils critiques, démontrant ainsi l'absence de tout risque potentiel pour la stabilité de l'ouvrage.

Ces conclusions réconfortantes sont le fruit d'une conception minutieuse et d'une ingénierie de pointe qui ont permis de garantir la résistance structurelle du barrage face à des conditions hydrauliques variées. Les paramètres de sécurité et de fiabilité ont été scrupuleusement pris en compte, et les simulations ont validé l'aptitude du barrage à résister aux charges maximales anticipées.

En somme, l'analyse de stabilité confirme avec assurance que le barrage voûte de Bouzina est construit sur des fondations solides et répond aux normes les plus rigoureuses en matière de sécurité et de stabilité. Il se dresse comme un symbole d'ingénierie réussie et de l'engagement envers la sécurité des populations et des biens.

CHAPITRE

7

DIMENSIONNEMENT DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

7.1 Choix du type de l'évacuateur de crue

Le choix du type d'évacuateur constitue une étape cruciale dans la conception d'un barrage. Il détermine la manière dont les débits excédentaires seront gérés et évacués en cas de crues exceptionnelles. Le type d'évacuateur sélectionné doit être en parfait accord avec les caractéristiques spécifiques du site, les exigences de sécurité, les contraintes environnementales et les besoins opérationnels du barrage.

7.1.1 Raison pour le choix de l'évacuateur

Dans le cas du projet actuel, plusieurs facteurs ont été minutieusement pris en compte pour aboutir à la sélection de l'évacuateur frontal. Tout d'abord, l'emplacement topographique du barrage entre deux pics impose des contraintes significatives en termes d'espace disponible pour l'installation d'un évacuateur. De ce fait, l'option de l'évacuateur frontal se présente comme la solution la plus adaptée pour maximiser l'efficacité de l'évacuation des crues tout en minimisant l'impact sur l'environnement immédiat.

Ainsi que notre barrage est du type poids voûte donc les variantes susceptibles pour notre organe d'évacuation sont :

— évacuateur de crue en puits

— free overfall/jet (straight drop) spillway

7.1.2 Évacuateur de crue en puits

Un évacuateur de crue en puits est un dispositif hydraulique spécialement conçu pour permettre le déversement contrôlé des débits excédentaires d'un réservoir ou d'un barrage. Contrairement à d'autres types d'évacuateurs qui utilisent des déversoirs ou des canaux de décharge, l'évacuateur en puits crée un passage vertical à partir du sommet de la structure jusqu'à une profondeur considérable sous la surface de l'eau.

Caractéristiques Principales

— **Structure Verticale :** L'évacuateur en puits se caractérise par une conception verticale qui plonge sous la surface de l'eau. Il est généralement intégré à la partie centrale de la structure du barrage ou du réservoir.

— **Dissipation de l'Énergie :** Lorsque l'eau est déversée dans le puits, elle chute verticalement, ce qui génère une puissante dissipation de l'énergie cinétique. Cette dissipation réduit les risques d'érosion en aval et minimise l'impact sur le lit de la rivière.

— **Contrôle des Crues :** L'évacuateur en puits permet un contrôle précis du débit d'eau évacuée. En ajustant les vannes ou les orifices, les opérateurs peuvent réguler le débit en fonction des conditions météorologiques et de l'état du réservoir.

— **Capacité d'Adaptation :** En fonction des besoins, l'évacuateur en puits peut être dimensionné pour gérer des débits extrêmement élevés. Il offre une grande flexibilité en termes de capacité d'adaptation aux variations des conditions hydrauliques.

— **Sécurité et Fiabilité :** En raison de sa conception verticale, l'évacuateur en puits peut être conçu pour résister à des conditions hydrauliques sévères, assurant ainsi la sécurité et la fiabilité de l'ensemble de la structure.

— **Entretien et Inspection :** L'accès au puits permet des opérations d'entretien et d'inspection plus faciles et plus sécurisées par rapport à d'autres types d'évacuateurs.

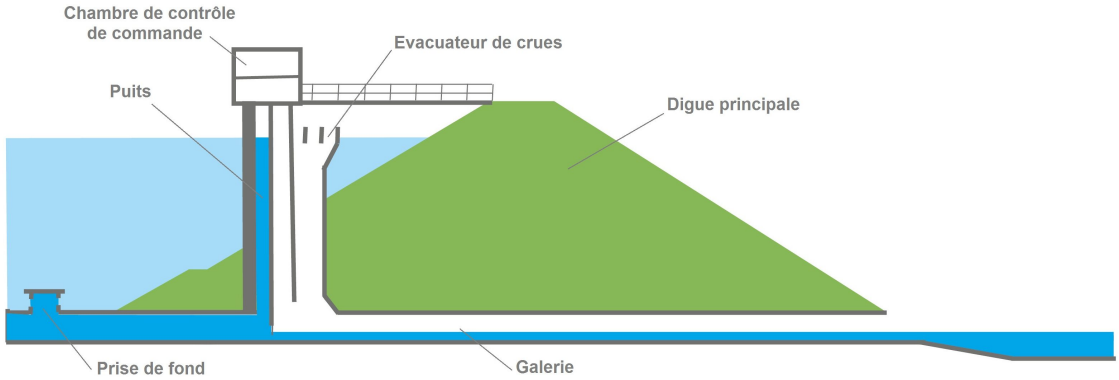


FIGURE 7.1 – Présentation d'un évacuateur de crue en puits

L'évacuateur de crue en puits est un élément crucial dans la gestion des débits d'eau dans les grands ouvrages hydrauliques. Sa conception verticale et ses capacités de régulation en font un choix efficace pour le contrôle des crues et la protection des infrastructures en aval. Cependant, sa conception et son dimensionnement nécessitent une expertise technique avancée pour garantir son bon fonctionnement et sa sécurité.

7.1.3 Free overfall spillway

Le choix du type de structure d'évacuation - qu'il s'agisse d'un déversoir libre au-dessus d'une crête ou d'une sortie profonde en fond de gorge - dépend largement du volume de l'inondation à évacuer, de la largeur de la gorge et des caractéristiques de la roche formant la gorge et le lit de la rivière. Pour les débits de crue importants, une longueur de crête plus importante serait nécessaire, ce qui pourrait ne pas être disponible avec une gorge étroite, d'où l'adoption de sorties profondes en fond de gorge. Cependant, un trou de lessivage profond dans le lit de la rivière peut poser des problèmes de stabilité des berges. Avec un déversoir libre au-dessus de la crête, le jet tomberait très près de la base du barrage où un bassin d'arrêt doublé de béton serait nécessaire pour éviter tout affouillement. La

dissipation de l'énergie dans le bassin d'arrêt est obtenue grâce à l'impact du jet débordant et à sa diffusion dans la masse d'eau. La roche-mère doit être assez compétente pour supporter la charge d'impact et maintenir le plancher du bassin d'arrêt ancré à celle-ci. Avec les sorties profondes, le fonctionnement des vannes de régulation peut être plus problématique par rapport aux vannes de surface libres sur les crêtes de débordement. Parfois, des considérations stratégiques ont dicté le choix de sorties profondes plutôt que de déversoirs de surface ; par exemple, pour protéger le système d'exploitation contre des actes de sabotage ou de bombardement, les sorties submergées se sont révélées plus fiables.

Overflow Crest

Les profils de crête de débordement sur le dessus des barrages voûtes doivent être ajustés avec des surplombs soit en amont, en aval, ou des deux côtés, car la largeur disponible en haut est rarement suffisante pour baser un profil de débordement. Un profil ogee standard (type WES) ou un profil parabolique convient avec le surplomb requis. En général, trois types de profils sont utilisés :

— Des profils se terminant de manière à ce que le jet de débordement soit dirigé pour tomber sur la dalle en béton pour l'ensemble de la plage de débits.

— Des profils avec des diviseurs de nappe pour effectuer l'aération du jet et sa dispersion sur une plus grande surface,

— Des profils avec des godets en forme de tremplin pour dévier le jet loin.

Bassin de dissipation

La conception du bassin d'arrêt implique de déterminer l'élévation de l'invert par rapport au coussin d'eau, la longueur et les autres éléments structuraux tels que l'épaisseur du béton, l'armature et l'ancrage dans la roche sous-jacente. Cependant, il n'existe pas de règles ou de procédures établies pour la conception de tels bassins d'arrêt. Le comportement du jet d'eau dans l'air, dans la masse d'eau, ainsi que les pressions ou forces exercées sur le sol doivent être pris en compte, en tenant compte des normes en vigueur adoptées pour de telles structures dans différents pays.

CARACTÉRISTIQUES DES JETS EN CHUTE LIBRE

Les jets en chute libre sont des écoulements d'eau qui chutent verticalement sous l'effet de la gravité. Ils se forment lorsque de l'eau est déversée d'une certaine hauteur au-dessus d'une surface libre, comme c'est souvent le cas avec les évacuateurs de crue en puits. Voici les caractéristiques principales des jets en chute libre :

Formation et Chute : Les jets en chute libre se forment lorsque l'eau est déversée d'une certaine hauteur au-dessus d'un point de déversement. Ils chutent verticalement, créant une colonne d'eau qui descend sous l'effet de la gravité.

Profil de Vitesse : Le profil de vitesse du jet est non uniforme, avec une vitesse maximale à la surface libre et une diminution progressive à mesure que la profondeur augmente.

Forme Caractéristique : La section transversale du jet en chute libre prend généralement une forme conique ou tronconique, avec une base plus large et une surface libre plus étroite.

Dissipation d'Énergie : Lorsque le jet frappe une surface ou l'eau en contrebas, il génère une importante dissipation d'énergie sous forme de turbulence. Cela peut être utile pour réduire la vitesse et l'énergie de l'eau évacuée.

Effets d'Érosion : En raison de l'énergie cinétique élevée associée aux jets en chute libre, ils peuvent provoquer des phénomènes d'érosion au niveau de l'endroit où ils frappent la surface en contrebas.

Contrôle et Régulation : Les débits des jets en chute libre peuvent être régulés en ajustant la hauteur de déversement et les paramètres de conception de l'évacuateur.

Niveau d'Eau en Aval : Le niveau d'eau en aval de l'évacuateur peut être influencé par la présence du jet, et cela doit être pris en compte dans la conception pour éviter des impacts indésirables.

Études Hydrauliques : Les jets en chute libre font l'objet d'études hydrauliques approfondies pour déterminer leur comportement sous différentes conditions et pour concevoir des dispositifs de dissipation d'énergie appropriés.

En résumé, les jets en chute libre sont un phénomène hydraulique essentiel dans la conception des évacuateurs de crue en puits. Leur comportement et leurs caractéristiques sont étroitement surveillés et étudiés pour garantir un fonctionnement sûr et efficace de ces dispositifs de régulation de débit.

7.1.4 Le choix de l'evacuateur

On opte pour un évacuateur de crue en chute libre car il offre une intégration Harmonieuse avec la Conception du Barrage, optimisation de l'espace une excellente dissipation d'énergie cela implique qu'il offre une solution intégrée, efficace et économique pour gérer les débits excédentaires et garantir la sécurité et la fiabilité de l'ouvrage.

7.2 Dimensionnement de l'évacuateur

Dans cette partie on doit entamer le dimensionnement de divers organe de notre évacuateur de crue, qui sont :

— Le déversoir

— Le bec déviateur/ saut de ski

— affouillement

7.2.1 Déversoir

Il existe plusieurs et divers profils du déversoir pour ce type de barrage mais on a opter pour un déversoir du profil type WES.

Du au petite largeur de notre barrage on doit prendre qu'une partie du déversoir du profil type WES qui peuvent être présenté par l'équation suivante :

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85}Y \tag{7.1}$$

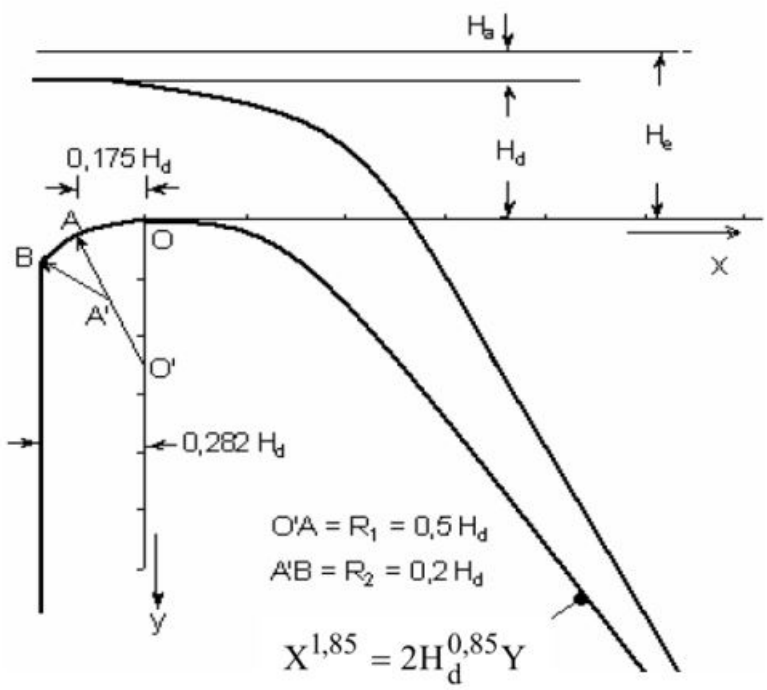


FIGURE 7.2 – Schéma détaillé du profil standard type WES, à paroi amont verticale

En ce qui concerne le profil de la surface supérieure de la nappe franchissant le déversoir standard type WES, de nombreux essais sur modèles réduits ont été effectués. Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs des coordonnées adimensionnelles X = x/Hd et Y = y/Hd de la surface supérieure de la nappe pour des vitesses d'approche de l'écoulement négligeables et pour diverses valeurs de la charge relative H/H d . H d est définie comme étant la charge de dimensionnement ne tenant pas compte de l'effet de la vitesse d'approche de l'écoulement. H représente la charge franchissant le seuil du déversoir autre que la charge de dimensionnement. Trois valeurs seulement de la charge relative H/Hd sont proposées par le tableau ; H/Hd= 0,50 ; 1 ; 1,33. Les différents profils de surface intermédiaires doivent être obtenus par interpolation.

$H/H_d = 0,50$		$H/H_d = 1$		$H/H_d = 1,33$	
$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$	$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$	$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$
-1	-0,490	-1	-0,933	-1	-1,210
-0,8	0,484	-0,8	-0,915	-0,8	-1,185
-0,6	-0,475	-0,6	-0,893	-0,6	-1,151
-0,4	-0,460	-0,4	-0,865	-0,4	-1,110
-0,2	-0,425	-0,2	-0,821	-0,2	-1,060
0	-0,371	0	-0,755	0	-1,000
0,2	-0,300	0,2	-0,681	0,2	-0,019
0,4	-0,200	0,4	-0,586	0,4	-0,821
0,6	-0,075	0,6	-0,465	0,6	-0,705
0,8	0,075	0,8	-0,320	0,8	-0,569
1,0	0,258	1,0	-0,145	1,0	-0,411
1,2	0,470	1,2	0,055	1,2	-0,220
1,4	0,705	1,4	0,294	1,4	-0,002
1,6	0,972	1,6	0,563	1,6	0,243
1,8	1,269	1,8	0,857	1,8	0,531

FIGURE 7.3 – Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

On doit prendre H/Hd=1 et donc on trouve les deux profiles :

X	Y
0	0.0000
0.2	0.0096
0.4	0.0345
0.6	0.0731
0.8	0.1244
1	0.1880
1.2	0.2635
1.4	0.3504
1.6	0.4486
1.8	0.5578
2	0.6779
2.2	0.8086
2.4	0.9498
2.6	1.1014

TABLE 7.1 – Coordonnées du profil standard de type WES pour Hd=3.16

La surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale (ligne d'eau à travers le déversoir) pour H/Hd=1 donc sera :

X	x	Y	y
-1	-3.16	-0.933	-2.94828
-0.8	-2.528	-0.918	-2.90088
-0.6	-1.896	-0.893	-2.82188
-0.4	-1.264	-0.865	-2.7334
-0.2	-0.632	-0.821	-2.59436
0	0	-0.755	-2.3858
0.2	0.632	-0.681	-2.15196
0.4	1.264	-0.586	-1.85176
0.6	1.896	-0.465	-1.4694
0.8	2.528	-0.32	-1.0112

TABLE 7.2 – Coordonnées du ligne d'eau sur déversoir

Ce qui nous donne une hauteur au pied de 2.1 mètres.

7.2.2 Bec déviateur (saut de ski)

Le principe consiste à installer en bas du déversoir une cuillère de rayon supérieur au 5*H (hauteur à l'entrée de cuillère) avec bec relancant l'eau vers le haut suivant un angle θ de l'ordre de 35 à 45°.

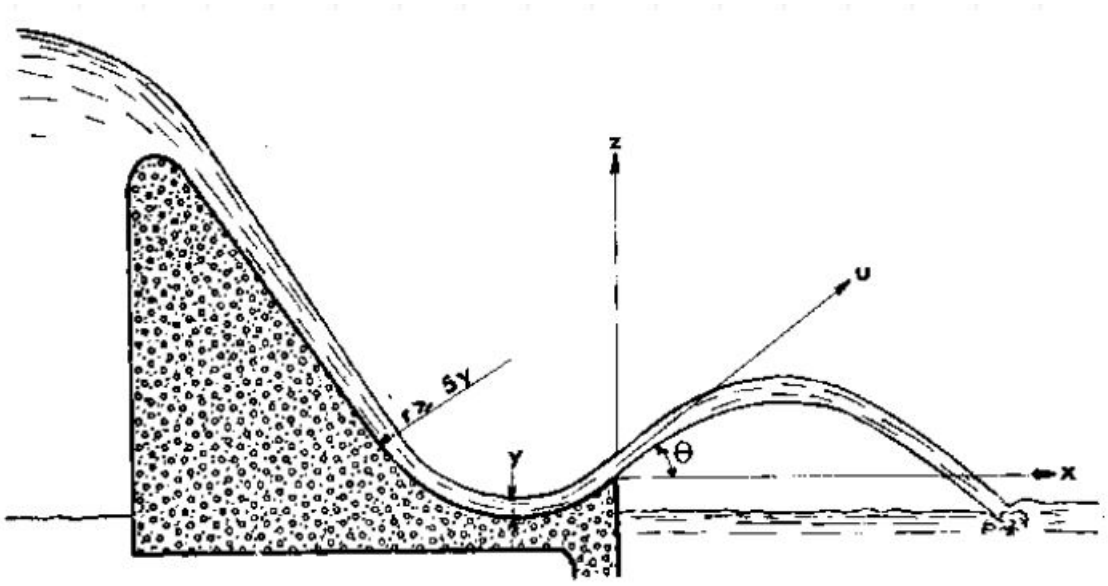


FIGURE 7.4 – Bec déviateur

Pression d'eau développée sur la cuillère du saut de ski :

$$P = 1.033 * q * v/R \tag{7.2}$$

condition à respecter est :

P<P_{max}=120 Kpa.

Le jet se désintègre en suivant une trajectoire :

$$z = xtan\theta - \frac{x^2}{4HK_a cos\theta} \tag{7.3}$$

avec :

K_a : Coefficient de perte de charge due au frottement eau/air.

H : énergie de l'eau à la sortie de la cuillère.

Le jet se tombe dans une cuvette de dissipation (Affouillement) à une distance :

$$x = 1.8(y + V^2/2g)2sin\theta \tag{7.4}$$

on doit prendre dans notre cas R=11 m et θ=45° et on calcule.

on doit trouver que P«< P_{max}

et le jet se tombe à une distance de 6.5 mètres de la fin du bec ce qui assure une sécurité à notre ouvrage.

7.2.3 Affouillement

à cause du creusement due au tourbillons engendrés du jet en doit calculer la profendeur de l'affouillement malgré que notre fondation est rocheuse, pour plus sécurisé notre fondation et notre ouvrage.

Profondeur finale d'affouillement à l'aval du saut de ski :

Veronese

$$Y_1 = 1.9 * q^{0.54} H^{0.225} \tag{7.5}$$

Chian

$$Y_2 = 1.18 q^{0.51} h^{*0.235} \tag{7.6}$$

Dample

$$Y_3 = 0.65 q^{0.5} h^{0.5} \tag{7.7}$$

Martins

$$Y_4 = 1.5 q^{0.6} h^{0.1} \tag{7.8}$$

Veronese	Y1	8.98
Chian	Y2	9.68
Dample	Y3	3.84
Martins	Y4	7.07

TABLE 7.3 – profondeur finale d'affouillement par différentes formule

On trouve les résultats suivantes :
D'aprés les résultats du tableau en doit prendre Y=7 mètres.

CHAPITRE

8

CONCLUSION

Ce mémoire de fin d'études consacré à l'étude du barrage de Bouzina représente une avancée significative dans le domaine de l'ingénierie hydraulique. Il offre une vision exhaustive de la gestion des ressources en eau et de la stabilité de cette infrastructure cruciale.

L'analyse hydraulique a permis une compréhension approfondie de l'interaction du barrage avec son environnement, tandis que la bathymétrie a révélé des détails essentiels sur la topographie du réservoir. Les évaluations géotechniques et géologiques ont conforté l'importance d'une base solide pour la stabilité de l'ouvrage.

L'étude hydrologique a fourni des données précieuses sur les modèles de précipitations et d'écoulements, facilitant des estimations précises des entrées et sorties d'eau. Par ailleurs, le choix des matériaux et la conception du barrage ont été examinés minutieusement pour assurer une intégrité structurelle optimale.

L'impact environnemental a été évalué avec soin, démontrant notre engagement envers la préservation de l'écosystème environnant. Des mesures spécifiques ont été intégrées dans le projet pour atténuer tout impact potentiel sur la faune et la flore locales.

En conclusion, ce mémoire atteste du dévouement, de l'expertise et de l'effort conséquent déployés dans l'étude du barrage de Bouzina. Il est notre conviction que cet ouvrage constituera un pilier du développement régional, garantissant un approvisionnement en eau fiable et durable pour les générations futures.

CHAPITRE

9

RÉFÉRENCES BIBILIOGRAPHIQUES

— ANTON J. SCHLEISS et HENRI POUGATSCH : Les barrages : du projet à la mise en service, presse polytechnique et universitaire romandes, 2001. EPFL, Rolex Learning Center, CP119, CH-1015 Lausanne.

— Peterka, J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.

— Touabia, B. (2001) Régularisation des débits, ENSH Blida.

— Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

— Touabia, B. et Benlaoukli, B. (2004) Introduction au dimensionnement desretenues collinaires. ENSH Blida.

— CHEKAI, T. (2018) Etude des variantes de la digue d'un barrage en béton sur Oued Tabellout (W. Jijel), Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida,

— Alrammahi, Faris & Khassaf, Prof. Dr. Saleh. (2020). ARCH DAM. 10.13140/RG.2.2.28466.43201.

— Soil Conservation Service, U.S. Department of Agriculture, (1959) Drop spillways.

— AOUIMEUR,M. (2009) Contribution à l'étude et la conception d'un bassin de dissipation d'énergie classique, MEMOIRE DE MAGISTER EN SCIENCES DE L'EAU, LABORATOIRE DE RECHERCHES DES SCIENCES DE L'EAU, ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.

— BOURGEOIS, S. (2009) Effet des indentations des sauts de ski sur la fosse d'érosion en aval des évacuateurs de crue de barrage, Université de Liège.

— UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION. (1987) DESIGN OF SMALL DAMS thrid edition.

— UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION. (1976) DESIGN MANUAL FOR CONCRETE GRAVITY DAMS, Denver, Colorado.

— Agence Nationale des Barrages et Transferts(ANBT), AVANT-PROJET DÉTAILLÉ DU BARRAGE DE BOUZINA

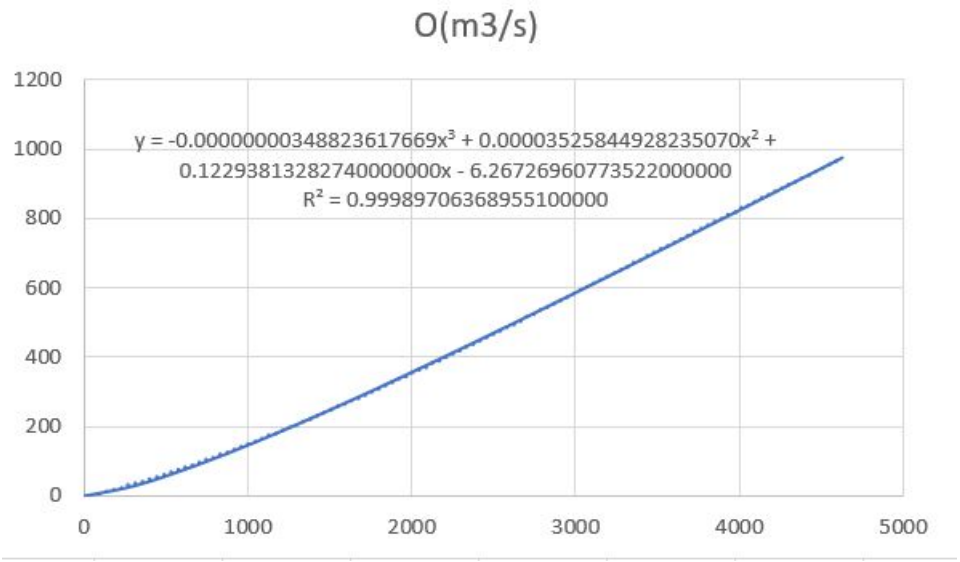
ANNEXE

A

CALCUL DU LAMINAGE

A.1 B=40 m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.98914	0.00	0	0
1030.5	0.5	51.44257	0.26	31	316
1031	1	52.9192	0.53	87	675
1031.5	1.5	54.41938	0.82	159	1066
1032	2	55.94346	1.12	246	1489
1032.5	2.5	57.49179	1.44	343	1940
1033	3	59.06472	1.77	451	2420
1033.5	3.5	60.66259	2.12	568	2928
1034	4	62.28577	2.49	695	3463
1034.5	4.5	63.9346	2.88	829	4025
1035	5	65.60944	3.28	971	4616
1035.01	5.01	65.6432	3.29	974	4628

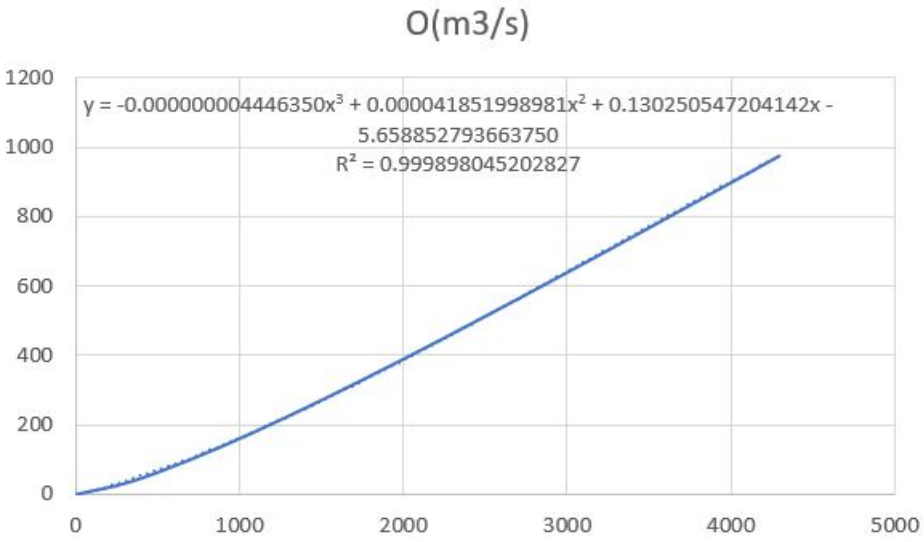


T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82245	20	19.82245	27.45546463	-3.816507827
1	79.2898	99	126.5677	106.8667607	9.850474428
1.5	178.402	258	364.5586	278.4229413	43.06782807
2	317.1592	496	773.9842	557.2058014	108.3891822
2.5	495.5612	813	1369.926	931.225573	219.3503183
3	713.6082	1209	2140.395	1372.008469	384.1932461
3.5	971.3	1685	3056.917	1858.156422	599.3801048
4	870.9046	1842	3700.361	2190.982579	754.6892242
4.5	777.6772	1649	3839.564	2263.358165	788.1030848
5	691.3522	1469	3732.387	2207.606112	762.3906791
5.5	611.6641	1303	3510.622	2092.742796	708.9398055
6	538.3476	1150	3242.755	1954.34635	644.204106
6.5	471.1371	1009	2963.831	1809.822315	577.0043989
7	409.7672	881	2690.727	1667.040192	511.8432229
7.5	353.9723	764	2430.78	1529.181849	450.7989169
8	303.487	657	2186.641	1397.303515	394.6688201
8.5	258.0458	562	1958.836	1271.599455	343.6184362
9	217.3832	475	1747.029	1151.98436	297.5220726
9.5	181.2338	399	1550.601	1038.34129	256.1300648
10	149.3321	331	1368.907	930.6139089	219.146633
10.5	121.4125	271	1201.358	828.8294379	186.2645182
11	97.20964	219	1047.452	733.0921601	157.1797108
11.5	76.45802	174	906.7598	643.5650141	131.5974036

12	58.89214	135	778.9152	560.4466369	109.2342683
12.5	44.24654	103	663.5853	483.9467519	89.81928242
13	32.25573	77	560.449	414.2609973	73.09400934
13.5	22.65423	55	469.171	351.5457037	58.81262356
14	15.17656	38	389.3765	295.8930975	46.74169806
14.5	9.557252	25	320.6269	247.3076036	36.65965427
15	5.530817	15	262.3957	205.6841898	28.3557416
15.5	2.831778	8	214.0468	170.789913	21.62843624
16	1.194657	4	174.8163	142.2499186	16.28321468
16.5	0.353972	2	143.7985	119.5390311	12.12975815
17	0.044247	0	119.9372	101.9797209	8.978764555
17.5	0	0	102.024	88.74664058	6.638663411
18	0	0	88.74664	78.90997482	4.918332878
18.5	0	0	78.90997	71.60675853	3.651608147
19	0	0	71.60676	66.17587952	2.715439504
19.5	0	0	66.17588	62.13255147	2.021664025
20	0	0	62.13255	59.11961709	1.50646719
20.5	0	0	59.11962	56.87302152	1.123297787
21	0	0	56.87302	55.19702819	0.837996661
21.5	0	0	55.19703	53.9462568	0.625385699
22	0	0	53.94626	53.01256893	0.466843933
22.5	0	0	53.01257	52.31543911	0.34856491
23	0	0	52.31544	51.79485436	0.260292373
23.5	0	0	51.79485	51.40606142	0.194396473
24	0	0	51.40606	51.11567117	0.145195124

A.2 B=45m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.9891353	0.00	0	0
1030.5	0.5	51.4425717	0.26	35	320
1031	1	52.9192045	0.53	98	686
1031.5	1.5	54.4193845	0.82	179	1086
1032	2	55.9434625	1.12	276	1519
1032.5	2.5	57.4917894	1.44	386	1983
1033	3	59.0647161	1.77	508	2476
1033.5	3.5	60.6625934	2.12	640	2999
1034	4	62.2857721	2.49	781	3550
1034.5	4.5	63.9346032	2.88	932	4129
1034.64	4.64	64.4009206	2.99	976	4296



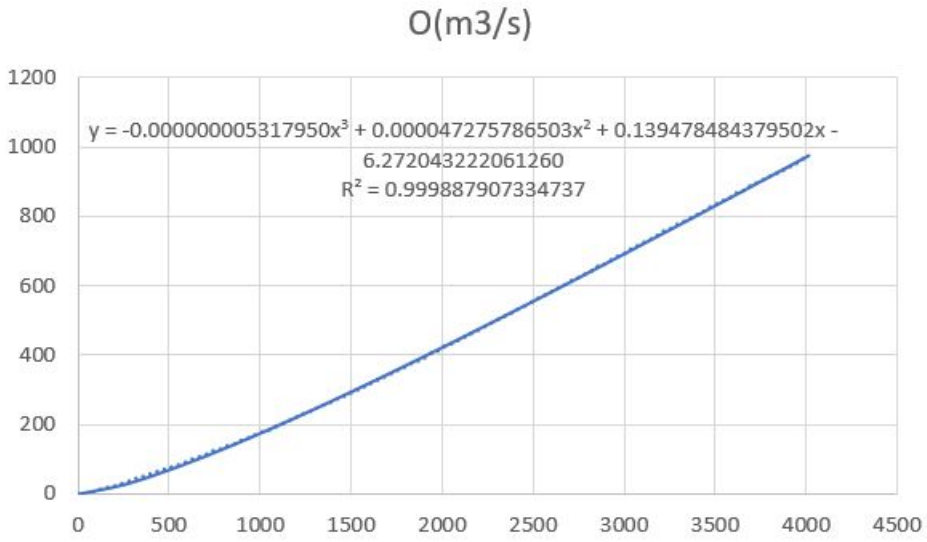
T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.822449	20	19.82244898	25.94356441	-3.060557715
1	79.2897959	99	125.0558093	102.5046884	11.27556043
1.5	178.402041	258	360.1965252	267.2383341	46.47909554
2	317.159184	496	762.7995586	530.6498512	116.0748537
2.5	495.561224	813	1343.370259	875.2412671	234.0644961
3	713.608163	1209	2084.410655	1269.597454	407.4066005

3.5	971.3	1685	2954.505617	1694.854899	629.8253591
4	870.904606	1842	3537.059504	1973.280703	781.8894009
4.5	777.67715	1649	3621.862458	2014.164101	803.8491787
5	691.352155	1469	3483.193406	1947.393589	767.8999081
5.5	611.66414	1303	3250.409884	1836.030989	707.1894476
6	538.347627	1150	2986.042755	1709.917723	638.0625164
6.5	471.137136	1009	2719.402485	1582.144913	568.6287861
7	409.767188	881	2463.049236	1457.818231	502.6155025
7.5	353.972303	764	2221.557721	1338.551713	441.5030042
8	303.487003	657	1996.01102	1224.600696	385.7051621
8.5	258.045809	562	1786.133508	1115.795741	335.1688838
9	217.383241	475	1591.22479	1011.91695	289.6539204
9.5	181.233819	399	1410.53401	912.8246066	248.8547015
10	149.332065	331	1243.390491	818.49006	212.4502156
10.5	121.4125	271	1089.234625	728.9884735	180.123076
11	97.2096438	219	947.6106172	644.4783797	151.5661188
11.5	76.4580175	174	818.146041	565.1774213	126.4843098
12	58.8921419	135	700.5275808	491.3373757	104.5951025
12.5	44.2465379	103	594.4760556	423.2192137	85.62842094
13	32.2557261	77	499.7214777	361.0682298	69.32662394
13.5	22.6542274	55	415.9781834	305.0892534	55.44446496
14	15.1765625	38	342.9200434	255.422203	43.74892019
14.5	9.55725219	25	280.1560177	212.1186044	34.01870663
15	5.53081724	15	227.2066738	175.1200544	26.0433097
15.5	2.83177843	8	183.4826501	144.2398867	19.62138171
16	1.19465652	4	148.2663216	119.1494156	14.55845303
16.5	0.3539723	2	120.6980444	99.37001229	10.66401605
17	0.04424654	0	99.76823113	84.27186985	7.748180639
17.5	0	0	84.31611639	73.07964276	5.618236814
18	0	0	73.07964276	64.91645974	4.081591509
18.5	0	0	64.91645974	58.97304835	2.971705699
19	0	0	58.97304835	54.6389267	2.167060825
19.5	0	0	54.6389267	51.47469171	1.582117493
20	0	0	51.47469171	49.16261086	1.156040426
20.5	0	0	49.16261086	47.47214977	0.845230543
21	0	0	47.47214977	46.23562401	0.61826288
21.5	0	0	46.23562401	45.3308411	0.452391456
22	0	0	45.3308411	44.66863922	0.33110094
22.5	0	0	44.66863922	44.18389446	0.242372382
23	0	0	44.18389446	43.82900591	0.177444274

23.5	0	0	43.82900591	43.56916235	0.129921777
24	0	0	43.56916235	43.378896	0.095133178

A.3 B=50m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.989135	0.00	0	0
1030.4	0.4	51.15004	0.20	27	255
1030.8	0.8	52.325745	0.42	78	543
1031.2	1.2	53.516431	0.64	143	856
1031.6	1.6	54.722277	0.88	220	1192
1032	2	55.943462	1.12	307	1550
1032.4	2.4	57.180167	1.37	403	1928
1032.8	2.8	58.432571	1.64	508	2326
1033.2	3.2	59.700853	1.91	621	2744
1033.6	3.6	60.985194	2.20	741	3181
1034	4	62.285772	2.49	868	3636
1034.32	4.32	63.338047	2.74	974	4015



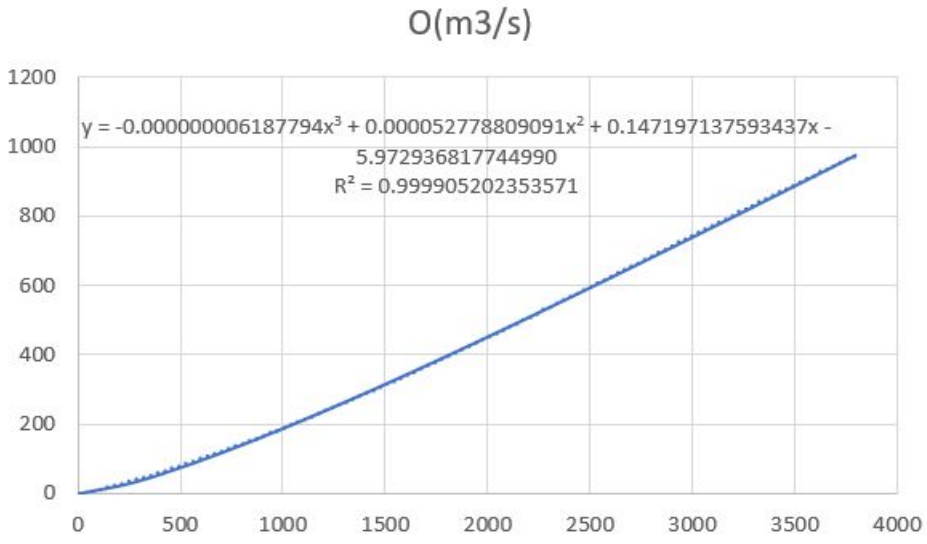
T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.822449	20	19.822449	26.79985588	-3.488703452

1	79.289796	99	125.9121	101.8543534	12.02887367
1.5	178.40204	258	359.54619	260.0637063	49.74124193
2	317.15918	496	755.62493	507.9848926	123.8200191
2.5	495.56122	813	1320.7053	824.4081401	248.1485804
3	713.60816	1209	2033.5775	1177.273943	428.1517925
3.5	971.3	1685	2862.1821	1551.108425	655.5368404
4	870.90461	1842	3393.313	1786.119532	803.5967492
4.5	777.67715	1649	3434.7013	1804.634426	815.0334312
5	691.35215	1469	3273.6637	1732.843176	770.4102772
5.5	611.66414	1303	3035.8595	1627.690864	704.0843032
6	538.34763	1150	2777.7026	1513.807826	631.9474024
6.5	471.13714	1009	2523.2926	1400.81067	561.2409592
7	409.76719	881	2281.715	1291.847287	494.9338531
7.5	353.9723	764	2055.5868	1187.569687	434.0085454
8	303.487	657	1845.029	1087.824484	378.6022548
8.5	258.04581	562	1649.3573	992.3074942	328.5249011
9	217.38324	475	1467.7365	900.7868712	283.4748364
9.5	181.23382	399	1299.4039	813.1595224	243.1222043
10	149.33207	331	1143.7254	729.4482117	207.1385977
10.5	121.4125	271	1000.1928	649.7801392	175.2063189
11	97.209644	219	868.40228	574.3612864	147.0204983
11.5	76.458017	174	748.02895	503.4508049	122.2890714
12	58.892142	135	638.80096	437.3362205	100.732372
12.5	44.246538	103	540.4749	376.3091859	82.08285719
13	32.255726	77	452.81145	320.6414175	66.08501625
13.5	22.654227	55	375.55137	270.5606971	52.49533694
14	15.176563	38	308.39149	226.2272099	41.08213857
14.5	9.5572522	25	250.96102	187.7109003	31.62506213
15	5.5308172	15	202.79897	154.9709176	23.91402605
15.5	2.8317784	8	163.33351	127.8384913	17.74751101
16	1.1946565	4	131.86493	106.0046631	12.93013156
16.5	0.3539723	2	107.55329	89.01412545	9.26958324
17	0.0442465	0	89.412344	76.26593796	6.573203161
17.5	0	0	76.310185	67.02114259	4.644520955
18	0	0	67.021143	60.44770624	3.286718175
18.5	0	0	60.447706	55.78634858	2.330678833
19	0	0	55.786349	52.47603533	1.655156622
19.5	0	0	52.476035	50.12273306	1.176651136
20	0	0	50.122733	48.44853231	0.837100376
20.5	0	0	48.448532	47.25683542	0.595848447

21	0	0	47.256835	46.40826738	0.42428402
21.5	0	0	46.408267	45.80386899	0.302199192
22	0	0	45.803869	45.37330038	0.215284305
22.5	0	0	45.3733	45.06652524	0.15338757
23	0	0	45.066525	44.84793045	0.109297394
23.5	0	0	44.84793	44.6921585	0.077885976
24	0	0	44.692159	44.58114905	0.055504726

A.4 B=55m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.9891353	0.00	0	0
1030.4	0.4	51.15003997	0.20	30	258
1030.8	0.8	52.32574539	0.42	85	551
1031.2	1.2	53.51643119	0.64	157	870
1031.6	1.6	54.72227701	0.88	242	1214
1032	2	55.94346249	1.12	338	1581
1032.4	2.4	57.18016727	1.37	444	1969
1032.8	2.8	58.43257099	1.64	559	2377
1033.2	3.2	59.70085328	1.91	683	2806
1033.6	3.6	60.98519379	2.20	815	3255
1034	4	62.28577215	2.49	955	3723
1034.06	4.06	62.48227052	2.54	977	3795

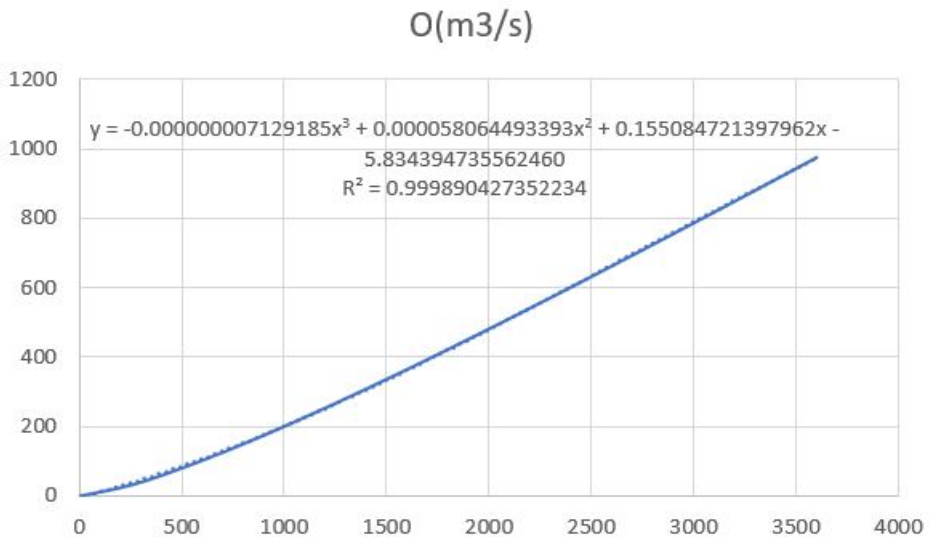


T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82244898	20	19.82244898	25.89132681	-3.034438913
1	79.28979592	99	125.0035717	98.52385055	13.23986058
1.5	178.4020408	258	356.2156873	250.4589137	52.8783868
2	317.1591837	496	746.0201382	484.7325557	130.6437913
2.5	495.5612245	813	1297.452964	776.7717546	260.3406046
3	713.6081633	1209	1985.941142	1093.853561	446.0437907
3.5	971.3	1685	2778.761724	1423.124914	677.8184052
4	870.9046055	1842	3265.329519	1621.356594	821.9864628
4.5	777.6771501	1649	3269.938349	1623.256247	823.341051
5	691.3521547	1469	3092.285552	1550.449607	770.9179724
5.5	611.6641399	1303	2853.465902	1453.419859	700.0230213
6	538.3476266	1150	2603.431626	1351.863504	625.7840611
6.5	471.1371356	1009	2361.348266	1252.487929	554.4301684
7	409.7671875	881	2133.392252	1157.013673	488.1892897
7.5	353.9723032	764	1920.753164	1065.503497	427.6248332
8	303.4870035	657	1722.962804	977.6183783	372.6722128
8.5	258.045809	562	1539.151191	893.0394228	323.055884
9	217.3832407	475	1368.468473	811.5820842	278.4431942
9.5	181.2338192	399	1210.199144	733.2064694	238.4963373
10	149.3320654	331	1063.772354	657.9969593	202.8876974
10.5	121.4125	271	928.7415247	586.1353793	171.3030727
11	97.20964377	219	804.7575231	517.8746345	143.4414443
11.5	76.45801749	174	691.5422957	453.5139926	119.0141516
12	58.89214195	135	588.864152	393.3755609	97.74429555
12.5	44.2465379	103	496.5142408	337.7812455	79.36649765
13	32.25572613	77	414.2835095	287.0297	63.62690475
13.5	22.65422741	55	341.9396536	241.3731486	50.28325248
14	15.1765625	38	279.2039385	200.9944022	39.10476813
14.5	9.557252187	25	225.7282169	165.9848332	29.87169186
15	5.530817238	15	181.0729026	136.3244636	22.37421949
15.5	2.831778426	8	144.6870593	111.8655962	16.41073158
16	1.194656523	4	115.8920311	92.32147691	11.7852771
16.5	0.353972303	2	93.87010573	77.26126288	8.304421428
17	0.044246538	0	77.65948172	66.11202732	5.773727197
17.5	0	0	66.15627386	58.16771345	3.994280206
18	0	0	58.16771345	52.63462848	2.766542483
18.5	0	0	52.63462848	48.79453615	1.920046164
19	0	0	48.79453615	46.12569258	1.334421789
19.5	0	0	46.12569258	44.26905864	0.928316966

20	0	0	44.26905864	42.97658201	0.646238316
20.5	0	0	42.97658201	42.07641477	0.450083621
21	0	0	42.07641477	41.44927286	0.313570954
21.5	0	0	41.44927286	41.0122467	0.218513082
22	0	0	41.0122467	40.70765502	0.152295839
22.5	0	0	40.70765502	40.49534196	0.106156528
23	0	0	40.49534196	40.34733952	0.07400122
23.5	0	0	40.34733952	40.24416216	0.05158868
24	0	0	40.24416216	40.17223114	0.03596551

A.5 B=60m

H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O	2S/Dt+O
0	49.98914	0.00	0	0	0
0.4	51.15004	0.20	33	260	258
0.8	52.32575	0.42	93	558	551
1.2	53.51643	0.64	171	885	870
1.6	54.72228	0.88	264	1236	1214
2	55.94346	1.12	368	1612	1581
2.3	56.86953	1.31	454	1908	1969
2.6	57.8044	1.50	546	2216	2377
2.9	58.74815	1.70	643	2536	2806
3.2	59.70085	1.91	745	2868	3255
3.5	60.66259	2.12	853	3212	3723
3.83	61.73103	2.36	976	3603	3795

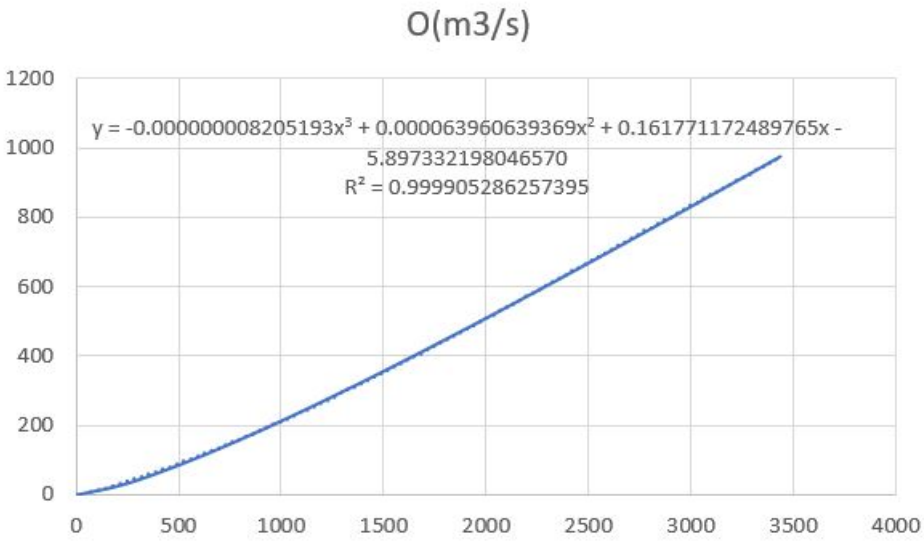


T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82245	20	19.822449	25.29740105	-2.737476035
1	79.2898	99	124.409646	95.72040394	14.344621
1.5	178.402	258	353.412241	241.5881998	55.91202044
2	317.1592	496	737.149424	462.7850615	137.1821814
2.5	495.5612	813	1275.50547	732.2076252	271.6489222
3	713.6082	1209	1941.37701	1017.533921	461.9215459
3.5	971.3	1685	2702.44208	1309.193192	696.6244464
4	870.9046	1842	3151.3978	1478.537913	836.4299422
4.5	777.6772	1649	3127.11967	1469.257327	828.9311707
5	691.3522	1469	2938.28663	1397.689002	770.2988148
5.5	611.6641	1303	2700.7053	1308.542656	696.0813205
6	538.3476	1150	2458.55442	1217.603737	620.4753426
6.5	471.1371	1009	2227.0885	1129.49227	548.7981148
7	409.7672	881	2010.39659	1044.998993	482.6987998
7.5	353.9723	764	1808.73848	963.8436134	422.4474354
8	303.487	657	1621.30292	885.5999836	367.8514682
8.5	258.0458	562	1447.1328	809.9597348	318.5865306
9	217.3832	475	1285.38878	736.779336	274.3047243
9.5	181.2338	399	1135.3964	666.0646584	234.6658688
10	149.3321	331	996.630543	597.9419965	199.3442733
10.5	121.4125	271	868.686562	532.6292123	168.0286748
11	97.20964	219	751.251356	470.409625	140.4208655
11.5	76.45802	174	644.077286	411.6081896	116.2345483

12	58.89214	135	546.958349	356.5689217	95.19471367
12.5	44.24654	103	459.707602	305.6326842	77.03745871
13	32.25573	77	382.134948	259.1148189	61.51006466
13.5	22.65423	55	314.024772	217.2825443	48.37111404
14	15.17656	38	255.113334	180.3325006	37.39041684
14.5	9.557252	25	205.066315	148.3692782	28.34851851
15	5.530817	15	163.457348	121.3861637	21.03559199
15.5	2.831778	8	129.748759	99.24959143	15.24958396
16	1.194657	4	103.276026	81.68882987	10.79359826
16.5	0.353972	2	83.2374587	68.29215818	7.472650257
17	0.044247	0	68.690377	58.51019247	5.090092274
17.5	0	0	58.554439	51.66613085	3.444154081
18	0	0	51.6661308	47.00163833	2.332246261
18.5	0	0	47.0016383	43.83688951	1.582374407
19	0	0	43.8368895	41.68685459	1.07501746
19.5	0	0	41.6868546	40.22488029	0.730987153
20	0	0	40.2248803	39.2301676	0.497356341
20.5	0	0	39.2301676	38.55309549	0.338536056
21	0	0	38.5530955	38.09210257	0.230496461
21.5	0	0	38.0921026	37.77816978	0.156966395
22	0	0	37.7781698	37.564356	0.106906889
22.5	0	0	37.564356	37.4187185	0.072818752
23	0	0	37.4187185	37.31951271	0.049602894
23.5	0	0	37.3195127	37.25193264	0.033790038
24	0	0	37.2519326	37.20589505	0.023018791

A.6 B=65m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.9891353	0.00	0	0
1030.35	0.35	51.00412116	0.18	29	228
1030.7	0.7	52.03042164	0.36	83	487
1031.05	1.05	53.0681571	0.56	152	771
1031.4	1.4	54.11744787	0.76	234	1076
1031.75	1.75	55.1784143	0.97	327	1400
1032.1	2.1	56.25117673	1.18	429	1742
1032.45	2.45	57.33585551	1.40	541	2102
1032.8	2.8	58.43257099	1.64	661	2479
1033.15	3.15	59.54144349	1.88	789	2873
1033.5	3.5	60.66259338	2.12	924	3283
1033.63	3.63	61.08217168	2.22	976	3439



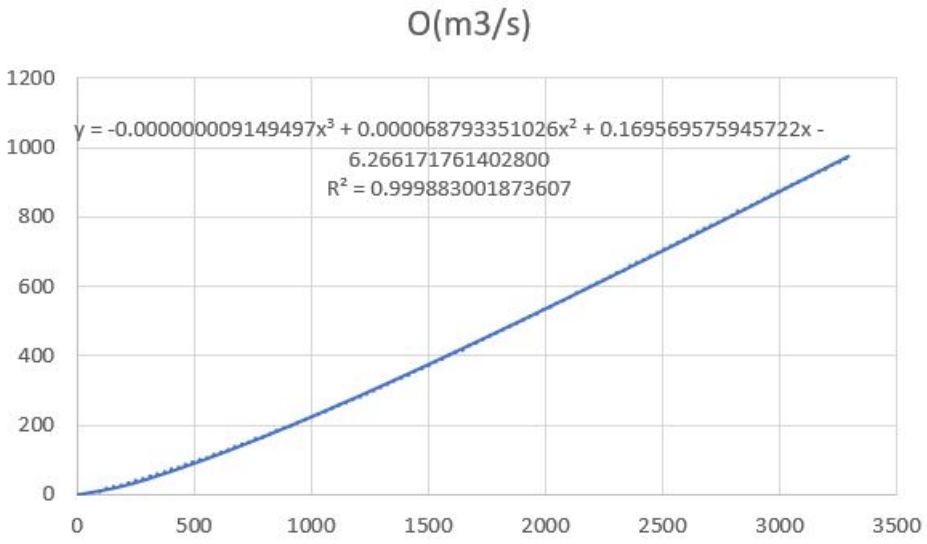
T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82244898	20	19.82244898	25.15357553	-2.665563273
1	79.28979592	99	124.2658204	93.91136033	15.17723005
1.5	178.4020408	258	351.6031971	234.5384033	58.53239689
2	317.1591837	496	730.0996278	443.8748221	143.1124028
2.5	495.5612245	813	1256.59523	692.3979353	282.0986475

3	713.6081633	1209	1901.567323	948.4040481	476.5816374
3.5	971.3	1685	2633.312211	1205.728083	713.7920642
4	870.9046055	1842	3047.932689	1349.876583	849.028053
4.5	777.6771501	1649	2998.458338	1332.413909	833.0222147
5	691.3521547	1469	2801.443214	1263.713541	768.8648361
5.5	611.6641399	1303	2566.729836	1182.817898	691.9559689
6	538.3476266	1150	2332.829665	1102.033203	615.3982308
6.5	471.1371356	1009	2111.517966	1024.30008	543.6089427
7	409.7671875	881	1905.204403	949.7419446	477.7312292
7.5	353.9723032	764	1713.481435	877.8706307	417.8054023
8	303.4870035	657	1535.329937	808.2309053	363.549516
8.5	258.045809	562	1369.763718	740.5442457	314.609736
9	217.3832407	475	1215.973295	674.7105299	270.6313828
9.5	181.2338192	399	1073.32759	610.7774787	231.2750555
10	149.3320654	331	941.3433634	548.9077724	196.2177955
10.5	121.4125	271	819.6523379	489.3500738	165.151132
11	97.20964377	219	707.9722175	432.4138679	137.7791748
11.5	76.45801749	174	606.0815291	378.4467383	113.8173954
12	58.89214195	135	513.7968977	327.8127585	92.99206962
12.5	44.2465379	103	430.9514383	280.8710542	75.04019208
13	32.25572613	77	357.3733182	237.9540328	59.70964271
13.5	22.65422741	55	292.8639863	199.3452377	46.7593743
14	15.1765625	38	237.1760276	165.2572593	35.95938417
14.5	9.557252187	25	189.9910739	135.8105995	27.09023725
15	5.530817238	15	150.8986689	111.0147908	19.94193902
15.5	2.831778426	8	119.3773865	90.75332829	14.3120291
16	1.194656523	4	94.77976324	74.77399013	10.00288656
16.5	0.353972303	2	76.32261896	62.6858205	6.818399227
17	0.044246538	0	63.08403934	53.96339052	4.560324412
17.5	0	0	54.00763706	47.95800509	3.024815984
18	0	0	47.95800509	43.94381902	2.007093034
18.5	0	0	43.94381902	41.27516615	1.334326434
19	0	0	41.27516615	39.49878872	0.888188714
19.5	0	0	39.49878872	38.31535673	0.591715994
20	0	0	38.31535673	37.52650689	0.394424923
20.5	0	0	37.52650689	37.00048078	0.263013056
21	0	0	37.00048078	36.64962534	0.175427717
21.5	0	0	36.64962534	36.41556863	0.117028357
22	0	0	36.41556863	36.25941143	0.078078601
22.5	0	0	36.25941143	36.15521929	0.052096071

23	0	0	36.15521929	36.08569616	0.034761563
23.5	0	0	36.08569616	36.03930472	0.023195721
24	0	0	36.03930472	36.00834792	0.015478397

A.7 B=70m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.98914	0.00	0	0
1030.3	0.3	50.85843	0.15	25	194
1030.6	0.6	51.73603	0.31	71	416
1030.9	0.9	52.62201	0.47	130	656
1031.2	1.2	53.51643	0.64	200	913
1031.5	1.5	54.41938	0.82	279	1186
1031.8	1.8	55.33094	1.00	367	1474
1032.1	2.1	56.25118	1.18	462	1775
1032.4	2.4	57.18017	1.37	565	2090
1032.7	2.7	58.11799	1.57	674	2418
1033	3	59.06472	1.77	789	2758
1033.45	3.45	60.50167	2.09	974	3293

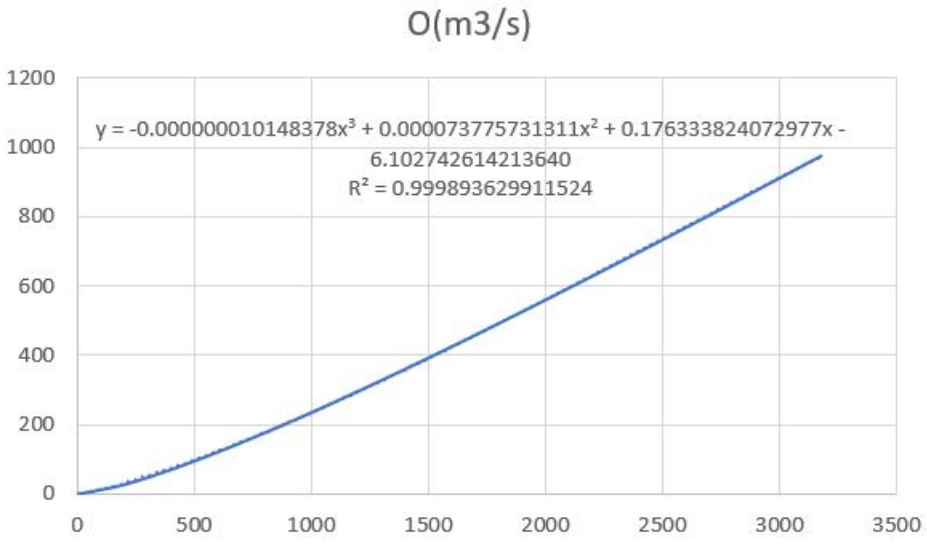


T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82245	20	19.82244898	25.57830462	-2.87792782
1	79.2898	99	124.6905495	92.83175995	15.92939479
1.5	178.402	258	350.5235967	228.062924	61.23033635
2	317.1592	496	723.6241485	425.6361458	148.9940014
2.5	495.5612	813	1238.356554	654.6715521	291.8425009
3	713.6082	1209	1863.84094	884.7913602	489.5247898
3.5	971.3	1685	2569.699523	1112.721264	728.48913
4	870.9046	1842	2954.925869	1236.112773	859.4065482
4.5	777.6772	1649	2884.694528	1213.256539	835.7189946
5	691.3522	1469	2682.285844	1148.397185	766.9443296
5.5	611.6641	1303	2451.413479	1075.331479	688.0410002
6	538.3476	1150	2225.343245	1003.483521	610.9298621
6.5	471.1371	1009	2012.968283	934.5754052	539.1964391
7	409.7672	881	1815.479728	868.3274357	473.5761463
7.5	353.9723	764	1632.066926	804.1698652	413.9485306
8	303.487	657	1461.629172	741.6709473	359.9791123
8.5	258.0458	562	1303.20376	680.6005351	311.3016124
9	217.3832	475	1156.029585	620.9060984	267.5617432
9.5	181.2338	399	1019.523158	562.6757018	228.4237283
10	149.3321	331	893.2415864	506.1046792	193.5684536
10.5	121.4125	271	776.8492447	451.4677576	162.6907435
11	97.20964	219	670.0899014	399.0951537	135.4973738
11.5	76.45802	174	572.762815	349.3509116	111.7059517
12	58.89214	135	484.7010711	302.6121219	91.04447458
12.5	44.24654	103	405.7508018	259.2481304	73.25133566
13	32.25573	77	335.7503945	219.5993061	58.07554418
13.5	22.65423	55	274.5092597	183.955402	45.27692882
14	15.17656	38	221.7861919	152.5340186	34.62608667
14.5	9.557252	25	177.2678333	125.460139	25.90384712
15	5.530817	15	140.5482084	102.7480963	18.90005606
15.5	2.831778	8	111.110692	84.28756243	13.41156478
16	1.194657	4	88.31399738	69.83512243	9.239437474
16.5	0.353972	2	71.38375126	59.01263381	6.185558725
17	0.044247	0	59.41085265	51.31285446	4.048999096
17.5	0	0	51.357101	46.11182752	2.622636742
18	0	0	46.11182752	42.71508844	1.698369536
18.5	0	0	42.71508844	40.51146149	1.101813476
19	0	0	40.51146149	39.08019462	0.715633436
19.5	0	0	39.08019462	38.14987538	0.465159618

20	0	0	38.14987538	37.54487308	0.302501151
20.5	0	0	37.54487308	37.15130402	0.19678453
21	0	0	37.15130402	36.89522429	0.128039866
21.5	0	0	36.89522429	36.72858084	0.083321722
22	0	0	36.72858084	36.62012836	0.054226242
22.5	0	0	36.62012836	36.54954283	0.035292764
23	0	0	36.54954283	36.50360103	0.0229709
23.5	0	0	36.50360103	36.4736983	0.014951367
24	0	0	36.4736983	36.45423481	0.009731744

A.8 B=75m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.98914	0.00	0	0
1030.3	0.3	50.85843	0.15	27	196
1030.6	0.6	51.73603	0.31	76	421
1030.9	0.9	52.62201	0.47	139	665
1031.2	1.2	53.51643	0.64	214	928
1031.5	1.5	54.41938	0.82	299	1206
1031.8	1.8	55.33094	1.00	393	1500
1032.1	2.1	56.25118	1.18	495	1808
1032.4	2.4	57.18017	1.37	605	2130
1032.7	2.7	58.11799	1.57	722	2466
1033	3	59.06472	1.77	846	2815
1033.3	3.3	60.02043	1.98	976	3177



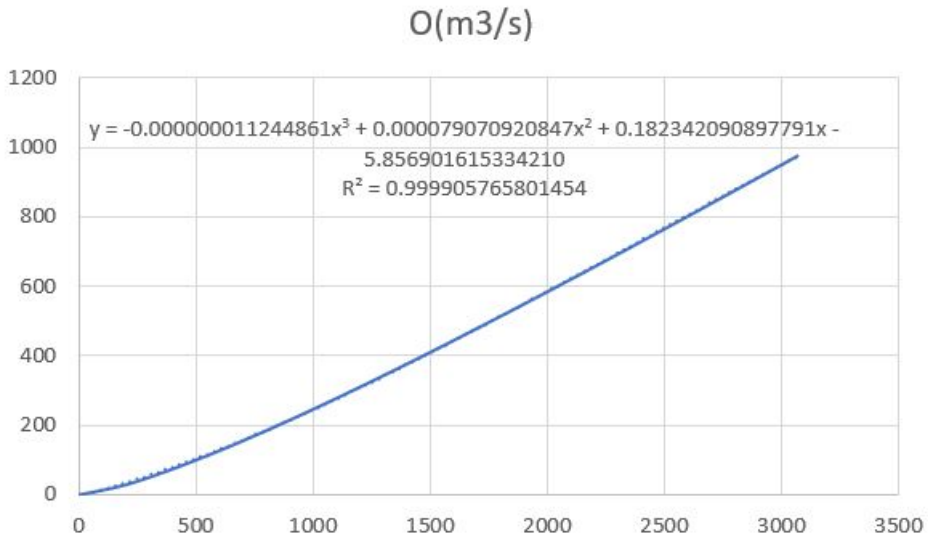
T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
0.5	19.82245	20	19.822449	24.97937851	-2.578464767
1	79.2898	99	124.091623	90.3006865	16.89546845
1.5	178.402	258	347.992523	220.4593345	63.76659439
2	317.1592	496	716.020559	407.5120744	154.2542423
2.5	495.5612	813	1220.23248	619.2790409	300.4767209

3	713.6082	1209	1828.44843	826.5940506	500.927189
3.5	971.3	1685	2511.50221	1028.814429	741.3438926
4	870.9046	1842	2871.01903	1134.803745	868.1076446
4.5	777.6772	1649	2783.3855	1108.535068	837.4252164
5	691.3522	1469	2577.56437	1048.018595	764.772889
5.5	611.6641	1303	2351.03489	982.2925459	684.3711717
6	538.3476	1150	2132.30431	918.4165492	606.9438816
6.5	471.1371	1009	1927.90131	857.2176368	535.3418373
7	409.7672	881	1738.12196	798.163019	469.9794704
7.5	353.9723	764	1561.90251	740.6550882	410.6237108
8	303.487	657	1398.11439	684.2973639	356.9085155
8.5	258.0458	562	1245.83018	628.9047985	308.462689
9	217.3832	475	1104.33385	574.4651947	264.9343268
9.5	181.2338	399	973.082255	521.0996922	225.9912812
10	149.3321	331	851.665577	469.0301989	191.317689
10.5	121.4125	271	739.774764	418.5528458	160.6109593
11	97.20964	219	637.17499	370.0152869	133.5798513
11.5	76.45802	174	543.682948	323.7959888	109.9434797
12	58.89214	135	459.146148	280.2841764	89.43098595
12.5	44.24654	103	383.422856	239.8595997	71.78162827
13	32.25573	77	316.361864	202.8717483	56.74505772
13.5	22.65423	55	257.781702	169.618601	44.08155043
14	15.17656	38	207.449391	140.3254753	33.56195777
14.5	9.557252	25	165.05929	115.1250015	24.96714426
15	5.530817	15	130.213071	94.03962971	18.08672059
15.5	2.831778	8	102.402225	76.96829704	12.71696417
16	1.194657	4	80.994732	63.67882077	8.657955608
16.5	0.353972	2	65.2274496	53.80718087	5.710134365
17	0.044247	0	54.2053997	46.86408727	3.670656217
17.5	0	0	46.9083338	42.24819121	2.330071298
18	0	0	42.2481912	39.29227074	1.477960237
18.5	0	0	39.2922707	37.41407238	0.939099178
19	0	0	37.4140724	36.21934327	0.597364559
19.5	0	0	36.2193433	35.45883823	0.380252515
20	0	0	35.4588382	34.97452251	0.242157861
20.5	0	0	34.9745225	34.66600597	0.154258269
21	0	0	34.666006	34.46944064	0.098282666
21.5	0	0	34.4694406	34.34418841	0.062626115
22	0	0	34.3441884	34.26437132	0.039908547
22.5	0	0	34.2643713	34.21350542	0.025432947

23	0	0	34.2135054	34.1810886	0.01620841
23.5	0	0	34.1810886	34.16042898	0.010329812
24	0	0	34.160429	34.1472622	0.006583391

A.9 B=80m

Cote	H	Surface	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
1030	0	49.9891353	0.00	0	0
1030.3	0.3	50.8584333	0.15	29	198
1030.6	0.6	51.7360314	0.31	81	426
1030.9	0.9	52.6220054	0.47	148	674
1031.2	1.2	53.5164312	0.64	228	942
1031.5	1.5	54.4193845	0.82	319	1226
1031.8	1.8	55.3309411	1.00	419	1526
1032.1	2.1	56.2511767	1.18	528	1841
1032.4	2.4	57.1801673	1.37	646	2170
1032.7	2.7	58.1179885	1.57	770	2514
1033	3	59.0647161	1.77	902	2871
1033.16	3.16	59.5733054	1.88	975	3067



T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0

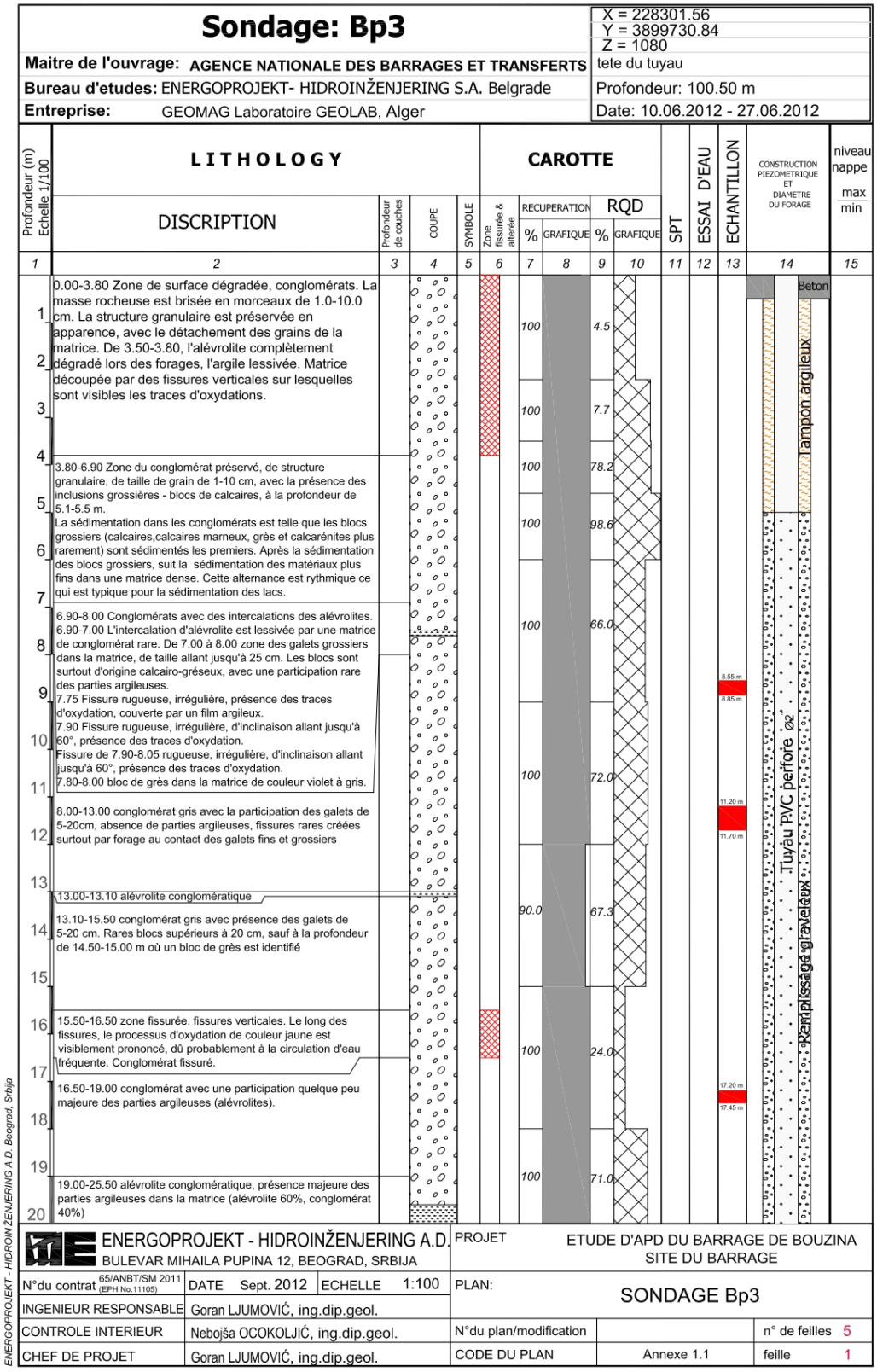
0.5	19.822449	20	19.82244898	24.2453552	-2.21145311
1	79.2897959	99	123.3576001	87.7205945	17.8185028
1.5	178.402041	258	345.4124312	213.2187469	66.09684218
2	317.159184	496	708.7799714	390.5752597	159.1023558
2.5	495.561224	813	1203.295668	586.3930785	308.4512947
3	713.608163	1209	1795.562466	772.7990975	511.3816844
3.5	971.3	1685	2457.707261	951.7737929	752.9667339
4	870.904606	1842	2793.978398	1042.783445	875.5974767
4.5	777.67715	1649	2691.365201	1014.520433	838.4223836
5	691.352155	1469	2483.549738	958.640972	762.4543831
5.5	611.66414	1303	2261.657267	899.8444604	680.9064031
6	538.347627	1150	2049.856227	843.2330199	603.3116036
6.5	471.137136	1009	1852.717782	788.9678341	531.874974
7	409.767188	881	1669.872157	736.3567344	466.7577114
7.5	353.972303	764	1500.096225	684.8012871	407.647469
8	303.487003	657	1342.260594	633.9417443	354.1594248
8.5	258.045809	562	1195.474557	583.6320208	305.921268
9	217.383241	475	1059.061071	533.8930303	262.5840201
9.5	181.233819	399	932.5100902	484.8726464	223.8187219
10	149.332065	331	815.4385311	436.8142901	189.3121205
10.5	121.4125	271	707.5588555	390.0316563	158.7635996
11	97.2096438	219	608.6538001	344.8870682	131.8833659
11.5	76.4580175	174	518.5547294	301.7715822	108.3915736
12	58.8921419	135	437.1217416	261.0855558	88.01809292
12.5	44.2465379	103	364.2242357	223.2188888	70.50267344
13	32.2557261	77	299.7211528	188.5306039	55.59527445
13.5	22.6542274	55	243.4405574	157.3278933	43.05633209
14	15.1765625	38	195.1586832	129.8452333	32.65672495
14.5	9.55725219	25	154.579048	106.224637	24.1772055
15	5.53081724	15	121.3127064	86.49849861	17.40710388
15.5	2.83177843	8	94.86109427	70.57669514	12.14219956
16	1.19465652	4	74.60313009	58.23953139	8.181799352
16.5	0.3539723	2	59.78816021	49.13767603	5.325242095
17	0.04424654	0	49.53589487	42.79942524	3.368234812
17.5	0	0	42.84367178	38.64455225	2.099559767
18	0	0	38.64455225	36.03042723	1.307062507
18.5	0	0	36.03042723	34.40025711	0.815085063
19	0	0	34.40025711	33.38260472	0.508826195
19.5	0	0	33.38260472	32.74690371	0.317850502
20	0	0	32.74690371	32.34963398	0.198634868

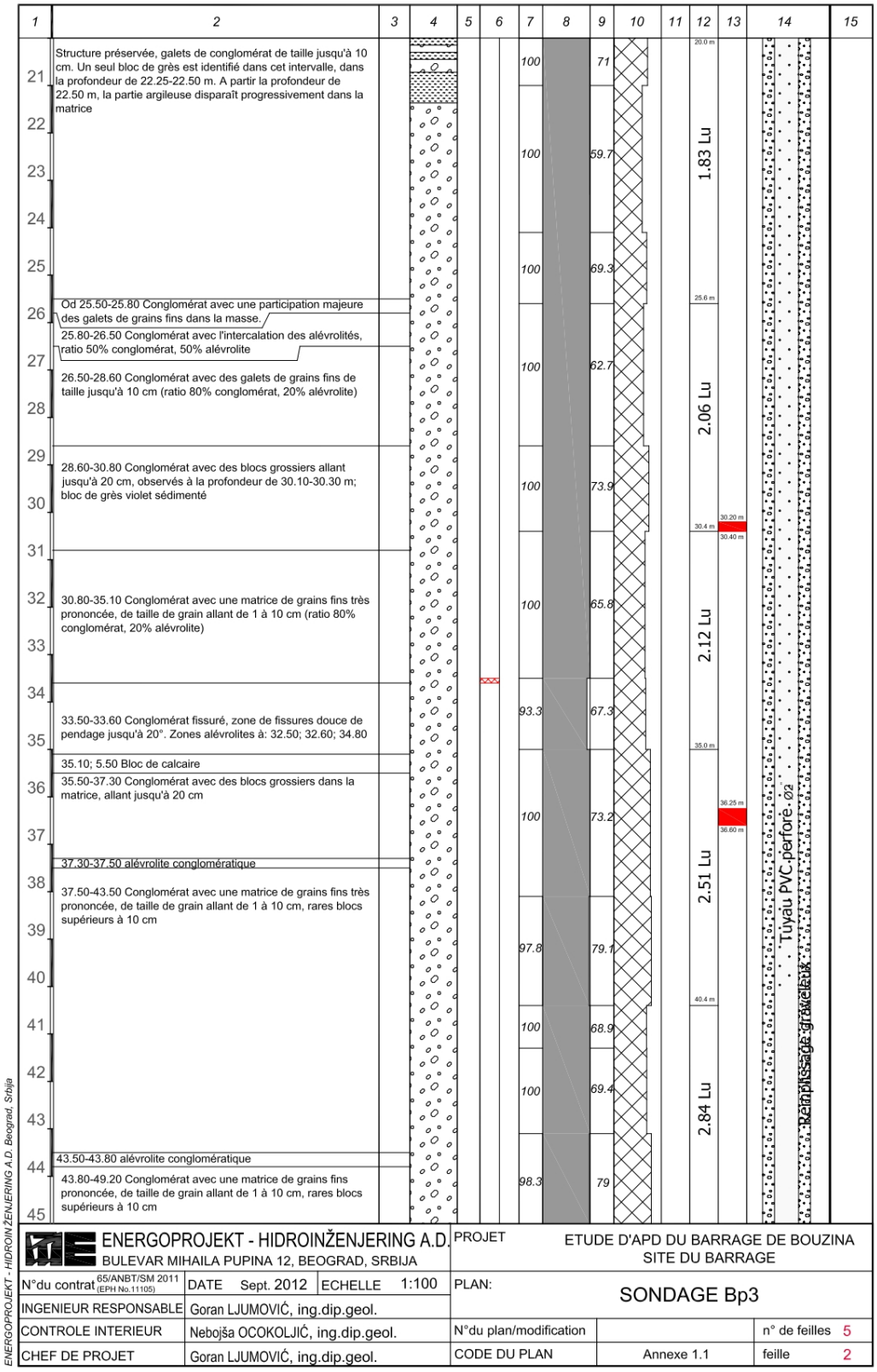
20.5	0	0	32.34963398	32.10130352	0.124165227
21	0	0	32.10130352	31.94604894	0.077627292
21.5	0	0	31.94604894	31.84897501	0.048536965
22	0	0	31.84897501	31.78827509	0.03034996
22.5	0	0	31.78827509	31.75031819	0.01897845
23	0	0	31.75031819	31.72658238	0.011867904
23.5	0	0	31.72658238	31.7117393	0.00742154
24	0	0	31.7117393	31.70245716	0.004641071

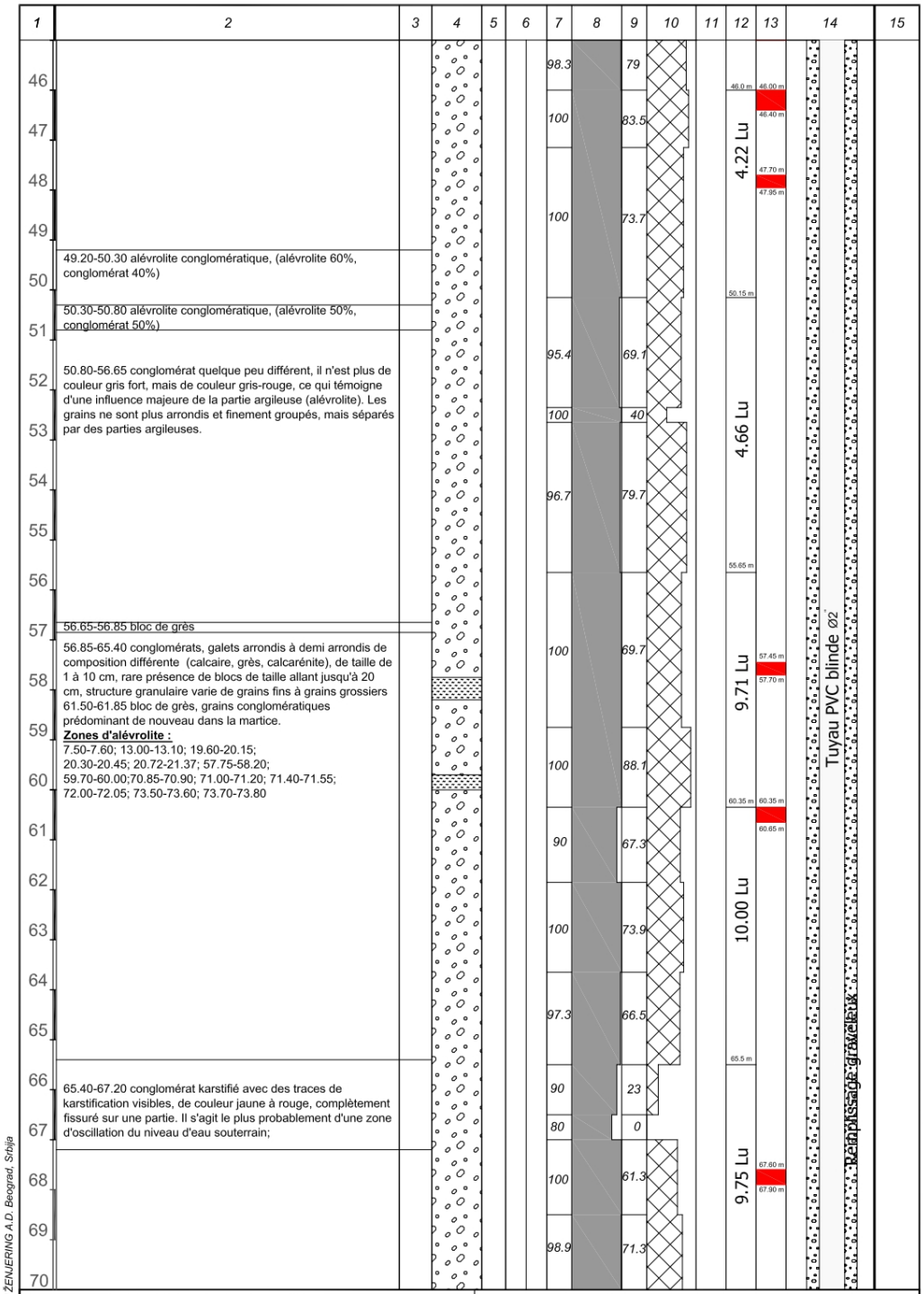
ANNEXE

B

LOGS DES SONDAGES

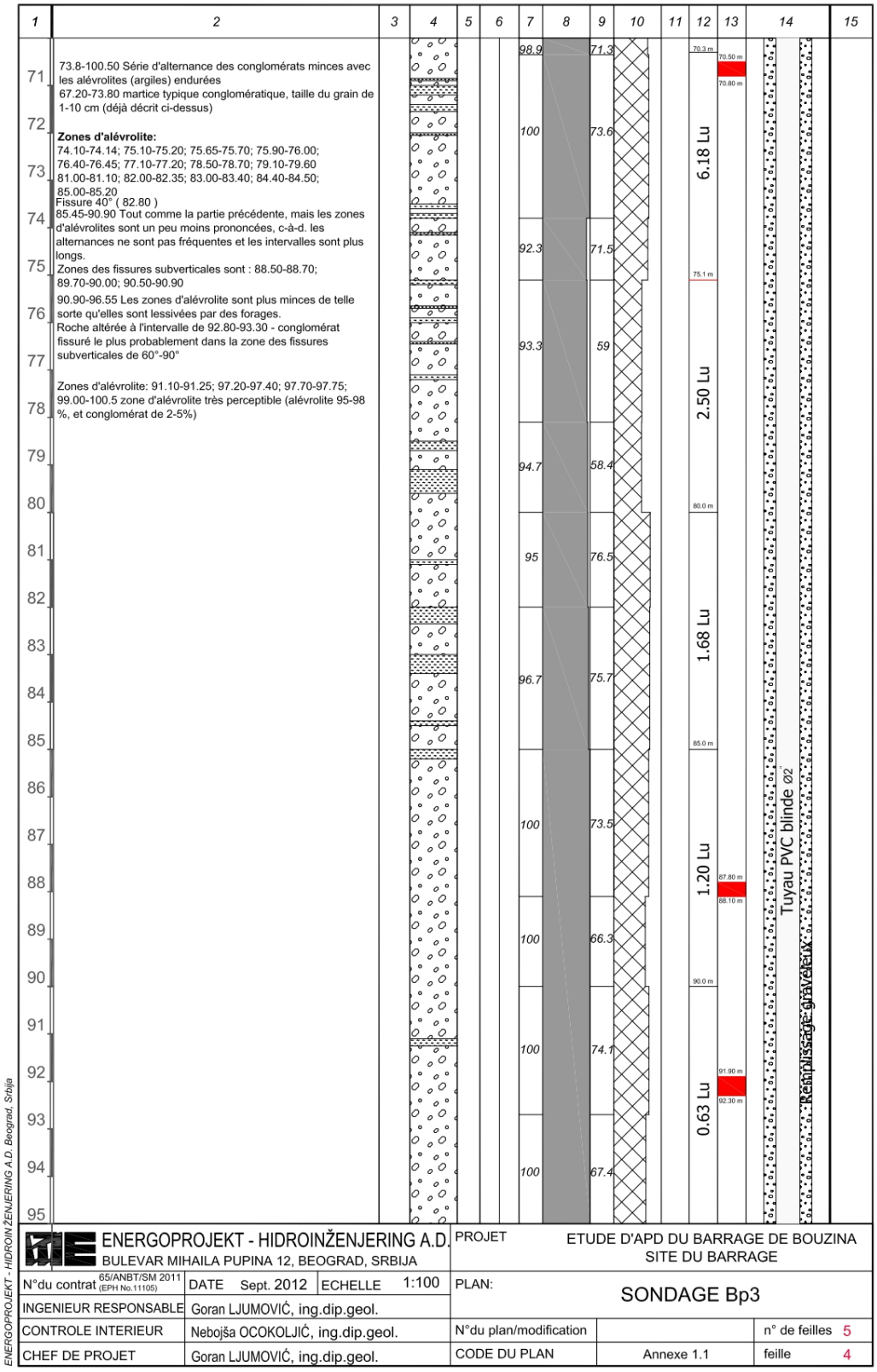

Sondage: Bp3
X = 228301.56
Y = 3899730.84
Z = 1080
tete du tuyau
Profondeur: 100.50 m
Date: 10.06.2012 - 27.06.2012
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
LITHOLOGY
CAROTTE
DISCRIPTION
RECUPERATION
RQD
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
0.00-3.80 Zone de surface dégradée, conglomérats. La masse rocheuse est brisée en morceaux de 1.0-10.0 cm. La structure granulaire est préservée en apparence, avec le détachement des grains de la matrice. De 3.50-3.80, l'alévrolite complètement dégradé lors des forages, l'argile lessivée. Matrice découpée par des fissures verticales sur lesquelles sont visibles les traces d'oxydations.
3.80-6.90 Zone du conglomérat préservé, de structure granulaire, de taille de grain de 1-10 cm, avec la présence des inclusions grossières - blocs de calcaires, à la profondeur de 5.1-5.5 m.
La sédimentation dans les conglomérats est telle que les blocs grossiers (calcaires,calcaires marneux, grès et calcarénites plus rarement) sont sédimentés les premiers. Après la sédimentation des blocs grossiers, suit la sédimentation des matériaux plus fins dans une matrice dense. Cette alternance est rythmique ce qui est typique pour la sédimentation des lacs.
6.90-8.00 Conglomérats avec des intercalations des alévrolites.
6.90-7.00 L'intercalation d'alévrolite est lessivée par une matrice de conglomérat rare. De 7.00 à 8.00 zone des galets grossiers dans la matrice, de taille allant jusqu'à 25 cm. Les blocs sont surtout d'origine calcairo-gréseux, avec une participation rare des parties argileuses.
7.75 Fissure rugueuse, irrégulière, présence des traces d'oxydation, couverte par un film argileux.
7.90 Fissure rugueuse, irrégulière, d'inclinaison allant jusqu'à 60°, présence des traces d'oxydation.
Fissure de 7.90-8.05 rugueuse, irrégulière, d'inclinaison allant jusqu'à 60°, présence des traces d'oxydation.
7.80-8.00 bloc de grès dans la matrice de couleur violet à gris.
8.00-13.00 conglomérat gris avec la participation des galets de 5-20cm, absence de parties argileuses, fissures rares créées surtout par forage au contact des galets fins et grossiers
13.00-13.10 alévrolite conglomératique
13.10-15.50 conglomérat gris avec présence des galets de 5-20 cm. Rares blocs supérieurs à 20 cm, sauf à la profondeur de 14.50-15.00 m où un bloc de grès est identifié
15.50-16.50 zone fissurée, fissures verticales. Le long des fissures, le processus d'oxydation de couleur jaune est visiblement prononcé, dû probablement à la circulation d'eau fréquente. Conglomérat fissuré.
16.50-19.00 conglomérat avec une participation quelque peu majeure des parties argileuses (alévrolites).
19.00-25.50 alévrolite conglomératique, présence majeure des parties argileuses dans la matrice (alévrolite 60%, conglomérat 40%)
100
4.5
7.7
78.2
98.6
66.0
72.0
90.0
67.3
24.0
71.0
8.55 m
8.85 m
11.20 m
11.70 m
17.20 m
17.45 m
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC perforé
Remplissage graveleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp3
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.1
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

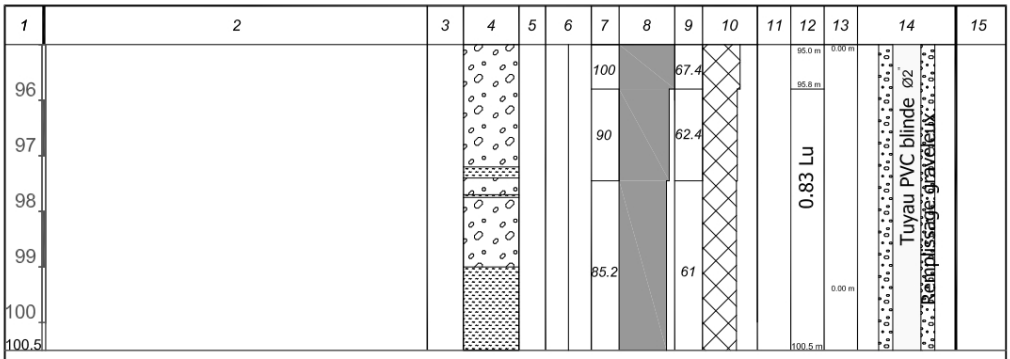

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
Structure préservée, galets de conglomérat de taille jusqu'à 10 cm. Un seul bloc de grès est identifié dans cet intervalle, dans la profondeur de 22.25-22.50 m. A partir la profondeur de 22.50 m, la partie argileuse disparaît progressivement dans la matrice
Od 25.50-25.80 Conglomérat avec une participation majeure des galets de grains fins dans la masse.
25.80-26.50 Conglomérat avec l'intercalation des alévrolités, ratio 50% conglomérat, 50% alévrolite
26.50-28.60 Conglomérat avec des galets de grains fins de taille jusqu'à 10 cm (ratio 80% conglomérat, 20% alévrolite)
28.60-30.80 Conglomérat avec des blocs grossiers allant jusqu'à 20 cm, observés à la profondeur de 30.10-30.30 m; bloc de grès violet sédimenté
30.80-35.10 Conglomérat avec une matrice de grains fins très prononcée, de taille de grain allant de 1 à 10 cm (ratio 80% conglomérat, 20% alévrolite)
33.50-33.60 Conglomérat fissuré, zone de fissures douce de pendage jusqu'à 20°. Zones alévrolites à: 32.50; 32.60; 34.80
35.10; 5.50 Bloc de calcaire
35.50-37.30 Conglomérat avec des blocs grossiers dans la matrice, allant jusqu'à 20 cm
37.30-37.50 alévrolite conglomératique
37.50-43.50 Conglomérat avec une matrice de grains fins très prononcée, de taille de grain allant de 1 à 10 cm, rares blocs supérieurs à 10 cm
43.50-43.80 alévrolite conglomératique
43.80-49.20 Conglomérat avec une matrice de grains fins prononcée, de taille de grain allant de 1 à 10 cm, rares blocs supérieurs à 10 cm
100
100
100
100
100
93.3
100
97.8
100
100
98.3
71
59.7
69.3
62.7
73.9
65.8
67.3
73.2
79.1
68.9
69.4
79
20.0 m
25.6 m
30.4 m
35.0 m
40.4 m
1.83 Lu
2.06 Lu
2.12 Lu
2.51 Lu
2.84 Lu
30.20 m
30.40 m
36.25 m
36.60 m
Tuyau PVC perforé Ø2"
Remplissage graveleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp3
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.1
feille 2



ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

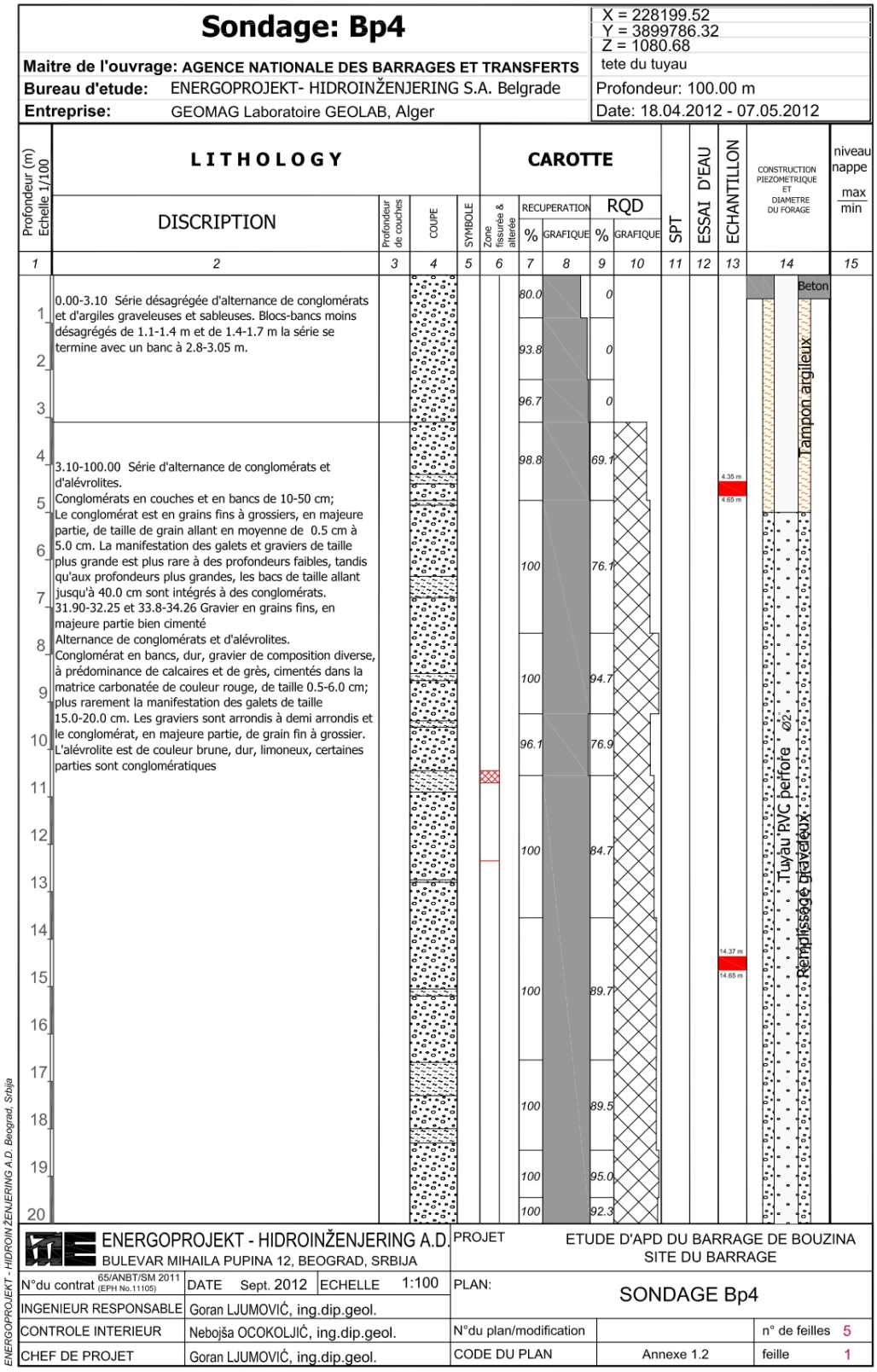
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE Bp3
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n°de feilles 5
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN Annexe 1.1	feille 3

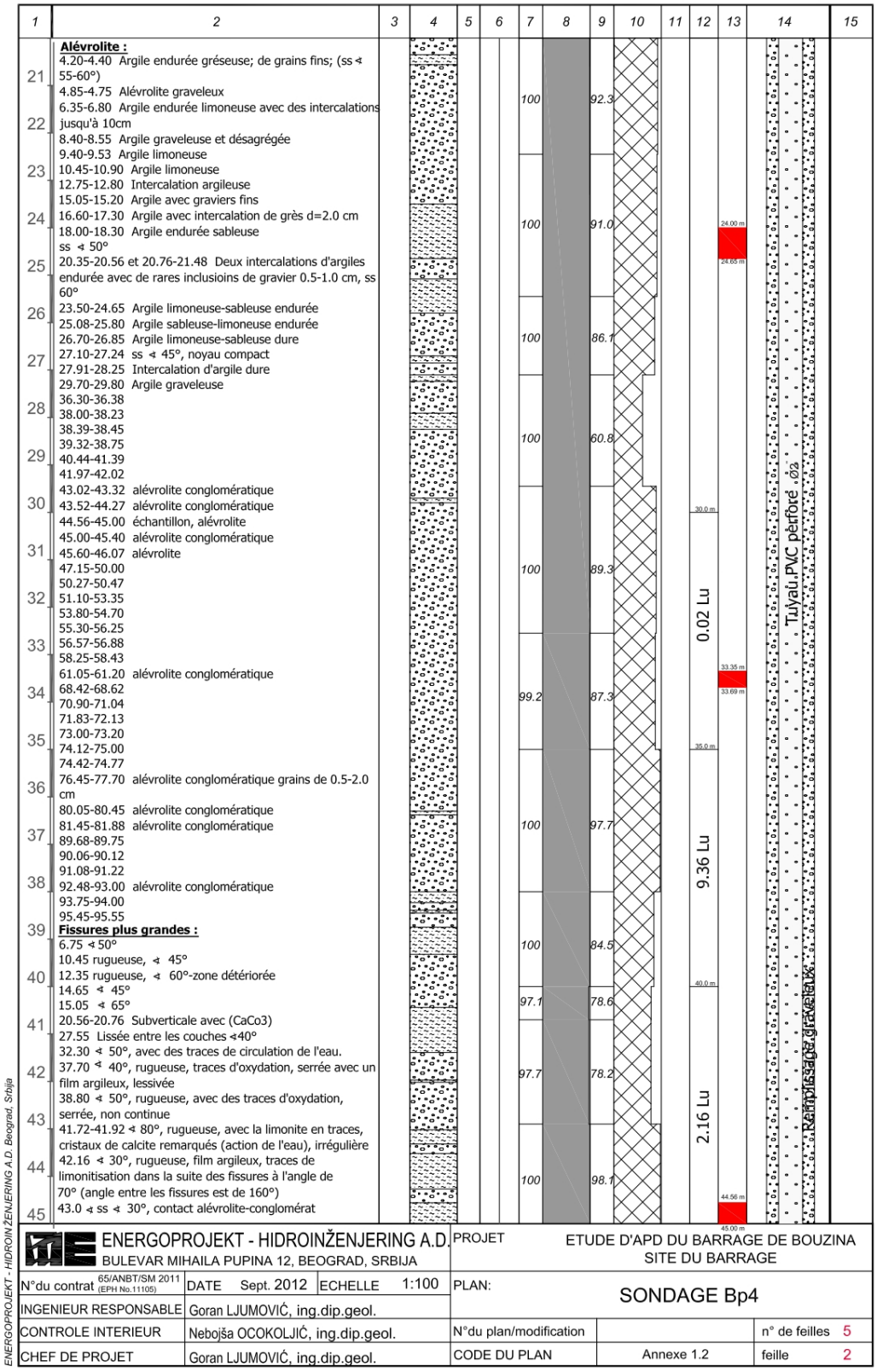

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
73.8-100.50 Série d'alternance des conglomérats minces avec les alévrolites (argiles) endurées
67.20-73.80 martice typique conglomératique, taille du grain de 1-10 cm (déjà décrit ci-dessus)
Zones d'alévrolite:
74.10-74.14; 75.10-75.20; 75.65-75.70; 75.90-76.00; 76.40-76.45; 77.10-77.20; 78.50-78.70; 79.10-79.60 81.00-81.10; 82.00-82.35; 83.00-83.40; 84.40-84.50; 85.00-85.20
Fissure 40° (82.80)
85.45-90.90 Tout comme la partie précédente, mais les zones d'alévrolites sont un peu moins prononcées, c-à-d. les alternances ne sont pas fréquentes et les intervalles sont plus longs.
Zones des fissures subverticales sont : 88.50-88.70; 89.70-90.00; 90.50-90.90
90.90-96.55 Les zones d'alévrolite sont plus minces de telle sorte qu'elles sont lessivées par des forages.
Roche altérée à l'intervalle de 92.80-93.30 - conglomérat fissuré le plus probablement dans la zone des fissures subverticales de 60°-90°
Zones d'alévrolite: 91.10-91.25; 97.20-97.40; 97.70-97.75; 99.00-100.5 zone d'alévrolite très perceptible (alévrolite 95-98 %, et conglomérat de 2-5%)
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
98.9
100
92.3
93.3
94.7
95
96.7
100
100
100
100
71.3
73.6
71.5
59
58.4
76.5
75.7
73.5
66.3
74.1
67.4
70.3 m
70.50 m
70.80 m
6.18 Lu
75.1 m
2.50 Lu
80.0 m
1.68 Lu
85.0 m
1.20 Lu
87.80 m
88.10 m
90.0 m
0.63 Lu
91.90 m
92.30 m
Tuyau PVC blinde Ø2"
Remplissage gravelleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp3
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.1
feille 4
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

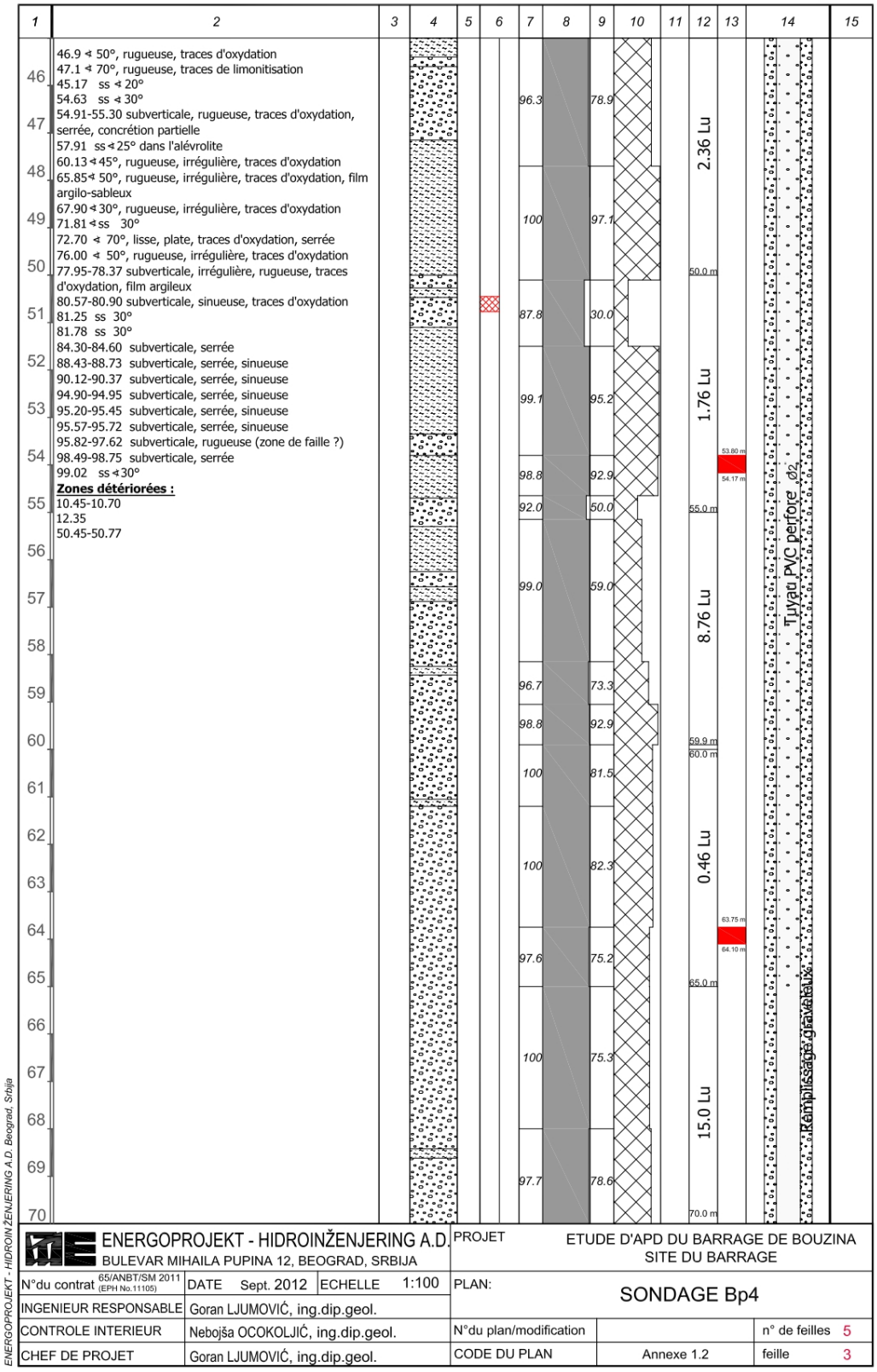


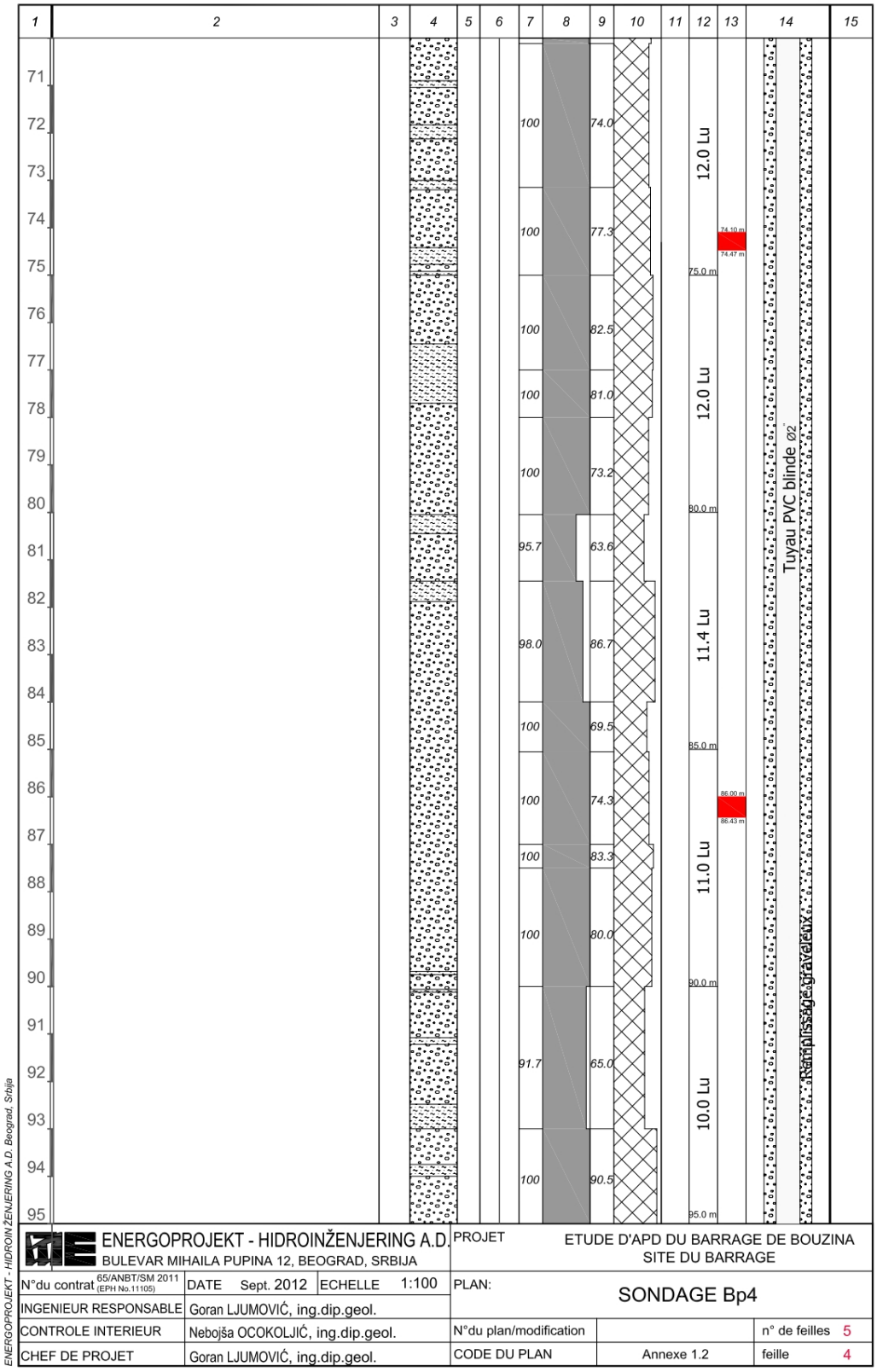
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA			PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA SITE DU BARRAGE	
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012	ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE Bp3	
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.				
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.		N°du plan/modification		n° de feilles 5
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		CODE DU PLAN	Annexe 1.1	feille 5

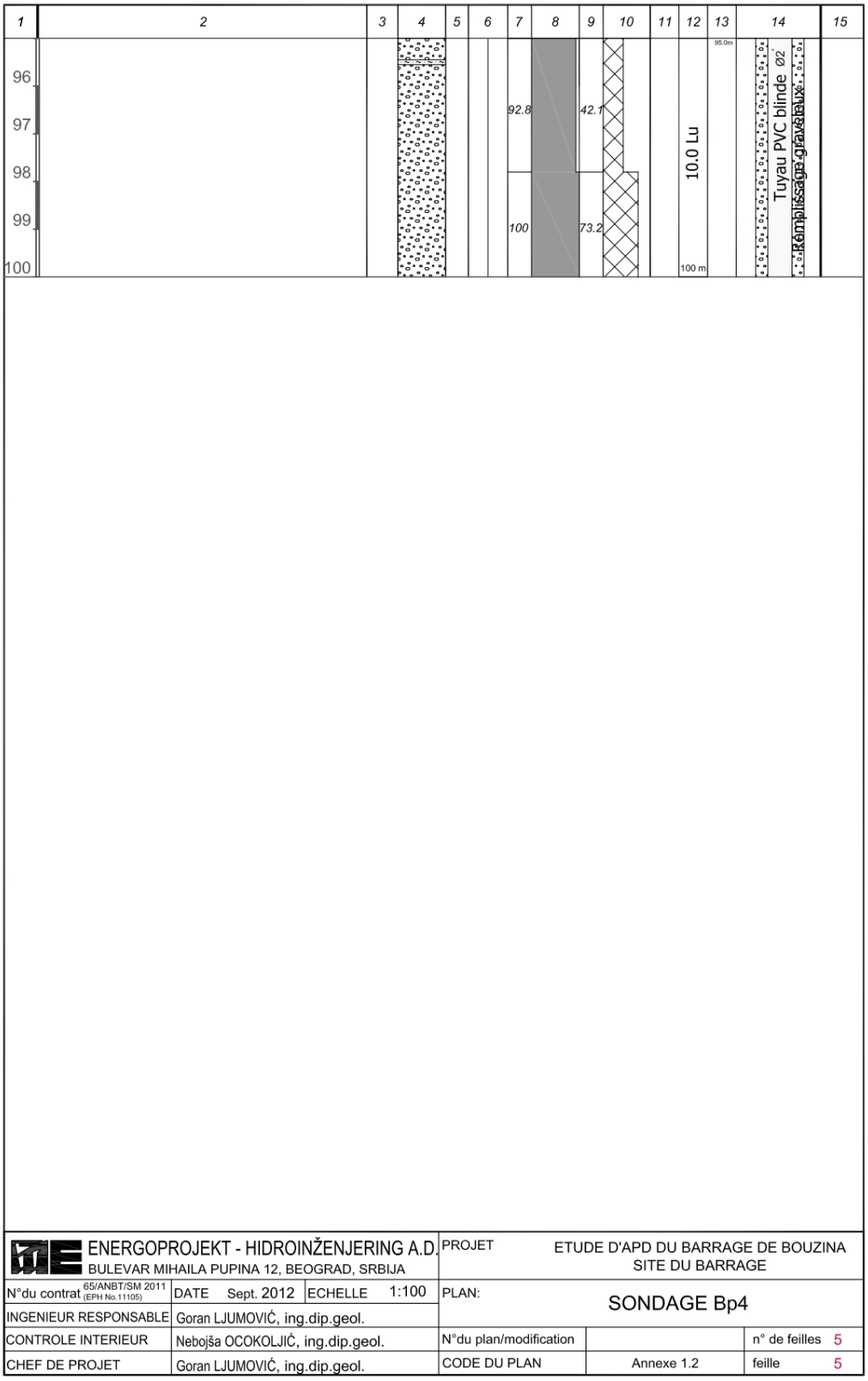
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

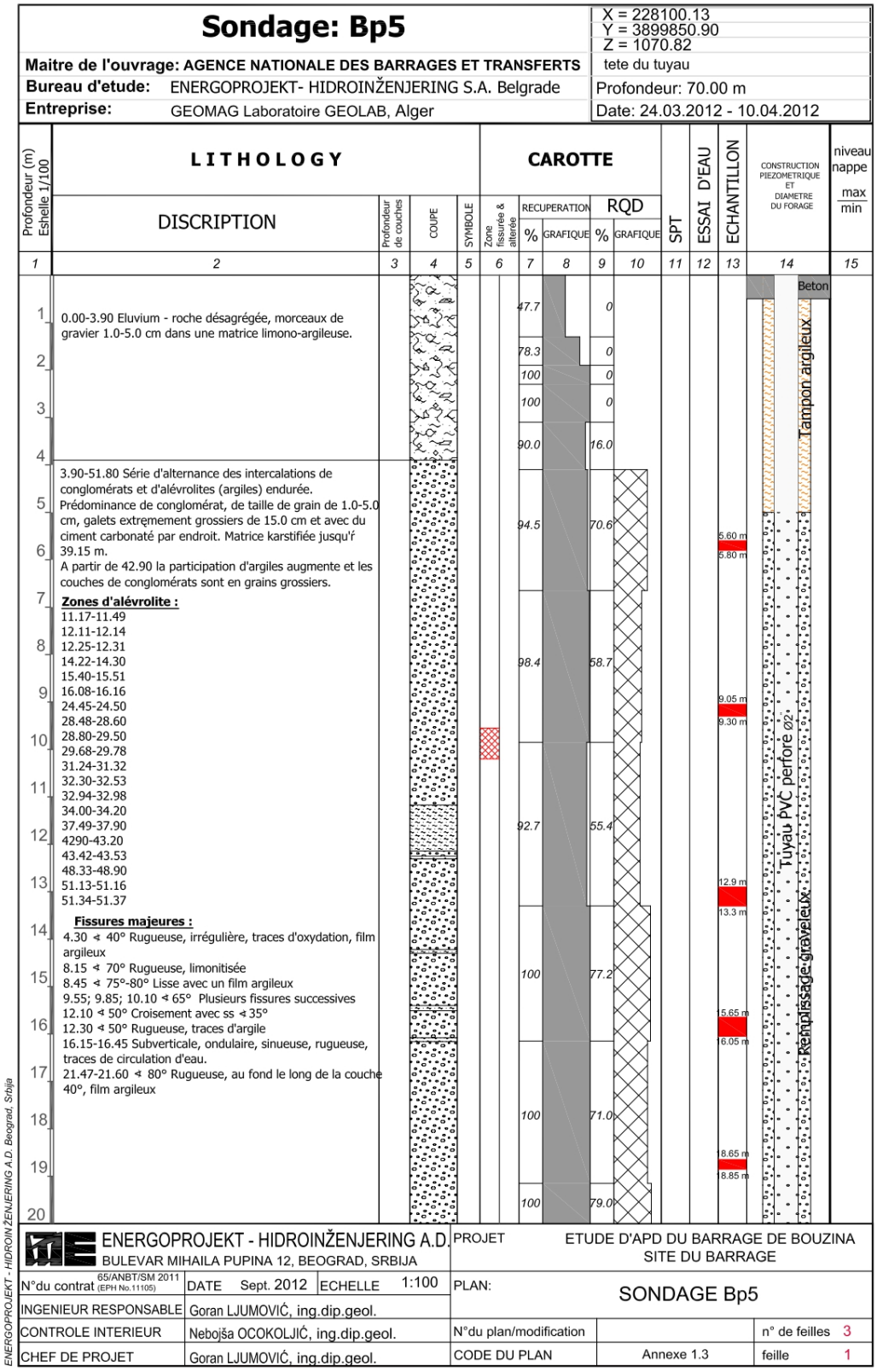

Sondage: Bp4
X = 228199.52
Y = 3899786.32
Z = 1080.68
tete du tuyau
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etude: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Profondeur: 100.00 m
Date: 18.04.2012 - 07.05.2012
LITHOLOGY
CAROTTE
DISCRIPTION
Profondeur de couches
COUPE
SYMBOLE
Zone fissurée & altérée
RECUPERATION
RQD
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
max
min
0.00-3.10 Série désagrégée d'alternance de conglomérats et d'argiles graveleuses et sableuses. Blocs-bancs moins désagrégés de 1.1-1.4 m et de 1.4-1.7 m la série se termine avec un banc à 2.8-3.05 m.
3.10-100.00 Série d'alternance de conglomérats et d'alévrolites.
Conglomérats en couches et en bancs de 10-50 cm;
Le conglomérat est en grains fins à grossiers, en majeure partie, de taille de grain allant en moyenne de 0.5 cm à 5.0 cm. La manifestation des galets et graviers de taille plus grande est plus rare à des profondeurs faibles, tandis qu'aux profondeurs plus grandes, les bacs de taille allant jusqu'à 40.0 cm sont intégrés à des conglomérats.
31.90-32.25 et 33.8-34.26 Gravier en grains fins, en majeure partie bien cimenté
Alternance de conglomérats et d'alévrolites.
Conglomérat en bancs, dur, gravier de composition diverse, à prédominance de calcaires et de grès, cimentés dans la matrice carbonatée de couleur rouge, de taille 0.5-6.0 cm; plus rarement la manifestation des galets de taille 15.0-20.0 cm. Les graviers sont arrondis à demi arrondis et le conglomérat, en majeure partie, de grain fin à grossier. L'alévrolite est de couleur brune, dur, limoneux, certaines parties sont conglomératiques
80.0
93.8
96.7
98.8
100
100
96.1
100
100
100
100
100
0
0
0
69.1
76.1
94.7
76.9
84.7
89.7
89.5
95.0
92.3
4.35 m
4.65 m
14.37 m
14.65 m
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC perforé Ø2"
Remplissage graveleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp4
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.2
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

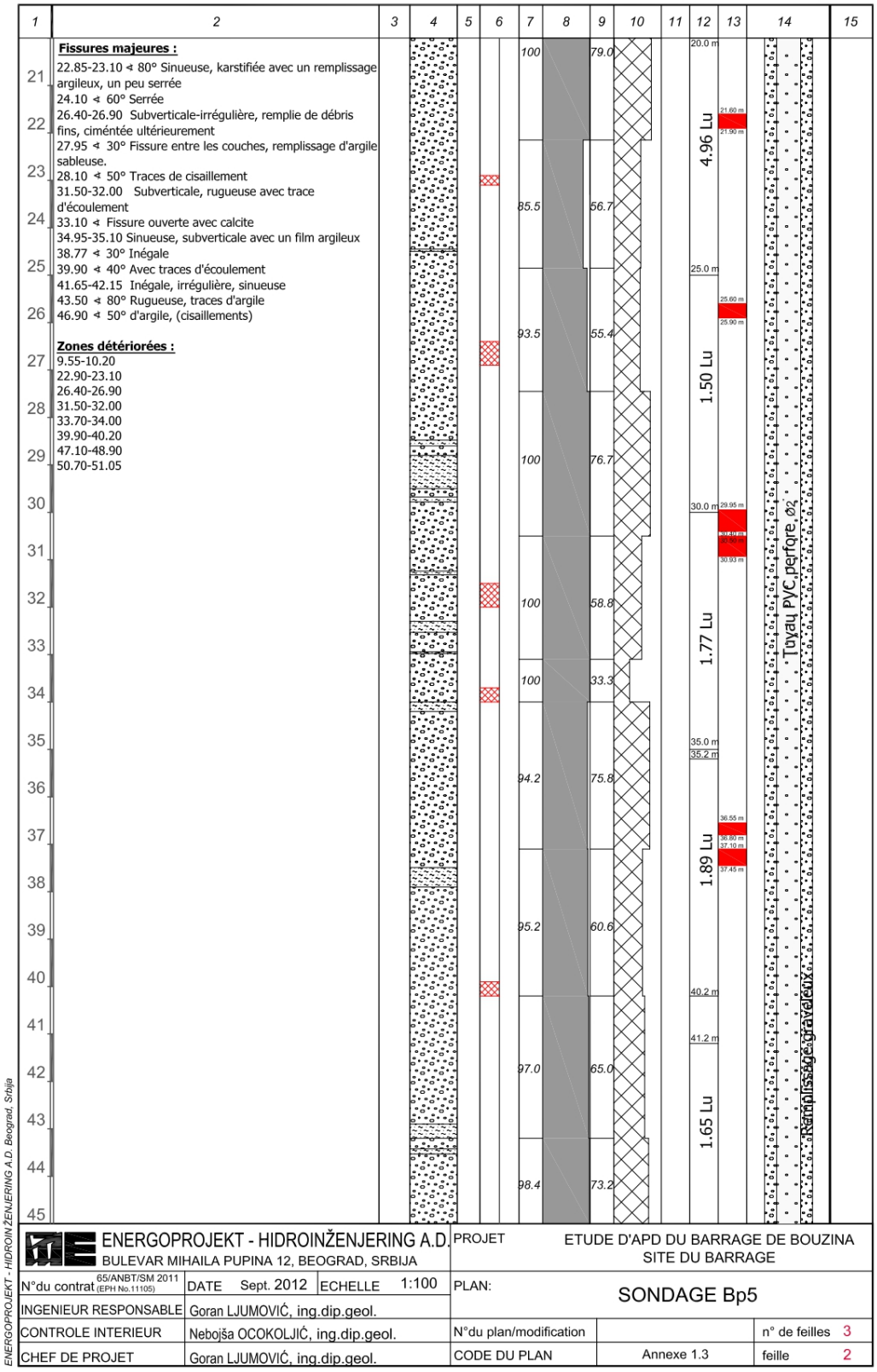

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
Alévrolite :
4.20-4.40 Argile endurée gréseuse; de grains fins; (ss ∢ 55-60°)
4.85-4.75 Alévrolite graveleux
6.35-6.80 Argile endurée limoneuse avec des intercalations jusqu'à 10cm
8.40-8.55 Argile graveleuse et désagrégée
9.40-9.53 Argile limoneuse
10.45-10.90 Argile limoneuse
12.75-12.80 Intercalation argileuse
15.05-15.20 Argile avec graviers fins
16.60-17.30 Argile avec intercalation de grès d=2.0 cm
18.00-18.30 Argile endurée sableuse
ss ∢ 50°
20.35-20.56 et 20.76-21.48 Deux intercalations d'argiles endurée avec de rares inclusioins de gravier 0.5-1.0 cm, ss 60°
23.50-24.65 Argile limoneuse-sableuse endurée
25.08-25.80 Argile sableuse-limoneuse endurée
26.70-26.85 Argile limoneuse-sableuse dure
27.10-27.24 ss ∢ 45°, noyau compact
27.91-28.25 Intercalation d'argile dure
29.70-29.80 Argile graveleuse
36.30-36.38
38.00-38.23
38.39-38.45
39.32-38.75
40.44-41.39
41.97-42.02
43.02-43.32 alévrolite conglomératique
43.52-44.27 alévrolite conglomératique
44.56-45.00 échantillon, alévrolite
45.00-45.40 alévrolite conglomératique
45.60-46.07 alévrolite
47.15-50.00
50.27-50.47
51.10-53.35
53.80-54.70
55.30-56.25
56.57-56.88
58.25-58.43
61.05-61.20 alévrolite conglomératique
68.42-68.62
70.90-71.04
71.83-72.13
73.00-73.20
74.12-75.00
74.42-74.77
76.45-77.70 alévrolite conglomératique grains de 0.5-2.0 cm
80.05-80.45 alévrolite conglomératique
81.45-81.88 alévrolite conglomératique
89.68-89.75
90.06-90.12
91.08-91.22
92.48-93.00 alévrolite conglomératique
93.75-94.00
95.45-95.55
Fissures plus grandes :
6.75 ∢ 50°
10.45 rugueuse, ∢ 45°
12.35 rugueuse, ∢ 60°-zone détériorée
14.65 ∢ 45°
15.05 ∢ 65°
20.56-20.76 Subverticale avec (CaCo3)
27.55 Lissée entre les couches ∢40°
32.30 ∢ 50°, avec des traces de circulation de l'eau.
37.70 ∢ 40°, rugueuse, traces d'oxydation, serrée avec un film argileux, lessivée
38.80 ∢ 50°, rugueuse, avec des traces d'oxydation, serrée, non continue
41.72-41.92 ∢ 80°, rugueuse, avec la limonite en traces, cristaux de calcite remarqués (action de l'eau), irrégulière
42.16 ∢ 30°, rugueuse, film argileux, traces de limonitisation dans la suite des fissures à l'angle de 70° (angle entre les fissures est de 160°)
43.0 ∢ ss ∢ 30°, contact alévrolite-conglomérat
100
92.3
100
91.0
100
86.1
100
60.8
100
89.3
99.2
87.3
100
97.7
100
84.5
97.1
78.6
97.7
78.2
100
98.1
24.00 m
24.65 m
30.0 m
33.35 m
33.69 m
35.0 m
40.0 m
44.56 m
45.00 m
0.02 Lu
9.36 Lu
2.16 Lu
Tuyau PVC perforé , ø2
Remplissage gravelaire
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp4
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.2
feille 2

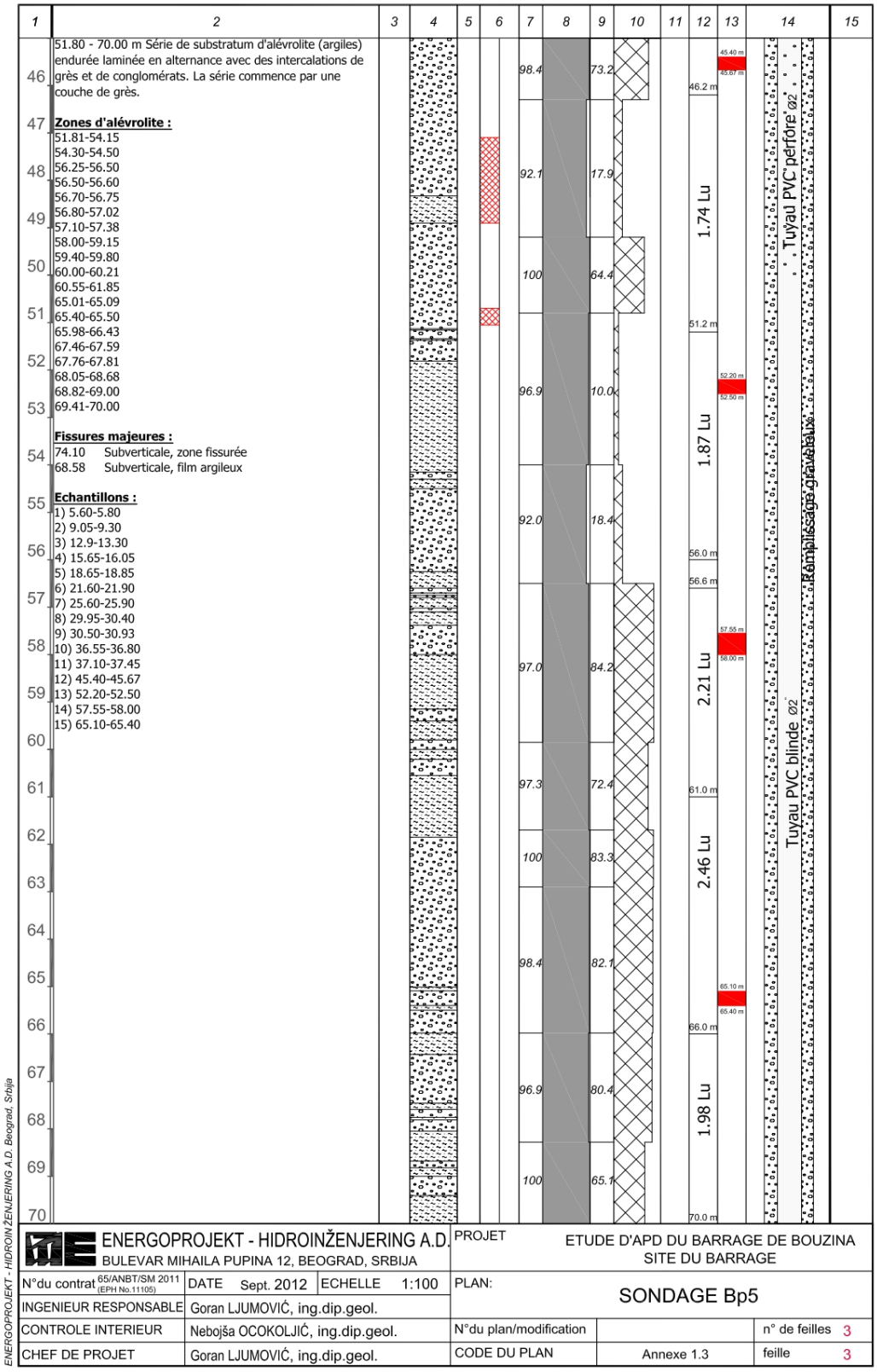

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
46.9 ∢ 50°, rugueuse, traces d'oxydation
47.1 ∢ 70°, rugueuse, traces de limonitisation
45.17 ss ∢ 20°
54.63 ss ∢ 30°
54.91-55.30 subverticale, rugueuse, traces d'oxydation, serrée, concrétion partielle
57.91 ss ∢ 25° dans l'alévrolite
60.13 ∢ 45°, rugueuse, irrégulière, traces d'oxydation
65.85 ∢ 50°, rugueuse, irrégulière, traces d'oxydation, film argilo-sableux
67.90 ∢ 30°, rugueuse, irrégulière, traces d'oxydation
71.81 ∢ ss 30°
72.70 ∢ 70°, lisse, plate, traces d'oxydation, serrée
76.00 ∢ 50°, rugueuse, irrégulière, traces d'oxydation
77.95-78.37 subverticale, irrégulière, rugueuse, traces d'oxydation, film argileux
80.57-80.90 subverticale, sinueuse, traces d'oxydation
81.25 ss 30°
81.78 ss 30°
84.30-84.60 subverticale, serrée
88.43-88.73 subverticale, serrée, sinueuse
90.12-90.37 subverticale, serrée, sinueuse
94.90-94.95 subverticale, serrée, sinueuse
95.20-95.45 subverticale, serrée, sinueuse
95.57-95.72 subverticale, serrée, sinueuse
95.82-97.62 subverticale, rugueuse (zone de faille ?)
98.49-98.75 subverticale, serrée
99.02 ss ∢ 30°
Zones détériorées :
10.45-10.70
12.35
50.45-50.77
96.3
78.9
100
97.1
87.8
30.0
99.1
95.2
98.8
92.9
92.0
50.0
99.0
59.0
96.7
73.3
98.8
92.9
100
81.5
100
82.3
97.6
75.2
100
75.3
97.7
78.6
2.36 Lu
1.76 Lu
8.76 Lu
0.46 Lu
15.0 Lu
50.0 m
55.0 m
59.9 m
60.0 m
65.0 m
70.0 m
53.80 m
54.17 m
63.75 m
64.10 m
Tuyau PVC perforé Ø2"
Remplissage gravillons
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp4
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.2
feille 3
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

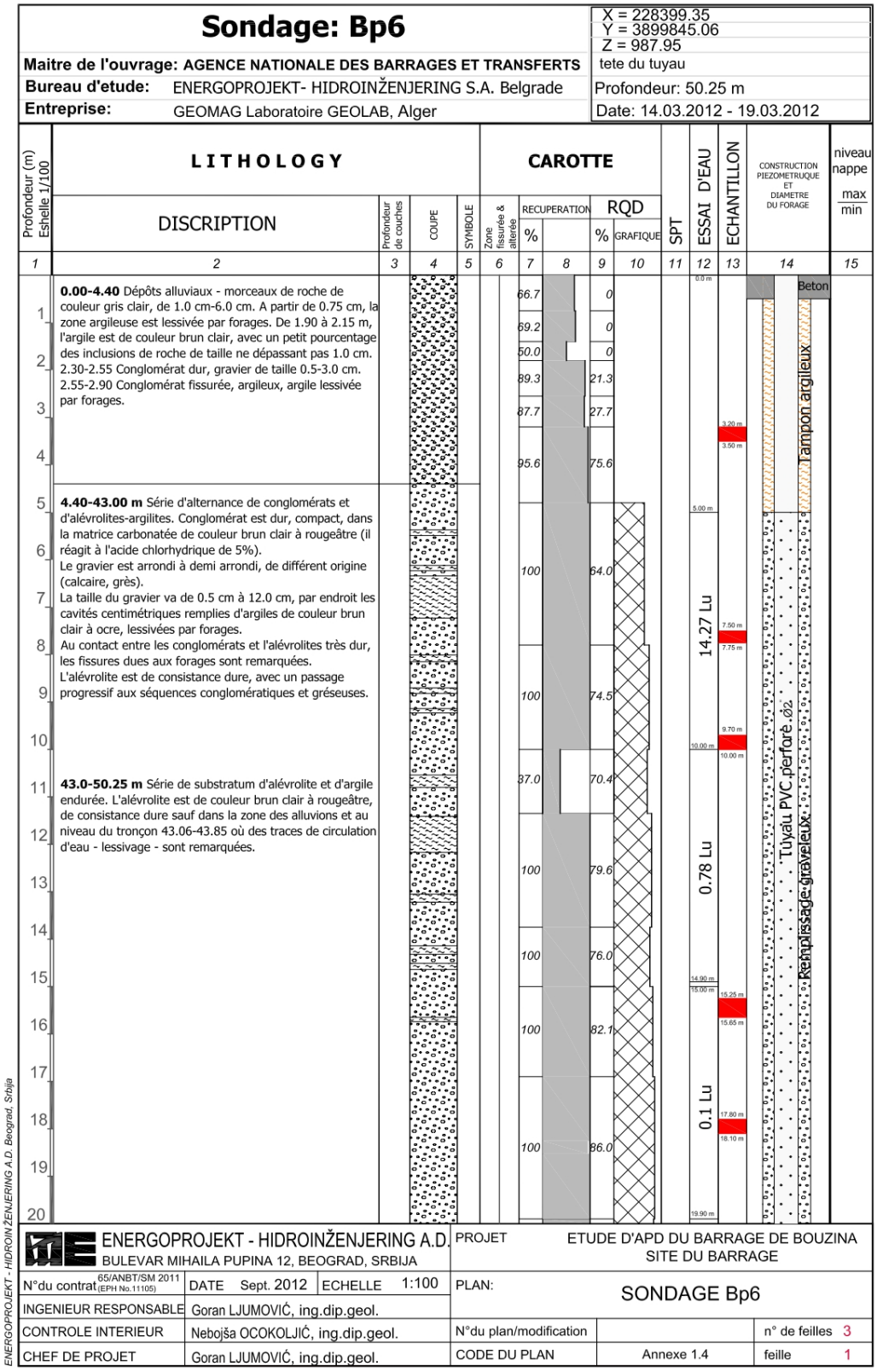

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
100
74.0
100
77.3
100
82.5
100
81.0
100
73.2
95.7
63.6
98.0
86.7
100
69.5
100
74.3
100
83.3
100
80.0
91.7
65.0
100
90.5
12.0 Lu
12.0 Lu
11.4 Lu
11.0 Lu
10.0 Lu
74.10 m
74.47 m
75.0 m
80.0 m
85.0 m
86.00 m
86.43 m
90.0 m
95.0 m
Tuyau PVC blinde Ø2"
Remplissage gravelleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp4
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.2
feille 4
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

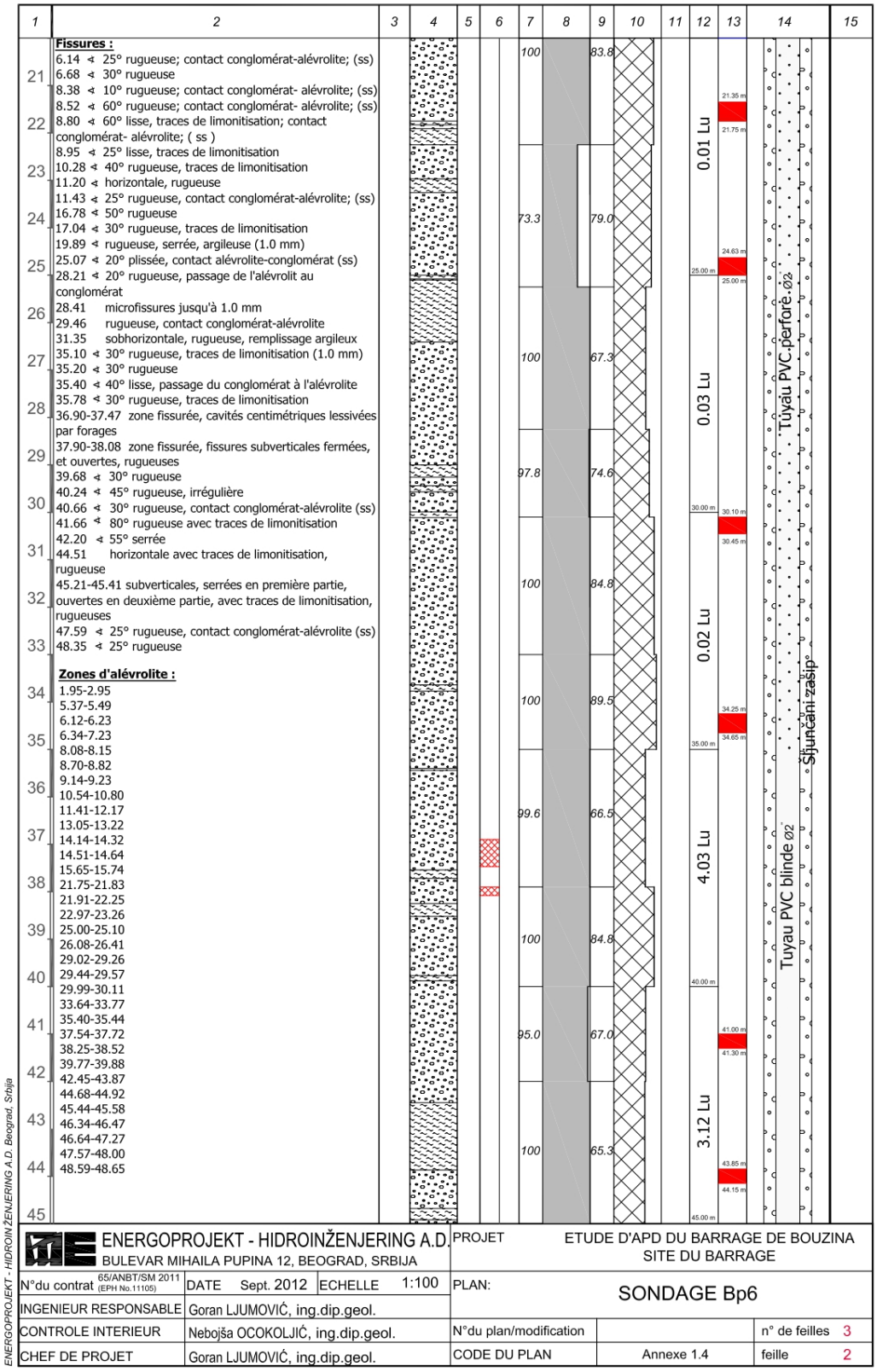

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
96
97
98
99
100
92.8
100
42.1
73.2
10.0 Lu
95.0m
100 m
Tuyau PVC blinde Ø2"
Remplissage gravelaux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp4
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 5
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.2
feille 5
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

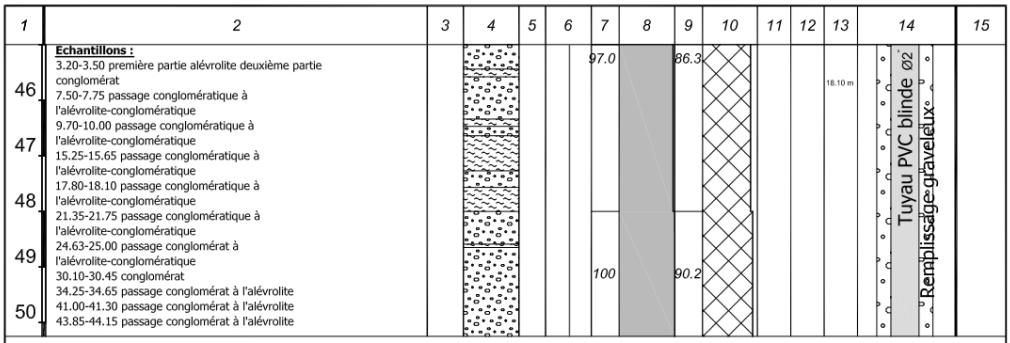

Sondage: Bp5
X = 228100.13
Y = 3899850.90
Z = 1070.82
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
tete du tuyau
Bureau d'etude: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Profondeur: 70.00 m
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Date: 24.03.2012 - 10.04.2012
LITHOLOGY
CAROTTE
DISCRIPTION
RECUPERATION
RQD
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
0.00-3.90 Eluvium - roche désagrégée, morceaux de gravier 1.0-5.0 cm dans une matrice limono-argileuse.
3.90-51.80 Série d'alternance des intercalations de conglomérats et d'alévrolites (argiles) endurée. Prédominance de conglomérat, de taille de grain de 1.0-5.0 cm, galets extrêmement grossiers de 15.0 cm et avec du ciment carbonaté par endroit. Matrice karstifiée jusqu'ŕ 39.15 m.
A partir de 42.90 la participation d'argiles augmente et les couches de conglomérats sont en grains grossiers.
Zones d'alévrolite :
11.17-11.49
12.11-12.14
12.25-12.31
14.22-14.30
15.40-15.51
16.08-16.16
24.45-24.50
28.48-28.60
28.80-29.50
29.68-29.78
31.24-31.32
32.30-32.53
32.94-32.98
34.00-34.20
37.49-37.90
4290-43.20
43.42-43.53
48.33-48.90
51.13-51.16
51.34-51.37
Fissures majeures :
4.30 ∢ 40° Rugueuse, irrégulière, traces d'oxydation, film argileux
8.15 ∢ 70° Rugueuse, limonitisée
8.45 ∢ 75°-80° Lisse avec un film argileux
9.55; 9.85; 10.10 ∢ 65° Plusieurs fissures successives
12.10 ∢ 50° Croisement avec ss ∢ 35°
12.30 ∢ 50° Rugueuse, traces d'argile
16.15-16.45 Subverticale, ondulaire, sinueuse, rugueuse, traces de circulation d'eau.
21.47-21.60 ∢ 80° Rugueuse, au fond le long de la couche 40°, film argileux
47.7
78.3
100
100
90.0
94.5
98.4
92.7
100
100
100
0
0
0
0
16.0
70.6
58.7
55.4
77.2
71.0
79.0
5.60 m
5.80 m
9.05 m
9.30 m
12.9 m
13.3 m
15.65 m
16.05 m
18.65 m
18.85 m
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC perforé Ø2"
Remplissage graveleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp5
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.3
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
Fissures majeures :
22.85-23.10 ∢ 80° Sinueuse, karstifiée avec un remplissage argileux, un peu serrée
24.10 ∢ 60° Serrée
26.40-26.90 Subverticale-irrégulière, remplie de débris fins, ciméntée ultérieurement
27.95 ∢ 30° Fissure entre les couches, remplissage d'argile sableuse.
28.10 ∢ 50° Traces de cisaillement
31.50-32.00 Subverticale, rugueuse avec trace d'écoulement
33.10 ∢ Fissure ouverte avec calcite
34.95-35.10 Sinueuse, subverticale avec un film argileux
38.77 ∢ 30° Inégale
39.90 ∢ 40° Avec traces d'écoulement
41.65-42.15 Inégale, irrégulière, sinueuse
43.50 ∢ 80° Rugueuse, traces d'argile
46.90 ∢ 50° d'argile, (cisaillements)
Zones détériorées :
9.55-10.20
22.90-23.10
26.40-26.90
31.50-32.00
33.70-34.00
39.90-40.20
47.10-48.90
50.70-51.05
100
85.5
93.5
100
100
100
94.2
95.2
97.0
98.4
79.0
56.7
55.4
76.7
58.8
33.3
75.8
60.6
65.0
73.2
20.0 m
21.60 m
21.90 m
4.96 Lu
25.0 m
25.60 m
25.90 m
1.50 Lu
29.95 m
30.0 m
30.93 m
1.77 Lu
35.0 m
35.2 m
36.55 m
36.80 m
37.10 m
37.45 m
1.89 Lu
40.2 m
41.2 m
1.65 Lu
Tuyau PVC perfore, Ø2
Remplissage gravelo-sableux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp5
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.3
feille 2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
51.80 - 70.00 m Série de substratum d'alévrolite (argiles) endurée laminée en alternance avec des intercalations de grès et de conglomérats. La série commence par une couche de grès.
Zones d'alévrolite :
51.81-54.15
54.30-54.50
56.25-56.50
56.50-56.60
56.70-56.75
56.80-57.02
57.10-57.38
58.00-59.15
59.40-59.80
60.00-60.21
60.55-61.85
65.01-65.09
65.40-65.50
65.98-66.43
67.46-67.59
67.76-67.81
68.05-68.68
68.82-69.00
69.41-70.00
Fissures majeures :
74.10 Subverticale, zone fissurée
68.58 Subverticale, film argileux
Echantillons :
1) 5.60-5.80
2) 9.05-9.30
3) 12.9-13.30
4) 15.65-16.05
5) 18.65-18.85
6) 21.60-21.90
7) 25.60-25.90
8) 29.95-30.40
9) 30.50-30.93
10) 36.55-36.80
11) 37.10-37.45
12) 45.40-45.67
13) 52.20-52.50
14) 57.55-58.00
15) 65.10-65.40
98.4
92.1
100
96.9
92.0
97.0
97.3
100
98.4
96.9
100
73.2
17.9
64.4
10.0
18.4
84.2
72.4
83.3
82.1
80.4
65.1
46.2 m
51.2 m
56.0 m
56.6 m
61.0 m
66.0 m
70.0 m
1.74 Lu
1.87 Lu
2.21 Lu
2.46 Lu
1.98 Lu
45.40 m
45.67 m
52.20 m
52.50 m
57.55 m
58.00 m
65.10 m
65.40 m
Tuyau PVC perforé Ø2
Remplissage gravillonné
Tuyau PVC blinde Ø2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp5
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.3
feille 3
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

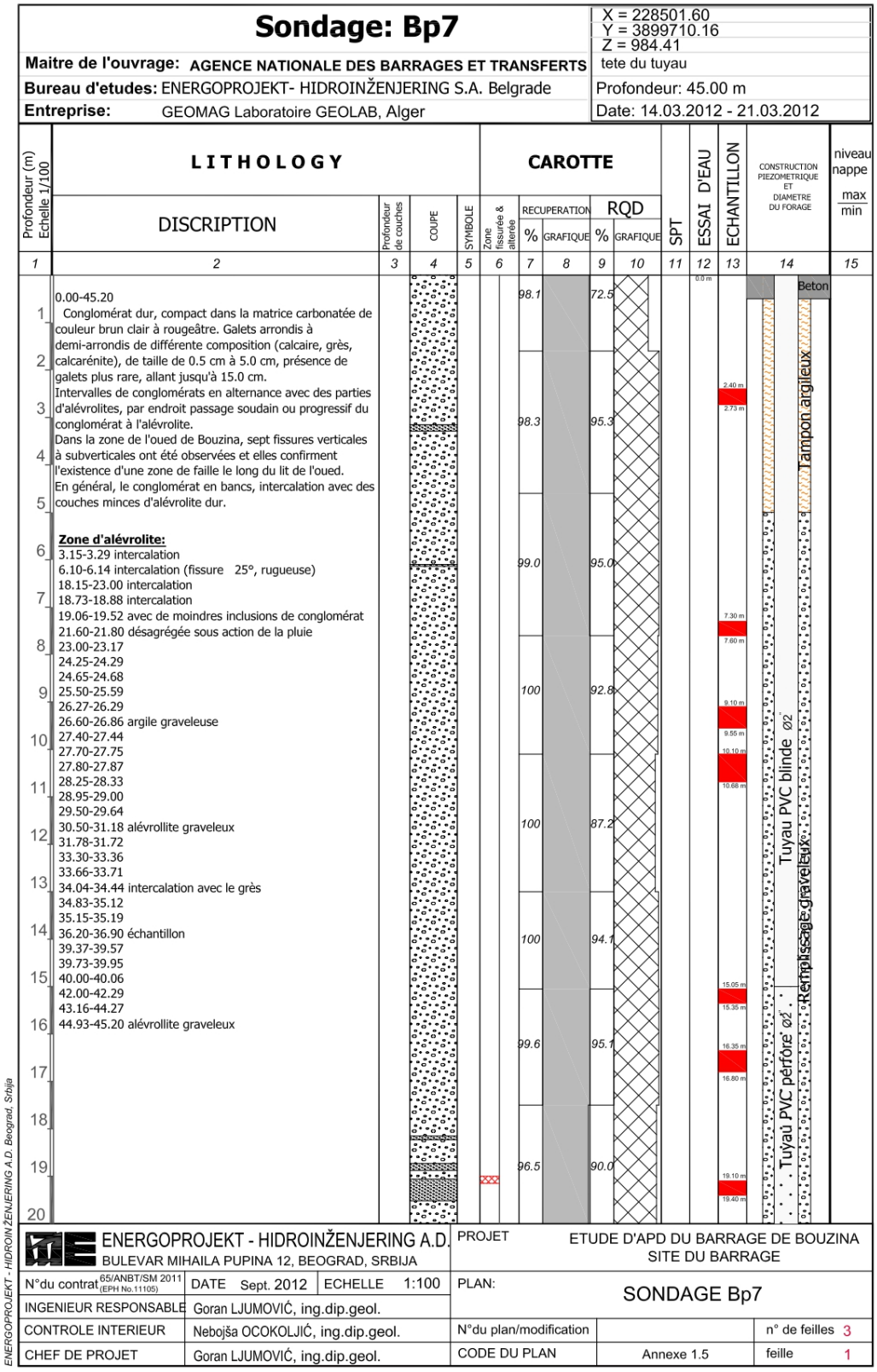

Sondage: Bp6
X = 228399.35
Y = 3899845.06
Z = 987.95
tete du tuyau
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etude: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Profondeur: 50.25 m
Date: 14.03.2012 - 19.03.2012
LITHOLOGY
DISCRIPTION
CAROTTE
RECUPERATION
RQD
GRAFIQUE
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRUQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
Profondeur (m) Eshelle 1/100
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
0.00-4.40 Dépôts alluviaux - morceaux de roche de couleur gris clair, de 1.0 cm-6.0 cm. A partir de 0.75 cm, la zone argileuse est lessivée par forages. De 1.90 à 2.15 m, l'argile est de couleur brun clair, avec un petit pourcentage des inclusions de roche de taille ne dépassant pas 1.0 cm. 2.30-2.55 Conglomérat dur, gravier de taille 0.5-3.0 cm. 2.55-2.90 Conglomérat fissurée, argileux, argile lessivée par forages.
4.40-43.00 m Série d'alternance de conglomérats et d'alévrolites-argilites. Conglomérat est dur, compact, dans la matrice carbonatée de couleur brun clair à rougeâtre (il réagit à l'acide chlorhydrique de 5%).
Le gravier est arrondi à demi arrondi, de différent origine (calcaire, grès).
La taille du gravier va de 0.5 cm à 12.0 cm, par endroit les cavités centimétriques remplies d'argiles de couleur brun clair à ocre, lessivées par forages.
Au contact entre les conglomérats et l'alévrolites très dur, les fissures dues aux forages sont remarquées.
L'alévrolite est de consistance dure, avec un passage progressif aux séquences conglomératiques et gréseuses.
43.0-50.25 m Série de substratum d'alévrolite et d'argile endurée. L'alévrolite est de couleur brun clair à rougeâtre, de consistance dure sauf dans la zone des alluvions et au niveau du tronçon 43.06-43.85 où des traces de circulation d'eau - lessivage - sont remarquées.
66.7
69.2
50.0
89.3
87.7
95.6
100
100
37.0
100
100
100
100
0
0
0
21.3
27.7
75.6
64.0
74.5
70.4
79.6
76.0
82.1
86.0
14.27 Lu
0.78 Lu
0.1 Lu
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC perforé ø2
Remplissage graveleux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp6
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.4
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

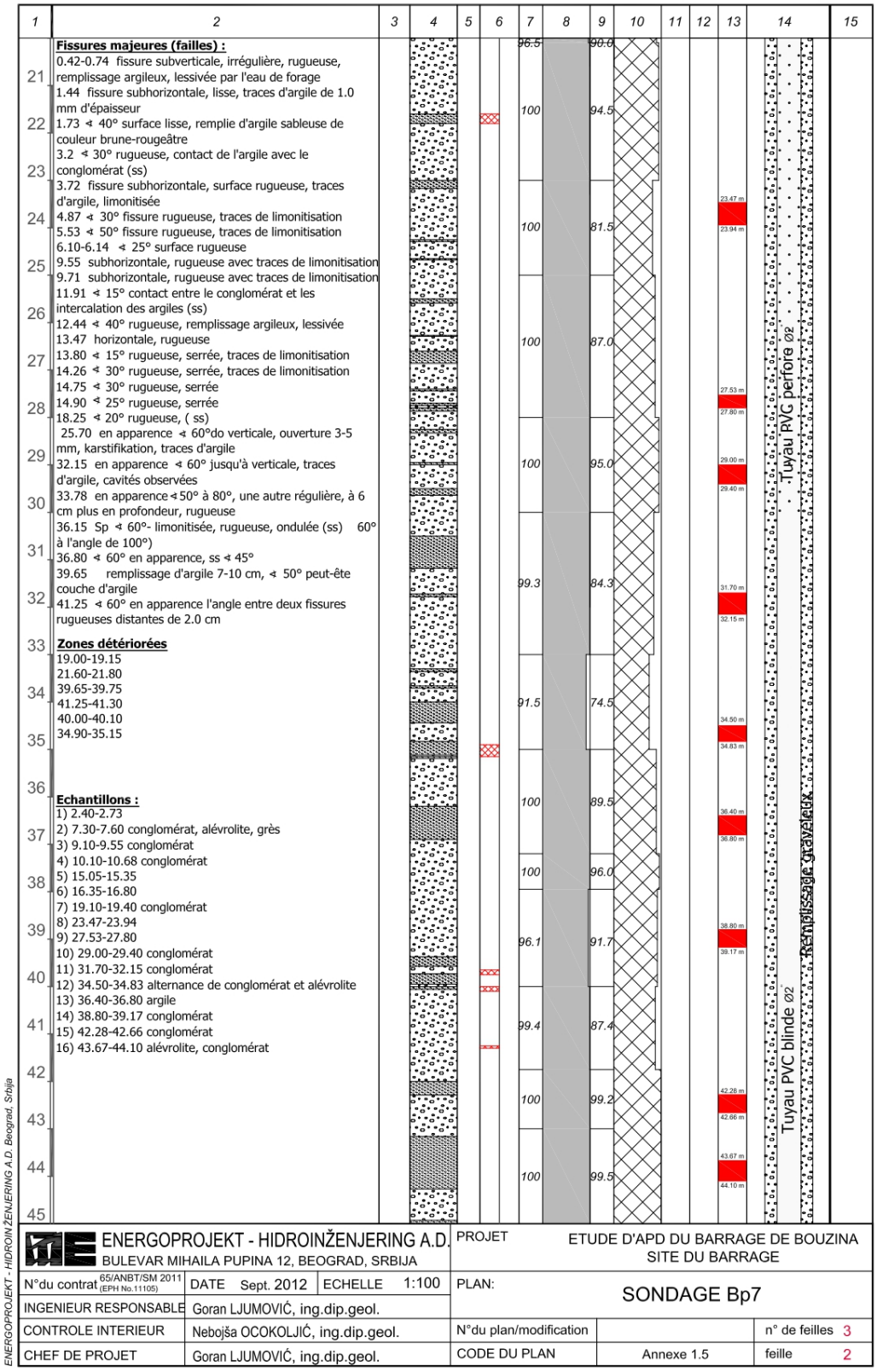

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
Fissures :
6.14 ∢ 25° rugueuse; contact conglomérat-alévrolite; (ss)
6.68 ∢ 30° rugueuse
8.38 ∢ 10° rugueuse; contact conglomérat- alévrolite; (ss)
8.52 ∢ 60° rugueuse; contact conglomérat- alévrolite; (ss)
8.80 ∢ 60° lisse, traces de limonitisation; contact conglomérat- alévrolite; (ss)
8.95 ∢ 25° lisse, traces de limonitisation
10.28 ∢ 40° rugueuse, traces de limonitisation
11.20 ∢ horizontale, rugueuse
11.43 ∢ 25° rugueuse, contact conglomérat-alévrolite; (ss)
16.78 ∢ 50° rugueuse
17.04 ∢ 30° rugueuse, traces de limonitisation
19.89 ∢ rugueuse, serrée, argileuse (1.0 mm)
25.07 ∢ 20° plissée, contact alévrolite-conglomérat (ss)
28.21 ∢ 20° rugueuse, passage de l'alévrolit au conglomérat
28.41 microfissures jusqu'à 1.0 mm
29.46 rugueuse, contact conglomérat-alévrolite
31.35 sobhorizontale, rugueuse, remplissage argileux
35.10 ∢ 30° rugueuse, traces de limonitisation (1.0 mm)
35.20 ∢ 30° rugueuse
35.40 ∢ 40° lisse, passage du conglomérat à l'alévrolite
35.78 ∢ 30° rugueuse, traces de limonitisation
36.90-37.47 zone fissurée, cavités centimétriques lessivées par forages
37.90-38.08 zone fissurée, fissures subverticales fermées, et ouvertes, rugueuses
39.68 ∢ 30° rugueuse
40.24 ∢ 45° rugueuse, irrégulière
40.66 ∢ 30° rugueuse, contact conglomérat-alévrolite (ss)
41.66 ∢ 80° rugueuse avec traces de limonitisation
42.20 ∢ 55° serrée
44.51 horizontale avec traces de limonitisation, rugueuse
45.21-45.41 subverticales, serrées en première partie, ouvertes en deuxième partie, avec traces de limonitisation, rugueuses
47.59 ∢ 25° rugueuse, contact conglomérat-alévrolite (ss)
48.35 ∢ 25° rugueuse
Zones d'alévrolite :
1.95-2.95
5.37-5.49
6.12-6.23
6.34-7.23
8.08-8.15
8.70-8.82
9.14-9.23
10.54-10.80
11.41-12.17
13.05-13.22
14.14-14.32
14.51-14.64
15.65-15.74
21.75-21.83
21.91-22.25
22.97-23.26
25.00-25.10
26.08-26.41
29.02-29.26
29.44-29.57
29.99-30.11
33.64-33.77
35.40-35.44
37.54-37.72
38.25-38.52
39.77-39.88
42.45-43.87
44.68-44.92
45.44-45.58
46.34-46.47
46.64-47.27
47.57-48.00
48.59-48.65
100
73.3
100
97.8
100
100
99.6
100
95.0
100
83.8
79.0
67.3
74.6
84.8
89.5
66.5
84.6
67.0
65.3
0.01 Lu
0.03 Lu
0.02 Lu
4.03 Lu
3.12 Lu
21.35 m
21.75 m
24.63 m
25.00 m
30.10 m
30.45 m
34.25 m
34.65 m
41.00 m
41.30 m
43.85 m
44.15 m
25.00 m
30.00 m
35.00 m
40.00 m
45.00 m
Tuyau PVC perforé ø2"
Tuyau PVC blinde ø2"
Sjuncani zasip
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp6
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.4
feille 2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

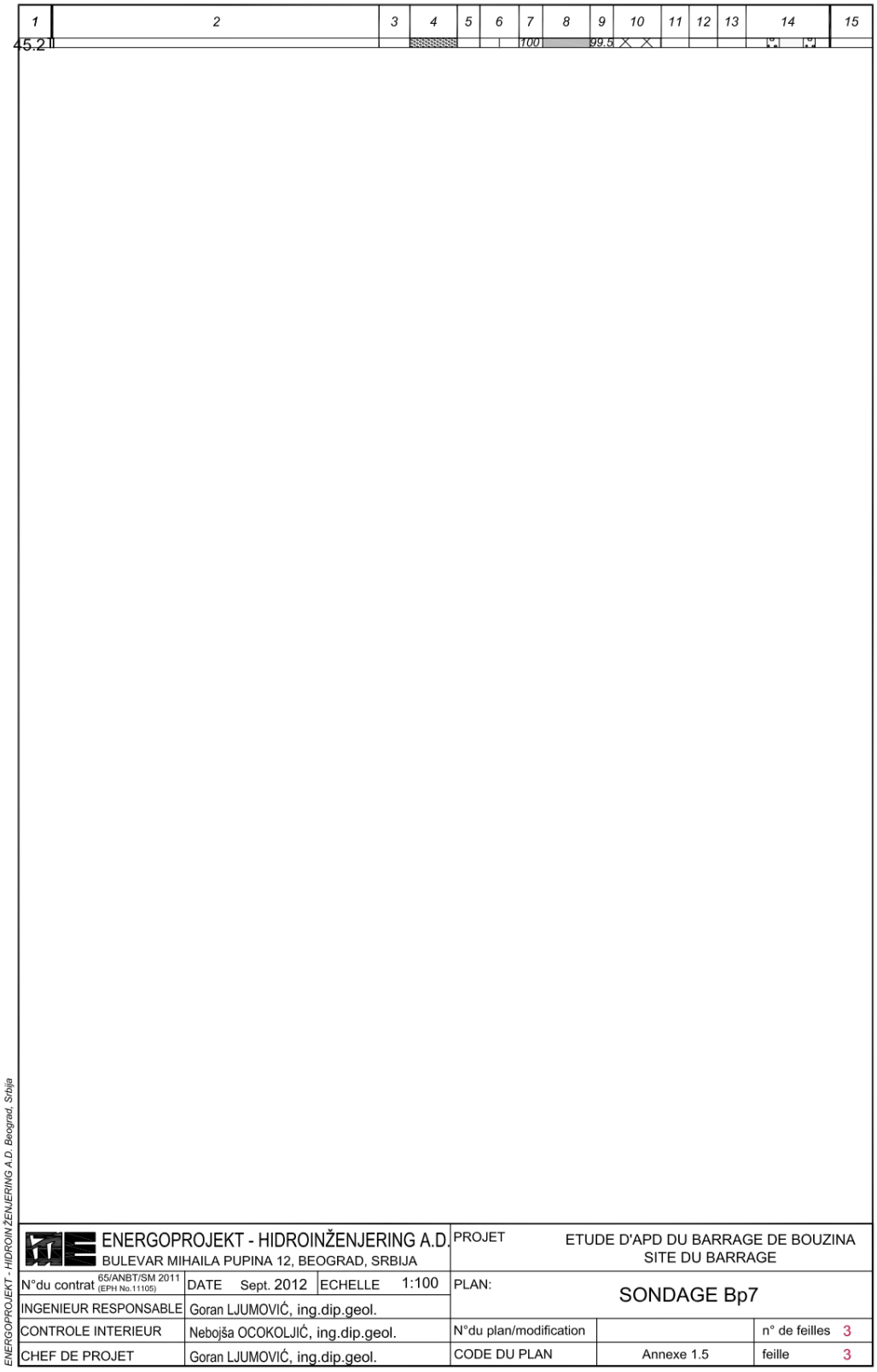


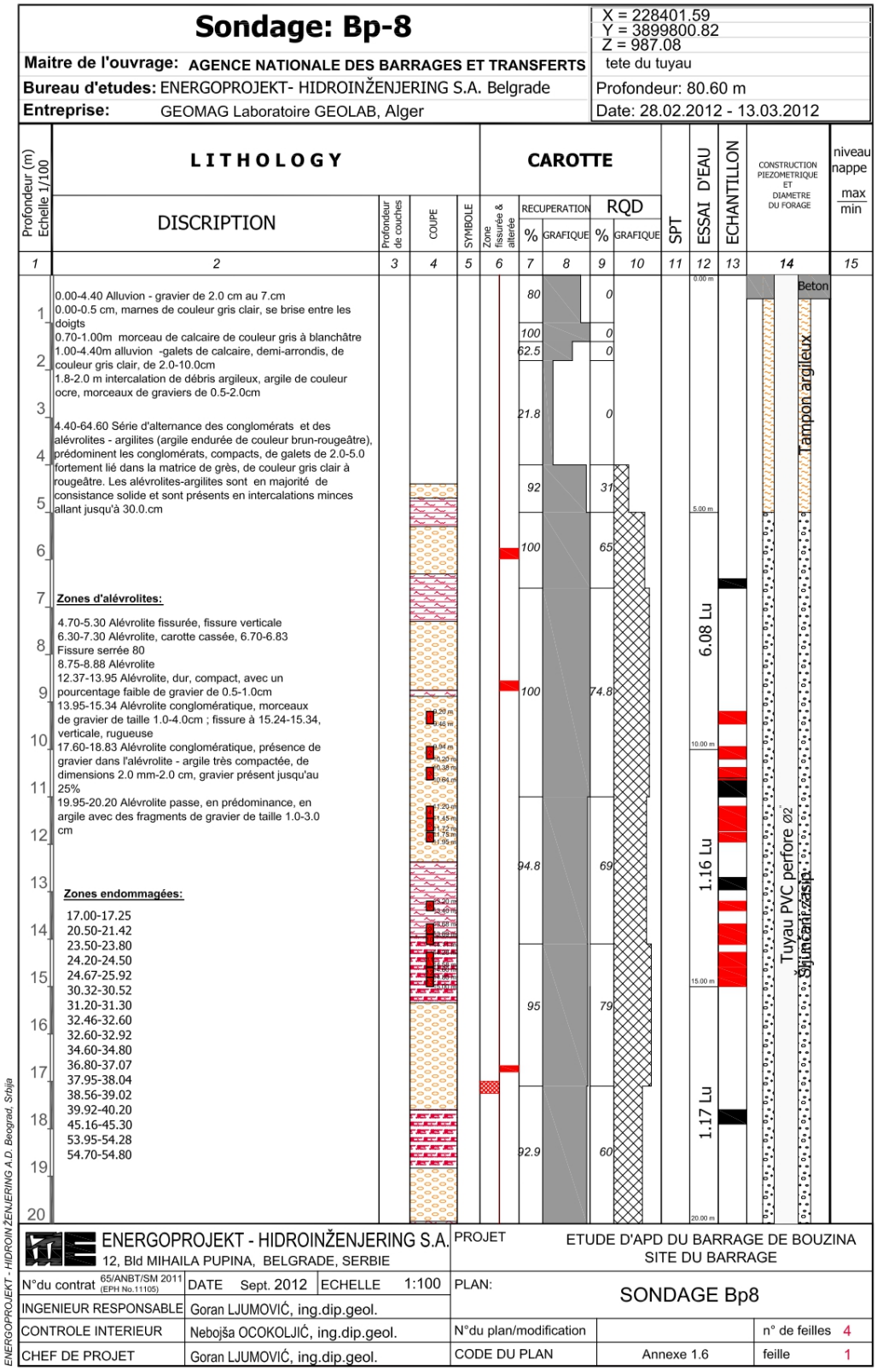
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

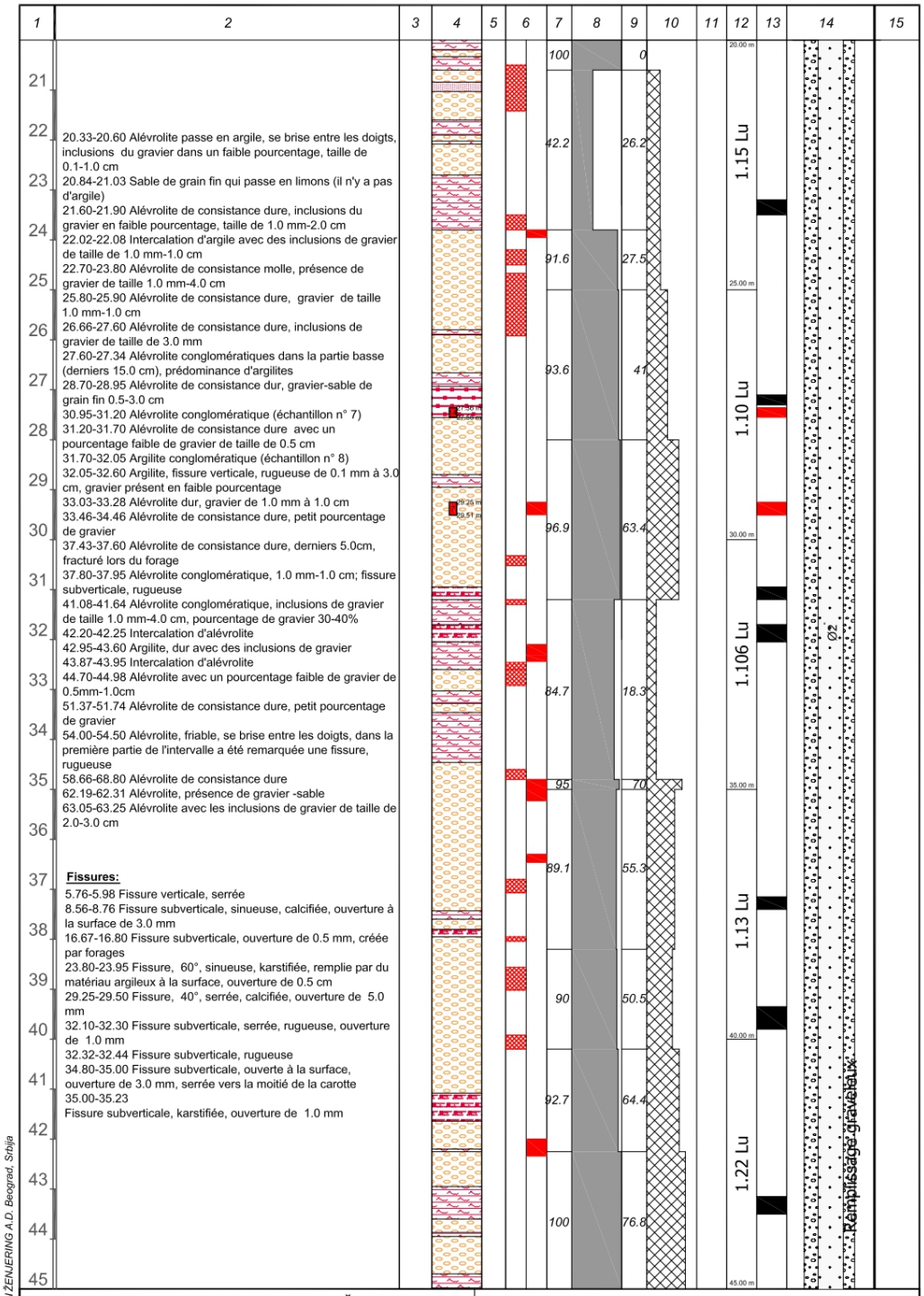
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 / ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE Bp6
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 3
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN: Annexe 1.4	feille 3

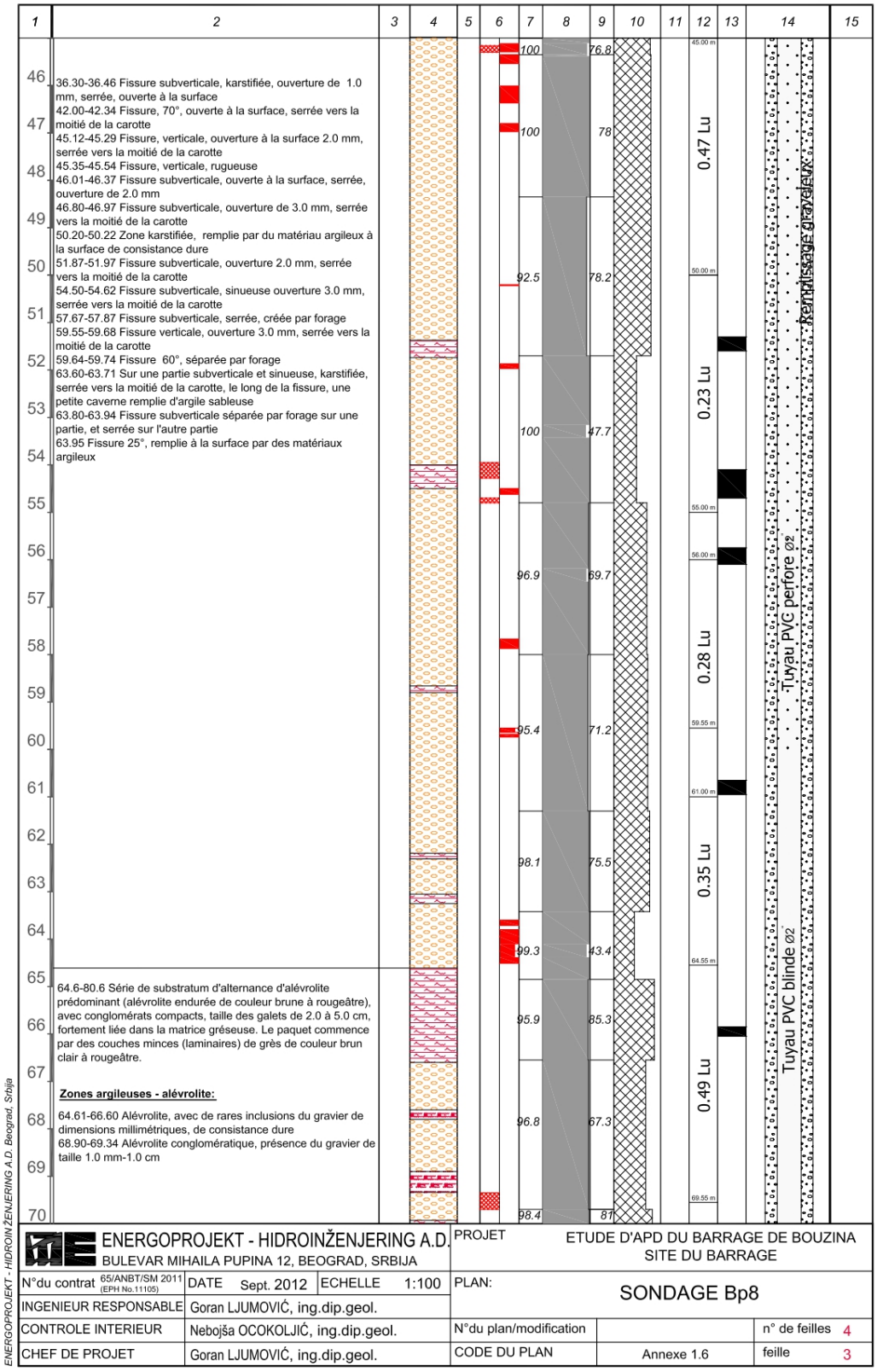

Sondage: Bp7
X = 228501.60
Y = 3899710.16
Z = 984.41
tete du tuyau
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Profondeur: 45.00 m
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Date: 14.03.2012 - 21.03.2012
LITHOLOGY
CAROTTE
DISCRIPTION
RECUPERATION
RQD
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
niveau nappe
0.00-45.20
Conglomérat dur, compact dans la matrice carbonatée de couleur brun clair à rougeâtre. Galets arrondis à demi-arrondis de différente composition (calcaire, grès, calcarénite), de taille de 0.5 cm à 5.0 cm, présence de galets plus rare, allant jusqu'à 15.0 cm.
Intervalles de conglomérats en alternance avec des parties d'alévrolites, par endroit passage soudain ou progressif du conglomérat à l'alévrolite.
Dans la zone de l'oued de Bouzina, sept fissures verticales à subverticales ont été observées et elles confirment l'existence d'une zone de faille le long du lit de l'oued.
En général, le conglomérat en bancs, intercalation avec des couches minces d'alévrolite dur.
Zone d'alévrolite:
3.15-3.29 intercalation
6.10-6.14 intercalation (fissure 25°, rugueuse)
18.15-23.00 intercalation
18.73-18.88 intercalation
19.06-19.52 avec de moindres inclusions de conglomérat
21.60-21.80 désagrégée sous action de la pluie
23.00-23.17
24.25-24.29
24.65-24.68
25.50-25.59
26.27-26.29
26.60-26.86 argile graveleuse
27.40-27.44
27.70-27.75
27.80-27.87
28.25-28.33
28.95-29.00
29.50-29.64
30.50-31.18 alévrollite graveleux
31.78-31.72
33.30-33.36
33.66-33.71
34.04-34.44 intercalation avec le grès
34.83-35.12
35.15-35.19
36.20-36.90 échantillon
39.37-39.57
39.73-39.95
40.00-40.06
42.00-42.29
43.16-44.27
44.93-45.20 alévrollite graveleux
98.1
98.3
99.0
100
100
99.6
96.5
72.5
95.3
95.0
92.8
87.2
94.1
95.1
90.0
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC blinde Ø2"
Remplissage graveleux
Tuyau PVC perforé Ø2"
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp7
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.5
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

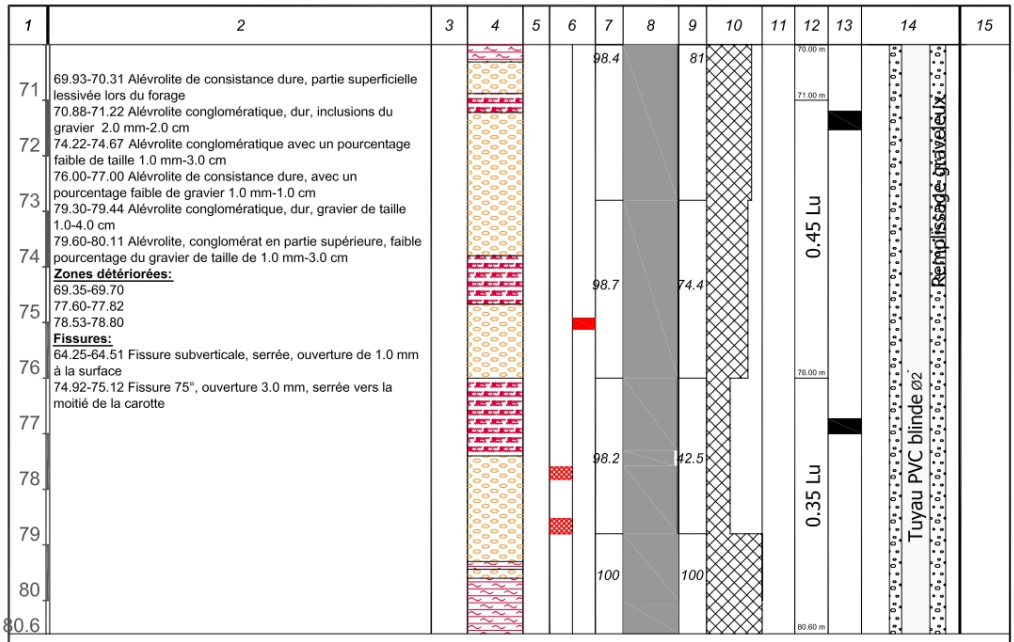

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
Fissures majeures (failles) :
0.42-0.74 fissure subverticale, irrégulière, rugueuse, remplissage argileux, lessivée par l'eau de forage
1.44 fissure subhorizontale, lisse, traces d'argile de 1.0 mm d'épaisseur
1.73 ∢ 40° surface lisse, remplie d'argile sableuse de couleur brune-rougeâtre
3.2 ∢ 30° rugueuse, contact de l'argile avec le conglomérat (ss)
3.72 fissure subhorizontale, surface rugueuse, traces d'argile, limonitisée
4.87 ∢ 30° fissure rugueuse, traces de limonitisation
5.53 ∢ 50° fissure rugueuse, traces de limonitisation
6.10-6.14 ∢ 25° surface rugueuse
9.55 subhorizontale, rugueuse avec traces de limonitisation
9.71 subhorizontale, rugueuse avec traces de limonitisation
11.91 ∢ 15° contact entre le conglomérat et les intercalation des argiles (ss)
12.44 ∢ 40° rugueuse, remplissage argileux, lessivée
13.47 horizontale, rugueuse
13.80 ∢ 15° rugueuse, serrée, traces de limonitisation
14.26 ∢ 30° rugueuse, serrée, traces de limonitisation
14.75 ∢ 30° rugueuse, serrée
14.90 ∢ 25° rugueuse, serrée
18.25 ∢ 20° rugueuse, (ss)
25.70 en apparence ∢ 60°do verticale, ouverture 3-5 mm, karstifikation, traces d'argile
32.15 en apparence ∢ 60° jusqu'à verticale, traces d'argile, cavités observées
33.78 en apparence ∢ 50° à 80°, une autre régulière, à 6 cm plus en profondeur, rugueuse
36.15 Sp ∢ 60°- limonitisée, rugueuse, ondulée (ss) 60° à l'angle de 100°)
36.80 ∢ 60° en apparence, ss ∢ 45°
39.65 remplissage d'argile 7-10 cm, ∢ 50° peut-être couche d'argile
41.25 ∢ 60° en apparence l'angle entre deux fissures rugueuses distantes de 2.0 cm
Zones détériorées
19.00-19.15
21.60-21.80
39.65-39.75
41.25-41.30
40.00-40.10
34.90-35.15
Echantillons :
1) 2.40-2.73
2) 7.30-7.60 conglomérat, alévrolite, grès
3) 9.10-9.55 conglomérat
4) 10.10-10.68 conglomérat
5) 15.05-15.35
6) 16.35-16.80
7) 19.10-19.40 conglomérat
8) 23.47-23.94
9) 27.53-27.80
10) 29.00-29.40 conglomérat
11) 31.70-32.15 conglomérat
12) 34.50-34.83 alternance de conglomérat et alévrolite
13) 36.40-36.80 argile
14) 38.80-39.17 conglomérat
15) 42.28-42.66 conglomérat
16) 43.67-44.10 alévrolite, conglomérat
96.5
90.0
100
94.5
100
81.5
100
87.0
100
95.0
99.3
84.3
91.5
74.5
100
89.5
100
96.0
96.1
91.7
99.4
87.4
100
99.2
100
99.5
23.47 m
23.94 m
27.53 m
27.80 m
29.00 m
29.40 m
31.70 m
32.15 m
34.50 m
34.83 m
36.40 m
36.80 m
38.80 m
39.17 m
42.28 m
42.66 m
43.67 m
44.10 m
Tuyau PVC perforé Ø2"
remplissage graveleux
Tuyau PVC blinde Ø2"
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp7
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.5
feille 2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
45.2
100
99.5
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp7
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 3
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.5
feille 3
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


Sondage: Bp-8
X = 228401.59
Y = 3899800.82
Z = 987.08
tete du tuyau
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Profondeur: 80.60 m
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Date: 28.02.2012 - 13.03.2012
LITHOLOGY
CAROTTE
DISCRIPTION
Profondeur de couches
COUPE
SYMBOLE
Zone fissurée & altérée
RECUPERATION
RQD
%
GRAFIQUE
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
max
min
Profondeur (m) Echelle 1/100
0.00-4.40 Alluvion - gravier de 2.0 cm au 7.cm
0.00-0.5 cm, marnes de couleur gris clair, se brise entre les doigts
0.70-1.00m morceau de calcaire de couleur gris à blanchâtre
1.00-4.40m alluvion -galets de calcaire, demi-arrondis, de couleur gris clair, de 2.0-10.0cm
1.8-2.0 m intercalation de débris argileux, argile de couleur ocre, morceaux de graviers de 0.5-2.0cm
4.40-64.60 Série d'alternance des conglomérats et des alévrolites - argilites (argile endurée de couleur brun-rougeâtre), prédominent les conglomérats, compacts, de galets de 2.0-5.0 fortement lié dans la matrice de grès, de couleur gris clair à rougeâtre. Les alévrolites-argilites sont en majorité de consistance solide et sont présents en intercalations minces allant jusqu'à 30.0.cm
Zones d'alévrolites:
4.70-5.30 Alévrolite fissurée, fissure verticale
6.30-7.30 Alévrolite, carotte cassée, 6.70-6.83 Fissure serrée 80
8.75-8.88 Alévrolite
12.37-13.95 Alévrolite, dur, compact, avec un pourcentage faible de gravier de 0.5-1.0cm
13.95-15.34 Alévrolite conglomératique, morceaux de gravier de taille 1.0-4.0cm ; fissure à 15.24-15.34, verticale, rugueuse
17.60-18.83 Alévrolite conglomératique, présence de gravier dans l'alévrolite - argile très compactée, de dimensions 2.0 mm-2.0 cm, gravier présent jusqu'au 25%
19.95-20.20 Alévrolite passe, en prédominance, en argile avec des fragments de gravier de taille 1.0-3.0 cm
Zones endommagées:
17.00-17.25
20.50-21.42
23.50-23.80
24.20-24.50
24.67-25.92
30.32-30.52
31.20-31.30
32.46-32.60
32.60-32.92
34.60-34.80
36.80-37.07
37.95-38.04
38.56-39.02
39.92-40.20
45.16-45.30
53.95-54.28
54.70-54.80
80
100
62.5
21.8
92
100
100
94.8
95
92.9
0
0
0
0
31
65
74.8
69
79
60
6.08 Lu
1.16 Lu
1.17 Lu
Beton
Tampon argileux
Tuyau PVC perfore Ø2"
Sljunčani zasip
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING S.A.
12, Bld MIHAILA PUPINA, BELGRADE, SERBIE
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp8
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 4
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.6
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

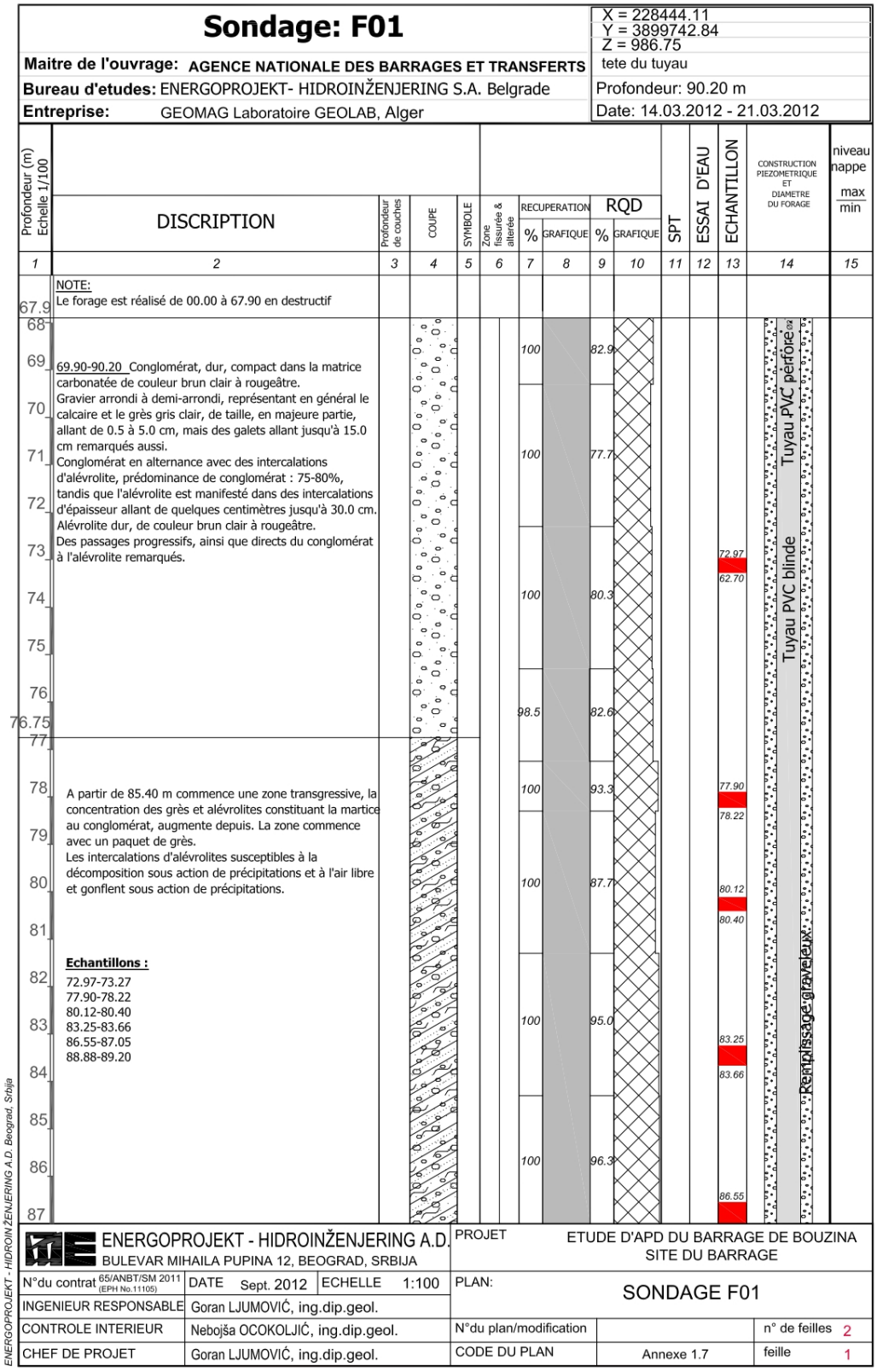

20.33-20.60 Alévrolite passe en argile, se brise entre les doigts, inclusions du gravier dans un faible pourcentage, taille de 0.1-1.0 cm
20.84-21.03 Sable de grain fin qui passe en limons (il n'y a pas d'argile)
21.60-21.90 Alévrolite de consistance dure, inclusions du gravier en faible pourcentage, taille de 1.0 mm-2.0 cm
22.02-22.08 Intercalation d'argile avec des inclusions de gravier de taille de 1.0 mm-1.0 cm
22.70-23.80 Alévrolite de consistance molle, présence de gravier de taille 1.0 mm-4.0 cm
25.80-25.90 Alévrolite de consistance dure, gravier de taille 1.0 mm-1.0 cm
26.66-27.60 Alévrolite de consistance dure, inclusions de gravier de taille de 3.0 mm
27.60-27.34 Alévrolite conglomératiques dans la partie basse (derniers 15.0 cm), prédominance d'argilites
28.70-28.95 Alévrolite de consistance dur, gravier-sable de grain fin 0.5-3.0 cm
30.95-31.20 Alévrolite conglomératique (échantillon n° 7)
31.20-31.70 Alévrolite de consistance dure avec un pourcentage faible de gravier de taille de 0.5 cm
31.70-32.05 Argilite conglomératique (échantillon n° 8)
32.05-32.60 Argilite, fissure verticale, rugueuse de 0.1 mm à 3.0 cm, gravier présent en faible pourcentage
33.03-33.28 Alévrolite dur, gravier de 1.0 mm à 1.0 cm
33.46-34.46 Alévrolite de consistance dure, petit pourcentage de gravier
37.43-37.60 Alévrolite de consistance dure, derniers 5.0cm, fracturé lors du forage
37.80-37.95 Alévrolite conglomératique, 1.0 mm-1.0 cm; fissure subverticale, rugueuse
41.08-41.64 Alévrolite conglomératique, inclusions de gravier de taille 1.0 mm-4.0 cm, pourcentage de gravier 30-40%
42.20-42.25 Intercalation d'alévrolite
42.95-43.60 Argilite, dur avec des inclusions de gravier
43.87-43.95 Intercalation d'alévrolite
44.70-44.98 Alévrolite avec un pourcentage faible de gravier de 0.5mm-1.0cm
51.37-51.74 Alévrolite de consistance dure, petit pourcentage de gravier
54.00-54.50 Alévrolite, friable, se brise entre les doigts, dans la première partie de l'intervalle a été remarquée une fissure, rugueuse
58.66-68.80 Alévrolite de consistance dure
62.19-62.31 Alévrolite, présence de gravier -sable
63.05-63.25 Alévrolite avec les inclusions de gravier de taille de 2.0-3.0 cm
Fissures:
5.76-5.98 Fissure verticale, serrée
8.56-8.76 Fissure subverticale, sinueuse, calcifiée, ouverture à la surface de 3.0 mm
16.67-16.80 Fissure subverticale, ouverture de 0.5 mm, créée par forages
23.80-23.95 Fissure, 60°, sinueuse, karstifiée, remplie par du matériau argileux à la surface, ouverture de 0.5 cm
29.25-29.50 Fissure, 40°, serrée, calcifiée, ouverture de 5.0 mm
32.10-32.30 Fissure subverticale, serrée, rugueuse, ouverture de 1.0 mm
32.32-32.44 Fissure subverticale, rugueuse
34.80-35.00 Fissure subverticale, ouverte à la surface, ouverture de 3.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
35.00-35.23
Fissure subverticale, karstifiée, ouverture de 1.0 mm
100
42.2
91.6
93.6
96.9
84.7
95
89.1
90
92.7
100
0
26.2
27.5
41
63.4
18.3
70
55.3
50.5
64.4
76.8
1.15 Lu
1.10 Lu
1.106 Lu
1.13 Lu
1.22 Lu
Remplissage gravelaux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp8
INGENIEUR RESPONSABLE Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 4
CHEF DE PROJET Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.6
feille 2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

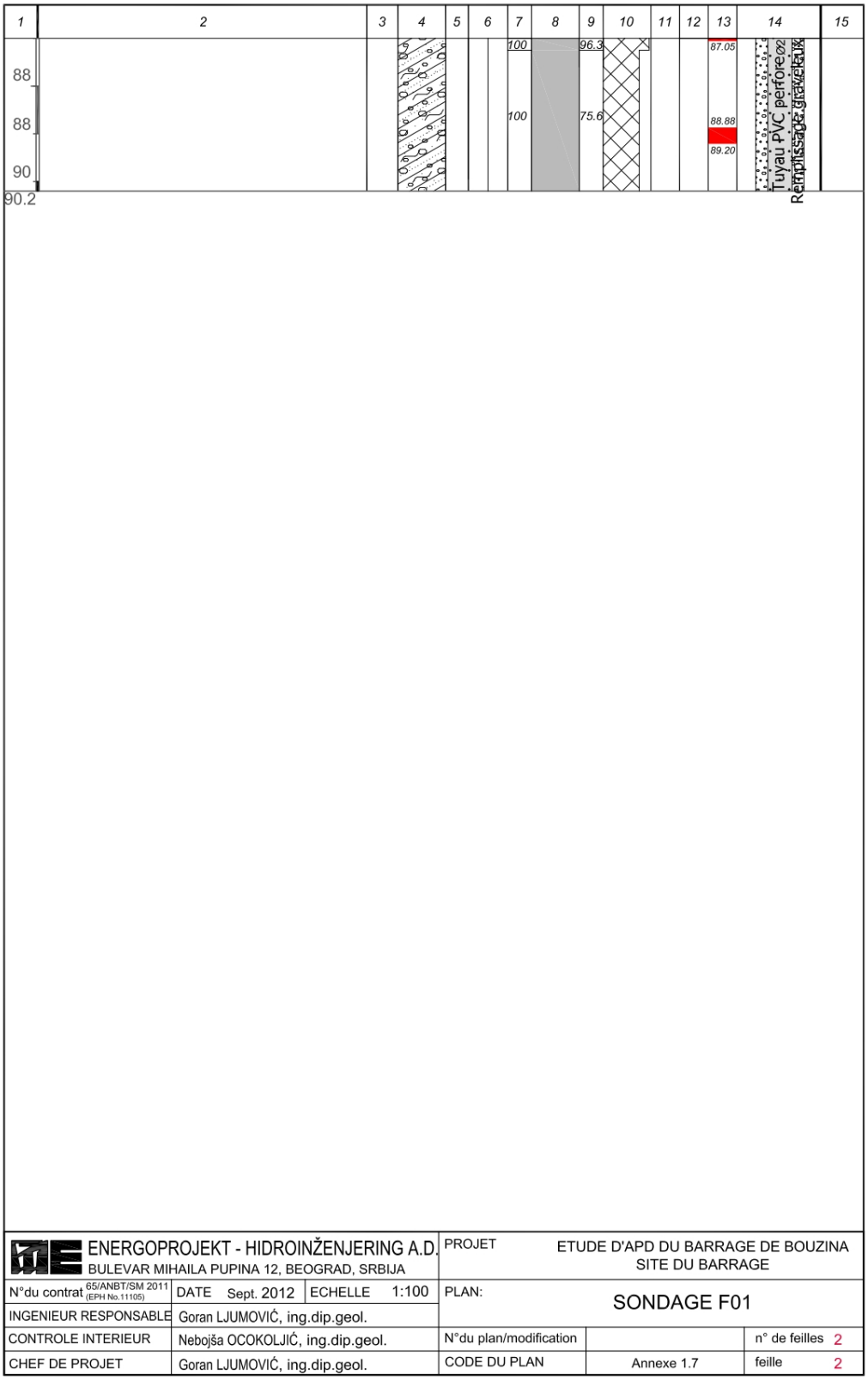

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
36.30-36.46 Fissure subverticale, karstifiée, ouverture de 1.0 mm, serrée, ouverte à la surface
42.00-42.34 Fissure, 70°, ouverte à la surface, serrée vers la moitié de la carotte
45.12-45.29 Fissure, verticale, ouverture à la surface 2.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
45.35-45.54 Fissure, verticale, rugueuse
46.01-46.37 Fissure subverticale, ouverte à la surface, serrée, ouverture de 2.0 mm
46.80-46.97 Fissure subverticale, ouverture de 3.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
50.20-50.22 Zone karstifiée, remplie par du matériau argileux à la surface de consistance dure
51.87-51.97 Fissure subverticale, ouverture 2.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
54.50-54.62 Fissure subverticale, sinueuse ouverture 3.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
57.67-57.87 Fissure subverticale, serrée, créée par forage
59.55-59.68 Fissure verticale, ouverture 3.0 mm, serrée vers la moitié de la carotte
59.64-59.74 Fissure 60°, séparée par forage
63.60-63.71 Sur une partie subverticale et sinueuse, karstifiée, serrée vers la moitié de la carotte, le long de la fissure, une petite caverne remplie d'argile sableuse
63.80-63.94 Fissure subverticale séparée par forage sur une partie, et serrée sur l'autre partie
63.95 Fissure 25°, remplie à la surface par des matériaux argileux
64.6-80.6 Série de substratum d'alternance d'alévrolite prédominant (alévrolite endurée de couleur brune à rougeâtre), avec conglomérats compacts, taille des galets de 2.0 à 5.0 cm, fortement liée dans la matrice gréseuse. Le paquet commence par des couches minces (laminaires) de grès de couleur brun clair à rougeâtre.
Zones argileuses - alévrolite:
64.61-66.60 Alévrolite, avec de rares inclusions du gravier de dimensions millimétriques, de consistance dure
68.90-69.34 Alévrolite conglomératique, présence du gravier de taille 1.0 mm-1.0 cm
100
100
92.5
100
96.9
95.4
98.1
99.3
95.9
96.8
98.4
76.8
78
78.2
77.7
69.7
71.2
75.5
43.4
85.3
67.3
87
45.00 m
50.00 m
55.00 m
56.00 m
59.55 m
61.00 m
64.55 m
69.55 m
0.47 Lu
0.23 Lu
0.28 Lu
0.35 Lu
0.49 Lu
Remplissage graveleux
Tuyau PVC perfore Ø2
Tuyau PVC blinde Ø2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE Bp8
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 4
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.6
feille 3

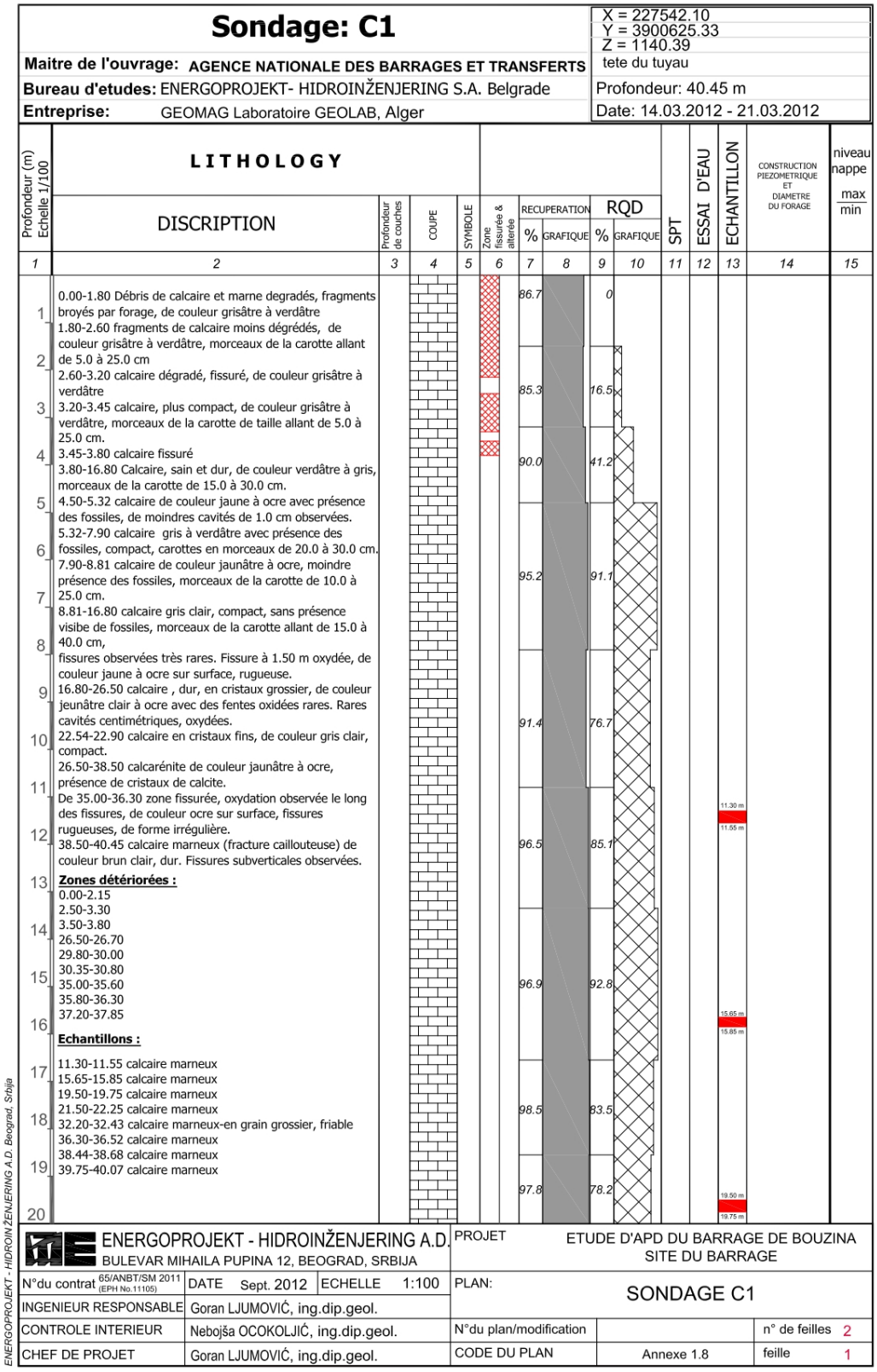


ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE Bp8
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 4
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN Annexe 1.6	feille 4

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


Sondage: F01
X = 228444.11
Y = 3899742.84
Z = 986.75
tete du tuyau
Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger
Profondeur: 90.20 m
Date: 14.03.2012 - 21.03.2012
Profondeur (m) Echelle 1/100
DISCRIPTION
Profondeur de couches
COUPE
SYMBOLE
Zone fissurée & altérée
RECUPERATION
RQD
%
GRAFIQUE
SPT
ESSAI D'EAU
ECHANTILLON
CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE
niveau nappe
max
min
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
NOTE:
Le forage est réalisé de 00.00 à 67.90 en destructif
67.9
68
69
70
71
72
73
74
75
76
76.75
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
69.90-90.20 Conglomérat, dur, compact dans la matrice carbonatée de couleur brun clair à rougeâtre.
Gravier arrondi à demi-arrondi, représentant en général le calcaire et le grès gris clair, de taille, en majeure partie, allant de 0.5 à 5.0 cm, mais des galets allant jusqu'à 15.0 cm remarqués aussi.
Conglomérat en alternance avec des intercalations d'alévrolite, prédominance de conglomérat : 75-80%, tandis que l'alévrolite est manifesté dans des intercalations d'épaisseur allant de quelques centimètres jusqu'à 30.0 cm.
Alévrolite dur, de couleur brun clair à rougeâtre.
Des passages progressifs, ainsi que directs du conglomérat à l'alévrolite remarqués.
100
82.9
100
77.7
100
80.3
98.5
82.6
72.97
62.70
A partir de 85.40 m commence une zone transgressive, la concentration des grès et alévrolites constituant la martice au conglomérat, augmente depuis. La zone commence avec un paquet de grès.
Les intercalations d'alévrolites susceptibles à la décomposition sous action de précipitations et à l'air libre et gonflent sous action de précipitations.
100
93.3
100
87.7
77.90
78.22
80.12
80.40
Echantillons :
72.97-73.27
77.90-78.22
80.12-80.40
83.25-83.66
86.55-87.05
88.88-89.20
100
95.0
100
96.3
83.25
83.66
86.55
Tuyau PVC pérforé
Tuyau PVC blinde
Remplissage gravelaux
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE F01
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 2
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.7
feille 1
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
88
88
90
90.2
100
100
96.3
75.6
87.05
88.88
89.20
Tuyau PVC perforé ⌀2
Remplissage de gravelle
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA
PROJET
ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)
DATE Sept. 2012
ECHELLE 1:100
PLAN:
SONDAGE F01
INGENIEUR RESPONSABLE
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CONTROLE INTERIEUR
Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.
N°du plan/modification
n° de feilles 2
CHEF DE PROJET
Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.
CODE DU PLAN
Annexe 1.7
feille 2
ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija



Sondage: C1

X = 227542.10
Y = 3900625.33
Z = 1140.39
tete du tuyau

Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger

Profondeur: 40.45 m
Date: 14.03.2012 - 21.03.2012

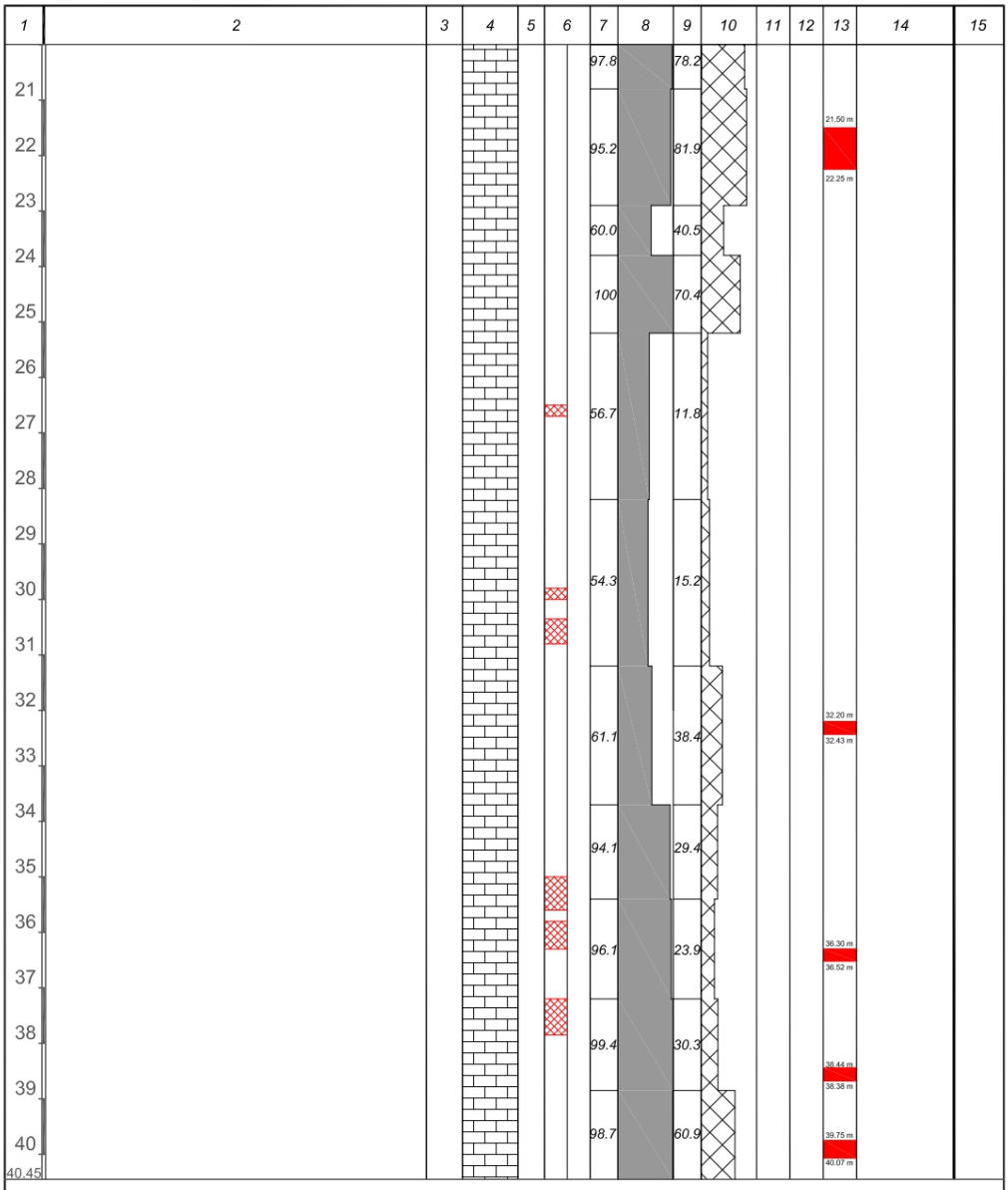
Profondeur (m) Echelle 1/100	LITHOLOGY DISCRIPTION	Profondeur de couches	COUPE	SYMBOLE	Zone fissurée & altérée	RECUPERATION %	RECUPERATION GRAFIQUE	RQD %	RQD GRAFIQUE	SPT	ESSAI D'EAU	ECHANTILLON	CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE	niveau nappe max / min
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	0.00-1.80 Débris de calcaire et marne degradés, fragments broyés par forage, de couleur grisâtre à verdâtre					86.7		0						
2	1.80-2.60 fragments de calcaire moins dégrédés, de couleur grisâtre à verdâtre, morceaux de la carotte allant de 5.0 à 25.0 cm													
3	2.60-3.20 calcaire dégradé, fissuré, de couleur grisâtre à verdâtre					85.3		16.5						
4	3.20-3.45 calcaire, plus compact, de couleur grisâtre à verdâtre, morceaux de la carotte de taille allant de 5.0 à 25.0 cm.													
5	3.45-3.80 calcaire fissuré					90.0		41.2						
6	3.80-16.80 Calcaire, sain et dur, de couleur verdâtre à gris, morceaux de la carotte de 15.0 à 30.0 cm.													
7	4.50-5.32 calcaire de couleur jaune à ocre avec présence des fossiles, de moindres cavités de 1.0 cm observées.					95.2		91.1						
8	5.32-7.90 calcaire gris à verdâtre avec présence des fossiles, compact, carottes en morceaux de 20.0 à 30.0 cm.													
9	7.90-8.81 calcaire de couleur jaunâtre à ocre, moindre présence des fossiles, morceaux de la carotte de 10.0 à 25.0 cm.													
10	8.81-16.80 calcaire gris clair, compact, sans présence visibe de fossiles, morceaux de la carotte allant de 15.0 à 40.0 cm,					91.4		76.7						
11	fissures observées très rares. Fissure à 1.50 m oxydée, de couleur jaune à ocre sur surface, rugueuse.													
12	16.80-26.50 calcaire , dur, en cristaux grossier, de couleur jeunâtre clair à ocre avec des fentes oxidées rares. Rares cavités centimétriques, oxydées.					96.5		85.1				11.30 m 11.55 m		
13	22.54-22.90 calcaire en cristaux fins, de couleur gris clair, compact.													
14	26.50-38.50 calcarénite de couleur jaunâtre à ocre, présence de cristaux de calcite.													
15	De 35.00-36.30 zone fissurée, oxydation observée le long des fissures, de couleur ocre sur surface, fissures rugueuses, de forme irrégulière.					96.9		92.8						
16	38.50-40.45 calcaire marneux (fracture caillouteuse) de couleur brun clair, dur. Fissures subverticales observées.											15.65 m 15.85 m		
17	**Zones détériorées :** 0.00-2.15 2.50-3.30 3.50-3.80 26.50-26.70 29.80-30.00 30.35-30.80 35.00-35.60 35.80-36.30 37.20-37.85													
18	**Echantillons :** 11.30-11.55 calcaire marneux 15.65-15.85 calcaire marneux 19.50-19.75 calcaire marneux 21.50-22.25 calcaire marneux 32.20-32.43 calcaire marneux-en grain grossier, friable 36.30-36.52 calcaire marneux 38.44-38.68 calcaire marneux 39.75-40.07 calcaire marneux					98.5		83.5						
19														
20						97.8		78.2				19.50 m 19.75 m		

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D.
BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA

PROJET: ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA
SITE DU BARRAGE

N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012	ECHELLE 1:100	PLAN: SONDAGE C1
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 2
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN: Annexe 1.8	feille 1

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija



ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. Beograd, Srbija

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING A.D. BULEVAR MIHAILA PUPINA 12, BEOGRAD, SRBIJA		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA SITE DU BARRAGE
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE C1
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 2
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN Annexe 1.8	feille 2

Sondage: A3-1

X =238129.30
Y =3906032.10
Z =1270.70

Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger

Profondeur: 15.00 m
Date: 10.03.2012

Profondeur (m) Echelle 1/100	LITHOLOGY DISCRIPTION	Profondeur de couches	COUPE	SYMBOLE	Zone fissurée & altérée	RECUPERATION %	RECUPERATION GRAFIQUE	RQD %	RQD GRAFIQUE	SPT	ESSAI D'EAU	ECHANTILLON	CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE	niveau nappe max / min
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	**0.00-2.70** Débris argileux, argiles de moyenne plasticité avec intercalations de débris de calcaire et de gypse. Blocs de calcaire sont d'une taille de 2.0-5.0 cm, gypse étant représenté en pourcentage réduit. Agriles sont brunes-rougeâtres, dures													
2														
3	**2.70-4.80** Argiles marneuses, d'une consistance dure 2.73-3.05 m échantillon + petit échantillon 3.2-3.65 m											2.73		
4												3.05		
5	A partir de 4.80 m argiles brunes-rougeâtres, facilement pétries (tendres), avec intercalations des matériaux détritiques d'une taille de 0.5-3.0 mm, jusqu'à 6.08 m argiles de moyenne plasticité													
6												6.08		
7	A partir 6.08 argiles marneuses, dures, présence plus importante de gypse (intercalations du gypse fréquentes) 6.08-6.30 m échantillon SPT (essai de pénétration standard) 6.30-6.75					100				3.05 / 3.05		6.30		
8														
9														
10	SPT 9.30-9.579 57-9.84 m échantillon **10.30-10.40** filon de gypse d'une épaisseur de 2.0 cm									3.05 / 3.05		9.57		
11	**10.40-12.00** marnes, argiles-marneuses sont dominantes, dures, présence plus importante de gypse (filons et vaines) d'une couleur claire verdâtre et rougeâtre 11.52-11.90 m échantillon											9.84		
12												11.52		
13	**12.10-14.00** Argiles marneuses, d'une consistance dure, présence de filons d'une épaisseur de 2.0 mm environ, et d'une veine de gypse SPT 12.00-12.10									12.0 / 12.1		11.9		
14														
15	**14.00-15.00** marnes d'une couleur grise-verdâtre claire, filons de gypse d'une épaisseur jusqu'à 10.0 cm. 14.45-14.70 m échantillon											14.45 / 14.7		

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING S.A. 12, Bld MIHAILA PUPINA, BELGRADE, SERBIE		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA EMPRUNT D'ARGILE A3
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE A3-1
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 1
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN	Annexe 1.9 feille 1

Sondage: A3-2

X =238167.80
Y =3905985.90
Z =1263.30

Maitre de l'ouvrage: AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
Bureau d'etudes: ENERGOPROJEKT- HIDROINŽENJERING S.A. Belgrade
Entreprise: GEOMAG Laboratoire GEOLAB, Alger

Profondeur: 12.20 m
Date: 10.03.2012

Profondeur (m) Echelle 1/100	LITHOLOGY DISCRIPTION	Profondeur de couches	COUPE	SYMBOLE	Zone fissurée & altérée	RECUPERATION %	RECUPERATION GRAFIQUE	RQD %	RQD GRAFIQUE	SPT	ESSAI D'EAU	ECHANTILLON	CONSTRUCTION PIEZOMETRIQUE ET DIAMETRE DU FORAGE	niveau nappe max / min
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	**0.00-1.50** Argiles brunes-rougeâtres, de faible plasticité, d'une consistance dure, avec débris de calcaire. Teneur en matériaux détritiques de 30 % environ, d'une forme irrégulière, demi-arrondis, de 1.0 mm-5.0 cm de taille													
2	**1.50-2.00** débris de calcaire demi-arrondis à non arrondi de 1.0-5.0 cm de taille													
3	**2.00-2.20** matériaux détritiques argileux avec pièces non arrondies jusqu'à 10.0 cm de taille, argiles marneuses (intercalation plus petites des marnes)											2.40		
4	2.40-2.90 m échantillon											2.90		
5						100								
6	SPT 6.20 m									6.20				
7														
8	**7.00-12.20** Argiles marneuses avec marnes, argiles d'une consistance dures, de la couleur rougeâtre à verdâtre, marnes de la couleur brune-rougeâtre claire à verdâtre													
9	8.78-9.20 m échantillon											8.78		
10												9.20		
11														
12														
12.2														

ENERGOPROJEKT - HIDROINŽENJERING S.A. 12, Bld MIHAILA PUPINA, BELGRADE, SERBIE		PROJET	ETUDE D'APD DU BARRAGE DE BOUZINA EMPRUNT D'ARGILE A3
N°du contrat 65/ANBT/SM 2011 (EPH No.11105)	DATE Sept. 2012 ECHELLE 1:100	PLAN:	SONDAGE A3-2
INGENIEUR RESPONSABLE	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.		
CONTROLE INTERIEUR	Nebojša OCOKOLJIĆ, ing.dip.geol.	N°du plan/modification	n° de feilles 1
CHEF DE PROJET	Goran LJUMOVIĆ, ing.dip.geol.	CODE DU PLAN Annexe 1.10	feille 1

ANNEXE

C

TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau 1: Résultats des essais pressiométriques dans le sondage K1

Sondages	Profondeur	Essais pressiométriques		
N°	(m)	Ep[bars]	PL[bars]	Ep/PL[-]
K1	9.0	2231	687.0	3.2
	13.0	6100	75.8	80.5
	17.0	9147	76.0	120.4
	21.0	7722	76.1	101.5

Tableau 2: Résultats des essais à compression uniaxiale sur les échantillons des sondages K1-K5

Sondage	Profondeur (m)	Densité	RC (bars)	Nature
K1	?	?	666,0	?
K2	10,0 – 10,3	2,6	361,1	Conglomérat
K2	14,3 - 14,6	2,6	893,7	Conglomérat
K3	?	?	260,0	?
K4	8,6 - 8,8	2,4	9,4	Sable argileux rougeâtre
K4	9,0 - 10,1	2,6	404,4	Conglomérat
K5	14,4 - 15,0	2,5	207,6	Conglomérat

Tableau 3: Résultats des essais œdométriques sur les échantillons prélevés des sondages K1–K3

Sondages	Prof.	Oedomètre		
N°	(m)	Pc	Cc	Cg
-		(bars)	(%)	(%)
K1	?	3,30	9,0	3,1
K2	?	2,95	11,2	5,5
K3	?	3,50	12,7	4,8

Puits	Granulométrie (%)								Limites d'Atterberg			Proctor modifié			
N°	Cailloux	Graviers	Sable Gros	Sable Fin	Limons	Argile	-	γd	W	WL	Wp	Ip	Ic	γd max	Wopt	Sr	Classification
-	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2~ 0,02	0,02~2µ	2µ~0,2µ	<80µ	(T/m^3)	(%)	(%)	(%)	(%)	-	(T/m^3)	(%)	(%)	-
P1	0,00	2,00	5,00	43,00	50,00	0,00	86,00	2,04	9,20	33,50	25,97	7,53	3,23	2,05	8,78	77,00	CL - ML
P2	0,00	0,00	2,00	18,00	80,00	0,00	97,00	1,95	13,30	42,00	25,20	16,80	1,71	1,97	12,95	93,00	CL
P3	0,00	2,00	3,00	29,00	40,00	26,00	86,00	1,88	15,50	45,50	21,87	23,63	1,27	1,94	12,57	96,00	CL
P4	0,00	6,00	44,00	37,00	13,00	0,00	22,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P5	0,00	13,00	40,00	30,00	17,00	0,00	28,00	-	-	20,00	-	-	-	-	-	-	-

Puits	Cis. tri. (UU)		Cisaillement triaxial (CU+U)				Oedomètre			Perméabilité (cm/s)	
N°	Cuu	φuu	Ccu	φcu	C'cu	φ'cu	Pc	Cc	Cg	Pression en bars	
-	(Bars)	(Degré)	(Bars)	(Degré)	(Bars)	(Degré)	(Bars)	(%)	(%)	0,675	5,050	10,040
P1	3,55	16,30	0,35	26,30	0,10	37,00	1,60	0,080	0,032	395 x 10-6	3,76 x 10-6	-
P2	1,75	28,00	0,15	24,00	0,05	31,30	1,80	0,124	0,037	-	1,41 x 10-8	1,47 x 10-8
P3	3,75	14,00	0,75	15,30	0,35	22,30	1,60	0,130	0,025	-	1,53 x 10-9	1,91 x 10-9

Tableau 4: Résultats des essais physiques et mécaniques effectués sur des échantillons des puits (1997)

Echantillon	Los Angeles	M Deval sec	M Deval humide
Ech Sud	28.16	16.20	20.40
Ech Nord	21.24	19.00	18.00
Ech E1	45.20	30.80	50.60

Echantillon	R/T (bars)	Densité
Ech E1	324.0	2.46
Ech E1	551.0	2.60

Tableau 5 : Résultats des essais physiques et mécaniques de la carrière (1997)

Sondage N°	Profondeur [m]	Module de déformation R [MPa]	Module d'élasticité E [MPa]	E/R [-]	Lithologie
F01	4.5 – 5.5 m	3 341.8	3 699.6	1.1	Conglomérats
	9.5 – 10.5 m	6 724.7	7 539.1	1.1	Conglomérats et argiles indurées
	14.5 – 15.5 m	4 768.4	4 804.4	1.0	Conglomérats
	24.5 – 25.5 m	34 889.0	42 040.6	1.2	Conglomérats
	36.5 - 37.5 m	1 569.8	1 563.6	1.0	Argiles indurées
F03	4.5 – 5.5 m	2 880.1	5.007.2	1.7	Conglomérats
	9.5 – 10.5 m	2 125.3	4 315.2	2.0	Conglomérats
	14.5 – 15.5 m	1 941.6	2 654.2	1.4	Conglomérats et argiles indurées
	24.5 – 25.5 m	2 016.4	2 279.1	1.1	Conglomérats et argiles indurées
	39.5 - 40.5 m	1 341.0	3 712.5	2.8	Argiles indurées

Cycle III	Tous les essais		Conglomérats		Conglomérats+argiles indurées		Argiles indurées	
	R	E	R	E	R	E	R	E
Nombre	10	10	5	5	3	3	2	2
Minimum	1 341.0	1 563 6	2 125.3	3 699.6	1 941.6	2 279.1	1 341.0	1 563.6
Maximum	34 889.0	42 040 6	34 889.0	42 040.6	6 724.7	7 539.1	1 569.8	3 712.5
Moyenne	**6 159.8**	**7 761 6**	**9 600.9**	**11 973.4**	**3 560.9**	**4 157.5**	**1 455.4**	**2 638.1**
Ecartype	10 229 8	12 159 9	14 169.3	16 815.6	2 740.2	2 934.6	161.8	1 519.5

Tableau 6 : Résultats des essais dilatométriques dans les sondages F01 et F03

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	γh	γd	γs	état naturel	saturé	état naturel
	(%)	(t/m³)	(t/m³)	(t/m³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	19	22	21	21	36	23	15
Moyenne	2.11	2.69	1.34	2.70	52.70	47.95	5.04
Ecartype	0.83	0.13	0.03	0.06	25.50	23.30	2.21
Minimum	1.02	2.33	1.29	2.62	12.33	10.94	2.33
Maximum	3.68	2.95	1.41	2.79	122.40	91.50	9.04

Tableau 7 : Résultats des essais physiques et mécaniques des échantillons conglomératiques des sondages F01 à F06

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	γh	γd	γs	état naturel	saturé	état naturel
	(%)	(t/m³)	(t/m³)	(t/m³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	10	8	6	7	7	3	4
Moyenne	5.10	2.45	1.26	2.65	20.84	17.24	2.94
Ecartype	2.60	0.17	0.07	0.05	16.69	9.97	2.76
Minimum	2.22	2.27	1.20	2.56	2.64	6.96	0.84
Maximum	10.31	2.71	1.39	2.72	53.72	26.86	6.96

Tableau 8 : Résultats des essais physiques et mécaniques des échantillons d'argile rouge indurée des sondages F01 à F06

Sondages	Prof	Granulométrie (%)							Limites d'Atterberg				Densités			Rc simple	Rc simple	Rt. traction	Sulfates	Classification USCS
N°	(m)	Lithologie	Graviers	SableGros	Sable Fin	Limons	Argile	-	W	WL	Wp	Ip	Ic	gh	gd	gs	Naturelle	Saturée	Naturelle	SO-4	
-	-		20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2~ 0,02	0,02~2µ	2µ~0,2µ	<80µ	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(t/m3)	(t/m3)	(t/m3)	(kg/cm2)	(kg/cm2)	(kg/cm2)	(%)	
F01	3,70 - 4,00	A-C	-	-	-	-	-	-	2,22	-	-	-	-	2,50	1,30	2,62	198,9	179,0	-	-	-
	9,10 - 9,50	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	129,3	69,6	8,4	-	-
	14,00 - 14,40	C	-	-	-	-	-	-	3,02	-	-	-	-	2,63	1,30	2,76	527,0	348,0	-	-	-
	18,60 - 19,15	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	626,6	437,6	54,4	-	-
	23,80 - 24,30	C	-	-	-	-	-	-	2,72	-	-	-	-	2,68	1,31	2,79	447,6	586,8	-	-	-
	26,50 - 26,95	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	338,2	218,8	90,4	-	-
	33,50 - 33,85	C	-	-	-	-	-	-	3,04	-	-	-	-	2,52	1,31	2,82	407,8	149,2	-	-	-
	39,70 - 40,15	A-C	10	22	32	19	17	56	4,31	34,5	18,5	16,0	1,89	-	-	-	79,5	-	15,0	-	SC
	44,70 - 45,00	C	-	-	-	-	-	-	1,15	-	-	-	-	2,50	1,30	2,67	268,6	-	-	-	-
	49,60 - 50,20	A	2	24	52	12	10	49	2,49	42,0	23,5	18,5	2,14	2,39	-	2,80	228,7	-	69,6	0,18	SC
	51,10 - 51,50	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	139,2	397,8	-	-	-
	60,20 - 60,50	C	-	-	-	-	-	-	1,02	-	-	-	-	2,67	1,31	2,65	388,0	-	34,0	-	-
	64,50 - 64,85	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	228,8	109,4	-	-	-
	68,70 - 69,05	C	-	-	-	-	-	-	1,41	-	-	-	-	2,61	1,31	2,76	308,0	-	68,8	-	-
F02	5,10 - 5,60	C	-	-	-	-	-	-	1,07	-	-	-	-	2,70	1,41	2,73	749,0	414,0	-	-	-
	8,50 - 9,00	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,65	1,32	2,78	449,4	440,6	38,9	-	-
	43,00 - 43,60	A	-	-	-	-	-	-	3,97	-	-	-	-	2,71	1,39	2,56	537,2	268,6	-	-	0,26
	49,20 - 49,70	A	-	-	-	-	-	-	3,34	-	-	-	-	2,64	1,31	2,66	258,7	-	24,7	2,42	-
F03	3,60 - 4,00	C	-	-	-	-	-	-	2,53	-	-	-	-	2,95	1,36	2,67	937,0	915,0	-	-	-
	9,00 - 9,55	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	429,5	318,2	54,9	-	-
	14,25 - 14,70	C	-	-	-	-	-	-	2,03	-	-	-	-	2,77	1,33	2,73	429,0	669,7	-	-	-
	15,00 - 15,95	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	294,7	-	65,9	-	-
	21,20 - 21,55	C	-	-	-	-	-	-	2,39	-	-	-	-	2,78	1,36	2,67	837,1	586,0	-	-	-
	26,00 - 26,55	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	880,5	-	31,4	-	-
	32,00 - 32,45	C	-	-	-	-	-	-	2,75	-	-	-	-	2,67	1,37	2,66	386,5	912,8	-	-	-
	36,20 - 36,60	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	429,5	-	81,5	-	-
	42,50 - 43,00	C	-	-	-	-	-	-	2,93	-	-	-	-	2,33	1,33	2,69	-	-	-	-	-
F04	5,65 - 6,00	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	18,40 - 19,00	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,79	1,35	2,70	643,8	501,8	23,3	-	-
	23,50 - 24,00	C	-	-	-	-	-	-	2,64	-	-	-	-	-	-	-	377,3	581,6	-	-	-
	29,00 - 29,30	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,72	1,40	2,70	601,7	-	-	-	-
	33,90 - 34,30	C	-	-	-	-	-	-	1,76	-	-	-	-	-	-	-	549,1	428,7	-	-	-
	42,00 - 42,50	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,77	1,32	2,63	613,0	180,7	25,2	-	-
	48,00 - 48,30	C	-	-	-	-	-	-	3,68	-	-	-	-	2,75	-	-	1224,0	795,0	-	-	-
	55,90 - 56,20	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,79	1,29	2,62	617,0	-	43,0	-	-
	60,50 - 61,00	C	-	-	-	-	-	-	1,04	-	-	-	-	-	-	-	526,5	631,8	-	-	-
	64,00 - 64,40	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,72	1,38	2,65	654,3	-	78,0	-	-
	69,60 - 70,00	C	-	-	-	-	-	-	2,17	-	-	-	-	-	-	-	1150,0	790,0	-	-	-
	73,30 - 73,70	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,86	1,33	2,70	652,3	-	41,0	-	-
F05	7,00 - 7,25	C	-	-	-	-	-	-	1,63	-	-	-	-	2,59	1,30	2,76	493,4	-	-	-	-
	10,00 - 10,35	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	693,0	360,4	-	-	-
	12,45 - 12,85	C	-	-	-	-	-	-	1,06	-	-	-	-	2,62	1,35	2,78	123,3	255,5	25,2	-	-
	15,40 - 15,70	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	342,0	-	-	-	-
	22,65-22,95	A	0	9	39	22	30	60	10,31	50,8	24,9	25,9	1,56	2,55	1,20	2,65	26,4	-	-	-	CH
	24,60 - 24,93	C	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	220,0	-	-	-	-
F06	6,50 - 6,85	A	4	11	29	26	30	77	7,31	42,5	22,3	20,2	1,74	2,27	1,21	2,72	-	-	-	3,66	CM
	8,50 - 8,80	A	6	9	31	28	26	66	5,65	34,5	18,4	16,1	1,79	2,27	1,22	2,69	-	-	-	2,66	ML
	9,50 - 9,85	A	9	7	26	30	26	77	6,33	36,0	18,9	17,1	1,74	2,28	1,22	2,67	-	-	-	5,63	ML

Nombre	6	6	6	6	6	28	6	6	6	6	30	28	29	43	26	19	6	
Moyenne	5,17	13,67	35,17	22,83	23,17	64,17	3,07	40,05	21,08	18,97	1,81	2,62	1,32	2,69	475,15	444,10	45,98	2,47	-
Ecartype	3,92	7,37	9,11	6,65	8,01	11,37	2,12	6,38	2,85	3,75	0,19	0,18	0,05	0,06	268,92	242,04	24,18	2,08	-
Minimum	0	7	28	12	10	49	1,02	34,5	18,4	16,0	1,56	2,27	1,20	2,56	26,4	69,6	8,4	0,18	-
Maximum	10	24	52	30	30	77	10,31	50,8	24,9	25,9	2,14	2,95	1,41	2,79	1224,0	915,0	90,4	5,63	-

Lithologie: C = conglomérats, A = Argile rouge indurée, A-C = Argile indurée+Conglomérats

Tableau 9 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques, mécaniques et chimiques de la fondation du barrage Bouzina

	Profondeur	Porosité	W	Densité			Rc simple	LA	MDE	Lithologie
				γh	γd	γs	état naturel	16/10	16/10	
	m	%	%	t/m³	t/m³	t/m³	MPa	%	%	
F07	3,4-3,75	0.75	0.58	2.64	1.26	2.65	43.76			Calcaire
	7,1-7.45	1.12	0.42	2.64	1.30	2.66	41.65			Calcaire
	8,1-8.5	1.48		2.67	1.30	2.70	68.37			Calcaire
	5,0-10,0 Ech. 1							28.4	4.76	Calcaire
	5,0-10,0 Ech. 2							28.8	4.88	Calcaire
	14,15-14.6	1.45	1.84	2.71	1.27	2.75	27.50			Calcaire marneux
	16,25-16.7	0.73		2.75	1.27	2.72	119.46			Calcaire marneux
F08	3,7-4,0	2.96	0.50	2.63	1.30	2.70	69.16			Calcaire
	7,4-7,8	9.66		2.96	1.31	2.69	108.42			Calcaire
	5,0-10,0 Ech. 1							24.2	4.00	Calcaire
	5,0-10,0 Ech. 2							24.8	4.12	Calcaire
	12,2-12,6	6.90	2.32	2.57	1.28	2.75	14.93			Calcaire marneux
	17,0-17,3	4.70		2.78	1.32	2.65	62.87			Calcaire
Ensemble des échantillons										
Nombre		9	5	9	9	9	9			
Minimum		0.73	0.42	2.57	1.26	2.65	14.93			
Maximum		9.66	2.32	2.96	1.32	2.75	119.46			
Moyenne		3.31	1.13	2.71	1.29	2.70	61.79			
Ecartype		3.16	0.88	0.12	0.02	0.04	34.82			
Echantillons calcaire										
Nombre		6	3	6	6	6	6			
Minimum		0.75	0.42	2.63	1.26	2.65	41.65			
Maximum		9.66	0.58	2.96	1.32	2.70	108.42			
Moyenne		3.45	0.50	2.72	1.30	2.68	65.71			
Ecartype		3.38	0.08	0.13	0.02	0.02	24.13			
Echantillons calcaire marneux										
Nombre		3	2	3	3	3	3			
Minimum		0.73	1.84	2.57	1.27	2.72	14.93			
Maximum		6.90	2.32	2.75	1.28	2.75	119.46			
Moyenne		3.03	2.08	2.68	1.27	2.74	53.96			
Ecartype		3.37	0.34	0.09	0.01	0.02	57.07			
Echantillons F07										
Nombre		5	3	5	5	5	5			
Minimum		0.73	0.42	2.64	1.26	2.65	27.50			
Maximum		1.48	1.84	2.75	1.30	2.75	119.46			
Moyenne		1.11	0.95	2.68	1.28	2.70	60.15			
Ecartype		0.36	0.78	0.05	0.02	0.04	36.27			
Echantillons F08										
Nombre		4	2	4	4	4	4			
Minimum		2.96	0.50	2.57	1.28	2.65	14.93			
Maximum		9.66	2.32	2.96	1.32	2.75	108.42			
Moyenne		6.06	1.41	2.74	1.30	2.70	63.85			
Ecartype		2.89	1.29	0.17	0.02	0.04	38.34			

W = Teneur en eau
γ_h = Poids spécifique apparent
γ_d = Poids spécifique sec
γ_s = Poids spécifique des grains solides
LA = Los Angeles sur fraction 16/10
MDE = Micro Deval sur fraction 16/10

Tableau 10 : Tableau récapitulatif des essais physiques et mécaniques de la carrière

TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

	Intitulé du projet		Barrage de Bouzina Wilaya de Batna																											
	Puit N°		BP08																											
	Profondeur (m)		0.40-0.60	10.60-11.00	12.70-12.90	17.60-17.90	22.20-23.50	27.10-27.30	30.95-31.20	31.70-32.05	37.15-37.40	39.35-39.80	43.15-43.50	48.40-48.75	51.30-51.60	54.10-54.40	55.75-56.10	60.65-60.95	65.85-66.05	71.20-71.55	76.75-77.00	8.70-8.92	9.50-9.96	0.00-0.50
	Nature lithologique		C	C	A	A+C	A	C	A+C	A	A	A	A+C	C	A	A+C	C	C	A+C	A+C	A	A+C	C	alluvion
	N°d'échantillon		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	Densité sèche (t/m^3)	(t/m^3)	2.61	2.1	2.31	2.4	2.16	2.52			2.18	2.07							2.18		2.22	2.38	2.57	1.71
	Densité humide (t/m^3)	(t/m^3)	2.64	2.16	2.48	2.53	2.31	2.61			2.38	2.27							2.28		2.4	2.42	2.59	1.75
	Teneur en eau pondérale %	%	1.04	2.68	7.45	5.37	6.73	3.3			8.79	9.59							9.21		8.09	1.52	0.55	1.98
Essais d'identification physique	Poids spécifiques (t/m^3)	(t/m^3)	2.75	2.7	2.72	2.65	2.76	2.73			2.63	2.64							2.69		2.69	2.65	2.71	2.71
	Granulométrie %	5mm					91.67				99.18										NR			95.59
		2mm					87.88				97.96										NR			92.33
		0,08mm					56.86				61.45										NR			58.01
	Sédimentométrie %	20µm					40				39.5										NR			51.5
		2µm					0				0										NR			0
	Bleu de méthylène %	%																						
	Equivalent de sable %	ES																						
	Limites d'Atterberg %	Wl					33.64				38.4										NR			33.95
		Ip					8.38				13.18										NR			11.57
		Ic					3.21				2.24										NR			2.76
Essais Mécaniques	Résistance à la compression	RCN(bar)	257.01		80.34			333.01	237.75	20.24			77.08		61.82	50.4	253.86		44.47	106.9	20.44			
		RCS (bar)	575.16		110.07	163.21							NR									129.07		
	Essai Brésilien	RtN (bar)		27.99								6.6						348.4		17.52			27.13	
		RtS (bar)		37.85																				
	Cisaillement rectiligne	type d'essai					UU						UU											
		C (bar)					NR						2.89											
		ϕ (°)					NR						18.73											
Analyse chimique	Chlorures %	Cl⁻	0		0		0																	0
	pH %	%																						
	Carbonates %	$Ca\,CO_3$																						
	Sulfates %	SO_4^{--}	0.32		1.6		0.53																	0.3
	Matière organique %	MO																						
	Sel soluble %	%	95.3		46.95		64.45																	92.1
	Analyse minéralogique										R										R			
	Analyse pétrographique										R										R	R		
	Analyses de flash	%																						

Nature lithologique : C - Conglomérats ; A - Alévrolites - Argilites sableux rougeâtres endurés, localement avec grès et microconglomérats à ciment argileux (A+c)

R: Réalisé

NR: Non réalisable

Tableau 11 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques, mécaniques et chimiques de la fondation du barrage Bouzina

Echantillon N°	Intervalle du sondage	Composition lithologique	Teneur en eau initiale	Densité sèche	Densité humide	Résultats des essais de charge ponctuelle			Résultats de l'essai uniaxial		Résultats des essais triaxiaux et de traction		
						Js_{50}	σp	σz	Contrainte maximale à la rupture	Module d'élasticité de l'échantillon	Pression de cellule	Résistance maximale à la compression à la rupture	Résistance à la traction
			%	g/cm³	g/cm³	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	E (GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1.	9.20-9.46m	conglomérat	1.12	2.542	2.571				82.82	30125			
2.	9.94-10.20m	conglomérat	1.66	2.492	2.533						1.5	51.85	3.30
											6.0	102	5.90
3.	10.38-10.64m	conglomérat				2.20	48.39	3.30	79.43	29626			
4.	11.20-11.45m	conglomérat							42.19	15668			
5.	11.45-11.72m	conglomérat	1.19	2.534	2.564						4.0	94.71	4.50
											6.0	85.34	3.50
6.	11.75-11.95m	conglomérat							56.84	20880			
7.	29.25-29.51m	conglomérat	0.52	2.622	2.636								
8.	13.90-14.11m	alévrolites							38.97	14542			
9.	14.28-14.58m	alévrolites	0.75	2.565	2.584	1.62	35.56	2.42			3.0	64.00	3.10
											1.0	58.65	2.05
10.	14.60-14.80m	alévrolites							28.06	10440			
11.	14.81-15.00m*	alévrolites	0.87	2.540	2.563						1.0	65.60	2.90
Paramètres des échantillons intacts des conglomérats													
		c	**phi**	**sigt**	**sigc**	**sigcm**		**Erm**					
		(MPa)	**(°)**	**(MPa)**	**(MPa)**	**(MPa)**		**(MPa)**					
		5.4	**63.73**	**-1.67**	**48.4755**	**53.96**							
Estimation des paramètres des conglomérats pour le volume du massif rocheux													
		4.04	**36.82**	**-0.06**	**3.55**	**16.18**		**7 054**					
Paramètres des échantillons intacts des alévrolites													
		3.9	**60.28**	**-1.39**	**31.384**	**33.36**							
Estimation des paramètres des alévrolites pour le volume du massif rocheux													
		1.7	**32.02**	**-0.02**	**1.080**	**6.25**		**2 198**					
Valeurs arbitraires proposées pour les analyses du comportement du barrage													
		1-1.2	**34 - 35**					**3 500 - 4 500**					

Tableau 12 : Résultats des essais de résistance au cisaillement et la déformabilité de la fondation du barrage Bouzina

Intitulé du projet		Barrage de Bouzina Wilaya de Batna																
Sondage N°		C1 (ZONE DE CARRIERE POTENTIELLE)																
Echantillons N°		EchC1			Ech1	Ech2	Ech C2	Ech3	Ech4	EchC3		Ech5	Ech6	Ech7	EchC4	EchC5		
Profondeur (m)		6.00-7.00m	13.95-14.95m	12.00-13.00m	11.30-11.55m	15.65-15.85m	17.45-18.90m	21.30-23.80m	19.50-19.75m	21.40-21.75m	32.75-34.65m	36.60-36.90m	37.75-38.45m	32.20-32.43m	36.30-36.50m	38.44-38.69m	(surface)	(surface)
Nature lithologique		COUCHE 1			COUCHE 2							COUCHE 3					COUCHE 2	
Essais d'identification	Densité sèche (t/m3)	(t/m3)			2.55			2.51					2.65				2.35	2.47
	Densité humide (t/m3)	(t/m3)			2.61			2.59					2.73				2.73	2.5
	Teneur en eau pondérale %	%			2.5			2.91					3.17				0.68	1.05
	Poids spécifiques (t/m3)	(t/m3)			2.69			2.69					2.7				2.71	2.71
Essais Mécaniques	Résistance à la compression	RCN (bar)			350.53	178.96		662.04	499.05			264.95		591.52			716.39	452.22
		RCS (bar)		282.12	388.36		694.24		749.67	328.2			776.67		601.51	404.27		
	Micro deval	MDE Humide%	39.4				27.4			31					25.4	24		
		MDE sec %	7.4				8			8.8					12.2	10.6		
	Los Angeles	%	26.06				24.64			31.48					26.02	26.24		
Analyse chimique	Chlorures %	Cl^-			0		0						0					
	pH %	%																
	Carbonates %	$Ca\,CO_3$																
	Sulfates %	SO_4^{--}			0.3		0.22						0.1					
	Matière organique %	MO																
	Sel soluble %	%			92.1		87.1						95.95					
	Analyse minéralogique											R						
	Analyse pétrographique				R			R				R						
	Alcali Réaction	%				R			R					R	R	R	R	R

Nature lithologique : **COUCHE 1** - Calcaire (biomicrite) de couleur gris clair,
COUCHE 2 - Calcaire (biomicrite) de couleur gris ocre,
COUCHE 3 - Calcaire à gros grains (biosparurdite) de couleur ocre

ND : Non demandé
R: Réalisé

Tableau 13 : Tableau récapitulatif des essais physiques, mécaniques et chimiques de la carrière